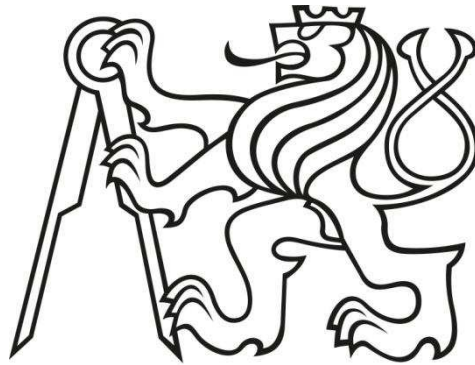


ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



DIPLOMOVÁ PRÁCE

Návrh nosných prvků rodinné vily v Táboře

Structural design of family house, Tábor

Studijní program: **Stavební inženýrství**

Studijní obor: **Konstrukce pozemních staveb**

Vedoucí práce: **Ing. Hana Hanzlová, CSc.**

Bc. Filip Skalický

Praha 2018

SPECIFIKACE ZADÁNÍ

Jméno diplomanta: Bc. Filip SKALICKÝ
Název diplomové práce: NÁVRH NOSNÝCH PRVKŮ RODINNÉ VILY V TÁBOŘE

Základní část: STATIKA - BETON podíl: 90 %

Formulace úkolů: Přech návrh nosných prvků objektu. Podrobný návrh detailů TTP a TUP, podlahová a stropní. Návrh basek na vertikálních kůlech a deskách. Vyřízení stropu a výhledy, výhledy výhledů prohledání pro DSP. Technická specifikace pro statikou část.

Podpis vedoucího DP: Datum: 2.10.2017

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

2. Část: STATIKA - OCEL podíl: 10 %

Konzultant (jméno, katedra): MICHAL JANDERA

Formulace úkolů: NÁVRH OCELOVÝCH PRVKŮ KONSTRUKCE PŘÍSTŘEŠKU, DISPOZIČNÍ VÝKRES (SPOLU S BK)

Podpis konzultanta: Datum: 26.10.2017

3. Část: podíl: %

Konzultant (jméno, katedra):

Formulace úkolů:

Podpis konzultanta: Datum:

4. Část: podíl: %

Konzultant (jméno, katedra):

Formulace úkolů:

Podpis konzultanta: Datum:

Poznámka: Zadání včetně vyplněných specifikací je nedílnou součástí diplomové práce a musí být přiloženo k odevzdané práci (vyplněné specifikace není nutné odevzdat na studijní oddělení spolu s 1.stranou zadání již ve 2.týdnu semestru)

Prohlášení

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

V Praze dne 2. ledna 2018

.....
Filip Skalický

Poděkování:

Tímto bych rád poděkoval Ing. Haně Hanzlové, CSc. za vedení diplomové práce a také za vstřícný přístup, trpělivost, cenné rady a odborné konzultace při vypracování této diplomové práce.

Abstrakt

Obsahem diplomové práce je předběžný návrh nosných prvků rodinné vily. Podrobný výpočet nosných prvků 1. nadzemního podlaží s ohledem na MSÚ a MSP. Vnitřních síly byly spočítány pomocí programu SCIA Engineer s ručním ověřením výsledků. Součástí práce je konstrukční návrh tří variant vodonepropustné konstrukce bazénu a ocelového přístřešku pro dva osobní automobily.

Je provedena technická zpráva ke statické části a výkresová dokumentace navržených prvků.

Klíčová slova

beton, ocel, železobeton, zatížení, zatěžovací stavy, ohybové momenty, mezní stav použitelnosti, mezní stav únosnosti, průhyb desky, dotvarování betonu, šířka trhlin, smršťování betonu, vodonepropustná konstrukce, drátkobeton, ocelový přístřešek

Abstract

The subject of this thesis is the preliminary design of load-bearing elements of family house. Detailed calculation of the support elements of the 1st floor with respect to MSU and MSP. Internal forces were calculated by software SCIA Engineer with manual verification. Part of the thesis is the design of three variants of the waterproof construction of the swimming pool and steel shelter for two cars. A technical report is made for the static part and the drawing documentation of the design elements.

Keywords

concrete, steel, reinforced concrete, load, load cases, bending moments, total bending moments, serviceability limit states, ultimate limit states, deflection of slab, creep of concrete, crack width, shrinkage of concrete, waterproof constructoin, fiber concrete, steel shelter

Bibliografická citace VŠKP

Bc. SKALICKÝ, Filip. *Návrh nosných prvků rodinné vily v Táboře*. Praha, 2018. 170s., 17s. příl. Diplomová práce. České vysoké učení technické v Praze, Fakulta stavební, Katedra betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí práce Ing. Hana Hanzlová, CSc..

Obsah

1	POPIS OBJEKTU.....	11
1.1	CHARAKTERISTIKA OBJEKTU	11
1.2	DOKUMENTACE STAVBY	12
2	ZÁKLADNÍ ÚDAJE	18
2.1	NAVRŽENÉ MATERIÁLY	18
2.2	KONSTRUKČNÍ SYSTÉMY	19
2.3	KONSTRUKČNÍ PRVKY	22
2.4	NÁVRH KRYCÍ VRSTVY VÝZTUŽE	24
3	ZATÍŽENÍ.....	26
3.1	STÁLÉ ZATÍŽENÍ.....	26
3.1.1	NOSNÉ KONSTRUKCE.....	26
3.1.2	SKLADBY KONSTRUKCÍ	26
3.1.3	PŘÍČKY	29
3.1.4	SCHODIŠTĚ	30
3.1.5	ZEMNÍ TLAK.....	31
3.2	PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ.....	32
3.2.1	UŽITNÉ ZATÍŽENÍ.....	32
3.2.2	ZATÍŽENÍ SNĚHEM	32
3.2.3	ZATÍŽENÍ VĚTREM	33
4	PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH NOSNÝCH PRVKŮ KONSTRUKCE	34
4.1	STROPNÍ DESKA 1.NP a 2.NP	34
4.2	STROPNÍ DESKA 1.PP	35
4.3	SCHODIŠTĚ	36
4.4	SLOUP.....	37
4.5	SUTERÉNNÍ STĚNA	39
5	3D MODEL OBJEKTU	40
5.1	ZATĚŽOVACÍ STAVY.....	43
5.2	KOMBINACE ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ	50
5.3	DEFORMACE.....	51
5.4	VNITŘNÍ SÍLY	53
5.4.1	DIMENZAČNÍ OHYB. MOMENTY STROPNÍ DESKA 1.PP	53
5.4.1	DIMENZAČNÍ OHYB. MOMENTY STROPNÍ DESKA 1.NP.....	55
6	OVĚŘENÍ 3D MODELU.....	57
6.1	OVĚŘENÍ OBYHOVÝCH MOMENTŮ NA STROPNÍ DESCE	57
6.1.1	MEZIPODPOROVÉ MOMENTY -TEORIE PRUŽNOSTI	58
6.1.2	PODPOROVÉ MOMENTY	60
6.1.3	PRŮBĚH OHYBOVÝCH MOMENTŮ - 3D MODEL.....	61
6.1.4	POROVNÁNÍ VÝSLEDNÝCH OHYBOVÝCH MOMENTŮ	62
6.2	OVĚŘENÍ NORMÁLOVÝCH SIL VE SLOUPU SL.11	63
7	NÁVRH VÝZTUŽE DESKY 1.PP.....	64
7.1	OMEZENÍ TAHOVÝCH NAPĚTÍ V RANÉM STADIU.....	64
7.2	OVĚŘENÍ MSÚ	66
7.3	OVĚŘENÍ MSP	67
8	NÁVRH VÝZTUŽE DESKY 1.NP	70
8.1	OMEZENÍ TAHOVÝCH NAPĚTÍ V RANÉM STADIU.....	70
8.2	OVĚŘENÍ MSÚ	71

8.3	OVĚŘENÍ MSP	72
9	BALKÓNOVÉ DESKY 1.NP	76
9.1	VNITŘNÍ SÍLY ZE SOFTWARE:	77
9.2	OVĚŘENÍ VNITŘNÍCH SIL:	77
9.3	NÁVRH ISO NOSNÍKŮ	78
9.4	DIMENZOVÁNÍ VÝZTUŽE	79
10	PRŮVLAKY 1.NP	80
10.1	VNITŘNÍ SÍLY	80
10.2	POSOUZENÍ OHYBOVÉ ÚNOSNOSTI	82
10.3	SMYKOVÁ ÚNOSNOST	86
11	VÝZTUŽ VĚNCŮ 1.NP	90
12	POSOUZENÍ SVISLÝCH NOSNÝCH KONSTRUKCÍ 1.NP	91
12.1	SLOUP 1.NP - SL.11	91
12.2	SLOUP 1.NP - SL.12	95
12.2.1	NÁVRH ZDĚNÉHO SLOUPU	95
12.2.2	NÁVRH ŽELEZOBETONOVÉHO SLOUPU	98
12.3	VNITŘNÍ STĚNA	105
13	ZALOŽENÍ OBJEKTU	107
13.1	POSOUZENÍ SVISLÉ ÚNOSNOSTI	107
13.2	POSOUZENÍ ZÁKLADOVÉHO PASU V PODÉLNÉM SMĚRU	112
14	VNĚJŠÍ KONSTRUKCE - BAZÉN	116
14.1	ZÁKLADNÍ ÚDAJE	116
14.2	VSTUPNÍ PARAMETRY	117
14.3	ZATÍŽENÍ NÁDRŽE	118
14.3.1	VNĚJŠÍ ZATÍŽENÍ ZEMINOU NA STĚNU NÁDRŽE	118
14.3.2	VNITŘNÍ ZATÍŽENÍ VODOU NA STĚNU A DNO NÁDRŽE	119
14.4	ZATĚŽOVACÍ STAVY	119
14.5	KOMBINACE ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ	121
14.6	VNITŘNÍ SÍLY - OHYBOVÉ MOMENTY	122
14.6.1	ZÁKLADOVÁ DESKA	122
14.6.2	OBVODOVÉ STĚNY	125
14.7	STANOVENÍ MAXIMÁLNÍ ŠÍŘKY TRHLIN	129
14.8	VARIANTA Č.1	130
14.8.1	ZÁKLADOVÁ DESKA - OVĚŘENÍ MSÚ A MSP	131
14.8.2	STĚNY TL.300 mm - OVĚŘENÍ MSÚ A MSP	133
14.9	VARIANTA Č.2	136
14.9.1	STĚNY TL.200 mm - OVĚŘENÍ MSÚ A MSP	137
14.10	VARIANTA Č.3	140
14.10.1	MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY	140
14.10.2	NÁVRH TLOUŠŤKY KONSTRUKCE	141
14.10.3	MOMENT ÚNOSNOSTI DRÁTKOBETONU	142
14.11	ZALOŽENÍ BAZÉNU	143
14.12	POROVNÁNÍ JEDNOTLIVÝCH VARIANT	144
15	OCELOVÝ PŘÍSTŘEŠEK	145
15.1	OBEČNÉ INFORMACE	145
15.2	STÁLÁ ZATÍŽENÍ	147
15.3	PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ	147
15.3.1	UŽITNÉ ZATÍŽENÍ	147
15.3.2	ZATÍŽENÍ SNĚHEM	147

15.3.3	ZATÍŽENÍ VĚTREM	148
15.4	ZATĚŽOVACÍ STAVY	150
15.5	KOMBINACE ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ	151
15.6	VNITŘNÍ SÍLY	152
15.7	NÁVRH A POSOUZENÍ PRVKŮ PŘÍSTŘEŠKU.....	155
15.7.1	TRAPÉZOVÝ PLECH.....	155
15.7.2	VAZNICE.....	156
15.7.3	SLOUP	158
15.7.4	PRŮVLAK	159
15.8	ZALOŽENÍ PŘÍSTŘEŠKU	161
15.9	SKICA DETAILŮ	162
16	ZÁVĚR.....	164
17	POUŽITÉ ZDROJE.....	165
18	SEZNAM PŘÍLOH	167
19	SEZNAM OBRÁZKŮ.....	168

1 POPIS OBJEKTU

1.1 CHARAKTERISTIKA OBJEKTU

Jedná se o novostavbu rodinné vily umístěné v obci Tábor. Území leží nad řekou Lužnicí v Táboře, v místní části Maredův vrch. Pozemek je přístupný ze stávající komunikace. Pozemek je svahován k severo-západní straně pozemku.

Objekt je třípodlažní o půdorysných rozměrech domu 21,2 x 13,3m. Architektonicky je objekt pojednán formou jednoduchých kubických hmot situovaný ve východní části pozemku sestavených na půdorysu otevřeného nádvoří tvaru "L" otevřeného směrem západním na příměstskou část Tábora-Čelkovice. Jednotlivé místnosti obou podlaží jsou vesměs orientovány do tohoto nádvoří, které umožňuje v maximální míře ochránit soukromí života rodiny. Nádvoří je navrženo jako další venkovní obytný prostor s bazénem, terasou a posezením.

Jedná se o stěnový konstrukční systém z kombinovaných ŽB obvodových suterénních stěn a stěn z tvárnice, který je doplněn pilíři a sloupy.

Základové konstrukce jsou řešeny plošně pomocí pasů. Podlaha je tvořena betonovou podkladní deskou, na které je uloženo souvrství plovoucí podlahy (TI vrstva, roznášecí betonová mazanina, nášlapná vrstva). Podlaha 1.NP bude tvořena ŽB deskou tl. 150mm pro zachycení zemního tlaku.

Stropní konstrukce jsou tvořeny jako ŽB monolitické desky s obvodovými průvlaky (atikami). V 1.PP nad sklepem je navržena tloušťka stropu 250 mm z důvodu vykonzolování desky nesoucí dvě nadzemní patra. V nadzemních podlažích je navržena tloušťka desky 180 mm.

Konstrukční výška podlaží je 3180 mm, celková výška objektu o 3. podlažích je 9,8 m. Jelikož je pozemek ve svahu je horní hrana atik vystupující nad terén 3,940m. V objektu nejsou navrženy dilatace, z důvodu nejdelšího rozměru objektu 21,2m.

Prostorová tuhost bude zajištěna pomocí hlavních obvodových a příčných stěn, stropů a základových pasů. Jedná se o nízkopodlažní objekt, který je dostatečně prostorově tuhý.

Součástí návrhu objektu je také bazén o půdorysných rozměrech 6,9x4,3 a hloubce 1,8m.

K vile přiléhá přístřešek pro dva osobní automobily, který je řešen ocelovou konstrukcí.

1.2 DOKUMENTACE STAVBY

Vizualizace stavby



Obr. 1 Pohled západní



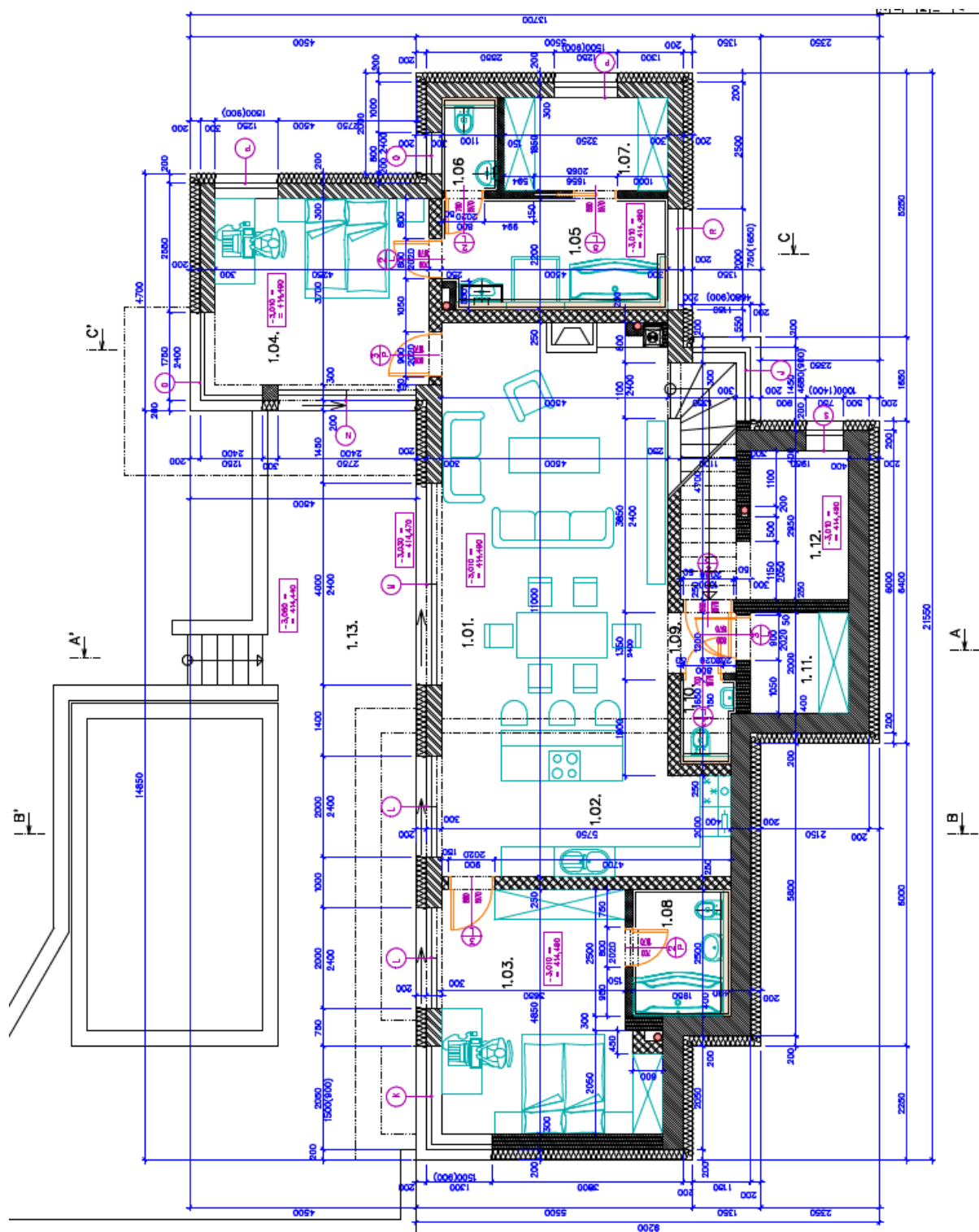
Obr. 2 Pohled severovýchodní



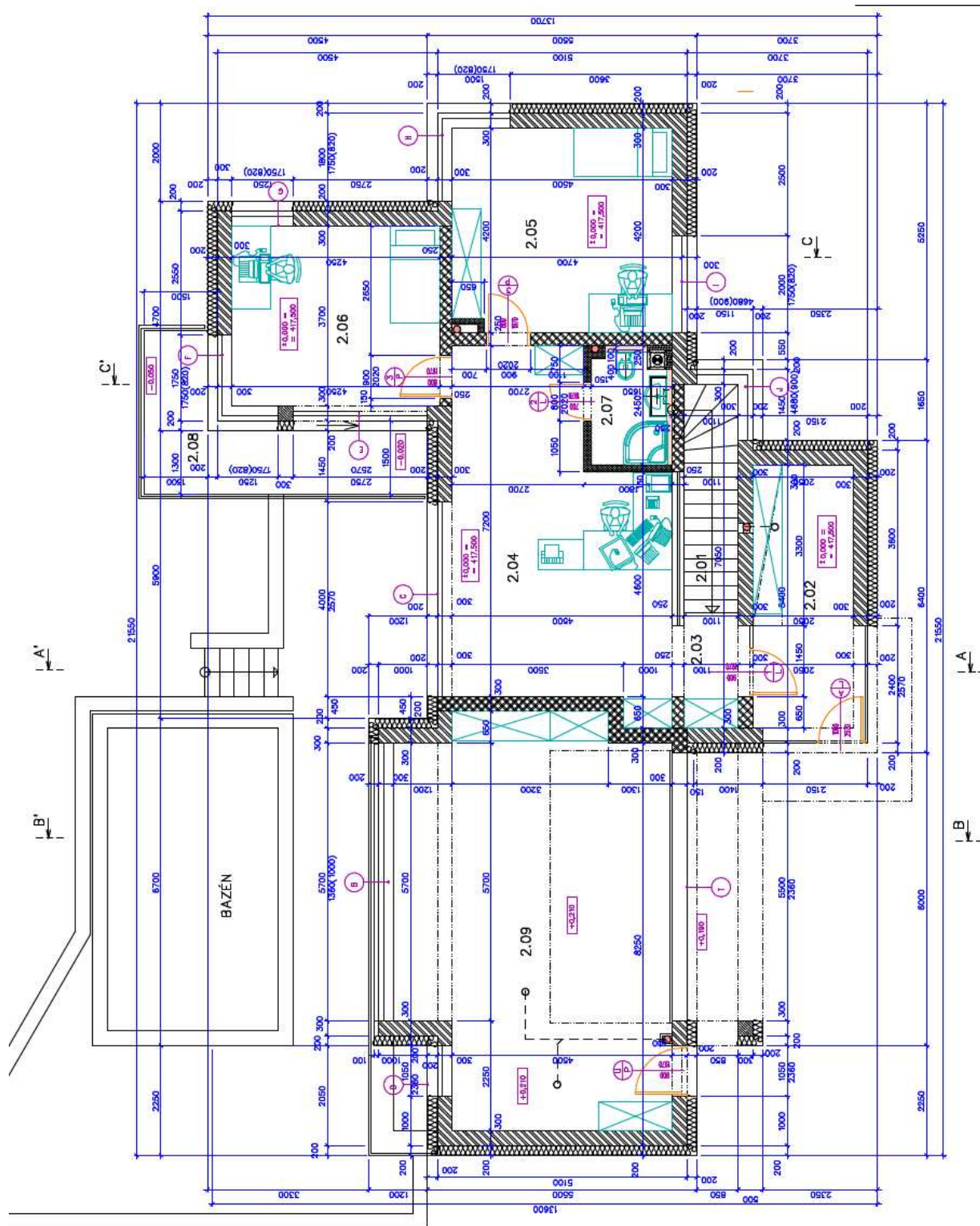
Obr. 3 Pohled východní



Obr. 4 Pohled na střechu



Obr. 6 Půdorys 1.NP



Obr. 7 Půdorys 2.NP

2 ZÁKLADNÍ ÚDAJE

2.1 NAVRŽENÉ MATERIÁLY

A) BETON C25/30

Charakteristická pevnost betonu v tlaku:	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
Dílčí součinitel spolehlivosti materiálu:	$\gamma_c = 1,50$
Návrhová pevnost betonu v tlaku:	$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ MPa}$
Char. prům pevnost betonu v tahu:	$f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$
Char. pevnost betonu v tahu:	$f_{ctk} = 1,8 \text{ MPa}$
Návrhová pevnost betonu v tahu:	$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{1,8}{1,5} = 1,2 \text{ MPa}$
Modul pružnosti:	$E_{cm} = 29 \text{ GPa}$

BETON: C 25/30 XC1 - C1 0,2 - D_{max} 16 - S3

- STROPNÍ DESKY : 1.PP, 1.NP, 2.NP

- SLOUPY : 1.NP, 2.NP

BETON: C 25/30 XC2 - C1 0,2 - D_{max} 16 - S3

- OBVODOVÉ SUTERÉNI STĚNY : 1.PP, 1.NP

B) POROTHERM 30 PROFI DRYFI - P 15 - na pěnu

- NOSNÉ ZDIVO : 1.NP, 2.NP

Rozměry: 247x300x249 mm

Skupina zdících prvků: 2

Objemová hmotnost prvku: 850 kg/m³

Charakteristická pevnost v tlaku: $f_k = 2,6 \text{ MPa}$

Součinitel přetvárnosti: $K_E = 650$

C) VÝZTUŽ: B 500 B

Hodnota modulu pružnosti oceli: $E_s = 200 \text{ GPa}$

Charakteristická mez kluzu oceli: $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

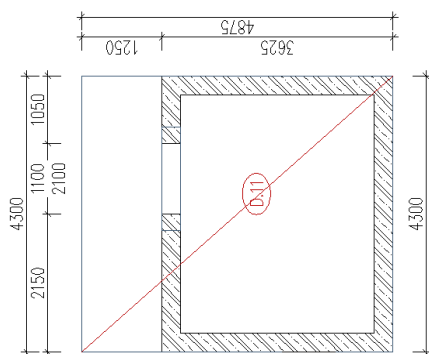
Dílčí součinitel spolehlivosti materiálu: $\gamma_{M0} = 1,15$

Návrhová mez kluzu oceli: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{500}{1,15} = 434,783 \text{ MPa}$

2.2 KONSTRUKČNÍ SYSTÉMY

Konstrukční systém 1.PP

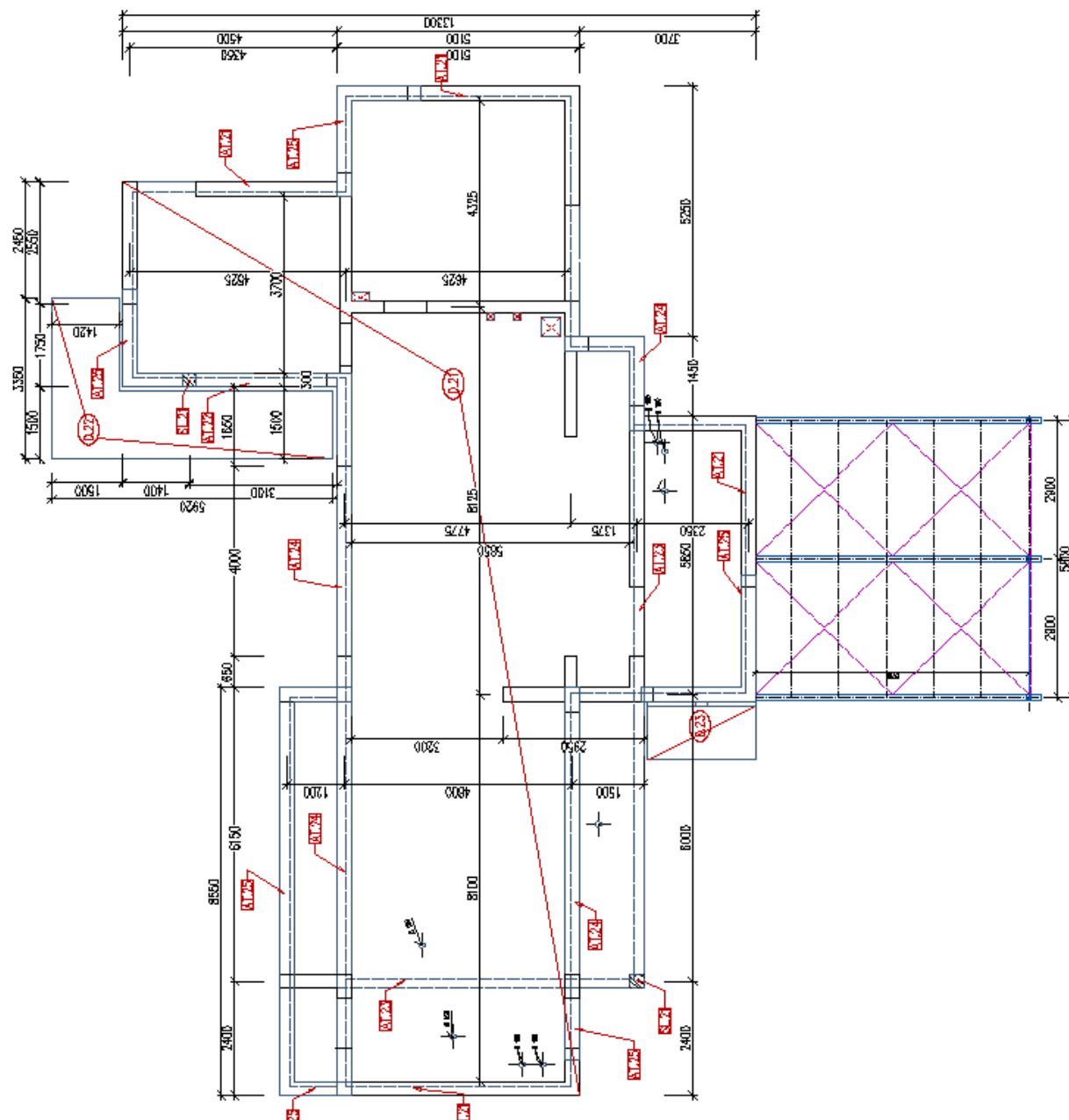
- Konstrukční výška podlaží : 2,6 m
- Účel využití podlaží: Sklep
- Svislé nosné konstrukce: ŽB monolitické stěny
- Vodorovné nosné konstrukce: ŽB monolitická deska a překlady



Obr. 10 Konstrukční systém 1.PP

Konstrukční systém 2.NP

- Konstrukční výška podlaží : 3,18 m
- Účel využití podlaží: Vstup do objektu, garáž, obytné části,
- Svislé nosné konstrukce: ŽB monolitické sloupy, zděné nosné stěny
- Vodorovné nosné konstrukce: ŽB monolitická deska a atiky, ŽB monolitické balkonové desky



Obr. 12 Konstrukční systém 2.NP

2.3 KONSTRUKČNÍ PRVKY

Základové konstrukce:

Založení objektu je řešeno plošně pomocí monolitických základových pasů z betonu C25/30 XC2 š.600-1000mm v.500-650 mm, ocel B500B, na tento základ je vybetonován stupeň z betonových tvárnic tl.300mm. V místě severní fasády je navržený ŽB základový pas. Základová spára nesmí být vystavena negativním klimatickým vlivům, zvláště pak proti pronikání vody do odkryté rýhy. Hloubka založení bude min. 1,2 m pod UT, min. však 0,8 m pod PT. Založení ocelového přístřešku pro auto pomocí monolitických patek.

Svislé nosné konstrukce:

Svislé nosné konstrukce rodinné vily jsou navrženy ze 2 materiálů:

Obvodové stěny 1.PP a 1.NP, zapuštěné pod terénem jsou tvořeny ze svisle pnutých monolitických železobetonových stěn, chráněných z vnější strany hydroizolací a XPS - černá vana. Zásyp v okolí suterénních stěn bude tvořen nenamrzavou zeminou G4. Beton je použitý tř. C25/30 XC2, ocel B500B.

Zděné obvodové svislé nosné stěny a pilíře z tvárnicových bloků tl. 300mm. Jedná se o zdící prvky kategorie I, skupina zdících prvků 2. Jedná se o systém broušených cihelných bloků pevnosti min. P15 MPa zděných na pěnu.

Vnitřní nosné zdivo bude tl. 250mm z akustických broušených cihelných bloků pevnosti min. P15 MPa, zděných na pěnu.

ŽB Sloupy jsou navrženy průřezu 300x300 mm, 300x750mm, Beton C25/30 XC1, ocel B500B.

Stropní konstrukce

Stropní konstrukce v 1.PP je navržena jako ŽB monolitická deska tl. 250mm z důvodu vykonzolování desky nesoucí dvě nadzemní patra. V nadzemních podlažích je navržena tloušťka desky 180 mm. Beton C25/30 XC1, ocel B500B. Součástí stropních konstrukcí jsou také nosné průvlaky a atiky tvořené z ŽB - beton C25/30 XC1, ocel B500B. Ze stropní konstrukce jsou vykonzolované balkónové ŽB desky tl. 180mm a 160mm. Beton C25/30 XC2, XF3, ocel B500B. Pro přerušování tepelného mostu izolační přechodové prvky firmy SCHÖCK – isokorb.

Překlady jsou řešeny pomocí systémových překladů, v některých obvodových překladech a dveřních otvorech jsou překlady tvořeny ŽB monolitickými průvlaky.

Schodiště

Nosná konstrukce schodiště je navržena jako ŽB monolitická jednosměrně pnutá deska tl.160mm. Beton C25/30 XC1, ocel B500B. Schodišťové stupně budou prováděny současně z deskou. Schodišťová deska bude uložena na konstrukci stropu přes akustické přechodové prvky firmy SCHÖCK – isokorb.

Bazén

Bazén je navržen jako bílá vana o tloušťce stěn a základové desky 300mm. V místě styku stěn a základové desky budou použity těsnicí plechy. Beton C25/30 XD2, ocel B500B

Přístřešek pro auto

Konstrukce přístřešku je řešena jako ocelová konstrukce. Střešní konstrukci tvoří válcované nosníky IPE 200 uložené na ocelové čtvercové sloupky JAKL 100/100/4,0. K nosníkům jsou kloubově uchyceny vaznice IPE 100, na ně uchycen nosný trapézový plech 50/250/0,75. Střešní plášť je ve sklonu 5° směrem od objektu.

2.4 NÁVRH KRYCÍ VRSTVY VÝZTUŽE

A) STROPNÍ DESKA

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

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

předpoklad vyztužení desky: $\varnothing_s = 12 \text{ mm}$ (pro spodní výztuž)

$\varnothing_h = 12 \text{ mm}$ (pro horní výztuž)

- průměr prutu: $c_{\text{min,b}} = 12 \text{ mm}$

- krytí z hlediska třídy konstrukce a vlivu prostředí

beton C 25/30, životnost 50 let, desková konstrukce

konstrukční třída: S3 (snížena s ohledem na deskovou konstrukci)

třída prostřední: XC1 $\Rightarrow c_{\text{min,dur}} = 10 \text{ mm}$

- uvažujeme nulové: $\Delta c_{\text{dur,y}}; \Delta c_{\text{dur,yst}}; \Delta c_{\text{dur,add}}$;

$$c_{\text{min}} = \max(c_{\text{min,b}}, c_{\text{min,dur}}, 10 \text{ mm}) = \max(12, 10, 10) = 12 \text{ mm}$$

- přihlídnutí k provádění (5-10 mm): $\Delta c_{\text{dev}} = 10 \text{ mm}$

návrh tloušťky krycí vrstvy: $c_{\text{nom}} = c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{dev}} = 12 + 10 = 22 \text{ mm} \Rightarrow \underline{\underline{25 \text{ mm}}}$

B) SUTERÉNNÍ STĚNA

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

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

předpoklad vyztužení desky: $\varnothing_s = 10 \text{ mm}$ (pro spodní výztuž)

$\varnothing_h = 10 \text{ mm}$ (pro horní výztuž)

- průměr prutu: $c_{\text{min,b}} = 10 \text{ mm}$

- krytí z hlediska třídy konstrukce a vlivu prostředí

beton C 25/30, životnost 50 let,

konstrukční třída: S4

třída prostřední: XC2 $\Rightarrow c_{\text{min,dur}} = 25 \text{ mm}$

- uvažujeme nulové: $\Delta c_{\text{dur,y}}; \Delta c_{\text{dur,yst}}; \Delta c_{\text{dur,add}}$;

$$c_{\text{min}} = \max(c_{\text{min,b}}, c_{\text{min,dur}}, 10 \text{ mm}) = \max(10, 25, 10) = 10 \text{ mm}$$

- přihlídnutí k provádění (5-10 mm): $\Delta c_{\text{dev}} = 10 \text{ mm}$

návrh tloušťky krycí vrstvy: $c_{\text{nom}} = c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{dev}} = 25 + 10 = 35 \text{ mm} \Rightarrow \underline{\underline{35 \text{ mm}}}$

C) BALKÓNY

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

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

předpoklad vyztužení desky: $\varnothing_s = 10 \text{ mm}$ (pro spodní výztuž)

$\varnothing_h = 10 \text{ mm}$ (pro horní výztuž)

- průměr prutu: $c_{\text{min,b}} = 10 \text{ mm}$

- krytí z hlediska třídy konstrukce a vlivu prostředí

beton C 25/30, životnost 50 let,

konstrukční třída: S3 (snížena s ohledem na deskovou konstrukci)

třída prostřední: XC2 $\Rightarrow c_{\text{min,dur}} = 20 \text{ mm}$

- uvažujeme nulové: $\Delta c_{\text{dur,y}}; \Delta c_{\text{dur,yst}}; \Delta c_{\text{dur,add}}$;

$$c_{\text{min}} = \max(c_{\text{min,b}}, c_{\text{min,dur}}, 10 \text{ mm}) = \max(10, 25, 10) = 10 \text{ mm}$$

- přihlídnutí k provádění (5-10 mm): $\Delta c_{\text{dev}} = 10 \text{ mm}$

návrh tloušťky krycí vrstvy: $c_{\text{nom}} = c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{dev}} = 20 + 10 = 30 \text{ mm} \Rightarrow \underline{\underline{30 \text{ mm}}}$

3 ZATÍŽENÍ

3.1 STÁLÉ ZATÍŽENÍ

3.1.1 NOSNÉ KONSTRUKCE

Vlastní tíha nosných prvků započítána softwarem.

3.1.2 SKLADBY KONSTRUKCÍ

Umístění skladby

CH - POKOJE, PRACOVNA

Typ skladby

PODLAHA

Ozn.	NÁZEV VRSTVY	POPIS	Objemová hmotnost [kg/m ³]	Tloušťka [mm]	Charakter. zatížení - g _k [kN/m ²]
1	PLOVOUCÍ PODLAHA	Laminát - Dřevo - dub	600	8	0,05
2	PODLOŽKA MINEROL	-	-	-	-
3	MFC ANHYDRIT	Anhydritový potěr	2100	40	0,84
4	PE FOLIE	Separáční folie	-	-	-
5	EPS 100 Z	Tepelná izolace	40	60	0,02
6	EPS T 4000	Kročejeová izolace	40	40	0,02
7	ŽB DESKA	Stropní konstrukce	2500	180	4,50
Celkem				g _k	5,43
Ostatní stálé				g _{k,ost}	0,93

Umístění skladby

H - KOUPELNA, ZÁDVEŘÍ

Typ skladby

PODLAHA

Ozn.	NÁZEV VRSTVY	POPIS	Objemová hmotnost [kg/m ³]	Tloušťka [mm]	Charakter. zatížení - g _k [kN/m ²]
1	KERAMICKÁ DLAŽBA + TMEL	Ker. Dlažba	2600	15	0,39
2	IZOLAČNÍ STĚRKA	Saniflex	-	-	-
3	MFC ANHYDRIT	Anhydritový potěr	2100	60	1,26
4	EPS 200 S	Pro podlahové vytápění	30	50	0,02
5	PE FOLIE	Separáční folie	-	-	-
6	EPS 100 Z	Tepelná izolace	40	30	0,01
7	EPS T 4000	Kročejeová izolace	40	40	0,02
8	ŽB DESKA	Stropní konstrukce	2500	180	4,50
Celkem				g _k	6,19
Ostatní stálé				g _{k,ost}	1,69

Umístění skladby
Typ skladby

I - BALKÓN - 1.NP
PODLAHA

Ozn .	NÁZEV VRSTVY	POPIS	Objemová hmotnost [kg/m ³]	Tloušťka [mm]	Charakter. zatížení - g _k [kN/m ²]
1	TERASOVÁ PRKNA - 25x145	Exotické dřevo	800	25	0,20
2	ROŠT Z HRANOLŮ - 45x70 á 450 mm	Dřevo	800	45	0,06
3	FATRAFOL 810/V	Hydroizolace folie	1300	2	0,03
4	GEOTEXTILIE	Filtrační vrstva	-	-	-
5	BETONOVÁ MAZANINA	-	2200	70	1,54
6	SYNTHOS XPS PRIME	Tepelná izolace	70	40	0,03
7	ŽB DESKA	Stropní konstrukce	2500	180	4,50
Celkem				g _k	6,35
Ostatní stálé				g _{k,ost}	1,85

Umístění skladby
Typ skladby

F - GARÁŽ
PODLAHA

Ozn .	NÁZEV VRSTVY	POPIS	Objemová hmotnost [kg/m ³]	Tloušťka [mm]	Charakter. zatížení - g _k [kN/m ²]
1	MORFICO MFC EKOPOX	Impregnační hmota	-	-	-
2	MORFICO MFC 410	Samonivelační potěr	2000	8	0,16
3	BETONOVÁ MAZANINA	-	2200	145	3,19
4	PE FOLIE	Separáční folie	-	-	-
5	SYNTHOS XPS PRIME	Tepelná izolace	70	200	0,14
6	ASFALTOVÉ PÁSY	Parozábrana	1200	5	0,06
7	PENETRAČNÍ NÁTĚR	-	-	-	-
8	ŽB DESKA	Stropní konstrukce	2500	180	4,50
Celkem				g _k	8,05
Ostatní stálé				g _{k,ost}	3,55

Umístění skladby
Typ skladby

O - SCHODIŠTĚ
PODLAHA

Ozn .	NÁZEV VRSTVY	POPIS	Objemová hmotnost [kg/m ³]	Tloušťka [mm]	Charakter. zatížení - g _k [kN/m ²]
1	PLOVOUCÍ PODLAHA - SPÁROVKA	Laminát - Dřevo - dub	600	40	0,24
2	LEPIDLO	-	-	-	-
3	ŽB DESKA	Stropní konstrukce	2500	160	4,00
Celkem				g _k	4,24
Ostatní stálé				g _{k,ost}	0,24

Umístění skladby
Typ skladby

P - STRÍŠKY
STŘECHA

Ozn.	NÁZEV VRSTVY	POPIS	Objemová hmotnost [kg/m ³]	Tloušťka [mm]	Charakter. zatížení - g _k [kN/m ²]
1	RHEININK - PLECH	-	7850	0,63	0,05
2	PRKENNÉ BEDNĚNÍ	-	600	25	0,15
3	SPÁDOVÁ FOŠNA	-	600	30	0,05
4	ASFALTOVÉ PÁSY	Parozábrana	1200	5	0,06
5	PENETRAČNÍ NÁTĚŘ	-	-	-	-
6	ŽB DESKA	Stropní konstrukce	2500	160	4,00
7	TMEL + SÍŤOVINA + OMÍTKA	Dolní hrana ŽB desky	1500	20	0,30
Celkem				g _k	4,61
Ostatní stálé				g _{k,ost}	0,61

Umístění skladby
Typ skladby

R - PLOCHÁ STŘECHA
STŘECHA

Ozn.	NÁZEV VRSTVY	POPIS	Objemová hmotnost [kg/m ³]	Tloušťka [mm]	Charakter. zatížení - g _k [kN/m ²]
1	FATRAFOL 810/V	Hydroizolace folie	1300	3	0,04
2	GEOTEXTÍLIE	Filtrační vrstva	-	-	-
3	SPÁD. KLÍN EPS STYRO STABIL	Tepelná izolace	40	170	0,07
4	EPS STYRO STABIL 150	Tepelná izolace	40	200	0,08
5	ASFALTOVÉ PÁSY	Parozábrana	1200	5	0,06
6	PENETRAČNÍ NÁTĚŘ	-	-	-	-
7	ŽB DESKA	Stropní konstrukce	2500	180	4,50
Celkem				g _k	4,75
Ostatní stálé				g _{k,ost}	0,25

Umístění skladby
Typ skladby

S - PŘÍSTŘEŠEK - STÁNÍ
STŘECHA

Ozn.	NÁZEV VRSTVY	POPIS	Plošná hmotnost [kg/m ²]	Tloušťka [mm]	Charakter. zatížení - g _k [kN/m ²]
1	TR 50/250/1,0	Trapézový plech	10	1	0,10
Celkem				g _k	0,10
Ostatní stálé				g _{k,ost}	0,10

Umístění skladby

STĚNY OBVODOVÉ - ZDIVC

Typ skladby

STĚNA

Ozn.	NÁZEV VRSTVY	POPIS	Objemová hmotnost [kg/m ³]	Tloušťka [mm]	Charakter. zatížení - g _k [kN/m ²]
1	VNITŘNÍ OMÍTKA	Vápenocementová	2000	15	0,30
2	ZDIVO	Keramické tvárnice	850	300	2,55
3	TI EPS 70F	Tepelná izolace	40	200	0,08
	OMÍTKA VNĚJŠÍ TENKOVRSŤVÁ	Finální úprava	2300	5	0,12
Celkem				g _k	3,45
Ostatní stálé				g _{k, zdivo,300}	0,90

Umístění skladby

STĚNY VNITŘNÍ - ZDIVO

Typ skladby

STĚNA

Ozn.	NÁZEV VRSTVY	POPIS	Objemová hmotnost [kg/m ³]	Tloušťka [mm]	Charakter. zatížení - g _k [kN/m ²]
1	VNITŘNÍ OMÍTKA	Vápenocementová	2000	15	0,30
2	ZDIVO	Keramické tvárnice	850	250	2,13
3	VNITŘNÍ OMÍTKA	Vápenocementová	2000	15	0,30
Celkem				g _k	2,73
Ostatní stálé				g _{k, zdivo,250}	0,60

3.1.3 PŘÍČKY

V objektu se vyskytují příčky pouze v okolí koupelny a WC. Do výpočtu nejsou uvažovány.

3.1.4 SCHODIŠTĚ

Schodiště je jednoramenné, železobetonové, monolitické, působící jako jednosměrně pnutá deska. Schodišťové stupně budou prováděny současně z deskou. Rameno bude oddílatováno od stropní desky pomocí systémových prvků firmy SCHOCK a současně i tak rameno od schodišťových stěn pro zamezení přenášení kročejového zvuku.

Tloušťka desky : 180 mm (viz kap.4)

Schodiště mezi 1.NP a 2.NP

Délka ramene : 4,1 m

Počet schodišťových stupňů : 15

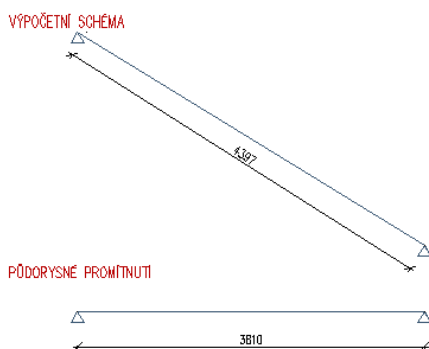
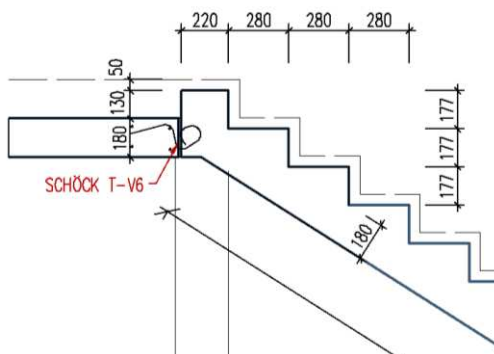
Výška stupně : 177 mm

Sklon ramene: 31,7°

Šířka ramene: 1100 mm

Délka ramene: 4400 mm

ŘEZ SCHODIŠTĚM



STÁLÉ ZATÍŽENÍ

Ozn.	NÁZEV VRSTVY	Tloušťka [mm]	Objemová hmotnost [kg/m ³]	Charakter. zatížení - g _k [kN/m ²]	γ [-]	Návrhové zatížení - g _d [kN/m ²]
1	PODLAHA	40	600	0,24	1,35	0,32
2	SCHODIŠ. STUPEŇ	177	2500	2,21	1,35	2,99
3	TÍHA DESKY	180	2500	5,29	1,35	7,14
Celkem - g _k				7,74	Celkem - g _d	10,45

NAHODILÉ ZATÍŽENÍ

dle ČSN EN 1991-1-1 kat. A	q _k	1,50	q _d
	3,00		4,50

Celkem - (g+q) _d	14,95	[kN/m ²]
Na šířku ramene - Celkem - (g+q) _d	16,45	[kN/m]

Reakce - liniové zatížení na okraj desky

$$R_A = \frac{1}{2} \cdot 14,95 \cdot 4,4 \cdot 1 = 32,82 \text{ kN/m}$$

3.1.5 ZEMNÍ TLAK

Zásyp suterénních stěn bude proveden z odtěžené zeminy z výkopů základů a ostatních konstrukcí.

Příslušné hodnoty zemin stanoveny dle inženýrsko-geologického vrtu v blízkosti objektu. Zatřídění zemin dle ČSN 73 1001.

ZÁKLADNÍ LITOLOGICKÁ DATA		
Hloubka[m]	Stratigrafie	Popis
0 - 0.20	Kvartér	hlína humózní
0.20 - 2.70	Kvartér	hlína písčité hnědá pararula v ostrohranných úlomcích
2.70 - 3.60	Kvartér	suť hlinitý částice řádově centimetrové
3.60 - 3.80	Proterozoikum	písek slabě hlinitý
3.80 - 28	Proterozoikum	pararula biotický jemnozrný zvětralý navětralý žulový aplit jemnozrný v žilách

- charakteristická objemová tíha zeminy :

$$\gamma_{zem} = 20 \text{ kN/m}^3$$

- návrhový efektivní úhel vnitřního tření :

$$\varphi_{eff} = 22^\circ$$

- přetížení terénu :

$$q_{0,k} = 5,0 \text{ kN/m}^2$$

ZEMNÍ TLAK DLE ČSN EN 1991-1-4

Charakteristická objemová tíha zeminy

$$\gamma_{zem} = 20 \text{ kN/m}^3$$

Efektivní úhel vnitřního tření:

$$\varphi = 22,0^\circ$$

Užitné zatížení na terénu:

$$q_{0,k} = 5,0 \text{ kN/m}^2$$

Hloubka stěny:

$$h_p = 3,10 \text{ m}$$

Součinitel zemního tlaku:

$$\text{a) v klidu} \quad K_0 = 0,625$$

Počítat zemní tlak dle součinitele zemního tlaku:

V KLIDU

Char. vodorovný zemní tlak ve vrcholu od zeminy:

$$\sigma_{z(hh)} = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

Char. vodorovný zemní tlak ve vrcholu od přetížení:

$$\sigma_{q(hh)} = 3,13 \text{ kN/m}^2$$

Char. vodorovný zemní tlak v patě od zeminy:

$$\sigma_{z(hp)} = 38,77 \text{ kN/m}^2$$

Char. vodorovný zemní tlak v patě od přetížení:

$$\sigma_{q(hp)} = 3,13 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{i,k} = K_i \cdot (q_{0,k} + \gamma_{zem} \cdot h_i)$$

Celkový char. vodorovný zemní tlak ve vrcholu:

$$\sigma_{k(hh)} = 3,1 \text{ kN/m}^2$$

Celkový char. vodorovný zemní tlak v patě:

$$\sigma_{k(hp)} = 41,9 \text{ kN/m}^2$$

3.2 PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ

3.2.1 UŽITNÉ ZATÍŽENÍ

- dle ČSN 1991-1-1

UMÍSTĚNÍ	KATEGORIE	POPIS	Charakter. zatížení - s_k [kN/m ²]
1.NP, 2NP - BYTOVÁ ČÁST	A - STROPNÍ KONST.	Místnosti obytných budov a domů	1,50
1.NP, 2.NP	A - BALKÓNY	Balkóny obytných ploch a ploch pro domácí činnosti	3,00
1.NP	A - SCHODIŠTĚ	Schodiště obytných budov	3,00
2.NP - GARÁŽ	F	Dopravní a parkovací plochy pro lehká vozidla (do 30kN, nebo 8 míst kromě řidiče)	2,50
STŘECHA	H	Střechy nepřístupné s výjimkou běžné údržby a oprav	0,75
PŘÍSTŘEŠEK - STÁNÍ	H	Střechy nepřístupné s výjimkou běžné údržby a oprav	0,75

3.2.2 ZATÍŽENÍ SNĚHEM

- dle ČSN 1991-1-3

- objekt se nachází ve II. sněhové oblasti (Tábor) $\Rightarrow s = 1,0 \text{ kN/m}^2$
- plochá střecha - $\alpha = 0^\circ$ - $0^\circ < \alpha < 30^\circ$ - tvarový součinitel $\Rightarrow \mu_i = 0,8$
- součinitel expozice - $C_e = 1,0$
- tepelný součinitel - $C_t = 1,0$

charakteristická hodnota zatížení sněhem na střeše

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

Užitné zatížení na ploché nepochozí střeše se předpokládá charakteristickou hodnotou 0,75 kN/m². Při současném působení se zatížením sněhem se uvažuje zatížení s větší hodnotou.

3.2.3 ZATÍŽENÍ VĚTREM

- dle ČSN 1991-1-4

- objekt se nachází ve II. větrné oblasti (Tábor) $\Rightarrow v_o = 25,0$ m/s

Objekt je umístěn ve svažovitém terénu, kde nad úroveň terénu vystupuje pouze 2.NP.

Nosný systém objektu je tvořen stěnami a tuhou ŽB stropní deskou, které zajistí dostatečnou tuhost objektu. Z tohoto důvodu není zatížení větrem na stěny ve výpočtu uvažováno. Do výpočtového modelu je pouze zahrnutý tlak větru na střechu.

Větrná oblast:	II
$v_b =$	25,0 m/s
Kategorie terénu:	III
$z_0 =$	0,3 m
Rozměry:	$b = 10,5$ m
	$d = 21,5$ m
Výška:	$h = 6,9$ m
Základní dyn. tlak větru	$q_b = 0,391$ kPa
Součinitel expozice	$C_e = 1,47$ -
Maximální dyn. tlak větru	$q_p = 0,576$ kPa
Zatěžovací šířka	$l = 1,0$ m
	$e = 10,5$ m

PŘÍČNÝ SMĚR VĚTRU (0°)	d = 10,5 h/d = 0,66 oblast zatížení	$C_{pe,10}$	Charakter. zatížení plošné w_k [kN/m ²]	Charakter. zatížení liniové w_k [kN/m]
	F	-1,20	-0,69	-0,69
	G	-0,80	-0,46	-0,46
	H	-0,70	-0,40	-0,40
	I	0,20	0,12	0,12
	J	0,00	0,00	0,00

tlak na střechu

4 PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH NOSNÝCH PRVKŮ KONSTRUKCE

4.1 STROPNÍ DESKA 1.NP a 2.NP

Jednosměrně pnutá deska - kloubově uložená

$$h_{d1} \geq \frac{1}{25} \cdot l_{n,\max} = \frac{1}{25} \cdot 4500 = 180\text{mm} \rightarrow \text{návrh } 180\text{mm}$$

Návrh s ohledem na ohybovou štíhlost

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

λ - ohybová štíhlost posuzovaného prvku

$\lambda_{d,\text{tab}} = 18,5$ - vymezuující ohybová štíhlost, pro prostě podepřenou desku,
předpoklad vyztužení $\rho = 0,5\%$

$l = 4,5$ m - osová rozpětí

d - výška staticky účinné části průřezu,

$\kappa_{c1} = 1,0$ - součinitel tvaru průřezu - obdélníkový průřez

$\kappa_{c2} = 1,0$ - součinitel rozpětí - $l < 7$ m, $4,5 < 7$ m

$\kappa_{c3} = 1,2$ - součinitel napětí tahové výztuže - odhad

$$\lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,\text{tab}} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 18,5 = 22,2$$

$$d = h - 0,5\varnothing - c = 180 - 0,5 \cdot 10 - 25 = 150 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{l}{d} = \frac{4500}{150} = 30 \geq \lambda_d = 22,2$$

Navržená tloušťka desky nevyhoví na ohybovou štíhlost. Navrženou tloušťku desky nutno ověřit výpočtem průhybu.

4.2 STROPNÍ DESKA 1.PP

Konzolová část stropní desky

$$h_{d1} \geq \frac{1}{10} \cdot l_{kl,max} = \frac{1}{10} \cdot 1400 = 140\text{mm} \rightarrow \text{návrh } 250\text{mm}$$

Návrh tloušťky desky 250mm s ohledem na zatížení okraje konzoly 2.patry stěn a stropy.

Návrh s ohledem na ohybovou štíhlost

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

λ - ohybová štíhlost posuzovaného prvku

$\lambda_{d,tab} = 7,4$ - vymezuující ohybová štíhlost, pro konzoly

předpoklad vyztužení $\rho = 0,5\%$

$l = 1,4 \text{ m}$ - osové rozpětí

d - výška staticky účinné části průřezu,

$\kappa_{c1} = 1,0$ - součinitel tvaru průřezu - obdélníkový průřez

$\kappa_{c2} = 1,0$ - součinitel rozpětí - $l < 7 \text{ m}$, $4,5 < 7 \text{ m}$

$\kappa_{c3} = 1,2$ - součinitel napětí tahové výztuže - odhad

$$\lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 7,4 = 8,9$$

$$d = h - 0,5\varnothing - c = 250 - 0,5 \cdot 12 - 25 = 219 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{l}{d} = \frac{1400}{219} = 6,39 \geq \lambda_d = 8,9$$

Navržená tloušťka desky vyhoví na ohybovou štíhlost.

4.3 SCHODIŠTĚ

Jednosměrně pnutá deska - kloubově uložená

$$h_{d1} \geq \frac{1}{25} \cdot l_{n,\max} = \frac{1}{25} \cdot 4400 = 176 \text{ mm} \rightarrow \text{návrh } 180 \text{ mm}$$

Návrh s ohledem na ohybovou štíhlost

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

λ - ohybová štíhlost posuzovaného prvku

$\lambda_{d,\text{tab}} = 18,5$ - vymezuující ohybová štíhlost, pro prostě podepřenou desku,
předpoklad vyztužení $\rho = 0,5\%$

$l = 4,2 \text{ m}$ - osově rozpětí

d - výška staticky účinné části průřezu,

$\kappa_{c1} = 1,0$ - součinitel tvaru průřezu - obdélníkový průřez

$\kappa_{c2} = 1,0$ - součinitel rozpětí - $l < 7 \text{ m}$, $4,5 < 7 \text{ m}$

$\kappa_{c3} = 1,2$ - součinitel napětí tahové výztuže - odhad

$$\lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,\text{tab}} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 18,5 = 22,2$$

$$d = h - 0,5\varnothing - c = 180 - 0,5 \cdot 10 - 25 = 150 \text{ mm}$$

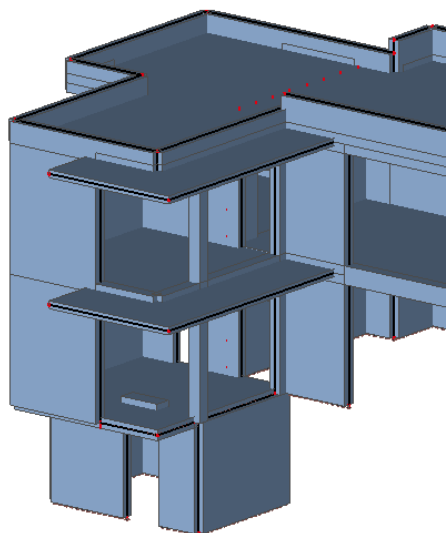
$$\lambda = \frac{l}{d} = \frac{4400}{150} = 29,3 \geq \lambda_d = 22,2$$

Navržená tloušťka desky nevyhoví na ohybovou štíhlost. Navrženou tloušťku desky nutno ověřit výpočtem průhybu.

4.4 SLOUP

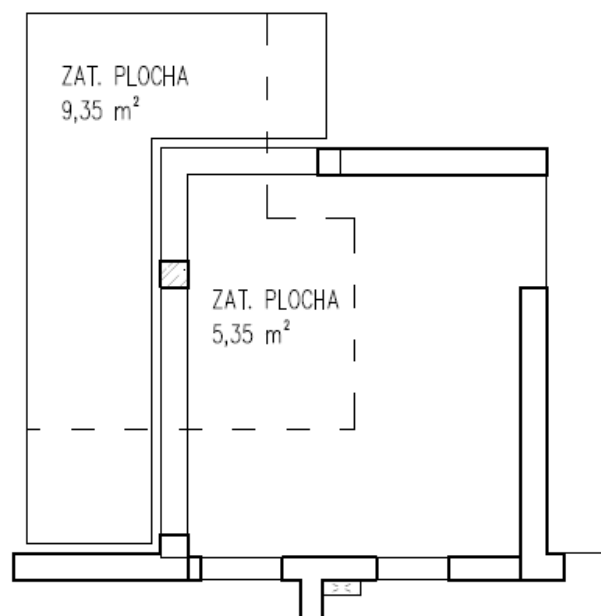
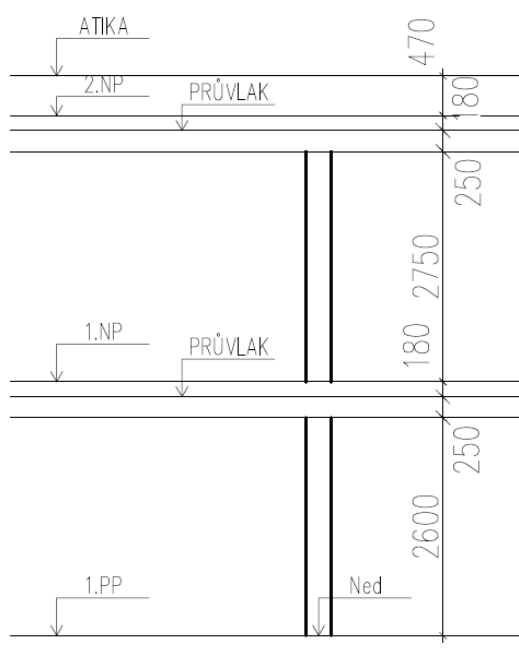
Ověření rozměrů sloupu provedeno na centrický tlak v patě sloupu 1.NP

- pro názornost použit obrázek z následně vytvořeného modelu pro účely podrobného výpočtu



Obr. 13 Pohled na sloup

počet podlaží:	$n = 2$ (1x stropní konstrukce, 1x střecha)
výška sloupu 1.NP	$h = 2,6$ m
výška sloupu 2.NP	$h = 2,75$ m
zatěžovací plocha - strop:	$A_{zat} = 5,35$ m ²
zatěžovací plocha - balkon:	$A_{zat} = 9,35$ m ²
zatěžovací plocha - celkem:	$A_{zat} = 14,70$ m ²



Obr. 14 Řez, půdorys sloupu

předběžný návrh sloup: 300 x 300 mm

Uvažované hodnoty zatížení viz kapitola 3. zatížení.

NÁZEV VRSTVY	POČET	VÝPOČET	NÁVRHOVÉ ZATÍŽENÍ [kN]
ŽB STROP (1.NP,2.NP)	2	$2 \cdot 0,18 \cdot 14,70 \cdot 25 \cdot 1,35$	178,6
ŽB SLOUP 1.NP	1	$1 \cdot 2,6 \cdot 0,3 \cdot 0,3 \cdot 25 \cdot 1,35$	7,90
ŽB SLOUP 2.NP	1	$1 \cdot 2,75 \cdot 0,3 \cdot 0,3 \cdot 25 \cdot 1,35$	8,35
ŽB PRŮVLAK (1.NP,2.NP)	2	$2 \cdot 4,375 \cdot 0,3 \cdot 0,43 \cdot 25 \cdot 1,35$	39,18
ATIKY - ZDĚNÉ	1	$2 \cdot 4,375 \cdot 0,3 \cdot 0,47 \cdot 8,5 \cdot 1,35$	14,16
PODLAHA - STROP	1	$1 \cdot 1,69 \cdot 5,35 \cdot 1,35$	12,2
PODLAHA - BALKÓN	1	$1 \cdot 1,85 \cdot 9,35 \cdot 1,35$	23,35
STŘEŠNÍ PLÁŠŤ - STROP	1	$1 \cdot 0,25 \cdot 5,35 \cdot 1,35$	1,80
STŘEŠNÍ PLÁŠŤ - STRÍŠKA	1	$1 \cdot 0,62 \cdot 9,35 \cdot 1,35$	7,83
		ΣSTÁLÉ	293,4
UŽITNÉ - STROP	1	$1 \cdot 1,5 \cdot 5,35 \cdot 1,5$	12,04
UŽITNÉ - BALKÓN	1	$1 \cdot 3,0 \cdot 9,35 \cdot 1,5$	42,08
SNÍH	1	$1 \cdot 0,8 \cdot 14,70 \cdot 1,5$	17,64
		ΣPROMĚNNÉ	71,76
		ΣCELKEM	365,16

Návrhové normálové zatížení v patě sloupu: $N_{Ed,max} = 365,16 \text{ kN}$

S ohledem na šířku zdiva je navržený rozměr sloupu 300x300mm.

$$N_{Ed} = A_c \cdot 0,8 \cdot f_{cd} + A_s \cdot \sigma_s$$

$$A_s = \frac{N_{Ed} - A_c \cdot 0,8 \cdot f_{cd}}{\sigma_s} = \frac{365,16 \cdot 10^3 - 300 \cdot 300 \cdot 0,8 \cdot 16,67}{400} = -2088 \text{ mm}^2$$

Pro vyztužení sloupu stačí konstrukční výztuž. Bude ověřeno s ohledem na vliv ohybových momentů a štíhlosti.

4.5 SUTERÉNNÍ STĚNA

Podzemní část objektu je tvořena svisle pnutými monolitickými železobetonovými stěnami, chráněnými z vnější strany hydroizolací a XPS - černá vana. Zásyp v okolí suterénních stěn bude tvořen nenamrzavou zeminou G4

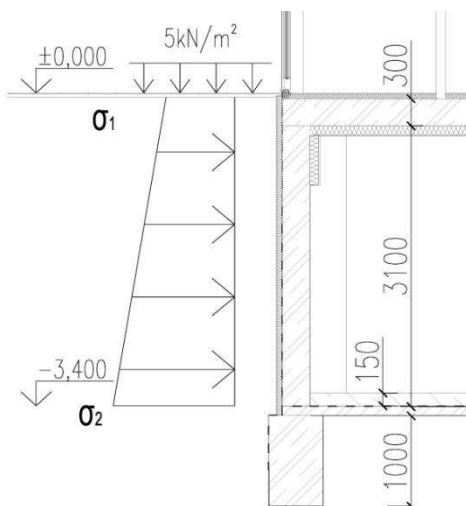
Vlastnosti zeminy

charakteristická objem. tíha zeminy : $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

návrhový efektivní úhel vnitřního tření : $\varphi_d = 22^\circ$

Stěna je zajištěna proti usmýknutí po hydroizolaci vyztuženou podlahovou deskou tl. 150 mm (kari-sítě při obou površích) , (- 3,400) a ve vrchní části ŽB stropní deskou 1.PP ($\pm 0,000$).

Navržená tloušťka stěny: $t = 300 \text{ mm}$



5 3D MODEL OBJEKTU

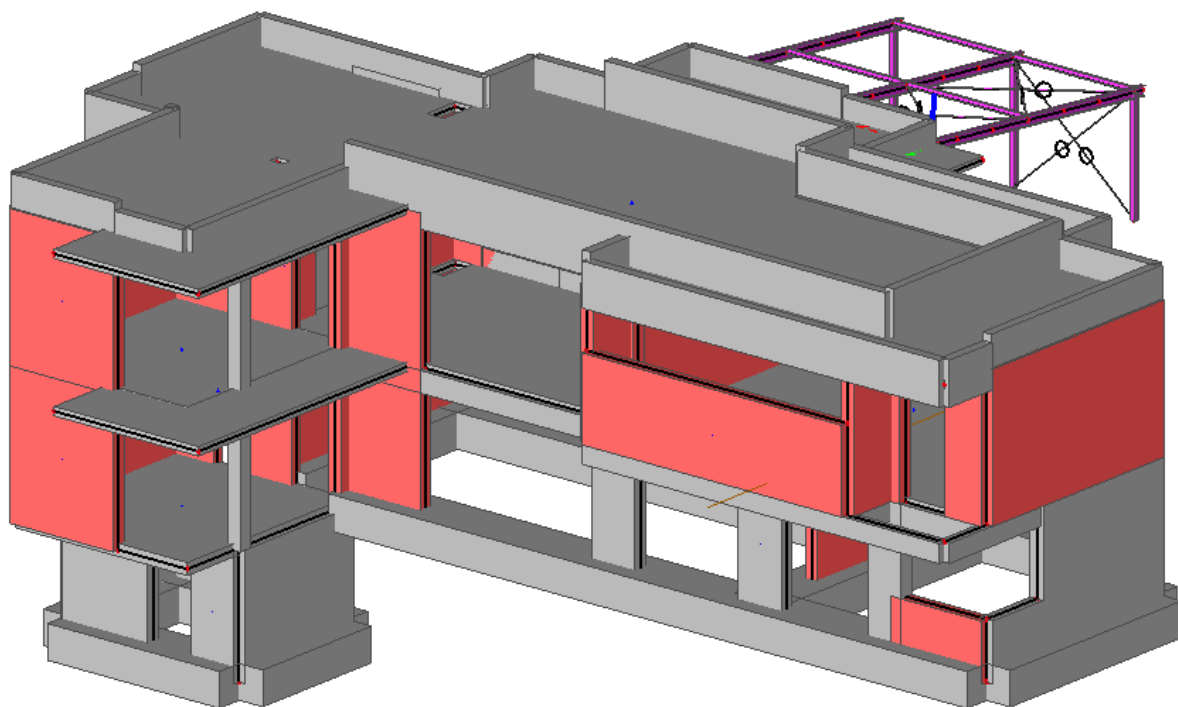
Pro výpočet vnitřních sil a deformací byl vytvořen 3D model objektu. Konstrukce objektu je tvořená ŽB stropními deskami, které jsou uloženy na:

- 1) ŽB obvodové suterénní stěny - styk svislých a vodorovných konstrukcí modelován jako tuhý roh
- 2) Zděné stěny - styk svislých a vodorovných konstrukcí modelován jako kloub

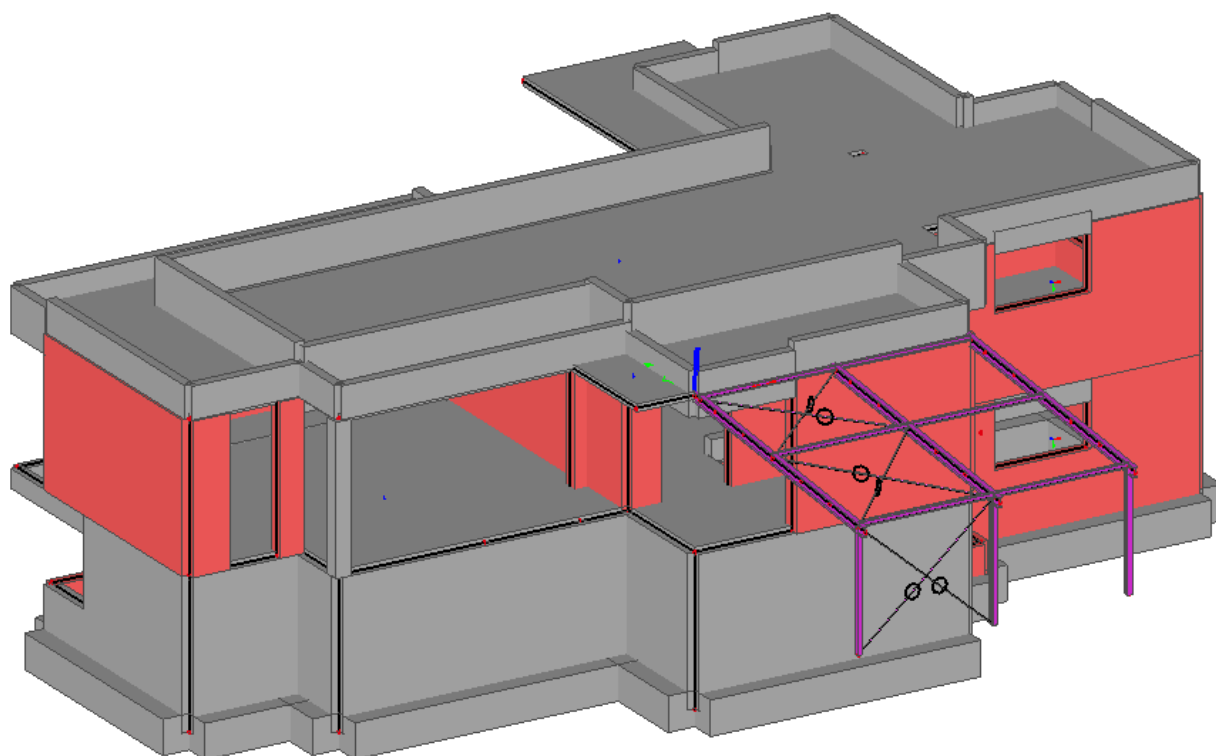
Součástí stropní desky 1.NP a 2.NP jsou také ŽB balkónové desky uchycené do konstrukce stropu pomocí ISO-nosníků. Pro výpočet vnitřních sil jsou použity tuhosti (dle výrobce) které vystihují chování prvku.

ohybová tuhost - 10.000 kNm/rad/m

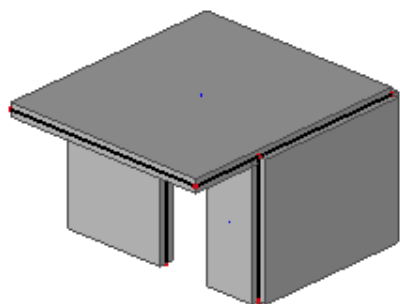
smyková tuhost - 250.000 kN/m²



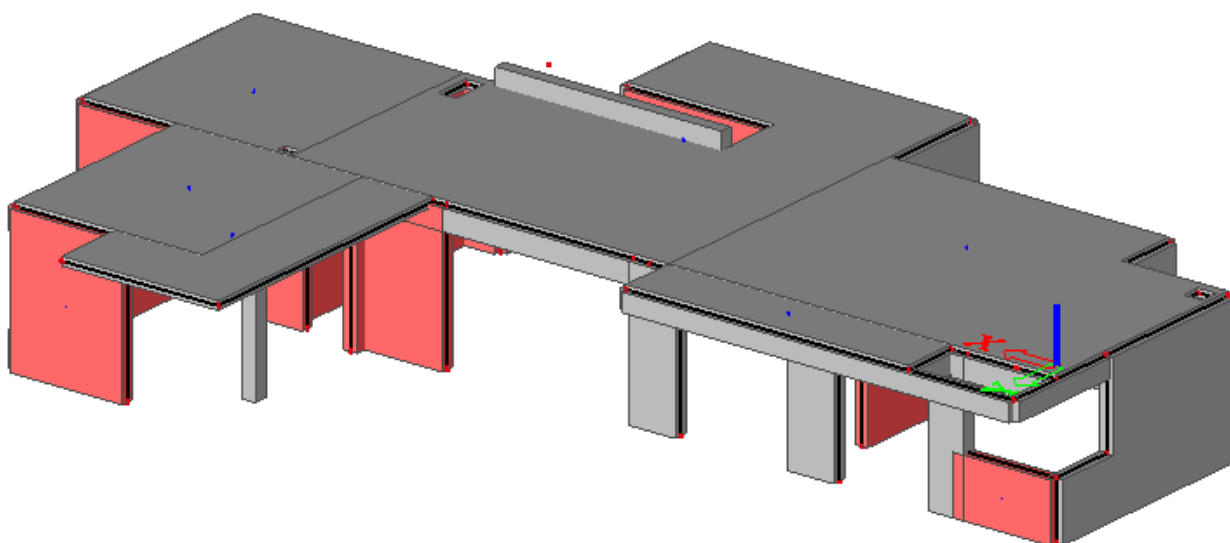
Obr. 15 3D model-Pohled 1



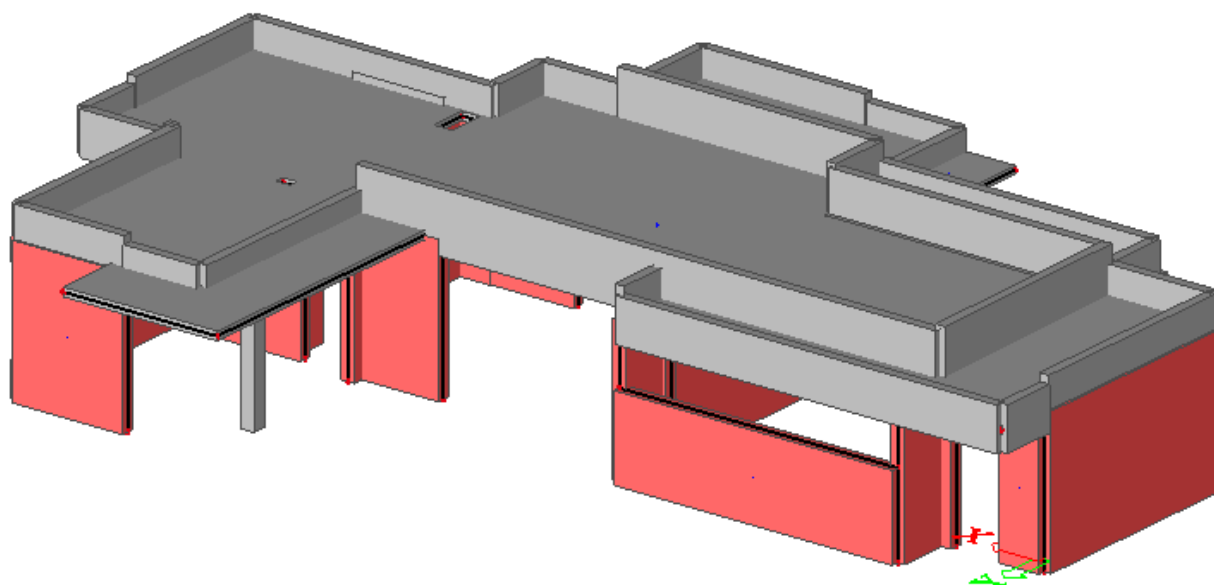
Obr. 16 3D model-Pohled 2



Obr. 17 Patrový výsek 1.PP



Obr. 18 Patrový výsek 1.NP



Obr. 19 Patrový výsek 2.NP

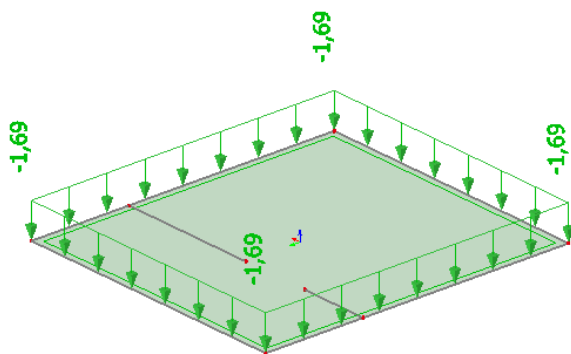
5.1 ZATĚŽOVACÍ STAVY

ZS1- VLASTNÍ TÍHA KONSTRUKCÍ - generována softwarem

ZS2 - STÁLÉ ZATÍŽENÍ - SKLADBY

Stropní deska 1.PP

- podlaha: $1,69 \text{ kN/m}^2$



Obr. 20 Stálé zatížení - 1.PP

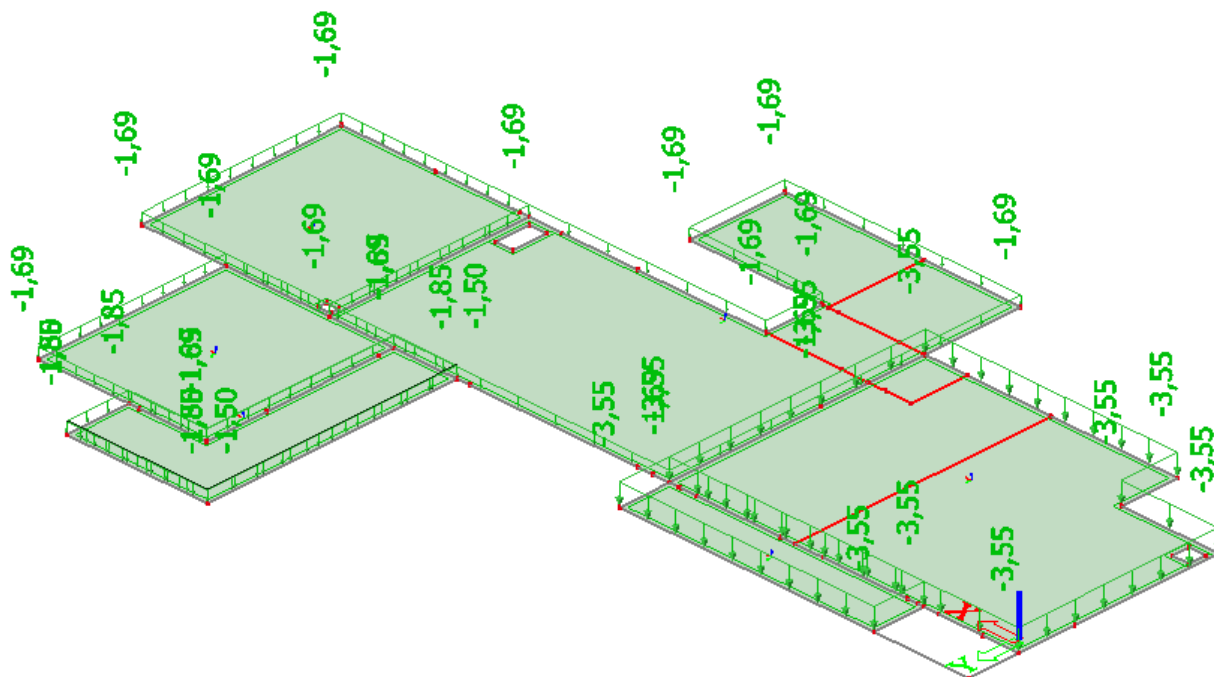
Stropní deska 1.NP

- podlaha: $1,69 \text{ kN/m}^2$

- podlaha - garáž: $3,55 \text{ kN/m}^2$

- podlaha - balkón: $1,85 \text{ kN/m}^2$

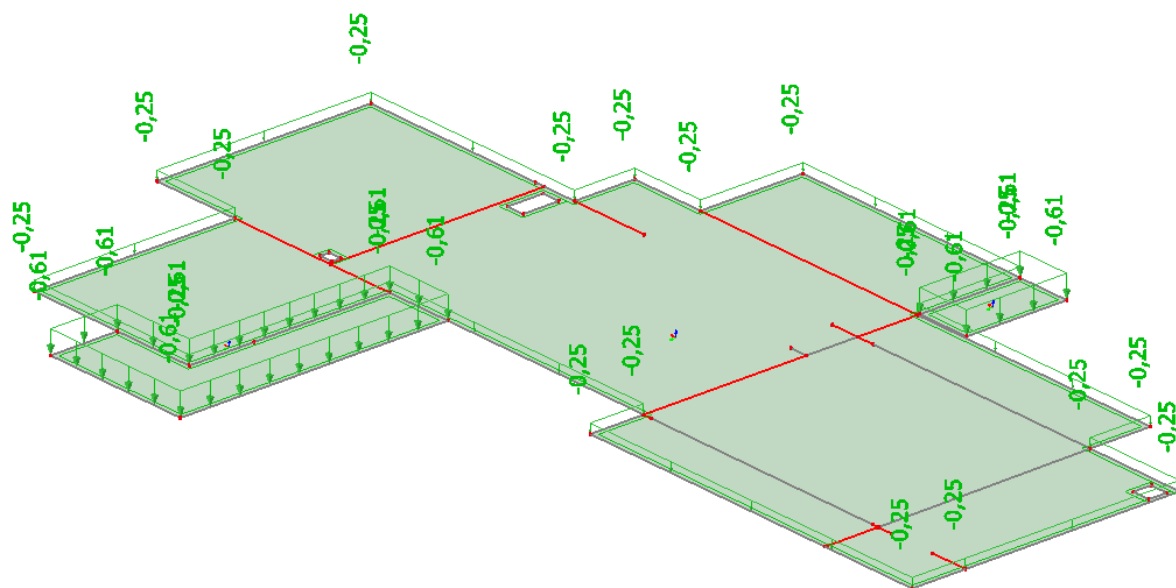
- zábradlí : $G_{k,zábr} : 1,5 \text{ kN/m}$ (liniové na konci konzoly)



Obr. 21 Stálé zatížení - 1.NP

Stropní deska 2.NP

- střešní plášť: $0,25 \text{ kN/m}^2$
- stříška: $0,61 \text{ kN/m}^2$

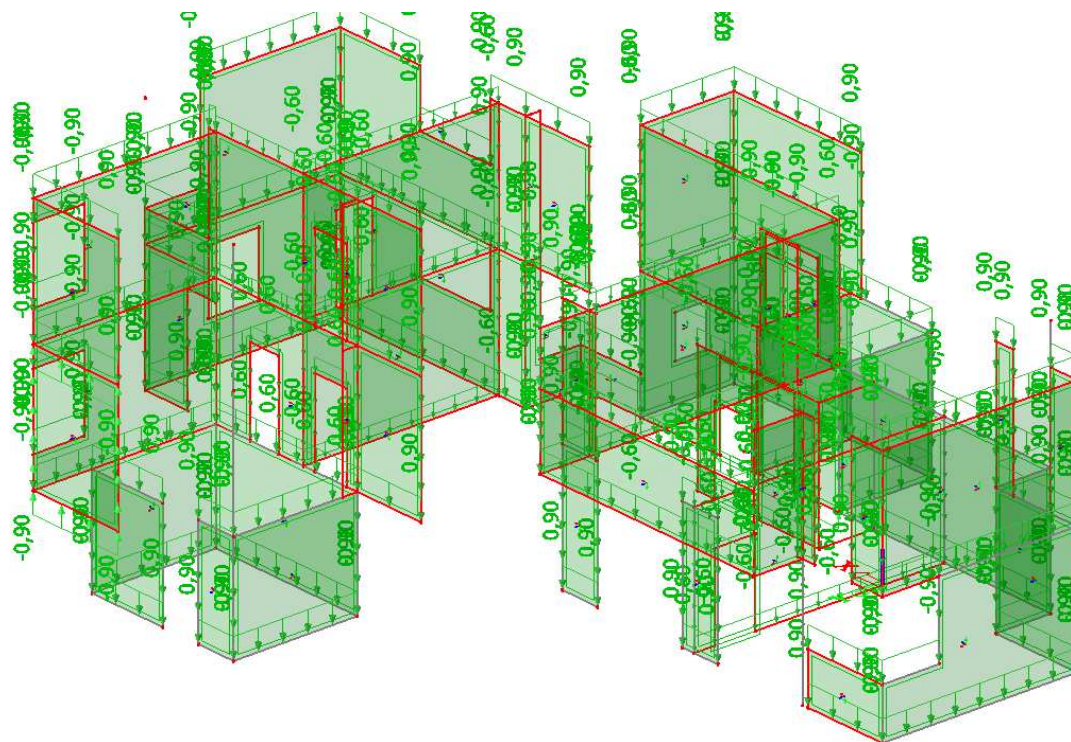


Obr. 22 Stálé zatížení - 2.NP

Stěny

- obvodové: $0,9 \text{ kN/m}^2$
- vnitřní: $0,6 \text{ kN/m}^2$

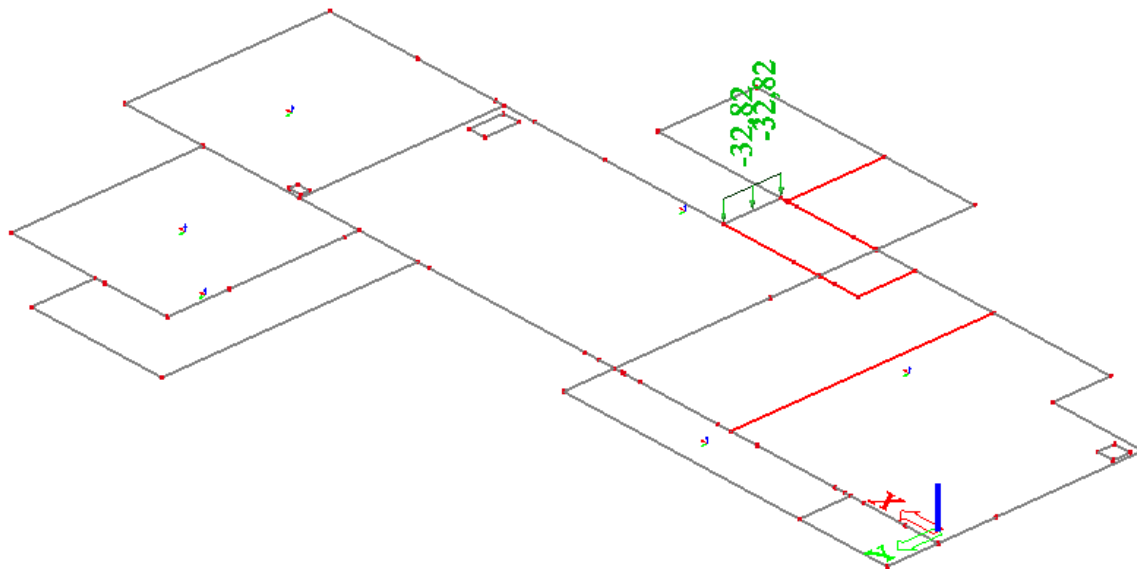
Zatížení na svislý m^2 , v softwaru přenásobeno výškou stěny.



Obr. 23 Stálé zatížení - stěny

ZS3 - STÁLÉ ZATÍŽENÍ - SCHODIŠTĚ

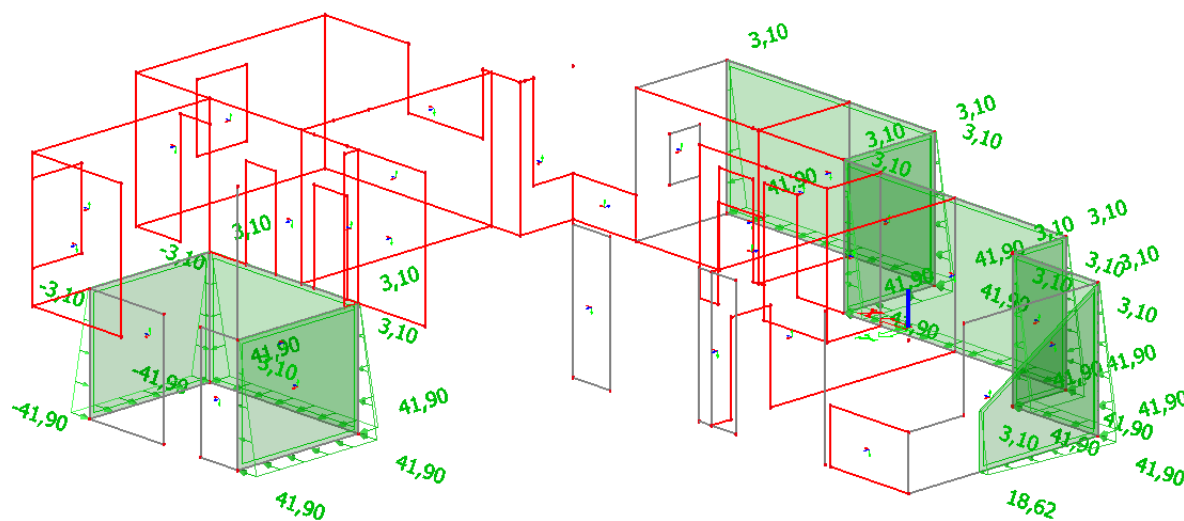
Liniové zatížení od ŽB schodišťového ramene (viz. kap. 3.1.4)



Obr. 24 Stálé zatížení - schodiště

ZS4 - STÁLÉ ZATÍŽENÍ - ZEMNÍ TLAK

viz. kap. 3.1.5

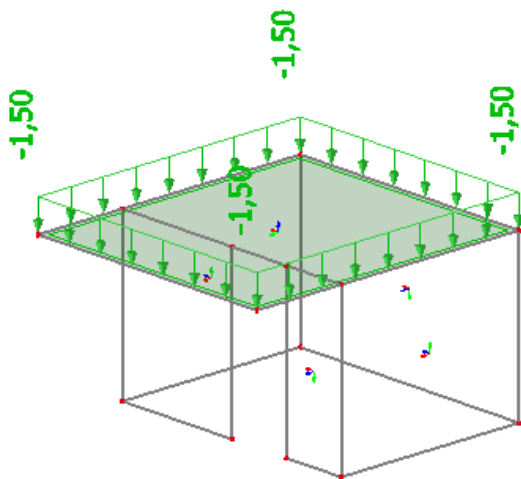


Obr. 25 Stálé zatížení - zemní tlak

ZS5 - PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ - UŽITNÉ PLNÉ

Stropní deska 1.PP

- Užitné - kat. A (obytné) : $1,5 \text{ kN/m}^2$



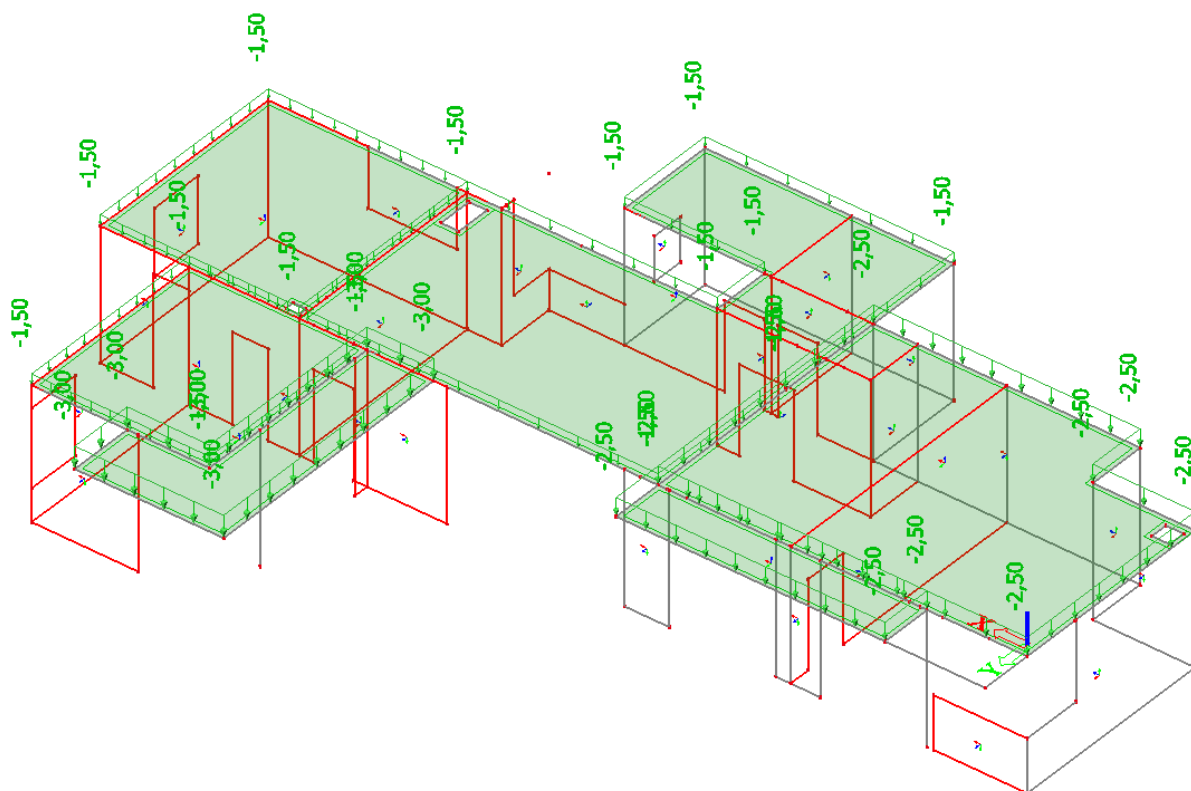
Obr. 26 Proměnná zatížení - užitné plné - 1.PP

Stropní deska 1.NP

- Užitné - kat. A (obytné) : $1,5 \text{ kN/m}^2$

- Užitné - kat. A (balkóny) : $3,0 \text{ kN/m}^2$

- Užitné - kat. F (garáž) : $2,5 \text{ kN/m}^2$

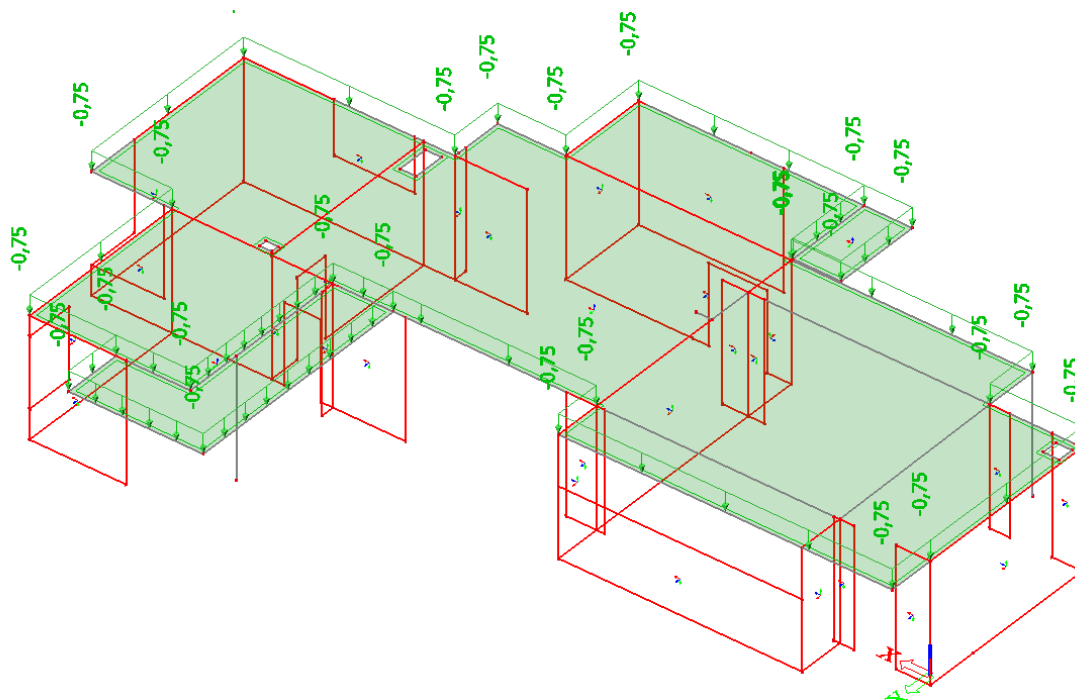


Obr. 27 Proměnná zatížení - užitné plné - 1.NP

ZS6 - PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ - UŽITNÉ PLNÉ

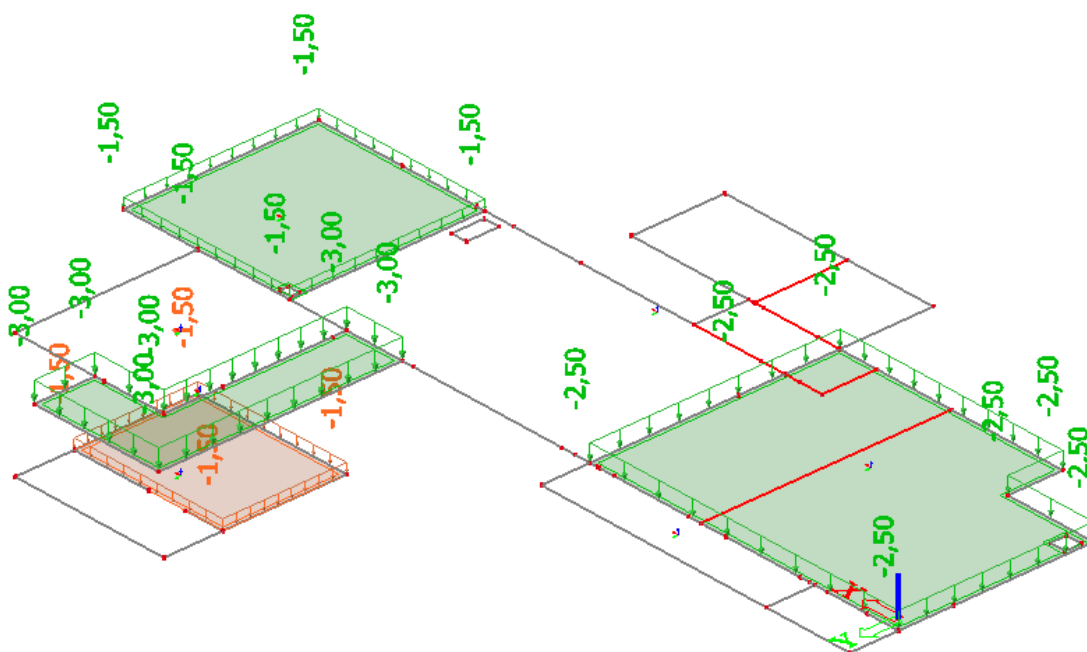
Stropní deska 2.NP

- Užitné - kat. H (střecha) : $0,75\text{kN/m}^2$



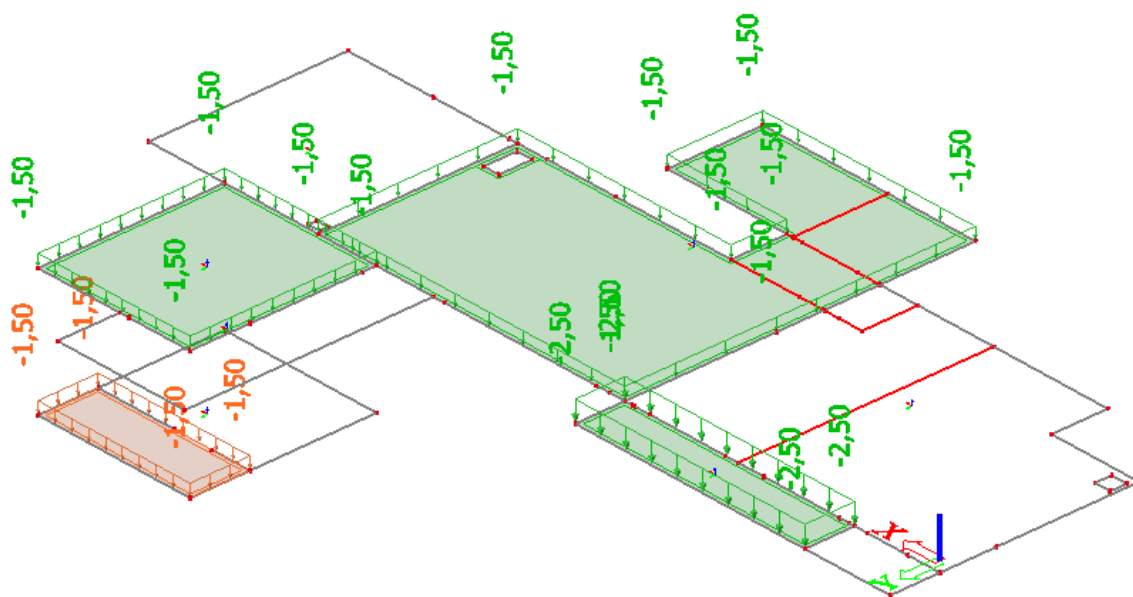
Obr. 28 Proměnná zatížení - užitné plné - 2.NP

ZS7 - PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ - UŽITNÉ 1.PP a 1.NP - ŠACHOVNICE A



Obr. 29 Proměnná zatížení - šachovnice A

ZS8- PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ - UŽITNÉ 1.PP a 1.NP - ŠACHOVNICE B

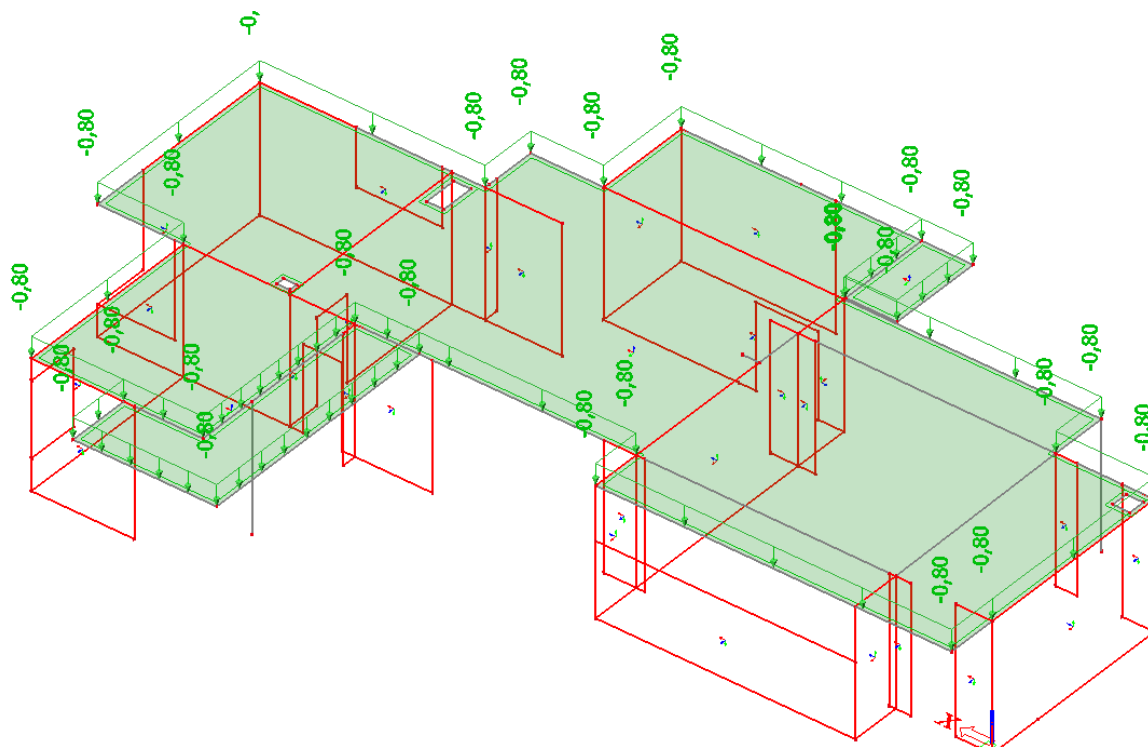


Obr. 30 Proměnná zatížení - šachovnice B

ZS9- PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ - NAHODILÉ SNÍH

Stropní deska 2.NP

- Nahodilé - sníh : $0,8 \text{ kN/m}^2$

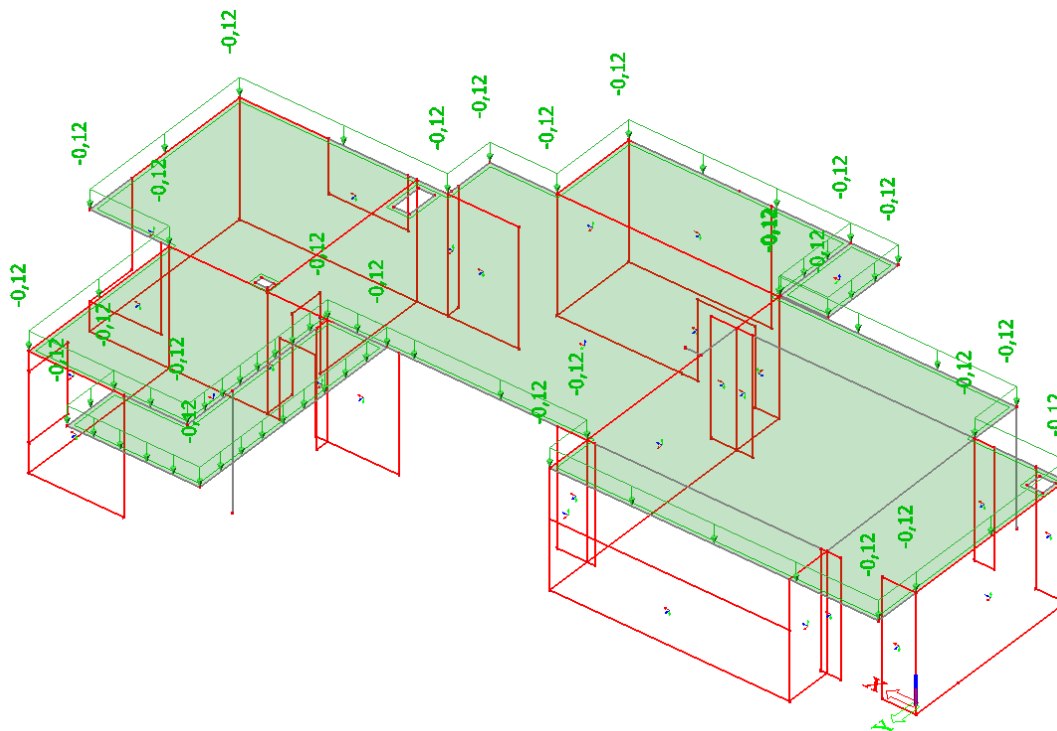


Obr. 31 Proměnná zatížení - nahodilé - sníh

ZS10- PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ - NAHODILÉ VÍTR

Stropní deska 2.NP

- Nahodilé - vítr : $0,12 \text{ kN/m}^2$ (tlak na střechu)



Obr. 32 Proměnná zatížení - nahodilé - vítr

5.2 KOMBINACE ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ

SKUPINY ZATÍŽENÍ:

Jméno	Zatížení	Vztah	Typ
LG1	Stálé		
LG2	Proměnné	Výběrová	Kat A : obytné
LG3	Proměnné	Standard	Kat H : střechy
LG4	Proměnné	Standard	Sníh
LG5	Proměnné	Výběrová	Vítr

LG1 – skupina stálých zatížení - obsahuje ZS1, ZS2, ZS3, ZS4

LG2 – skupina proměnných zatížení - obsahuje ZS5, ZS7, ZS8 (působí vždy jen jeden ZS)

LG3 – skupina proměnných zatížení - obsahuje ZS6

LG4 – skupina proměnných zatížení - obsahuje ZS9

LG5 – skupina proměnných zatížení - obsahuje ZS10

KOMBINACE ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ:

Posouzení MSÚ je provedeno dle kombinace z předpisů ČSN EN 1990 dle rovnic 6.10.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \\ \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \end{array} \right.$$

Součinitele spolehlivosti zatížení pro MSÚ

$$\gamma_G = 1,5, \gamma_Q = 1,35$$

Posouzení MSP je provedeno dle kombinací:

a) charakteristická kombinace

dle rovnice 6.14b

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

b) častá kombinace

dle rovnice 6.15b

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

c) kvazistálá kombinace

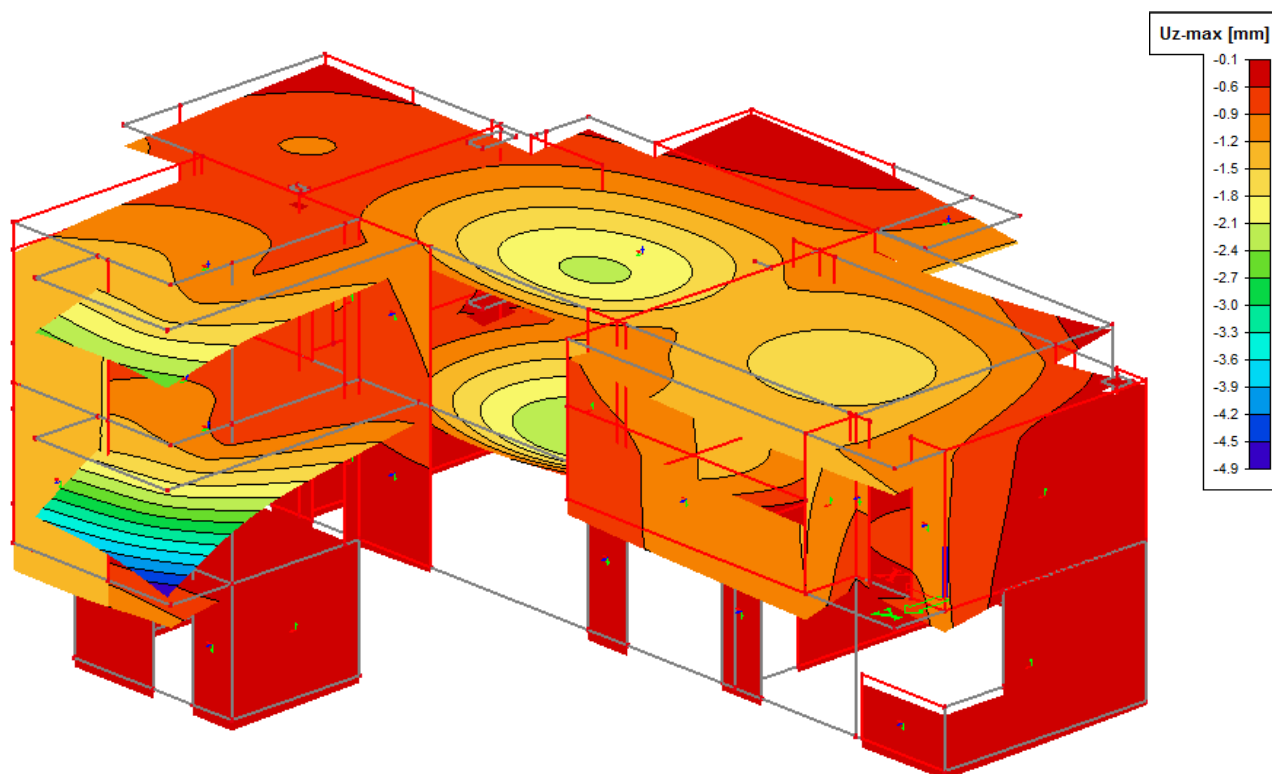
dle rovnice 6.16b

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

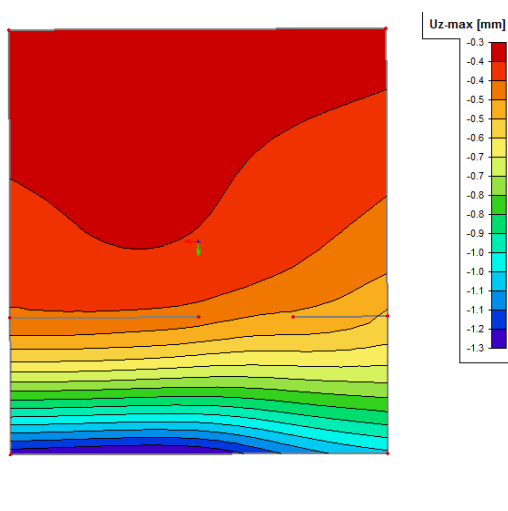
Kombinační součinitele zatížení „ ψ_0, ψ_1 a ψ_2 “ pro pozemní stavby

- pro užitné zatížení kat. A: $\psi_0 = 0,7, \psi_1 = 0,5, \psi_2 = 0,3$
- pro užitné zatížení kat. F: $\psi_0 = 0,7, \psi_1 = 0,5, \psi_2 = 0,6$
- pro užitné zatížení kat. H: $\psi_0 = 0, \psi_1 = 0, \psi_2 = 0$
- pro zatížení sněhem: $\psi_0 = 0,5, \psi_1 = 0,2, \psi_2 = 0$
- pro zatížení větrem: $\psi_0 = 0,6, \psi_1 = 0,2, \psi_2 = 0$

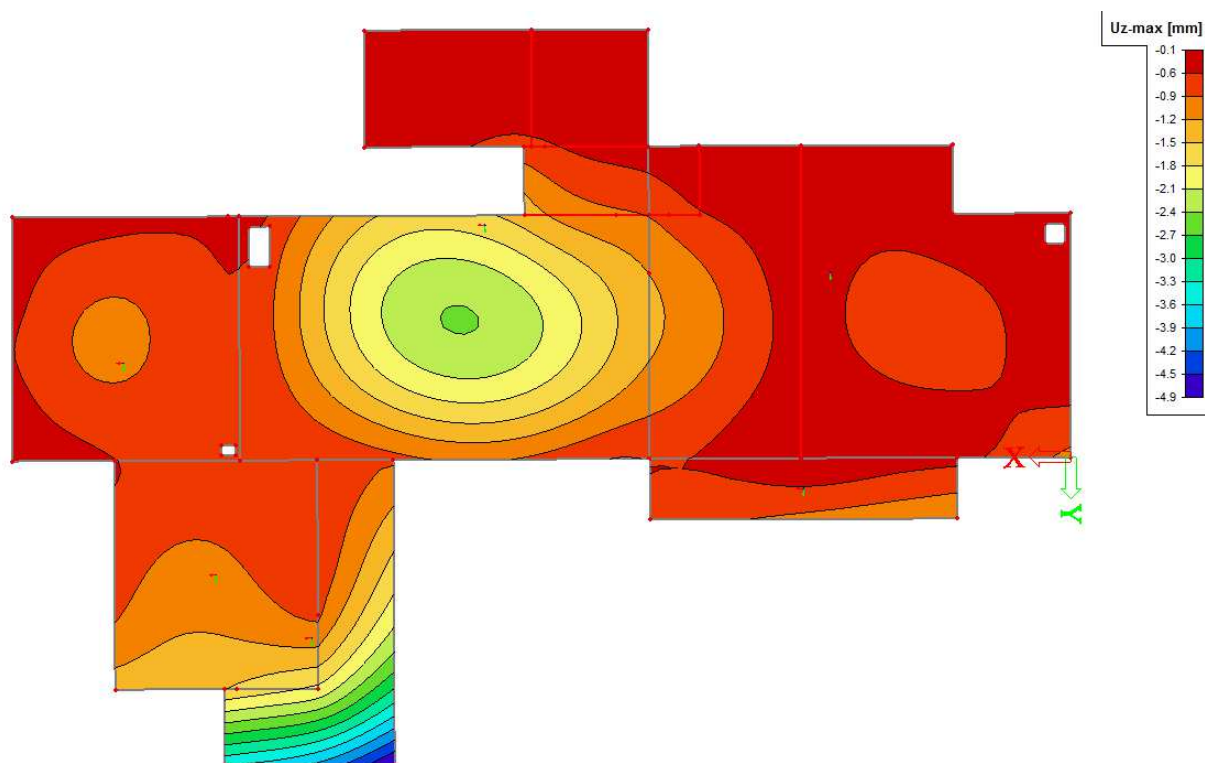
5.3 DEFORMACE



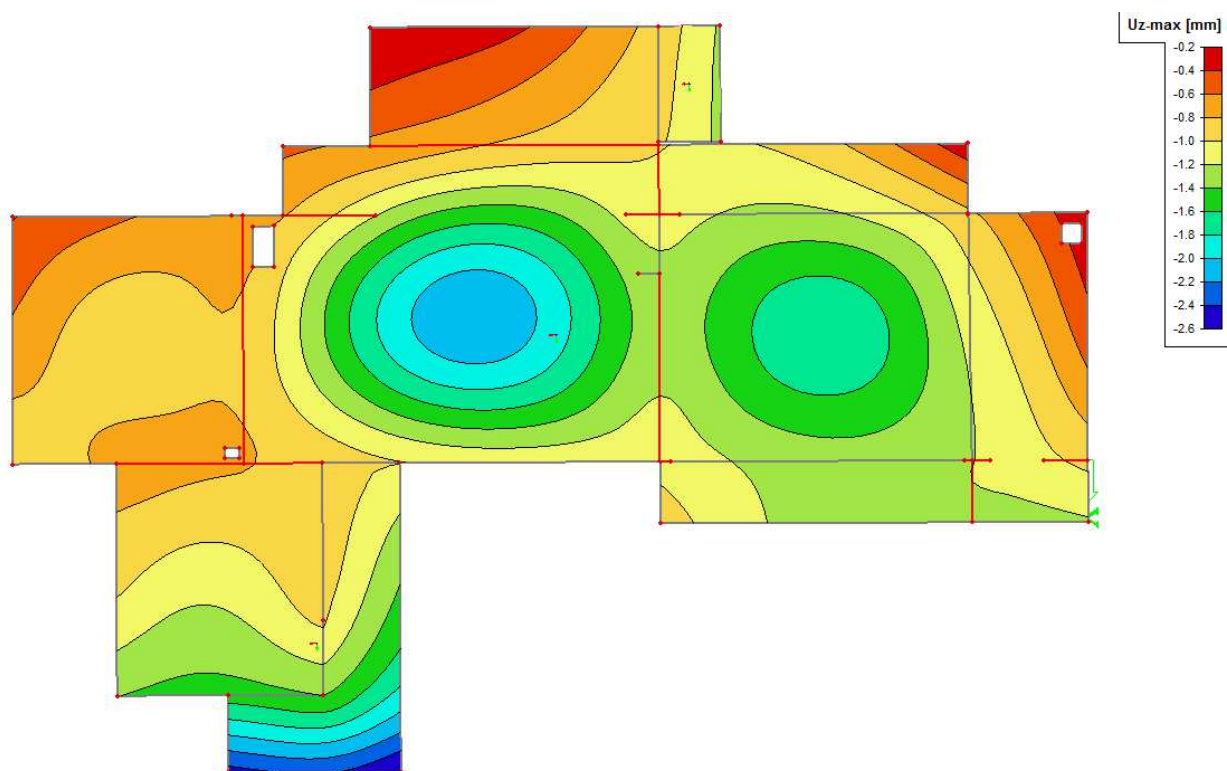
Obr. 33 Celková deformace objektu od kvazistálé hodnoty zatížení



Obr. 34 Deformace desky 1.PP od kvazistálé kombinace zatížení



Obr. 35 Deformace desky 1.NP od kvazistálé kombinace zatížení

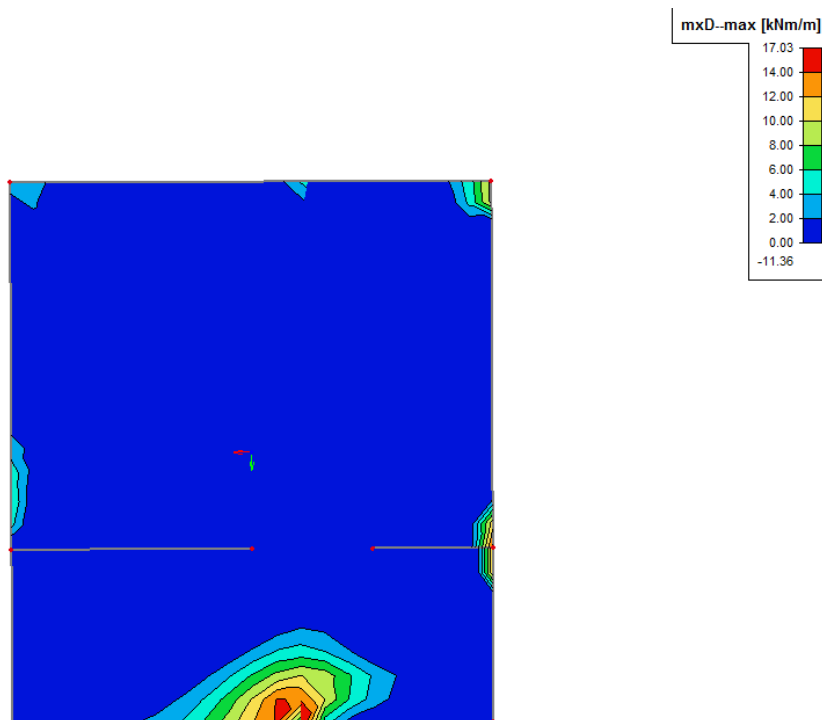


Obr. 36 Deformace desky 2.NP od kvazistálé kombinace zatížení

5.4 VNITŘNÍ SÍLY

Podrobněji byla v rámci diplomové práce řešena stropní deska 1.PP a 1.NP, jejíž součástí jsou ŽB průvlaky a balkonová deska.

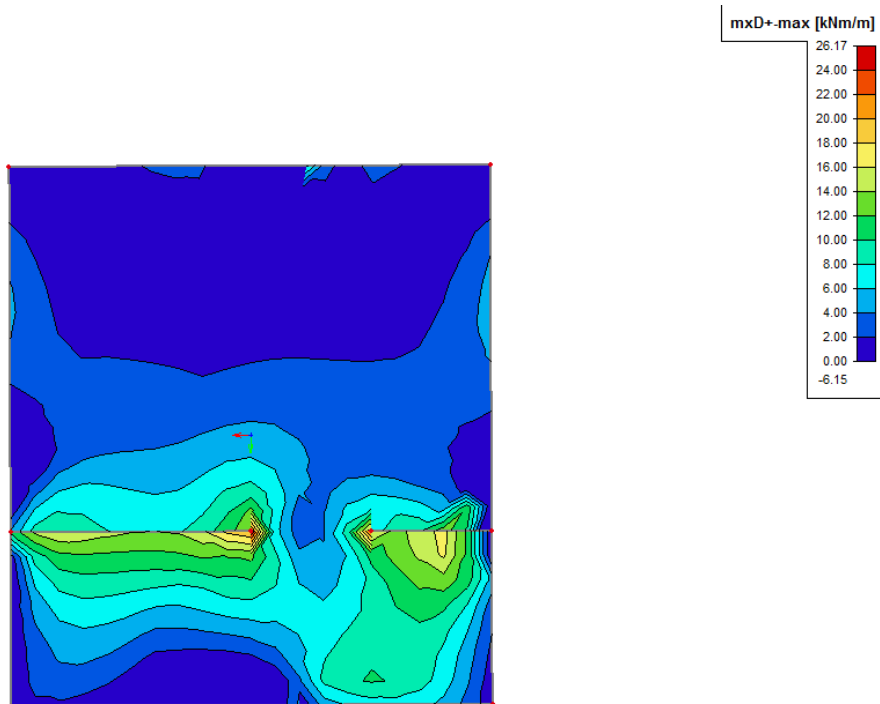
5.4.1 DIMENZAČNÍ OHYB. MOMENTY STROPNÍ DESKA 1.PP



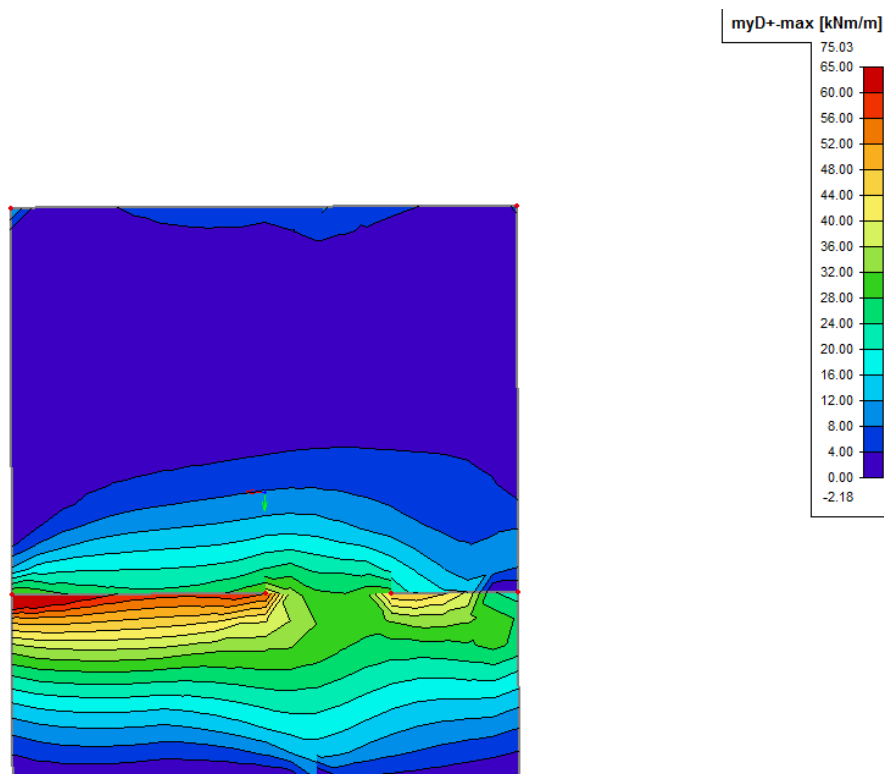
Obr. 37 1.PP- mxD -



Obr. 38 1.PP- myD -

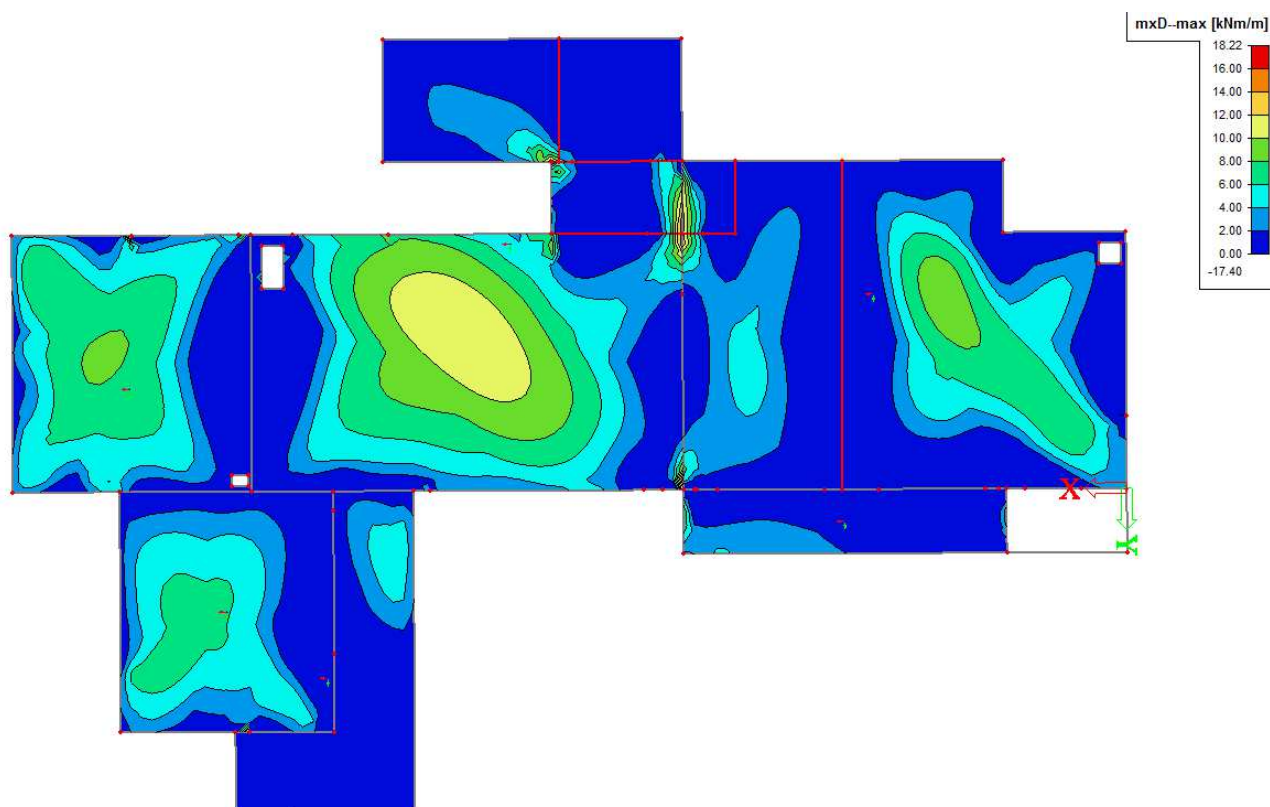


Obr. 39 1.PP- mxD+

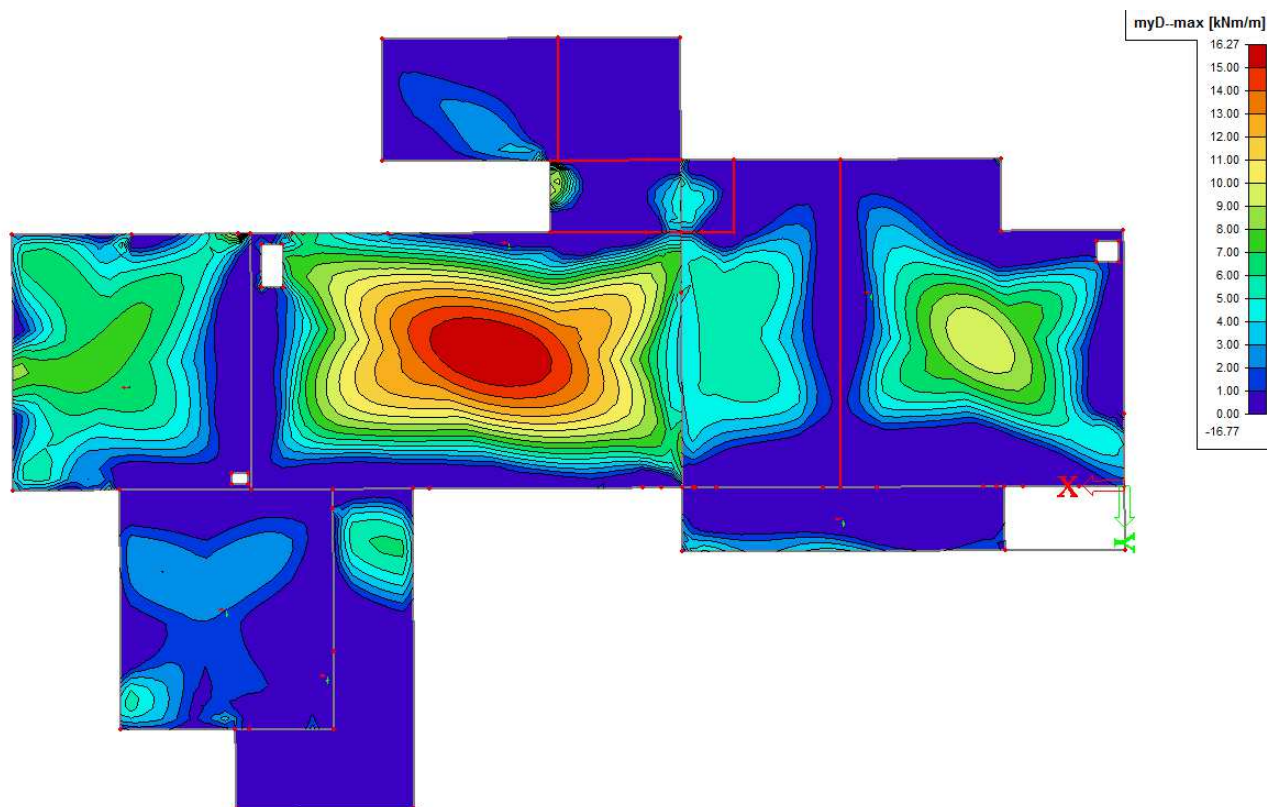


Obr. 40 1.PP- myD+

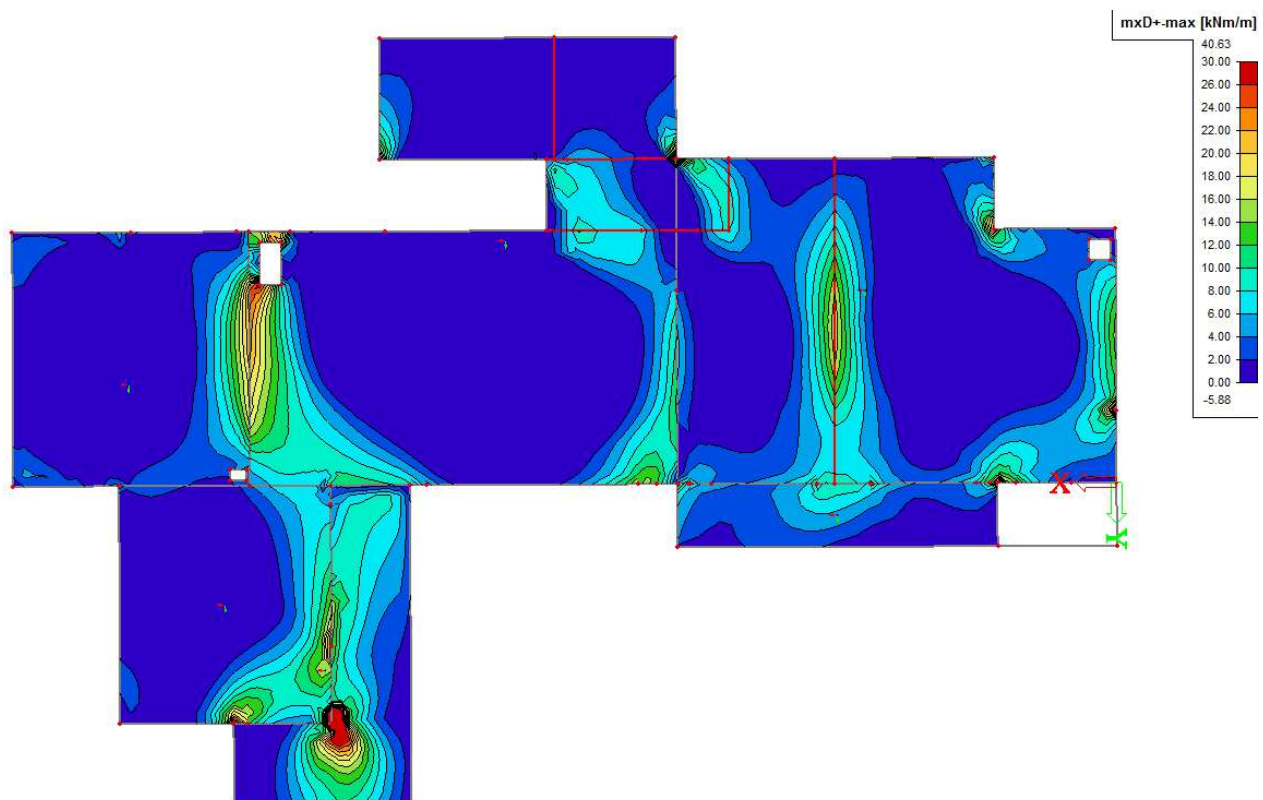
5.4.1 DIMENZAČNÍ OHYB. MOMENTY STROPNÍ DESKA 1.NP



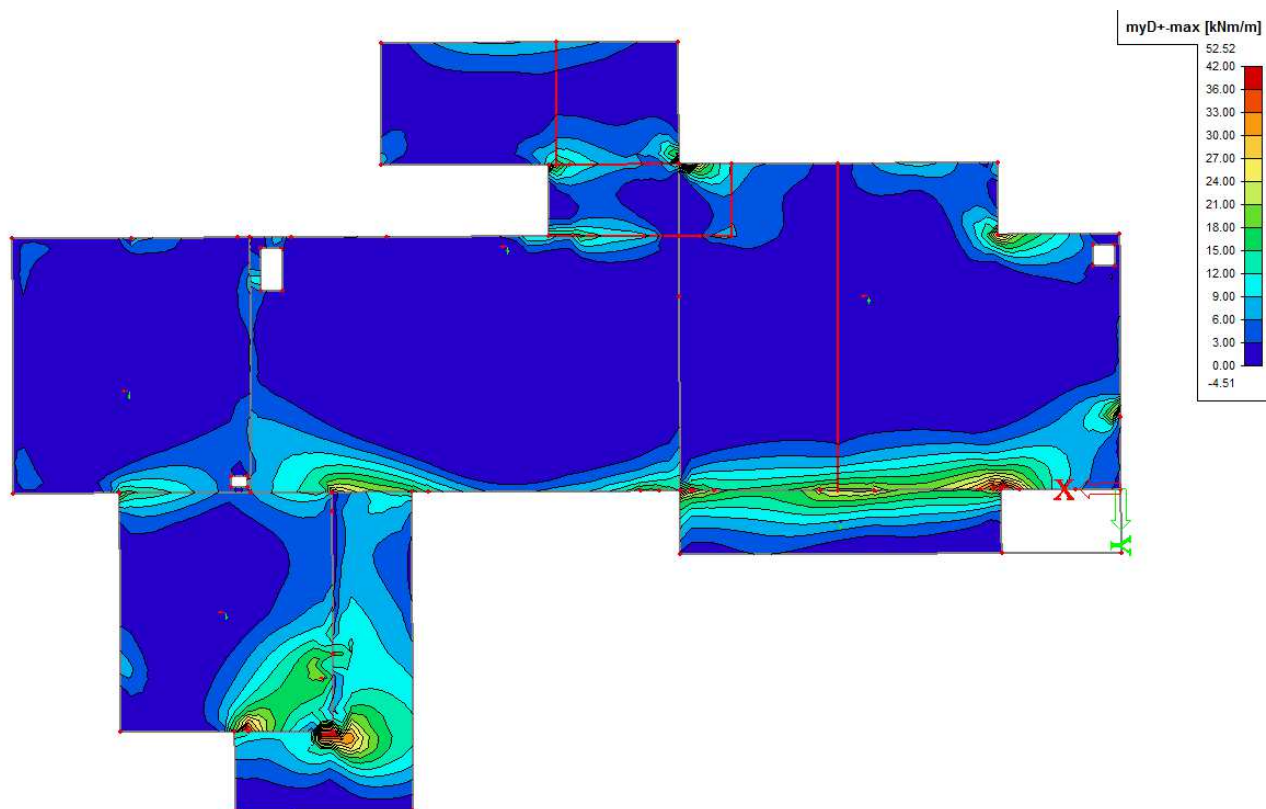
Obr. 41 1.NP- $mxD-$



Obr. 42 1.NP- $myD-$



Obr. 43 1.NP- $mxD+$



Obr. 44 1.NP- $myD+$

6 OVĚŘENÍ 3D MODELU

6.1 OVĚŘENÍ OBYHOVÝCH MOMENTŮ NA STROPNÍ DESCE

Vypočítané hodnoty v softwaru SCIA Engineer budou ověřeny ručním výpočtem.

Výpočet dle tabulek sestavených podle teorie pružnosti a 2D prutovým modelem konstrukce .

Ověřovaný úsek desky - 1.NP



Zatížení: stropní deska A,B - $f_d = 6,19 \cdot 1,35 + 1,5 \cdot 1,5 = 10,61 \text{ kN/m}^2$

stropní deska C,D - $f_d = 8,05 \cdot 1,35 + 2,5 \cdot 1,5 = 14,62 \text{ kN/m}^2$

Rozdělení desky na jednotlivá pole, stanovení typu podepření a hodnoty koeficientu α .

Dle příslušné tabulky stanovím koeficienty a,b,c. pro jednotlivá pole.

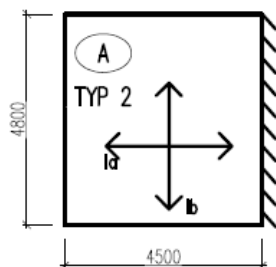
Výpočet momentů v poli dle vzorce: $M_a = \frac{1}{a_i} \cdot f_d \cdot l_a^2$; $M_b = \frac{1}{b_i} \cdot f_d \cdot l_b^2$

a příslušné momenty nad podporou dle rozdělovacího koeficientu pro zatížení c.

$$f_a = c_i \cdot f_d$$

6.1.1 MEZIPOPOROVÉ MOMENTY - TEORIE PRUŽNOSTI

1) DESKA A:



$$\alpha = \frac{l_b}{l_a} = \frac{4,8}{4,5} = 1,07$$

Koeficienty:

$$a = 27, b = 44, c = 0,755$$

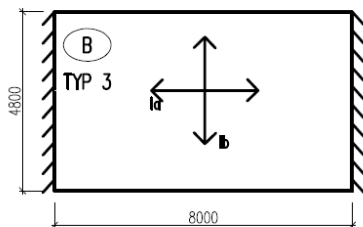
Momenty v poli

$$M_{a,A} = \frac{1}{a_i} \cdot f_d \cdot l_a^2 = \frac{1}{27} \cdot 10,61 \cdot 4,5^2 = 7,96 \text{ kNm}$$

$$M_{b,A} = \frac{1}{b_i} \cdot f_d \cdot l_b^2 = \frac{1}{44} \cdot 10,61 \cdot 4,8^2 = 5,43 \text{ kNm}$$

$$f_{a,A} = c_i \cdot f_d = 0,755 \cdot 10,61 = 8,01 \text{ kN/m}^2$$

2) DESKA B:



$$\alpha = \frac{l_b}{l_a} = \frac{4,8}{8,0} = 0,6$$

Koeficienty:

$$a = 87,6, b = 16,1, c = 0,39$$

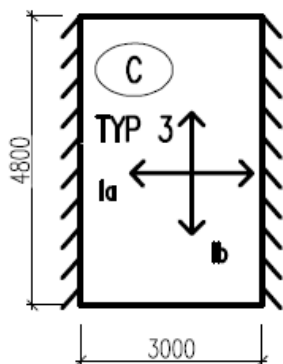
Momenty v poli

$$M_{a,B} = \frac{1}{a_i} \cdot f_d \cdot l_a^2 = \frac{1}{87,6} \cdot 10,61 \cdot 8,0^2 = 7,75 \text{ kNm}$$

$$M_{b,B} = \frac{1}{b_i} \cdot f_d \cdot l_b^2 = \frac{1}{16,1} \cdot 10,61 \cdot 4,8^2 = 15,18 \text{ kNm}$$

$$f_{a,B} = c_i \cdot f_d = 0,39 \cdot 10,61 = 4,14 \text{ kN/m}^2$$

3) DESKA C:



$$\alpha = \frac{l_b}{l_a} = \frac{4,8}{3} = 1,5$$

Koeficienty:

$$a = 27,6, b = 288,4, c = 0,97$$

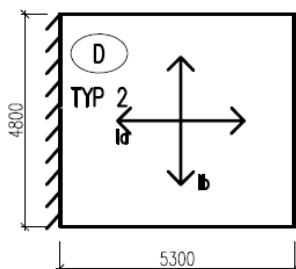
Momenty v poli

$$M_{a,C} = \frac{1}{a_i} \cdot f_d \cdot l_a^2 = \frac{1}{27,6} \cdot 14,62 \cdot 3,0^2 = 4,77 \text{ kNm}$$

$$M_{b,C} = \frac{1}{b_i} \cdot f_d \cdot l_b^2 = \frac{1}{288,4} \cdot 14,62 \cdot 4,8^2 = 1,49 \text{ kNm}$$

$$f_{a,C} = c_i \cdot f_d = 0,97 \cdot 14,62 = 14,18 \text{ kN/m}^2$$

4) DESKA D:



$$\alpha = \frac{l_b}{l_a} = \frac{4,8}{5,3} = 0,91$$

Koeficienty:

$$a = 35, b = 29,4, c = 0,63$$

Momenty v poli

$$M_{a,D} = \frac{1}{a_i} \cdot f_d \cdot l_a^2 = \frac{1}{35} \cdot 14,62 \cdot 5,3^2 = 11,73 \text{ kNm}$$

$$M_{b,D} = \frac{1}{b_i} \cdot f_d \cdot l_b^2 = \frac{1}{29,4} \cdot 14,62 \cdot 4,8^2 = 11,46 \text{ kN}$$

$$f_{a,D} = c_i \cdot f_d = 0,63 \cdot 14,62 = 9,21 \text{ kN/m}^2$$

6.1.2 PODPOROVÉ MOMENTY

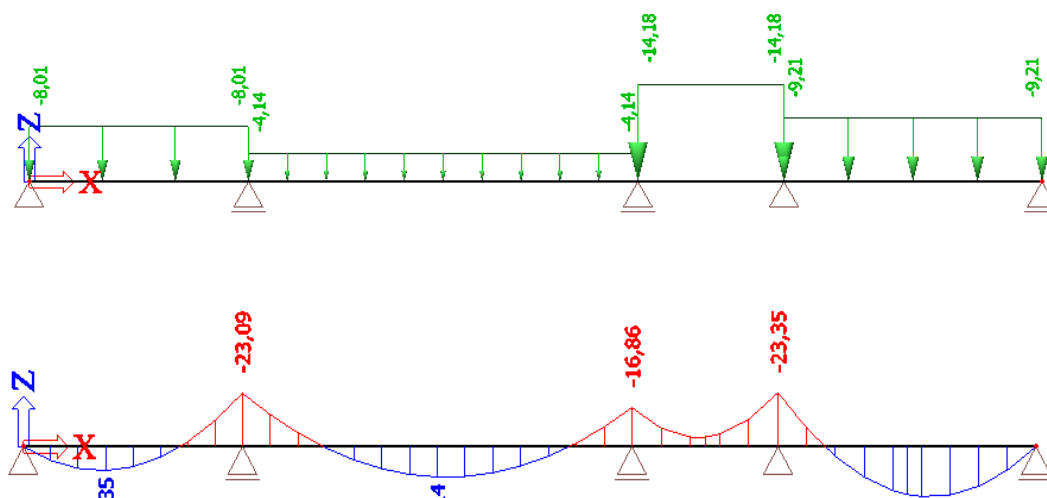
Prutový model konstrukce zatížený příslušnými zatíženími pro jednotlivé deskové pole viz kap. 5.1.1.

$$f_{a,A} = c_i \cdot f_d = 0,755 \cdot 10,61 = 8,01 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{a,B} = c_i \cdot f_d = 0,39 \cdot 10,61 = 4,14 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{a,C} = c_i \cdot f_d = 0,97 \cdot 14,62 = 14,18 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{a,D} = c_i \cdot f_d = 0,63 \cdot 14,62 = 9,21 \text{ kN/m}^2$$



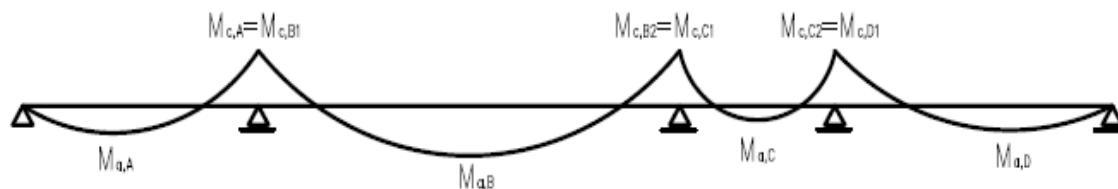
Obr. 45 2D prutový model konstrukce.

$$M_{c,A} = -23,09 \text{ kNm}$$

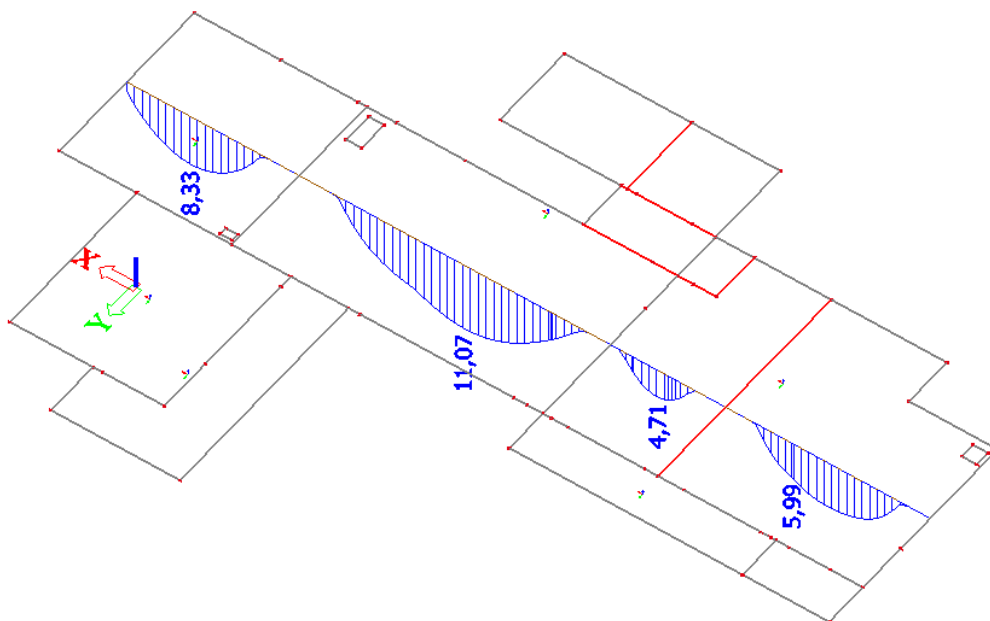
$$M_{c,B} = -16,86 \text{ kNm}$$

$$M_{c,D} = -23,35 \text{ kNm}$$

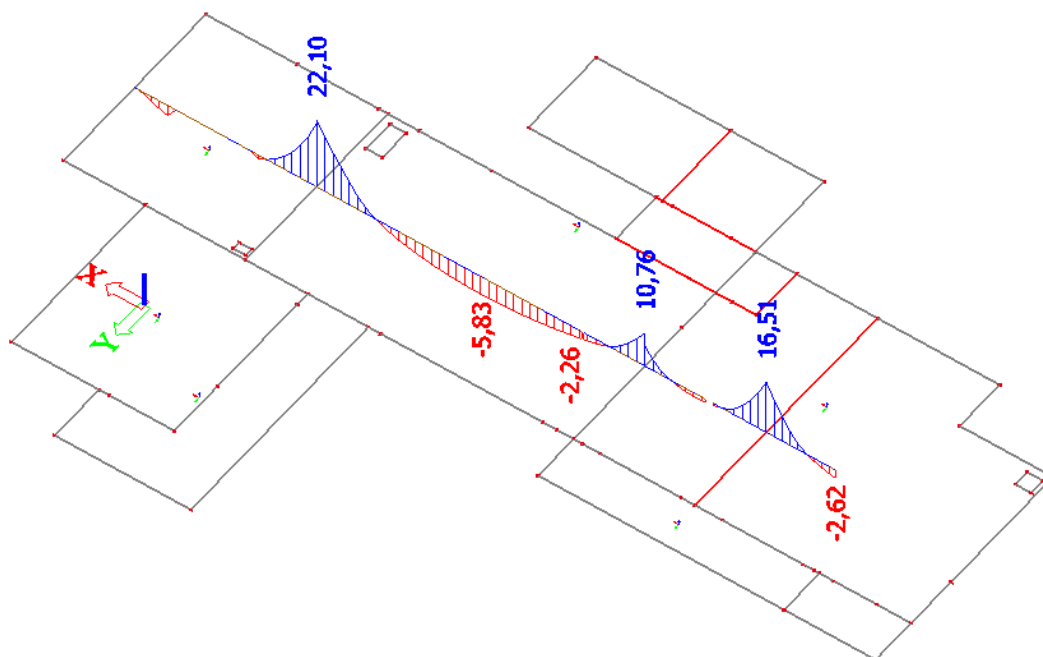
Příslušné označení pozic ohybových momentů, vypočtených dle tabule pružnosti a 2D modelu.



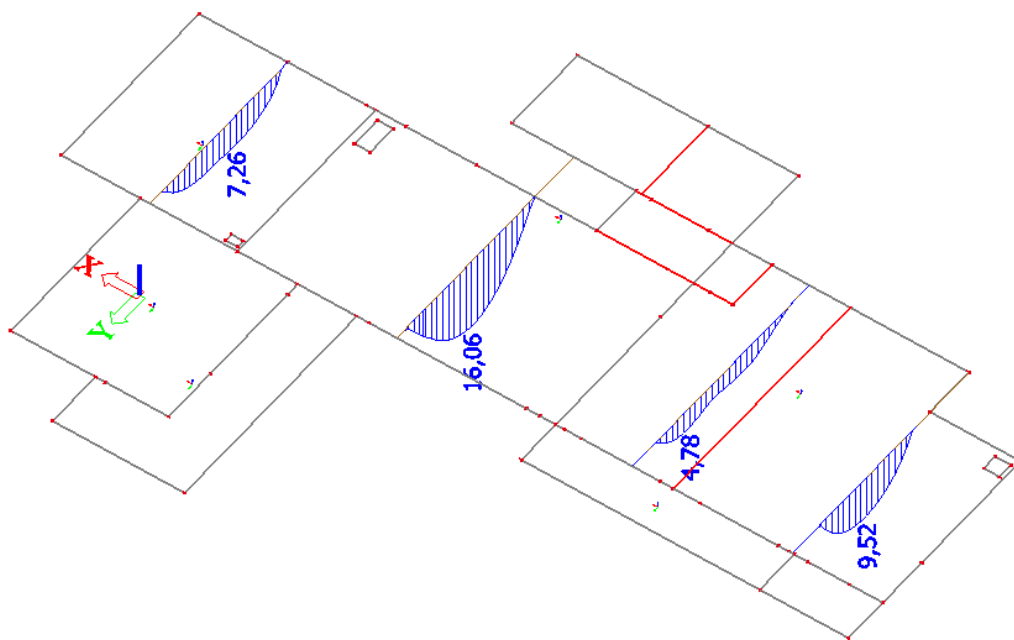
6.1.3 PRŮBĚH OHYBOVÝCH MOMENTŮ - 3D MODEL



Obr. 46 Průběh mezipodporových ohybových momentů - m_{xD-}



Obr. 47 Průběh podporových ohybových momentů - m_{xD+}



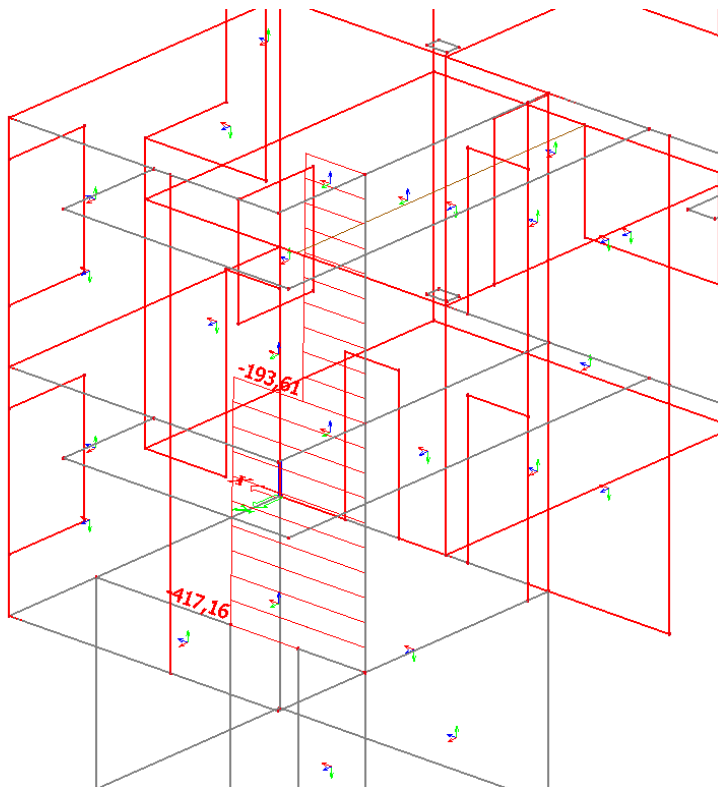
Obr. 48 Průběh mezipodporových ohybových momentů - $m_y D$ -

6.1.4 POROVNÁNÍ VÝSLEDNÝCH OHYBOVÝCH MOMENTŮ

Pole		Průřez	MOMENTY DLE PRUŽNOSTI Z TABULEK/ 2D MODEL [kN/m]	3D MODEL KONSTRUKCE [kN/m]
SMĚR X	Ma,A	Pole	7,96	8,33
	Mc,A = Mc,B1	Podpora	-23,09	-22,10
	Ma,B	Pole	7,75	11,07
	Mc,B2 = Mc,C1	Podpora	-16,86	-10,76
	Ma,C	Pole	4,77	4,71
	Mc,C2 = Mc,D1	Podpora	-23,35	-16,51
Ma,D	Pole	11,73	5,99	
SMĚR Y	Mb,A	Pole	5,43	7,26
	Mb,B	Pole	15,18	16,06
	Mb,C	Pole	1,49	4,78
	Mb,D	Pole	11,46	9,52

Hodnoty lze považovat za důvěryhodné.

6.2 Ověření normálových sil ve sloupu SL.11



Obr. 49 Normálová síla SL.11

Výsledná normálová síla v patě sloupu (software): $N_{Ed,max} = 417,16 \text{ kN}$

Výsledná normálová síla v patě sloupu (ruční výpočet): $N_{Ed,max} = 365,16 \text{ kN}$

viz. kapitola 4.3.

$$1 - \frac{365,16}{417,16} = 0,11 \rightarrow 1,1\%$$

Výsledná odchylka ručního a softwaru = 1,1%, to je pravděpodobně při stanovování velikosti zatěžovací plochy. Hodnoty vnitřních sil lze považovat za důvěryhodné.

7 NÁVRH VÝZTUŽE DESKY 1.P P

7.1 OMEZENÍ TAHOVÝCH NAPĚTÍ V RANÉM STADIU

Návrh výztuže s ohledem na omezení tahových napětí ve výztuži v raném stadiu, které při překročení vedou ke vzniku otevřených trhlin a vzniku velkých přetvoření.

Posouzení šířky trhlin bude provedeno přímým výpočtem a kontrolou podmínky spolehlivosti, která musí splnit předepsanou hodnotu šířky trhlin. Vypočtená hodnota w_k se porovnává s hodnotou w_{max} , která je stanovena s ohledem na třídu prostředí (XC1) a typ konstrukce (železobetonová konstrukce) $\Rightarrow w_{max} = 0,4$ mm.

TAH		1	2	3	4
Prvek -výška	h [m]	0,25	0,25	0,25	0,25
šířka	b [m]	1	1	1	1
	h_{cr} [m]	0,125	0,125	0,125	0,125
krytí	c [m]	0,025	0,025	0,025	0,025
průměr výztuže	Ø [m]	0,008	0,010	0,012	0,014
Beton	f_{ct,eff} [MPa]	1,3	1,3	1,3	1,3
alfa e	[-]	6,35	6,35	6,35	6,35
k		1	1	1	1
k _c		1	1	1	1
součinitel	k1	0,8	0,8	0,8	0,8
	k2	1	1	1	1
	k3	3,400	3,400	3,400	3,400
	k4	0,425	0,425	0,425	0,425
	k_t	0,4	0,4	0,4	0,4
A _{ct}	A_{ct} [m²]	0,125	0,125	0,125	0,125
účinná výška	d [m]	0,221	0,22	0,219	0,218
vzdálenosti	[m]	0,080	0,110	0,150	0,180
plocha výztuže	A_s [m]	0,0006283	0,000714	0,000754	0,0008552
Poloha NO	x [m]	0	0	0	0
h _{c,ef}	h_{c,ef} [m]	0,072500	0,075000	0,077500	0,080000
A _{c,eff}	A_{c,eff} [m²]	0,072500	0,075000	0,077500	0,080000
stupeň vyztžení	ρ	0,008666	0,009520	0,009729	0,010690
Napětí ve výztuži	σ_s [MPa]	258,6	227,6	215,5	190,0
vzdálenost	s_{r,max} [m]	0,3988538	0,442144	0,4942862	0,5302704
rozdíl přetvoření	ε_{sm} - ε_{cm}	0,0009766	0,0008483	0,0007939	0,0006903
omezení		0,0009766	0,0008483	0,0007939	0,0006903
šířka	w_k [m]	0,389528	0,375088	0,392391	0,366063
w_{max} [mm]	0,4	VYHOVUJE	VYHOVUJE	VYHOVUJE	VYHOVUJE

V tabulce jsou uvedené případné profily výztuže, které splňují požadavky šířky trhlin při příslušné rozteči. Jako základní výztuž stropní desky 1.PP byla zvolena $\phi 12/150$ mm.

POUŽITÉ VZORCE

$h_{ct} = \frac{h}{2}$ - výška tažené části průřezu před vznikem trhlin

$$f_{ct,eff} = \frac{f_{ctm}}{2}; \alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$$

$k = 1,0$ - součinitel vyjadřující účinek nerovnoměrného rozdělení vnitřních napětí

$k_c = 1,0$ - součinitel zohledňující rozdělení napětí v průřezu před vznikem trhlin

$k_1 = 0,8$ - součinitel zohledňující rozdělení vlastnosti soudržné výztuže

$k_2 = 1,0$ - součinitel zohledňující rozdělení poměrného přetvoření

$k_t = 0,4$ - součinitel závisící na době trvání zatížení - dlouhodobé

$A_{ct} = h_{ct} \cdot b$ - tažená plocha průřezu bezprostředně před vznikem trhlin

A_s = plocha výztuže

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

$A_{c,ef} = h_{c,ef} \cdot b$ - efektivní plocha obklopující taženou výztuž

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} - \text{stupeň vyztužení tažené části průřezu}$$

$$\sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \frac{A_{ct}}{A_{s,min}} - \text{napětí v tahové výztuži}$$

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \frac{\sigma}{\rho_{eff}} - \text{maximální vzdálenost trhlin}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} - \text{rozdíl přetvoření}$$

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

7.2 OVĚŘENÍ MSÚ

Pro posouzení byl použit vlastní software vytvořený v prostředí MS Excel pro účely statických výpočtů.

Průběh vnitřních sil viz. kap. 5

Geometrie a materiálové charakteristiky prvku

h	b	Beton	Ocel	c_d	c_h										
[mm]	[mm]	třída	třída	[mm]	[mm]	f_{ck}	f_{cd}	$f_{ck,cube}$	f_{cm}	$f_{ctm}=f_{ct,eff}$	f_{ctd}	$f_{ctk,0,05}$	$f_{ctk,0,95}$	E_{cm}	ν_c
250,0	1000,0	C25/30	B500B	25	25	25,0	16,7	30,0	33,0	2,6	1,20	1,80	3,3	31,5	1,5
f_{yk}	f_{yd}	E_s	ϵ_{yk}	ϵ_{uk}	ϵ_{yd}	ν_s									
500	434,78	200000	0,0025	0,0500	#####	1,15									

Vyztužení - hlavní výztuž

	profil	počet	$A_{s,prov}$	
	[mm]	[ks/m ¹]	[mm ²]	
dolní - X	12	6,67	754	VNĚJŠÍ
dolní - Y	12	6,67	754	VNITŘNÍ
horní - X	12	6,67	754	VNĚJŠÍ
horní - Y	12	6,67	754	VNITŘNÍ

	Msd	d	As,req	As,min	příložka ϕ	počet	$A_{s,navrh}$	ρ_{st}	x	$x/d \leq 0,45$	z	Mrd	Mrd > Msd	$\rho > \rho_{min}$	Využití
	kNm/m	mm	mm ²	mm ²	mm	ks/m	mm ²	-	mm	-	mm	kNm			
dolní výztuž - směr x	17,0	219	181	335,91	0	0,0	754	0,0034	24,58	0,112	209,17	68,56	vyhoví	vyhoví	24,84%
	10,0	207	112	317,51	0	0,0	754	0,0036	24,58	0,119	197,17	64,63	vyhoví	vyhoví	15,47%
horní výztuž - směr x	26,2	219	279	335,91	0	0,0	754	0,0034	24,58	0,112	209,17	68,56	vyhoví	vyhoví	38,17%
	55,0	207	637	317,51	0	0,0	754	0,0036	24,58	0,119	197,17	64,63	vyhoví	vyhoví	85,10%
horní výztuž - směr y	65,0	207	758	317,51	8	3,3	920	0,0044	29,99	0,145	195,00	77,98	vyhoví	vyhoví	83,35%

Stropní deska je s ohledem na MSÚ značně předimenzována při spodním povrchu, pro návrh výztuže je rozhodující MSP.

7.3 OVĚŘENÍ MSP

Pro posouzení byl použit vlastní software vytvořený v prostředí MS Excel pro účely statických výpočtů.

Ověření MSP bylo provedeno pro konzolovou část stropní desky 1.PP, nad kterou se nacházejí dvě nadzemní podlaží. Ověřen byl MS omezení napětí, MS trhlin a MS přetvoření.

A. Vnitřní síly na konstrukci							
v poli				nad podporou			
M_{Ed} [kNm]	M_{ek} [kNm]	$M_{E,qp}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	M_{ek} [kNm]	$M_{E,qp}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]
0,0	0,0	0,0	0,0	65,0	47,0	43,0	0,0
B. Návrh průřezu				C. Geometrie a materiálové charakteristiky prvku			
b [mm]	h [mm]	Beton třída		Ocel třída	c_h [mm]	c_d [mm]	
1000,0	250,0	C25/30		B500B	25	25	
D. MSÚ - PORUŠENÍ OHYBEM				D.2. PRŮŘEZ NAD PODPOROU			
D.1. PRŮŘEZ V POLI				D.2. PRŮŘEZ NAD PODPOROU			
Tlačená výztuž			Tlačená výztuž				
n_{sc} [ks]	ϕ_{sc} [mm]	A_{sc} [mm ²]	n_{sc} [ks]	ϕ_{sc} [mm]	A_{sc} [mm ²]		
0	0	0	0	0	0		
Příložka			Příložka				
$n_{st,př}$ [ks]	$\phi_{st,př}$ [mm]	$A_{st,př}$ [mm ²]	$n_{st,př}$ [ks]	$\phi_{st,př}$ [mm]	$A_{st,př}$ [mm ²]		
0	0	167	3,33	8	0		
Tažená výztuž			Tažená výztuž				
n_{st} [ks]	ϕ_{st} [mm]	A_{st} [mm ²]	n_{st} [ks]	ϕ_{st} [mm]	A_{st} [mm ²]		
0	0	754	6,67	12	0		
F. MEZNÍ STAV OMEZENÍ NAPĚTÍ							
F.1. Základní charakteristiky ideálního průřezu bez trhliny:							
α_e [-]	A_i [mm ²]	a_{gi} [mm]	I_i [mm ⁴]	$f_{ct,eff}$ [MPa]	$\sigma_{2,k}$ [MPa]	$\sigma_{1,k}$ [MPa]	
6,35	2,56E+05	127,15	1,34E+09	2,6	-4,44	4,29	
						$\sigma_2 < f_{ct,eff}$ $\sigma_1 > f_{ct,eff}$ vznik trhlin se očekává	
F.2. Základní charakteristiky ideálního průřezu s trhlinou:							
x_{ir} [mm]	I_{ir} [mm ⁴]						
45,13	2,077E+08						
F.3. Omezení napětí v průřezu:							
k_1	0,6	[-]	$k_1 \cdot f_{ck}$	15	[MPa]		
k_2	0,45	[-]	$k_2 \cdot f_{ck} =$	11,25	[MPa]		
k_3	0,8	[-]	$k_3 \cdot f_{yk} =$	400	[MPa]		
$\sigma_{c,k}$ [MPa]	$\sigma_{c,qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,k}$ [MPa]	$\sigma_{s,qp}$ [MPa]	$\sigma_{c,ch} < k_1 \cdot f_{ck}$	vyhoví		
-10,21	-9,34	250,01	236,62	$\sigma_{c,qp} < k_2 \cdot f_{ck}$	lineární dotvarování		
				$\sigma_{cs} < k_3 \cdot f_{yk}$	vyhoví		

G. MEZNÍ STAV TRHLIN

k_t [-]	$h_{c,eff}$ [mm]	$A_{c,eff}$ [mm ²]	$\rho_{p,eff}$ [-]	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ [-]			
0,4	68,29	68290	0,0135	0,00077			
	$s_{r,max}$ [mm]	w_k [mm]	$w_{k,lim}$ [m]		k_1	0,8	[-]
	236,14	0,182	0,400		k_2	0,5	[-]
		$w_k < w_{k,lim}$	šířka trhliny vyhoví		k_3	3,4	[-]
					k_4	0,425	[-]

Výpočet pružného průhybu **konzolové části stropní desky** při kvazistálé kombinaci zatížení byl proveden pomocí průhybu odečteného ze softwaru s následným upravením dle ČSN EN 1992-1-1. Hodnota pružného průhybu stropní desky je vynásobena o součinitel dotvarování betonu ($E_{cm}/E_{c,eff}$) a vznik trhlin (I_c/I_{It}) a přičten průhyb od smršťování w_{cs} . Přibližná hodnota průhybu stropní desky tedy respektuje vznik trhlin, vliv dotvarování a smršťování.

I. MEZNÍ STAV PŘETVOŘENÍ

Vliv dotvarování

h_o [mm]	CEMENT [-]	t_o [dní]	$\varphi^{(\infty, t_o)}$ [-]
250,00	N	28	2,00

Vliv smršťování

t [let]	t_s [dní]	RH [%]	$\varphi_{c,sh}^{(\infty, t_o)}$ [-]
50	7	50	3,10

k_h [-]	$\beta_{ds(t,ts)}$ [-]	$\epsilon_{cd,0}$ [-]	$\epsilon_{cd,(t)}$ [-]	$\epsilon_{ca(t)}$ [-]	$\epsilon_{cs(t)}$ [-]
0,800	0,991	5,50E-04	4,36E-04	3,75E-05	4,74E-04

I.1. KRÁTKODOBÉ PŮSOBNÍ ZATÍŽENÍ

Základní charakteristiky ideálního průřezu bez trhliny:

E_{cm} [GPa]	α_e [-]	A_i [mm ²]	a_{gi} [mm]	I_i [mm ⁴]	$M_{cr,st}$ [kNm]	$M_{Ek,ch}$ [kNm]	$C_{I,st}$ [m ⁻² MN ⁻¹]
31,5	6,35	2,559E+05	127,15	1,35E+09	28,24	47,0	0,0235

$M_{cr,st} < M_{Ek,ch}$ vznik trhlin se očekává

základní charakteristiky ideálního průřezu s trhlinou:

x_{ir} [mm]	I_{ir} [mm ⁴]	$C_{II,st}$ [m ⁻² MN ⁻¹]
45,13	2,077E+08	0,1530

I.2. DLOUHODOBÉ PŮSOBNÍ ZATÍŽENÍ

Základní charakteristiky ideálního průřezu bez trhliny:

$E_{c,eff}$ [GPa]	$\alpha_{e,eff}$ [-]	$A_{i,eff}$ [mm ²]	$a_{gi,eff}$ [mm]	$I_{i,eff}$ [mm ⁴]	$M_{cr,lt}$ [kNm]	$M_{Ek,qp}$ [kNm]	$C_{I,lt}$ [m ⁻² MN ⁻¹]
10,5	19,06	2,676E+05	131,17	1,45E+09	31,24	43,0	0,0659

$M_{cr,st} < M_{ek,qp}$ vznik trhlin se očekává

Základní charakteristiky ideálního průřezu s trhlinou:

$x_{ir,eff}$ [mm]	$I_{ir,eff}$ [mm ⁴]	$C_{II,lt}$ [m ⁻² MN ⁻¹]
71,90	5,041E+08	0,1891

Výsledná křivost od dlouhodobého zatížení

β [-]	$\zeta_{qp,eff}$ [-]	$(1/r)_{qp}$ [m ⁻¹]	I_{lt} [mm ⁴]
0,5	0,736	6,73E-03	6,088E+08

I.3. PRŮHYB OD SMRŠŤOVÁNÍ

Základní charakteristiky ideálního průřezu bez trhliny:

$E_{c,eff,sh}$ [GPa]	$\alpha_{e,eff,sh}$ [-]	$A_{i,eff,sh}$ [mm ²]	$a_{gi,eff,sh}$ [mm]	$I_{i,eff,sh}$ [mm ⁴]	$S_{I,eff,sh}$ [mm ³]
7,7	26,05	2,740E+05	133,24	1,50E+09	7,91E+04

Základní charakteristiky ideálního průřezu s trhlinou:

$x_{ir,eff}$ [mm]	$I_{ir,eff}$ [mm ⁴]	$S_{II,eff,sh}$ [mm ³]
81,32	6,344E+08	1,27E+05

Výsledná křivost od smršťování

β [-]	ζ [-]	$(1/r)_{cs}$ [m ⁻¹]
0,5	0,736	1,99E-03

I.4. VÝPOČET PRŮHYBU

Průhyb od kvazistálého zatížení s vlivem dotvarování a trhlin

L	1350	mm	
w_{c,qp}	1,3	mm	pružný průhyb
E_{cm}/E_{c,eff}	3,0		vliv dotvarování
I_c/I_{lt}	2,1		vliv trhlin

w_{lt,qp} = 8,34 mm

Průhyb od smršťování dlouhodobý účinek

k = 0,250
w_{cs} = 0,91 mm

I.5. POSOUZENÍ PRŮHYBU

Nadvýšení 0,00 mm

w_{lim} = 1/125 L

w_{lt,qp} + w_{cs} = 9,25 < **w_{lim}** = 10,80 mm

průhyb vyhoví

8 NÁVRH VÝZTUŽE DESKY 1.NP

8.1 OMEZENÍ TAHOVÝCH NAPĚTÍ V RANÉM STADIU

Návrh výztuže s ohledem na omezení tahových napětí ve výztuži v raném stadiu, které při překročení vedou ke vzniku otevřených trhlin a vzniku velkých přetvoření.

Posouzení šířky trhlin bude provedeno přímým výpočtem a kontrolou podmínky spolehlivosti, která musí splnit předepsanou hodnotu šířky trhlin. Vypočtená hodnota w_k se porovnává s hodnotou w_{max} , která je stanovena s ohledem na třídu prostředí (XC1) a typ konstrukce (železobetonová konstrukce) $\Rightarrow w_{max} = 0,4$ mm.

TAH		1	2	3	4
Prvek -výška	h [m]	0,18	0,18	0,18	0,18
šířka	b [m]	1	1	1	1
	h_cr [m]	0,09	0,09	0,09	0,09
krytí	c [m]	0,025	0,025	0,025	0,025
průměr výztuže	Ø [m]	0,008	0,010	0,012	0,014
Beton	f_{ct,eff} [MPa]	1,3	1,3	1,3	1,3
alfa e	[-]	6,35	6,35	6,35	6,35
k		1	1	1	1
k_c		1	1	1	1
součinitel	k1	0,8	0,8	0,8	0,8
	k2	1	1	1	1
	k3	3,400	3,400	3,400	3,400
	k4	0,425	0,425	0,425	0,425
	k_t	0,4	0,4	0,4	0,4
A_ct	A_ct [m2]	0,09	0,09	0,09	0,09
účinná výška	d [m]	0,151	0,15	0,149	0,148
vzdálenosti	[m]	0,100	0,150	0,200	0,250
plocha výztuže	A_s [m]	0,0005027	0,0005236	0,0005655	0,0006158
Poloha NO	x [m]	0	0	0	0
h_c,ef	h_c,ef [m]	0,060000	0,060000	0,060000	0,060000
A_c,eff	A_c,eff [m2]	0,060000	0,060000	0,060000	0,060000
stupeň vyztžení	ρ	0,008378	0,008727	0,009425	0,010263
Napětí ve výztuži	σ_s [MPa]	232,8	223,5	206,9	190,0
vzdálenost	s_{r,max} [m]	0,4096764	0,4746116	0,5179018	0,5488234
rozdíl přetvoření	ε_{sm} - ε_{cm}	0,000837	0,0008028	0,0007421	0,0006802
omezení		0,000837	0,0008028	0,0007421	0,0006802
šířka	w_k [m]	0,342882	0,381028	0,384350	0,373309
w_{max} [mm]	0,4	VYHOVUJE	VYHOVUJE	VYHOVUJE	VYHOVUJE

V tabulce jsou uvedené případné profily výztuže, které splňují požadavky šířky trhlin při příslušné rozteči. Jako základní výztuž stropní desky 1.NP byla zvolena $\phi 10/150$ mm.

8.2 OVĚŘENÍ MSÚ

Průběh vnitřních sil viz. kap. 5

Geometrie a materiálové charakteristiky prvku

h	b	Beton	Ocel	c_d	c_h										
[mm]	[mm]	třída	třída	[mm]	[mm]	f_{ck}	f_{cd}	$f_{ck,cube}$	f_{cm}	$f_{ctm}=f_{ct,eff}$	f_{ctd}	$f_{ctk,0,05}$	$f_{ctk,0,95}$	E_{cm}	γ_c
180,0	1000,0	C25/30	B500B	25	25	25,0	16,7	30,0	33,0	2,6	1,20	1,80	3,3	31,5	1,5
f_{yk}	f_{yd}	E_s	ϵ_{yk}	ϵ_{uk}	ϵ_{yd}	γ_s									
500	434,78	200000	0,0025	0,0500	#####	1,15									

Vyztužení - hlavní výztuž

	profil	počet	$A_{s,prov}$	
	[mm]	[ks/m']	[mm ²]	
dolní - X	10	6,67	524	VNĚJŠÍ
dolní - Y	10	6,67	524	VNITŘNÍ
horní - X	10	6,67	524	VNEJŠÍ
horní - Y	10	6,67	524	VNITŘNÍ

Základní výztuž desky vychází z minimální plochy výztuže s ohledem na vznik tahových trhlin, která byla stanovena pro profil 10/150mm.

	Msd	d	As,req	As,min	přil ožk a ϕ	počet	$A_{s,navrh}$	ρ_{st}	x	x/d<=0,45	z	Mrd	Mrd>Msd	$\rho > \rho_{min}$	Využití
	kNm/m	mm	mm ²	mm ²	mm	ks/m	mm ²	-	mm	-	mm	kNm			
dolní výztuž - směr X	16,2	150	254	230,08	0	0,0	524	0,0035	17,07	0,114	143,17	32,59	vyhoví	vyhoví	49,77%
	16,3	140	274	214,74	0	0,0	524	0,0037	17,07	0,122	133,17	30,31	vyhoví	vyhoví	53,67%
horní výztuž - směr X	25,0	150	397	230,08	0	0,0	524	0,0035	17,07	0,114	143,17	32,59	vyhoví	vyhoví	76,71%
	32,7	150	526	230,08	8	3,3	691	0,0046	22,53	0,150	140,99	42,35	vyhoví	vyhoví	77,28%
	25,0	140	428	214,74	0	0,0	524	0,0037	17,07	0,122	133,17	30,31	vyhoví	vyhoví	82,47%
	42,0	140	741	214,74	10	6,7	1047	0,0075	34,15	0,244	126,34	57,53	vyhoví	vyhoví	73,00%

8.3 OVĚŘENÍ MSP

Ověření MSP bylo provedeno pro část stropní desky 1.NP kde vznikají největší průhyby. Ověřen byl MS omezení napětí, MS trhlin a MS přetvoření.

A. Vnitřní síly na konstrukci							
v poli				nad podporou			
M_{Ed} [kNm]	$M_{Ek,ch}$ [kNm]	$M_{Ek,qp}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	$M_{Ek,Ch}$ [kNm]	$M_{Ek,qp}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]
16,2	11,8	10,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

B. Návrh průřezu		C. Geometrie a materiálové charakteristiky prvků			
b [mm]	h [mm]	Beton třída	Ocel třída	c_h [mm]	c_d [mm]
1000,0	180,0	C25/30	B500B	25	25

D.1. PRŮŘEZ V POLI			D.2. PRŮŘEZ NAD PODPOROU		
Tlačená výztuž			Tlačená výztuž		
n_{sc} [ks]	ϕ_{sc} [mm]	A_{sc} [mm ²]	n_{sc} [ks]	ϕ_{sc} [mm]	A_{sc} [mm ²]
0	0	0	0	0	0
Příložka			Příložka		
$n_{st,př}$ [ks]	$\phi_{st,př}$ [mm]	$A_{st,př}$ [mm ²]	$n_{st,př}$ [ks]	$\phi_{st,př}$ [mm]	$A_{st,př}$ [mm ²]
0	0	0	0	0	0
Tažená výztuž			Tažená výztuž		
n_{st} [ks]	ϕ_{st} [mm]	A_{st} [mm ²]	n_{st} [ks]	ϕ_{st} [mm]	A_{st} [mm ²]
6,67	10	524	0	0	0

F. MEZNÍ STAV OMEZENÍ NAPĚTÍ

F.1. Základní charakteristiky ideálního průřezu bez trhliny:

α_e [-]	A_i [mm ²]	a_{gi} [mm]	I_i [mm ⁴]	$f_{ct,eff}$ [MPa]	$\sigma_{2,k}$ [MPa]	$\sigma_{1,k}$ [MPa]
6,35	1,83E+05	91,09	4,96E+08	2,6	-2,17	2,11
$\sigma_2 < f_{ct,eff}$						$\sigma_1 > f_{ct,eff}$
trhliny nevznikají						

S ohledem na skutečnost, že tahová pevnost betonu je pouze odvozená hodnota s tlakové pevnosti betonu $f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{(2)}$, není tak zaručená a hodnotě tahového napětí na dolním okraji blízká se této hodnotě, uvažují tak možný vznik trhlin.

F.2. Základní charakteristiky ideálního průřezu s trhlinou:

x_{ir} [mm]	I_{ir} [mm ⁴]
28,45	5,685E+07

F.3. Omezení napětí v průřezu:

k_1	0,6	[-]	$k_1 \cdot f_{ck}$	15	[MPa]
k_2	0,45	[-]	$k_2 \cdot f_{ck} =$	11,25	[MPa]
k_3	0,8	[-]	$k_3 \cdot f_{yk} =$	400	[MPa]
$\sigma_{c,k}$ [MPa]	$\sigma_{c,qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,k}$ [MPa]	$\sigma_{s,qp}$ [MPa]	$\sigma_{c,ch} < k_1 \cdot f_{ck}$	vyhoví
-5,90	-5,08	160,16	143,56	$\sigma_{c,qp} < k_2 \cdot f_{ck}$	lineární dotvarování
				$\sigma_{cs} < k_3 \cdot f_{yk}$	vyhoví

G. MEZNÍ STAV TRHLIN

k_t [-]	$h_{c,eff}$ [mm]	$A_{c,eff}$ [mm ²]	$\rho_{p,eff}$ [-]	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ [-]
0,4	50,52	50518	0,0104	0,00019

$s_{r,max}$ [mm]	w_k [mm]	$w_{k,lim}$ [m]	k_1	0,8	[-]
248,94	0,047	0,400	k_2	0,5	[-]
	$w_k < w_{k,lim}$		k_3	3,4	[-]
			k_4	0,425	[-]

šířka trhliny vyhoví

Výpočet pružného průhybu **stropní desky uprostřed pole** při kvazistálé kombinaci zatížení byl proveden pomocí průhybu odečteného softwaru s následným upravením dle ČSN EN 1992-1-1. Hodnota pružného průhybu stropní desky je vynásobena o součinitel dotvarování betonu ($E_{cm}/E_{c,eff}$) a vznik trhlin (I_c/I_{it}) a přičten průhyb od smršťování w_{cs} . Přibližná hodnota průhybu stropní desky tedy respektuje vznik trhlin, vliv dotvarování a smršťování.

I. MEZNÍ STAV PŘETVOŘENÍ

Vliv dotvarování

h_o [mm]	CEMENT [-]	t_o [dní]	$\varphi(\infty, t_o) =$ [-]
180,00	N	28	2,20

Vliv smršťování

t [let]	t_s [dní]	RH [%]	$\varphi_{c,sh}(\infty, t_o)$ [-]
50	7	50	3,50

k_h [-]	$\beta_{ds(t, t_s)}$ [-]	$\epsilon_{cd,0}$ [-]	$\epsilon_{cd,t}$ [-]	$\epsilon_{ca(t)} =$ [-]	$\epsilon_{cs(t)} =$ [-]
0,880	0,995	5,50E-04	4,81E-04	3,75E-05	5,19E-04

I.1. KRÁTKODOBÉ PŮSOBNÍ ZATÍŽENÍ

Základní charakteristiky ideálního průřezu bez trhliny:

E_{cm} [GPa]	α_e [-]	A_i [mm ²]	a_{gi} [mm]	I_i [mm ⁴]	$M_{cr,st}$ [kNm]	$M_{Ek,ch}$ [kNm]	$C_{I,st}$ [m ⁻² MN ⁻¹]
31,5	6,35	1,833E+05	91,09	4,98E+08	14,36	11,79	0,0638

$M_{cr,st} < M_{Ek,ch}$ **trhliny nevznikají**

základní charakteristiky ideálního průřezu s trhlinou:

x_{ir} [mm]	I_{ir} [mm ⁴]	$C_{II,st}$ [m ⁻² MN ⁻¹]
28,45	5,685E+07	0,5588

I.2. DLOUHODOBÉ PŮSOBNÍ ZATÍŽENÍ

Základní charakteristiky ideálního průřezu bez trhliny:

$E_{c,eff}$ [GPa]	$\alpha_{e,eff}$ [-]	$A_{i,eff}$ [mm ²]	$a_{gi,eff}$ [mm]	$I_{i,eff}$ [mm ⁴]	$M_{cr,lt}$ [kNm]	$M_{Ek,qp}$ [kNm]	$C_{I,lt}$ [m ⁻² MN ⁻¹]
9,8	20,33	1,907E+05	93,35	5,22E+08	15,46	10,2	0,1947

$M_{cr,st} < M_{Ek,qp}$ **trhliny nevznikají**

S ohledem na skutečnost, že tahová pevnost betonu je pouze odvozená hodnota s tlakové pevnosti betonu $f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{(2/3)}$, není tak zaručená a minimálnímu rozdílu ohybových momentů od zatížení a kritických momentů, při kterých vznikají trhliny, volím součinitel tahového zpevnění betonu $\zeta=0,5$. Uvažuji tak možný vznik trhlin.

Základní charakteristiky ideálního průřezu s trhlinou:

$x_{ir,eff}$ [mm]	$I_{ir,eff}$ [mm ⁴]	$C_{II,lt}$ [m ⁻² MN ⁻¹]
46,87	1,476E+08	0,6887

Výsledná křivost od dlouhodobého zatížení

β [-]	$\zeta_{qp,eff}$ [-]	$(1/r)_{qp}$ [m ⁻¹]	I_{lt} [mm ⁴]
0,5	0,500	4,48E-03	2,302E+08

I.3. PRŮHYB OD SMRŠŤOVÁNÍ

Základní charakteristiky ideálního průřezu bez trhliny:

$E_{c,eff,sh}$ [GPa]	$\alpha_{e,eff,sh}$ [-]	$A_{i,eff,sh}$ [mm ²]	$a_{gi,eff,sh}$ [mm]	$I_{i,eff,sh}$ [mm ⁴]	$S_{i,eff,sh}$ [mm ³]
7,0	28,59	1,950E+05	94,61	5,36E+08	2,90E+04

Základní charakteristiky ideálního průřezu s trhlinou:

$x_{ir,eff}$ [mm]	$I_{ir,eff}$ [mm ⁴]	$S_{II,eff,sh}$ [mm ³]
53,71	1,905E+08	5,04E+04

Výsledná křivost od smršťování

β [-]	ζ [-]	$(1/r)_{cs}$ [m ⁻¹]
0,5	0,500	1,18E-03

I.4. VÝPOČET PRŮHYBU

Průhyb od kvazistálého zatížení s vlivem dotvarování a trhlin

L	4775	mm	
w_{c,qp}	2,3	mm	pružný průhyb
E_{cm}/E_{c,eff}	3,2		vliv dotvarování
I_c/I_{lt}	2,1		vliv trhlin

w_{lt,qp}	15,54	mm
--------------------------	-------	----

Průhyb od smršťování dlouhodobý účinek

k	0,125	
w_{cs}	3,37	mm

I.5. POSOUZENÍ PRŮHYBU

Nadvýšení 0,00 mm

w_{lim} = 1/	250	L
-----------------------------	-----	---

w_{lt,qp} + w_{cs}	18,91	< w _{lim} =	19,10	mm
---	-------	----------------------	-------	----

průhyb vyhoví

Celkový průhyb se blíží limitnímu průhybu. Jeho snížení by se dalo docílit započítáním tlačené výztuže desky pro výpočet průhybu od smršťování.

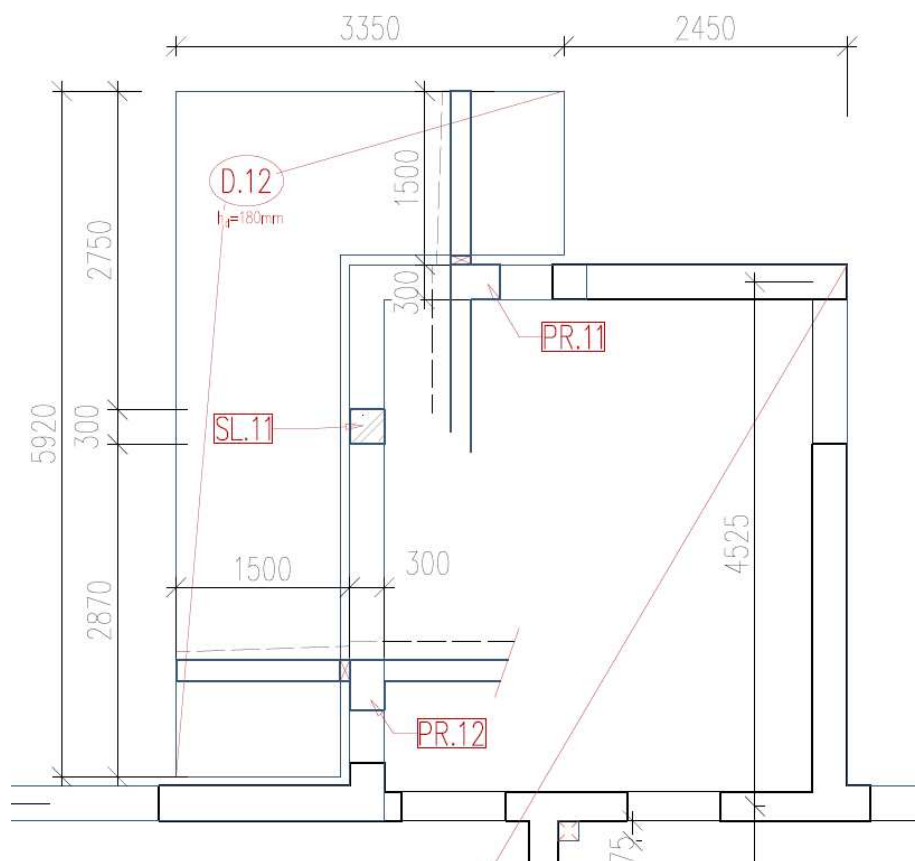
9 BALKÓNOVÉ DESKY 1.NP

Součástí stropní konstrukce jsou balkónové ŽB desky. Balkóny jsou kotveny přes izolační přechodové prvky firmy SCHÖCK – isokorb.

Pro výpočet vnitřních sil jsou použity tuhosti (dle výrobce) které vystihují nosné chování.

ohybová tuhost - 10.000 kNm/rad/m

smyková tuhost - 250.000 kN/m²



Obr. 50 Schéma konstrukce balkónu

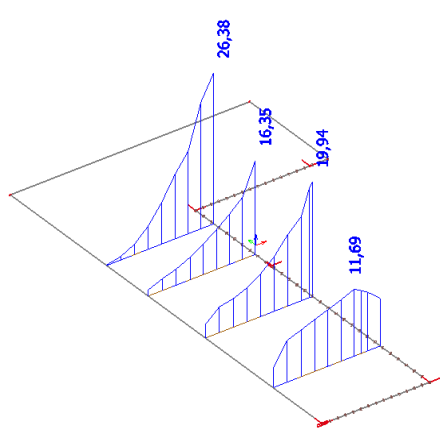
9.1 Vnitřní síly ze softwaru:

Zatížení balkónových desek viz kap.3

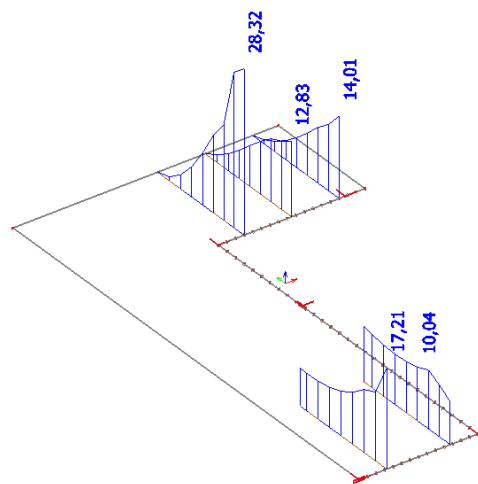
Stálé : $g_k = 6,35 \text{ kN/m}^2$

Užitné zatížení - kat. A - balkóny: $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$

Zábradlí : $G_{k,zábr} : 1,5 \text{ kN/m}$ (liniové na konci konzoly)



Obr. 51 Vnitřní síly: $mxD+$, $myD+$



9.2 Ověření vnitřních sil:

Ohybový moment v místě uložení

$$M_{Ed} = (g_k \cdot \gamma_G + q_k \cdot \gamma_Q) \cdot L_k^2 + \gamma_G \cdot G_{k,zábr} \cdot L$$

$$M_{Ed} = (6,35 \cdot 1,35 + 3,0 \cdot 1,5) \cdot 1,5^2 + 1,35 \cdot 1,5 \cdot 1,5$$

$$M_{Ed} = 32,45 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = (g_k \cdot \gamma_G + q_k \cdot \gamma_Q) \cdot L_k + \gamma_G \cdot G_{k,zábr}$$

$$V_{Ed} = (6,35 \cdot 1,35 + 3,0 \cdot 1,5) \cdot 1,5 + 1,35 \cdot 1,5$$

$$V_{Ed} = 23,06 \text{ kN}$$

Rozdíl mezi ohybovými momenty ze softwaru a ručně vypočítanými je dán tím, že pro ruční výpočet byl zvolen zjednodušený model výpočtu, jako přímá konzola, v softwaru je konzola podepřena i na okraji.

9.3 Návrh ISO nosníků

V exponovaném místě rohu balkónové desky navrženy nosníky Shöck K50S. V ostatních místech kde vycházejí menší ohybové momenty z důvodu podepření desky i v příčném směru navrhují nosníky K30S. V rohu desky nutno navrhnout jeden nosník K50S-CV30 a K50S-CV50 s důvodu křížení výztuže.

Tabulka únosnosti ISO nosníků - firma Shöck

Dimenzování - C25/30

Schöck Isokorb® typ			K10S	K20S	K30S	K40S	K50S
Vnitřní síly na mezi únosnosti	krytí výztuže CV [mm]		pevnost betonu \geq C25/30				
	CV30	CV50	$m_{Rd,y}$ [kNm/m]				
Výška prvku H [mm]	160	180	-7,7	-15,4	-19,2	-23,1	-26,9
	170	190	-8,6	-17,1	-21,4	-25,7	-30,0
	180	200	-9,4	-18,9	-23,6	-28,3	-33,0
	190	210	-10,3	-20,6	-25,8	-30,9	-36,1
	200	220	-11,2	-22,4	-28,0	-33,6	-39,2
	210	230	-12,1	-24,1	-30,2	-36,2	-42,2
	220	240	-12,9	-25,9	-32,3	-38,8	-45,3
	230	250	-13,8	-27,6	-34,5	-41,4	-48,3
	240	260	-14,7	-29,4	-36,7	-44,1	-51,4
	250	270	-15,6	-31,1	-38,9	-46,7	-54,5
	260	280	-16,4	-32,9	-41,1	-49,3	-57,5
Třída únosnosti ve smyku			$v_{Rd,z}$ [kN/m]				
	V8		54,8	54,8	54,8	54,8	54,8

Schöck Isokorb® typ	K10S	K20S	K30S	K40S	K50S
Délka prvku [mm]	1000	1000	1000	1000	1000
Tažená výztuž	4 \varnothing 8	8 \varnothing 8	10 \varnothing 8	12 \varnothing 8	14 \varnothing 8
Smyková výztuž V8	4 \varnothing 8	4 \varnothing 8	4 \varnothing 8	4 \varnothing 8	4 \varnothing 8
Tlaková ložiska V8 (ks)	4	4	6	6	8

Obr. 52 Unosnost Shock Isokorb typ K

K50S - $M_{Rd} = 33 \text{ kNm} > M_{ED} = 28,32 \text{ kNm}$.. Návrh vyhoví

K30S - $M_{Rd} = 23,6 \text{ kNm} > M_{ED} = 19,94 \text{ kNm}$.. Návrh vyhoví

$V_{Rd} = 54,8 \text{ kNm} > M_{ED} = 23,06 \text{ kNm}$.. Návrh vyhoví

Návrh dilatačních spár:

délka balkónu: 5,92 m < 13,0 m.. Dilatační spáry nejsou nutné.

9.4 Dimenzování výztuže

Návrh výztuže vychází z požadavků výrobce na minimální počet a profil tažené výztuže.

Pro nosníky - K50S - minimální vyztužení při taženém povrchu $\phi 10/100$

- K30S - minimální vyztužení při taženém povrchu $\phi 8/100$

Geometrie a materiálové charakteristiky prvku

h	b	Beton	Ocel	c_d	c_h										
[mm]	[mm]	třída	třída	[mm]	[mm]	f_{ck}	f_{cd}	$f_{ck,cube}$	f_{cm}	$f_{ctm}=f_{ct,eff}$	f_{ctd}	$f_{ctk,0,05}$	$f_{ctk,0,95}$	E_{cm}	γ_c
180,0	1000,0	C25/30	B500B	30	30	25,0	16,7	30,0	33,0	2,6	1,20	1,80	3,3	31,5	1,5
						f_{yk}	f_{yd}	E_s	ϵ_{yk}	ϵ_{uk}	ϵ_{yd}	γ_s			
						[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[-]			
						500	434,78	200000	0,0025	0,0500	#####	1,15			

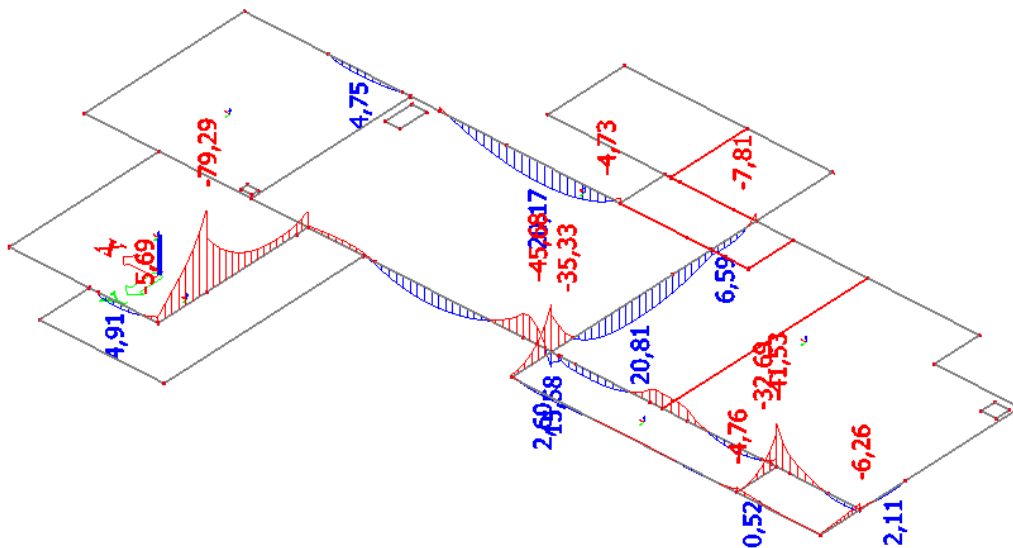
Vyztužení - hlavní výtuž

	profil	počet	$A_{s,prov}$	
	[mm]	[ks/m']	[mm ²]	
dolní - X	10	10,00	785	VNĚJŠÍ
dolní - Y	10	10,00	785	VNITŘNÍ
horní - X	10	10,00	785	VNĚJŠÍ
horní - Y	10	10,00	785	VNITŘNÍ

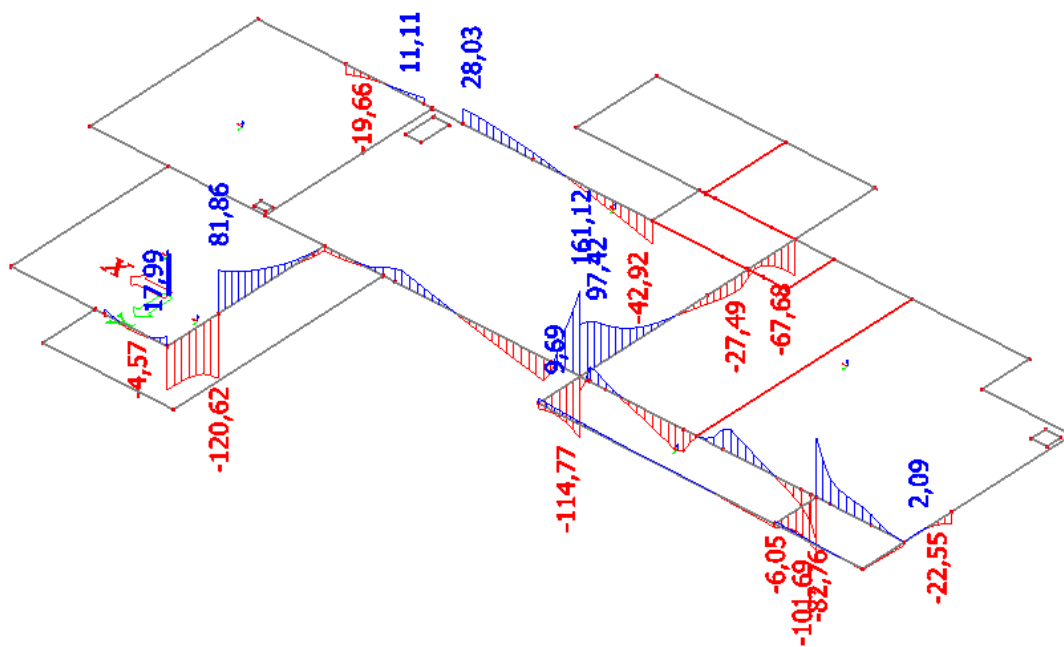
	Msd	d	$A_{s,req}$	$A_{s,min}$	příložka ϕ	počet	$A_{s,navrh}$	ρ_{st}	x	$x/d \leq 0,45$	z	Mrd	Mrd > Msd	$\rho > \rho_{min}$	Využití
	kNm/m	mm	mm ²	mm ²	mm	ks/m	mm ²	-	mm	-	mm	kNm			
horní výtuž - směr X	26,4	145	435	222,41	0	0,0	785	0,0054	25,61	0,177	134,76	46,02	vyhoví	vyhoví	57,33%
horní výtuž - směr Y	28,3	135	507	207,07	0	0,0	785	0,0058	25,61	0,190	124,76	42,60	vyhoví	vyhoví	66,48%

10 PRŮVLAKY 1.NP

10.1 VNITŘNÍ SÍLY



Obr. 53 Průvlaky 1.NP - My [kNm]



Obr. 54 Průvlaky 1.NP - Vz [kN]

10.2 POSOUZENÍ OHYBOVÉ ÚNOSNOSTI

Průvlak vyztužen s ohledem na minimální stupeň vyztužení 2 ϕ 12 při dolním i horním povrchu. Je tak stanovena minimální ohybová únosnost. V případě výskytu větších hodnot ohybových momentů jsou k hlavní výztuži přidány příložky nebo nutné výztuž doplnit.

Posouzení ohybové únosnosti průvlaků o průřezu 300x430mm (PR.11, PR.12, PR.13, PR.14, PR.18)

A. Vnitřní síly na konstrukci							
v poli				nad podporou			
M_{Ed}	M_{Ek}	$M_{E,qp}$	V_{Ed}	M_{Ed}	M_{Ek}	$M_{E,qp}$	V_{Ed}
[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]
20,8	-	-	-	32,7	-	-	-
B. Návrh průřezu				C. Geometrie a materiálové charakteristiky prvku			
b	h	Beton		Ocel	c_h	c_d	
[mm]	[mm]	třída		třída	[mm]	[mm]	
300,0	430,0	C25/30		B500B	25	25	
D. MSÚ - PORUŠENÍ OHYBEM							
D.1. PRŮŘEZ V POLI				D.2. PRŮŘEZ NAD PODPOROU			
Tlačená výztuž				Tlačená výztuž			
n_{sc}	ϕ_{sc}	A_{sc}		n_{sc}	ϕ_{sc}	A_{sc}	
[ks]	[mm]	[mm ²]		[ks]	[mm]	[mm ²]	
0	0	0		0	0	0	
Příložka				Příložka			
$n_{st,př}$	$\phi_{st,př}$	$A_{st,př}$		$n_{st,př}$	$\phi_{st,př}$	$A_{st,př}$	
[ks]	[mm]	[mm ²]		[ks]	[mm]	[mm ²]	
0	0	0		0	0	0	
Tažená výztuž				Tažená výztuž			
n_{st}	ϕ_{st}	A_{st}		n_{st}	ϕ_{st}	A_{st}	
[ks]	[mm]	[mm ²]		[ks]	[mm]	[mm ²]	
2	12	226		2	12	226	
ρ_{st}	$\rho_{st,min}$	$\rho_{st,max}$	x	ρ_{st}	$\rho_{st,min}$	$\rho_{st,max}$	x
[%]	[%]	[%]	[mm]	[%]	[%]	[%]	[mm]
0,193	0,150	4,0	24,59	0,193	0,150	4,0	24,59
	vyhoví	vyhoví			vyhoví	vyhoví	
ξ	ξ_{max}	M_{Rd}	M_{Ed}	ξ	ξ_{max}	M_{Rd}	M_{Ed}
[-]	[-]	[kNm]	[kNm]	[-]	[-]	[kNm]	[kNm]
0,06	0,45	37,49	20,81	0,06	0,45	37,49	32,69
	vyhoví		vyhoví		vyhoví		vyhoví
Využití výztuže:			55,51 %	Využití výztuže:			87,21 %

Při vyztužení navrženou minimální výztuží 2 ϕ 12 při dolním i horním povrchu, výztuž v poli vyhoví ve všech průřezích. V místě nad podporou je nutné výztuž doplnit viz. (PR.12: $M_{Ed} = 79,29$ kNm, PR.14: $M_{Ed} = 45,28$ kNm)

Průvlak PR.12 (viz. schéma)

$M_y = 79,29 \text{ kNm}$

A. Vnitřní síly na konstrukci				nad podporou					
v poli									
M_{Ed} [kNm]	M_{Ek} [kNm]	$M_{E,qp}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	M_{Ek} [kNm]	$M_{E,qp}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]		
-	-	-	-	79,3	-	-	-		
B. Návrh průřezu		C. Geometrie a materiálové charakteristiky prvku							
b [mm]	h [mm]	Beton třída	Ocel třída	c_h [mm]	c_d [mm]				
300,0	430,0	C25/30	B500B	25	25				
D. MSÚ - PORUŠENÍ OHYBEM				D.2. PRŮŘEZ NAD PODPOROU					
D.1. PRŮŘEZ V POLI				D.2. PRŮŘEZ NAD PODPOROU					
Tlačená výztuž				Tlačená výztuž					
n_{sc} [ks]	ϕ_{sc} [mm]	A_{sc} [mm ²]			n_{sc} [ks]	ϕ_{sc} [mm]	A_{sc} [mm ²]		
0	0	0			0	0	0		
Příložka				Příložka					
$n_{st,př}$ [ks]	$\phi_{st,př}$ [mm]	$A_{st,př}$ [mm ²]			$n_{st,př}$ [ks]	$\phi_{st,př}$ [mm]	$A_{st,př}$ [mm ²]		
0	0	0			0	0	0		
Tažená výztuž				Tažená výztuž					
n_{st} [ks]	ϕ_{st} [mm]	A_{st} [mm ²]			n_{st} [ks]	ϕ_{st} [mm]	A_{st} [mm ²]		
0	0	0			3	16	603		
ρ_{st} [%]	$\rho_{st,min}$ [%]	$\rho_{st,max}$ [%]	x [mm]			ρ_{st} [%]	$\rho_{st,min}$ [%]	$\rho_{st,max}$ [%]	x [mm]
			0,00			0,506	0,150	4,0	65,56
							vyhoví	vyhoví	
ξ [-]	ξ_{max} [-]	M_{Rd} [kNm]	M_{Ed} [kNm]			ξ [-]	ξ_{max} [-]	M_{Rd} [kNm]	M_{Ed} [kNm]
						0,17	0,45	95,14	79,29
							vyhoví		vyhoví
Využití výztuže: <input type="text"/>			%	Využití výztuže: <input type="text"/>			83,34	%	

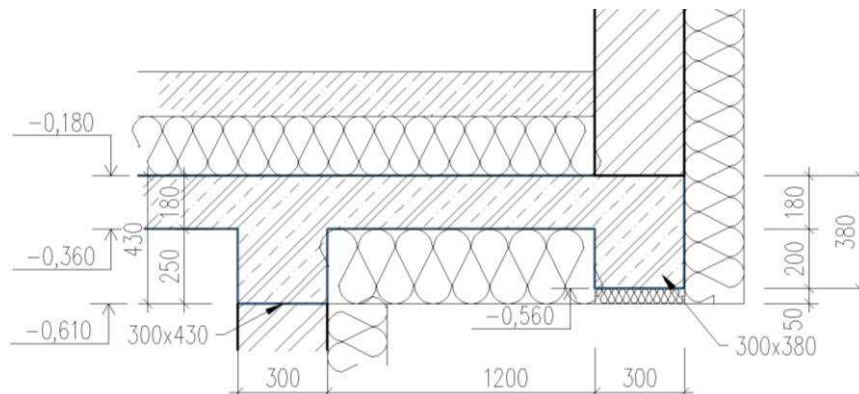
Průvlak PR.13 (viz. schéma)

$M_{y,13} = 45,28 \text{ kNm}$

A. Vnitřní síly na konstrukci				nad podporou					
v poli									
M_{Ed} [kNm]	M_{Ek} [kNm]	$M_{E,qp}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	M_{Ek} [kNm]	$M_{E,qp}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]		
-	-	-	-	45,3	-	-	-		
B. Návrh průřezu		C. Geometrie a materiálové charakteristiky prvku							
b [mm]	h [mm]	Beton třída	Ocel třída	c_h [mm]	c_d [mm]				
300,0	430,0	C25/30	B500B	25	25				
D. MSÚ - PORUŠENÍ OHYBEM				D.2. PRŮŘEZ NAD PODPOROU					
D.1. PRŮŘEZ V POLI									
Tlačená výztuž				Tlačená výztuž					
n_{sc} [ks]	ϕ_{sc} [mm]	A_{sc} [mm ²]			n_{sc} [ks]	ϕ_{sc} [mm]	A_{sc} [mm ²]		
0	0	0			0	0	0		
Příložka				Příložka					
$n_{st,př}$ [ks]	$\phi_{st,př}$ [mm]	$A_{st,př}$ [mm ²]			$n_{st,př}$ [ks]	$\phi_{st,př}$ [mm]	$A_{st,př}$ [mm ²]		
0	0	0			0	0	0		
Tažená výztuž				Tažená výztuž					
n_{st} [ks]	ϕ_{st} [mm]	A_{st} [mm ²]			n_{st} [ks]	ϕ_{st} [mm]	A_{st} [mm ²]		
0	0	0			3	12	339		
ρ_{st} [%]	$\rho_{st,min}$ [%]	$\rho_{st,max}$ [%]	x [mm]			ρ_{st} [%]	$\rho_{st,min}$ [%]	$\rho_{st,max}$ [%]	x [mm]
						0,289	0,150	4,0	36,88
							vyhoví	vyhoví	
ξ [-]	ξ_{max} [-]	M_{Rd} [kNm]	M_{Ed} [kNm]			ξ [-]	ξ_{max} [-]	M_{Rd} [kNm]	M_{Ed} [kNm]
						0,09	0,45	55,50	45,68
							vyhoví		vyhoví
Využití výztuže: <input type="text"/> %				Využití výztuže: <input type="text"/> 82,30 %					

Posouzení ohybové únosnosti průvlaků o průřezu 300x380mm (PR.14, PR.15, PR.17, PR.16)

Výška průvlaku snížena z důvodu vykonzolování části podlaží do vnějšího prostředí.
Nutné zateplení průvlaků a zabránění tvoření teplených mostů.



Obr. 56 Detail zateplení průvlaku

A. Vnitřní síly na konstrukci									
v poli				nad podporou					
M_{Ed}	M_{Ek}	$M_{E,qp}$	V_{Ed}	M_{Ed}	M_{Ek}	$M_{E,qp}$	V_{Ed}		
[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]		
2,6	-	-	-	45,7	-	-	-		
B. Návrh průřezu		C. Geometrie a materiálové charakteristiky prvku							
b	h	Beton	Ocel	C_h	C_d				
[mm]	[mm]	třída	třída	[mm]	[mm]				
300,0	380,0	C25/30	B500B	25	25				
D. MSÚ - PORUŠENÍ OHYBEM				D.2. PRŮŘEZ NAD PODPOROU					
D.1. PRŮŘEZ V POLI				Tlačená výztuž					
n_{sc}	ϕ_{sc}	A_{sc}			n_{sc}	ϕ_{sc}	A_{sc}		
[ks]	[mm]	[mm ²]			[ks]	[mm]	[mm ²]		
0	0	0			0	0	0		
Tažená výztuž				Tažená výztuž					
n_{st}	ϕ_{st}	A_{st}			n_{st}	ϕ_{st}	A_{st}		
[ks]	[mm]	[mm ²]			[ks]	[mm]	[mm ²]		
2	12	226			3	12	339		
ρ_{st}	$\rho_{st,min}$	$\rho_{st,max}$	x			ρ_{st}	$\rho_{st,min}$	$\rho_{st,max}$	x
[%]	[%]	[%]	[mm]			[%]	[%]	[%]	[mm]
0,221	0,150	4,0	24,59			0,332	0,150	4,0	36,88
	vyhoví	vyhoví					vyhoví	vyhoví	
ξ	ξ_{max}	M_{Rd}	M_{Ed}			ξ	ξ_{max}	M_{Rd}	M_{Ed}
[-]	[-]	[kNm]	[kNm]			[-]	[-]	[kNm]	[kNm]
0,07	0,45	32,57	2,60			0,11	0,45	48,13	45,68
	vyhoví		vyhoví				vyhoví		vyhoví
Využití výztuže:			7,98	%	Využití výztuže:			94,91	%

Při vyztužení navrženou minimální výztuží 2 ϕ 12 při dolním i horním povrchu, výztuž v poli vyhoví ve všech průřezích. V místě nad podporou je nutné výztuž doplnit viz.

(PR.17: $M_{Ed} = 41,53$ kNm, PR.14: $M_{Ed} = 45,28$ kNm)

10.3 SMYKOVÁ ÚNOSNOST

Jako základní smyková výztuž zvolena TR ϕ 8 s roztečí 250mm, která vychází s konstrukčních zásad. V případě výskytu větších smykových sil u podpor, je nutné zhustit síť nebo zvětšit profil třmínků.

Posouzení smykové únosnosti průvlaků o průřezu 300x430mm (PR.11, PR.12, PR.13, PR.14, PR.18)

A. Vnitřní síly na konstrukci							
v poli				nad podporou			
M_{Ed}	M_{Ek}	$M_{E,qp}$	V_{Ed}	M_{Ed}	M_{Ek}	$M_{E,qp}$	V_{Ed}
[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]
-	-	-	-	-	-	-	81,26
<hr/>							
B. Návrh průřezu		C. Geometrie a materiálové charakteristiky prvku					
b	h	Beton		Ocel	c_h	c_d	
[mm]	[mm]	třída	třída	třída	[mm]	[mm]	
300,0	430,0	C25/30	B500B		25	25	
E.1.Smyková únosnost průřezu bez smykové výztuže				E.2.Smyková únosnost tlačných diagonál			
$C_{Rd,c}$	k	v_{min}	ρ_l	v	α_{cw}	cotg θ	
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	
0,12	1,72	0,393	0,0019	0,54	1	1,35	
V_{Ed}	$V_{Rd,c}$			$V_{Rd,max}$			
[kN]	[kN]			[kN]			
80,00	46,11			454,45			
	173%			18%			
nutný návrh smykové výztuže				vyhoví - geometrie a třída betonu			
E.3.Smyková únosnost průřezu se smykovou výztuží							
ϕ_{sw}	n_{sw}	A_{sw}	s	st			
[mm]	[-]	[mm ²]	[mm]	[mm]			
8	2	101	250	240			
Konstrukční požadavky							
ρ_{sw}	$\rho_{sw,min}$	$\rho_{sw,max}$	s_{max}	$s_{t,max}$			
[%]	[%]	[%]	[mm]	[mm]			
0,134	0,080	0,900	293,3	293,3			
	vyhoví	vyhoví	vyhoví	vyhoví			
$V_{Rd,s}$	$V_{ed}/V_{Rd,s}$						
[kN]	[%]						
83,06	96,32						
	vyhoví						

TR8 ϕ / 250mm přenesou maximální smykovou sílu $V_{Ed} = 81,26$ kN. V ostatních průřezích nutné zhustit síť nebo zvětšit profil třmínků.

V místě místě výskytu větších smykových sil u podpor, navržené zahusětení sítě.

PR.12 : $V_{Ed} = 120,62$ kN, návrh TR ϕ 8/150

A. Vnitřní síly na konstrukci				nad podporou			
v poli							
M_{Ed} [kNm]	M_{Ek} [kNm]	$M_{E,qp}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	M_{Ek} [kNm]	$M_{E,qp}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]
-	-	-	-	-	-	-	120,6

B. Návrh průřezu		C. Geometrie a materiálové charakteristiky prvku			
b [mm]	h [mm]	Beton třída	Ocel třída	c_h [mm]	c_d [mm]
300,0	430,0	C25/30	B500B	25	25

E. MSÚ - PORUŠENÍ SMYKEM						
E.1.Smyková únosnost průřezu bez smykové výztuže				E.2.Smyková únosnost tlačných diagonál		
$C_{Rd,c}$ [-]	k [-]	v_{min} [-]	ρ_l [-]	v [-]	α_{cw} [-]	$\cotg \theta$ [-]
0,12	1,72	0,393	0,0019	0,54	1	1,35
V_{Ed} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]					
125,00	46,11					
		271%				
nutný návrh smykové výztuže				vyhoví - geometrie a třída betonu		
E.3.Smyková únosnost průřezu se smykovou výztuží						
ϕ_{sw} [mm]	n_{sw} [-]	A_{sw} [mm ²]	s [mm]	st [mm]		
8	2	101	150	240		
Konstrukční požadavky						
ρ_{sw} [%]	$\rho_{sw,min}$ [%]	$\rho_{sw,max}$ [%]	s_{max} [mm]	$s_{t,max}$ [mm]		
0,223	0,080	0,900	293,3	293,3		
	vyhoví	vyhoví	vyhoví	vyhoví		
$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{ed}/V_{Rd,s}$ [%]					
138,43	90,30					
	vyhoví					

PR.13: $V_{Ed} = 161,12$ kN, návrh TR ϕ 8/125

A. Vnitřní síly na konstrukci							
v poli				nad podporou			
M_{Ed} [kNm]	M_{Ek} [kNm]	$M_{E,qp}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	M_{Ek} [kNm]	$M_{E,qp}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]
-	-	-	-	-	-	-	163,0

B. Návrh průřezu		C. Geometrie a materiálové charakteristiky prvku			
b [mm]	h [mm]	Beton třída	Ocel třída	c_h [mm]	c_d [mm]
300,0	430,0	C25/30	B500B	25	25

E. MSÚ - PORUŠENÍ SMYKEM						
E.1. Smyková únosnost průřezu bez smykové výztuže				E.2. Smyková únosnost tlačných diagonál		
$C_{Rd,c}$ [-]	k [-]	v_{min} [-]	ρ_l [-]	v [-]	α_{cw} [-]	cotg θ [-]
0,12	1,72	0,393	0,0019	0,54	1	1,35
V_{Ed} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]					
163,00	46,11					
	353%					
nutný návrh smykové výztuže				vyhoví - geometrie a třída betonu		
E.3. Smyková únosnost průřezu se smykovou výztuží						
ϕ_{sw} [mm]	n_{sw} [-]	A_{sw} [mm ²]	s [mm]	st [mm]		
8	2	101	125	240		
Konstrukční požadavky						
ρ_{sw} [%]	$\rho_{sw,min}$ [%]	$\rho_{sw,max}$ [%]	s_{max} [mm]	$s_{t,max}$ [mm]		
0,268	0,080	0,900	293,3	293,3		
	vyhoví	vyhoví	vyhoví	vyhoví		
$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{ed}/V_{Rd,s}$ [%]					
166,12	98,12					
	vyhoví					

Posouzení smykové únosnosti průvlaků o průřezu 300x380mm (PR.14, PR.15, PR.17, PR.16)

PR.14: $V_{Ed} = 114,77$ kN, návrh TR ϕ 8/150

A. Vnitřní síly na konstrukci							
v poli				nad podporou			
M_{Ed} [kNm]	M_{Ek} [kNm]	$M_{E,qp}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	M_{Ek} [kNm]	$M_{E,qp}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]
-	-	-	-	-	-	-	114,8

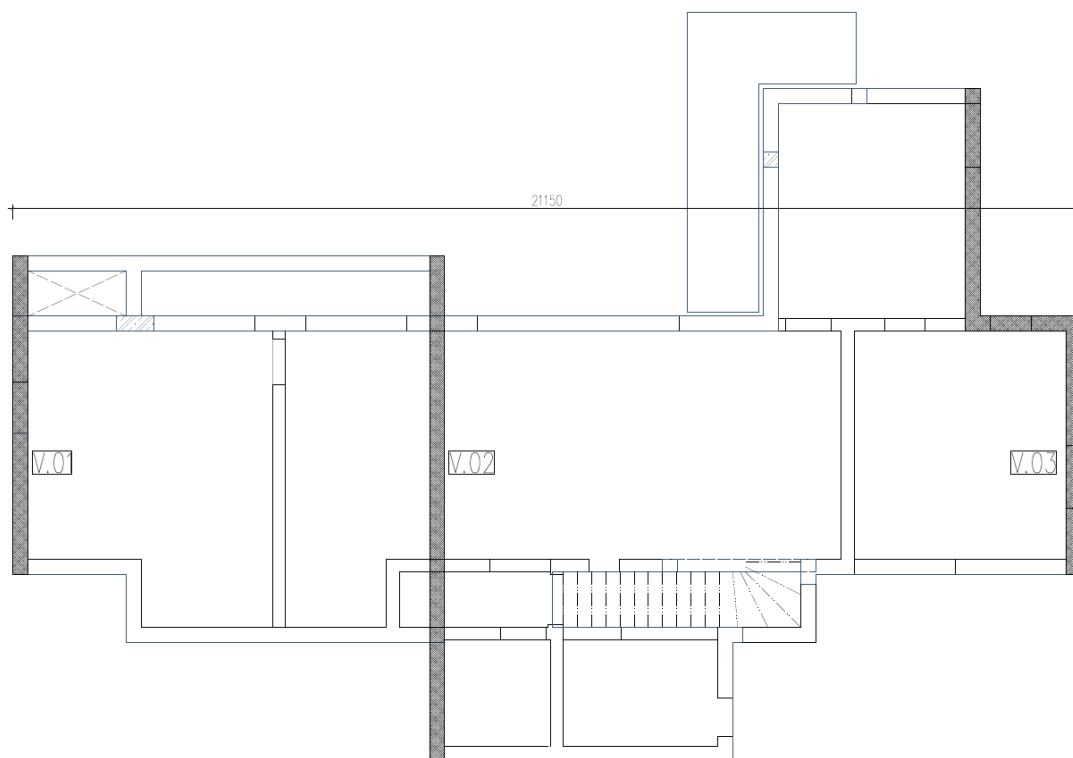
B. Návrh průřezu		C. Geometrie a materiálové charakteristiky prvku			
b [mm]	h [mm]	Beton třída	Ocel třída	c_h [mm]	c_d [mm]
300,0	380,0	C25/30	B500B	25	25

E. MSÚ - PORUŠENÍ SMYKEM							
E.1.Smyková únosnost průřezu bez smykové výztuže				E.2.Smyková únosnost tlačných diagonál			
$C_{Rd,c}$ [-]	k [-]	v_{min} [-]	ρ_l [-]	v [-]	α_{cw} [-]	cotg θ [-]	
0,12	1,77	0,411	0,0022	0,54	1	1,35	
V_{Ed} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]			$V_{Rd,max}$ [kN]			
115,00	42,71			396,33			
		269%		29%			
nutný návrh smykové výztuže				vyhoví - geometrie a třída betonu			
E.3.Smyková únosnost průřezu se smykovou výztuží							
ϕ_{sw} [mm]	n_{sw} [-]	A_{sw} [mm ²]	s [mm]	st [mm]			
8	2	101	150	240			
Konstrukční požadavky							
ρ_{sw} [%]	$\rho_{sw,min}$ [%]	$\rho_{sw,max}$ [%]	s_{max} [mm]	$s_{t,max}$ [mm]			
0,223	0,080	0,900	255,8	255,8			
	vyhoví	vyhoví	vyhoví	vyhoví			
$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{ed}/V_{Rd,s}$ [%]						
120,73	95,25						
	vyhoví						

11 VÝZTUŽ VĚNCŮ 1.NP

Návrh výztuže věnců proveden dle dnes již neplatné normy ČSN 73 1101 - Navrhování zděných konstrukcí. Věnce jsou navrženy v úrovni konstrukce stropu. V místech kde se vyskytují obvodové ŽB průvlaky, přebírají funkci věnců tyto průvlaky.

Ve směru délky objektu ($L = 21,1\text{m}$) se navrhuje na výpočtové zatížení 15 kN působící na 1m šířky.



Obr. 57 Schéma věnců v příčném směru

$$\text{Návrhová síla na 1 věnec: } F_s = \frac{F \cdot L}{3} = \frac{15 \cdot 21,1}{3} = 105,5 \text{ kN}$$

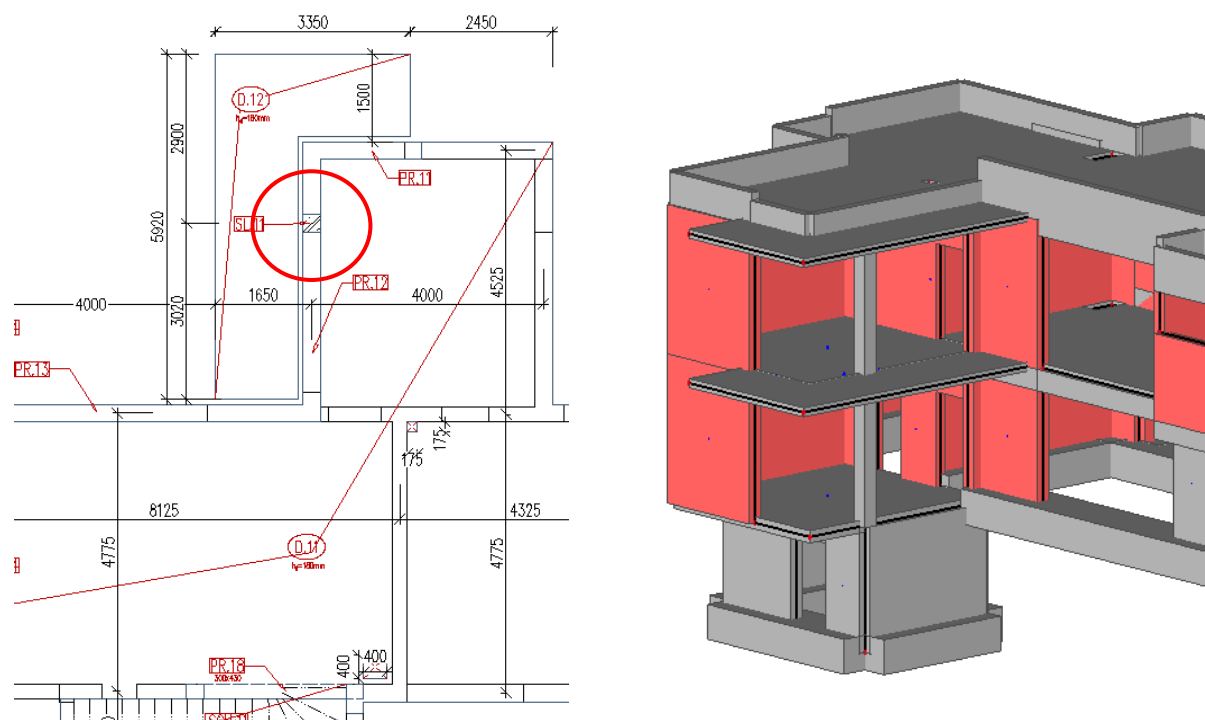
$$\text{Nutná plocha výztuže: } A_{s,req} = \frac{F_s}{f_{yd}} = \frac{105,5 \cdot 10^3}{435} = 242,5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Návrh: } 4\phi 10 = 78,5 \cdot 4 = 314,1 \text{ mm}^2 > 242,5 \text{ mm}^2$$

12 POSOUZENÍ SVISLÝCH NOSNÝCH KONSTRUKCÍ 1.NP

12.1 SLOUP 1.NP - SL.11

Návrh ŽB sloupu o půdorysných rozměrech 300x300mm.



Obr. 58 Poloha SL.11

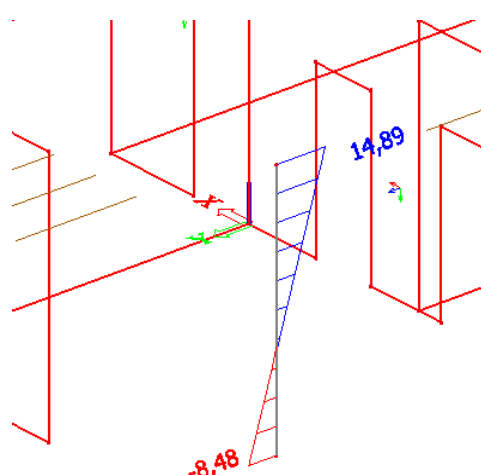
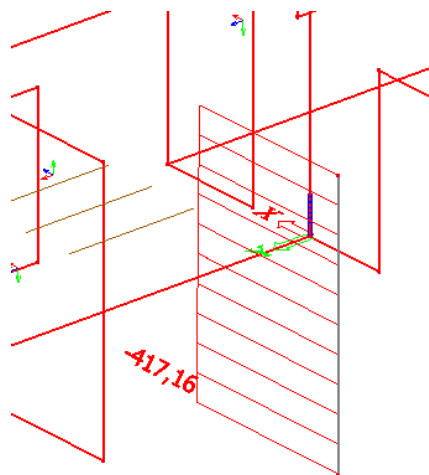
Vnitřní síly pro navržený ŽB průřez sloupu od kombinace B3 - vnitřní síly od ostatních kombinací generovaných softwarem uvedeny v následující tabulce.

NORMÁLOVÁ SÍLA NA SLOUPU:

OHYBOVÝ MOMENT NA SLOUPU:

N_{Ed} [kN]

M_z [kNm]



Obr. 59 Vnitřní síly SL.11

Vnitřní síly od jednotlivých kombinací působící na sloupu

KOMB.	N_{Ed}	M_{ed}
	[kN]	[kNm]
B1	347,36	11,58
B2	257,31	8,58
B3	417,16	14,89
B4	324,78	11,89
B5	416,66	16,16
B6	324,29	13,16
B7	420,1	14,91
B8	327,72	11,91
B9	428,29	16,23
B10	335,91	23,23
B11	411,31	14,86
B12	318,94	11,86

Sloup bude navržený s ohledem na štíhlost prvku a účinku druhého řádu metodou jmenovitých křivostí. Vzpěrná délka sloupu uvažována $l_0=0,8.l$.

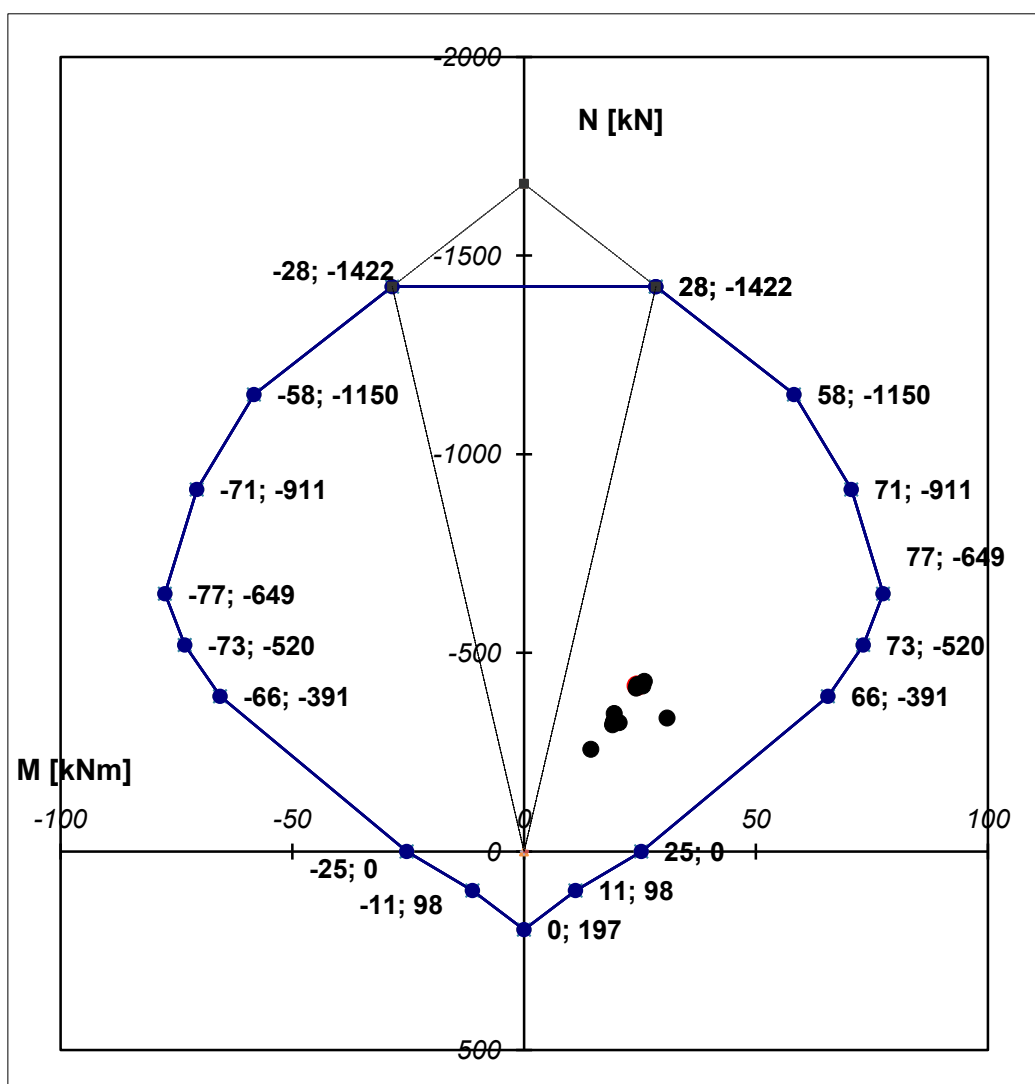
Posouzení sloupu namáhaného normálovou silou a ohybovým momentem obdélníkového průřezu

A. Materiálové charakteristiky prvku								
Beton	f_{ck}	f_{cd}	f_{ctm}	γ_c	α			
třída	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[-]	[-]			
C 25/30	25,0	16,7	2,6	1,5	1,0			
Ocel	f_{yk}	f_{yd}	E_s	ϵ_{yk}	ϵ_{yd}	σ_s	γ_s	
třída	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	
B500B	500	434,78	200,00	0,00250	0,00217	400	1,15	
B. Vnitřní síly na konstrukci								
N_{Ed}	M_{Ed}							
[kN]	[kNm]							
417,16	14,89							
C. Návrh průřezu								
b	h	Krytí	ϕ třmínku					
[m]	[m]	[mm]	[mm]					
0,3	0,3	25	6					
D. Návrh výztuže								
Tažený okraj - A_{s1}								
ϕ prutu	počet	A_{s1}	$A_{s1,min}$	$A_{s1,max}$	d	d₁	z₁	F_{s1}
[mm]	[ks]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[m]	[m]	[m]	[kN]
12	2	226	90	1800	0,263	0,037	0,113	98,3
		vyhoví	vyhoví					
Tlačený okraj - A_{s2}								
ϕ prutu	počet	A_{s2}	$A_{s2,min}$	$A_{s2,max}$	d	d₂	z₂	F_{s2}
[mm]	[ks]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[m]	[m]	[m]	[kN]
12	2	226	90	1800	0,263	0,037	0,113	98,3
		vyhoví	vyhoví					
E. Štíhlost								
l	l₀	e_i	e₀	M_{0,Ed}				
[m]	[m]	[m]	[m]	[kNm]				
3,0	2,4	0,006	0,020	17,4				
Dotvarování průřezu								
h_o	CEMENT	t_o	$\varphi^{(\infty, t_0)}$	φ_{ef}				
[mm]	[-]	[dni]	[-]	[-]				
0,15	N	28	2,50	2,00				
ω	n	n_u	A	B	C	λ_{lim}	λ	
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	
0,131	0,278	1,131	0,714	1,124	0,700	21,30	27,71	
						$\lambda_{lim} < \lambda$	Štíhlý	
Ohybový moment 2. řádu Metoda jmenovité křivosti								
K_r	β_ϕ	K_{\phi}	c	e₂	M₂	M_{Ed,návrh}		
[-]	[-]	[-]	[-]	[m]	[kNm]	[kNm]		
1,000	0,290	1,580	10	0,0167	7,0	24,4		

Vypočet účinků 2. řádu - metoda jmenovitých křivosti

KOMB.	N_{Ed}	M_{Ed}	e_i	e_0	$M_{0,Ed}$	n	K_r	K_ϕ	c	e_2	M_2	$M_{Ed,návrh}$
	[kN]	[kNm]	[mm]	[mm]	[kNm]	[-]	[-]	[-]	[-]	[m]	[kNm]	[kNm]
B1	347,36	11,58	0,006	0,020	13,66	0,23	1,00	1,58	10	0,017	5,8	19,5
B2	257,31	8,58	0,006	0,020	10,12	0,17	1,00	1,58	10	0,017	4,3	14,4
B3	417,16	14,89	0,006	0,020	17,39	0,28	1,00	1,58	10	0,017	7,0	24,4
B4	324,78	11,89	0,006	0,020	13,84	0,22	1,00	1,58	10	0,017	5,4	19,3
B5	416,66	16,16	0,006	0,020	18,66	0,28	1,00	1,58	10	0,017	7,0	25,6
B6	324,29	13,16	0,006	0,020	15,11	0,22	1,00	1,58	10	0,017	5,4	20,5
B7	420,1	14,91	0,006	0,020	17,43	0,28	1,00	1,58	10	0,017	7,0	24,5
B8	327,72	11,91	0,006	0,020	13,88	0,22	1,00	1,58	10	0,017	5,5	19,4
B9	428,29	16,23	0,006	0,020	18,80	0,29	1,00	1,58	10	0,017	7,2	26,0
B10	335,91	23,23	0,006	0,020	25,25	0,22	1,00	1,58	10	0,017	5,6	30,9
B11	411,31	14,86	0,006	0,020	17,33	0,27	1,00	1,58	10	0,017	6,9	24,2
B12	318,94	11,86	0,006	0,020	13,77	0,21	1,00	1,58	10	0,017	5,3	19,1

Interakční diagram

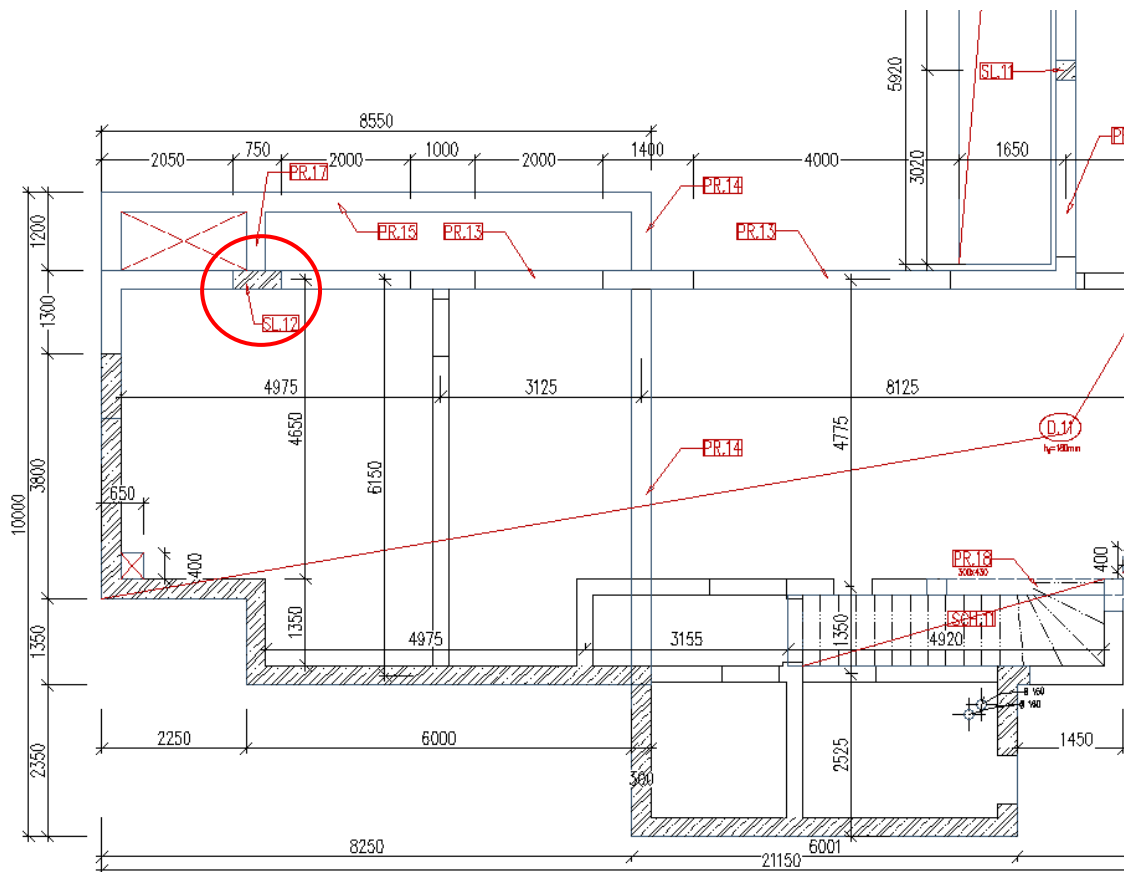


Průřez na interakci normálové síly a ohybového momentu vyhoví.

12.2 SLOUP 1.NP - SL.12

12.2.1 NÁVRH ZDĚNÉHO SLOUPU

Pozice posuzovaného sloupu



Obr. 60 Poloha SL.12

Návrh zděného sloupu o půdorysných rozměrech 750x300mm. Rozměry sloupu vycházejí s dizpozičního řešení objektu.

Materiál: keramické zdicí prvky POROTHERM 30 P+D P15 na pěnu.

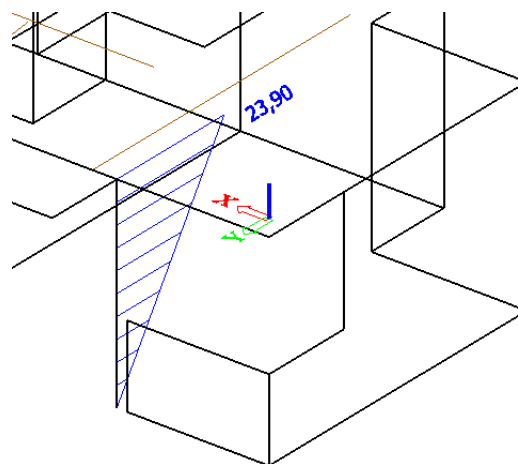
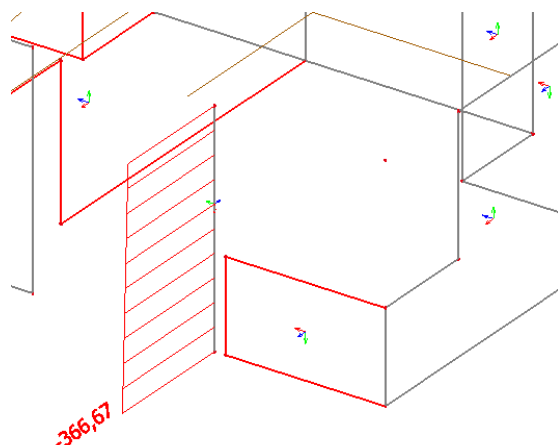
Charakteristická pevnost zdiva v tlaku : $f_k = 2,6$ MPa (dle výrobce)

NORMÁLOVÁ SÍLA NA SLOUPU:

OHYBOVÝ MOMENT NA SLOUPU:

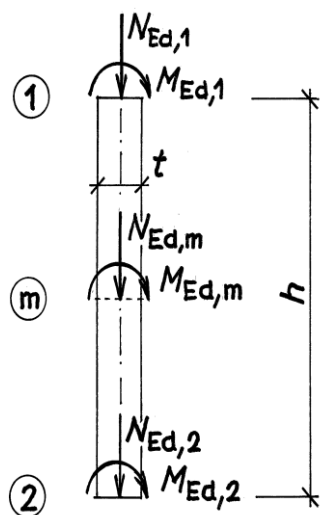
N_{Ed} [kN]

M_y [kNm]



Obr. 61 Vnitřní síly SL.12

ZATĚŽOVACÍ SCHEMA:



Posouzení dle ČSN EN 1996-1-1

název zdicího prvku: **POROTHERM 30 P+D P15 na pěnu.**

Geometrie:

světla výška stěny (pilíře)	h	=	3,000 m,
šířka posuzovaného obdélníkového průřezu stěny (pilíře)	b	=	0,750 m,
tloušťka stěny (výška průřezu pilíře) bez omítky	t	=	0,300 m.

Zatížení

v hlavě stěny (pilíře):

normálová síla od návrhového zatížení horních podlaží	N_{Ed1}	=	344,3 kN,
moment od svislého a vodorovného návrhového zatížení	M_{Ed1}	=	23,90 kNm,

v polovině výšky stěny (pilíře):

normálová síla od návrhového zatížení	N_{Edm}	=	355,5 kN,
moment od svislého a vodorovného návrhového zatížení	M_{Edm}	=	12,00 kNm,

v patě stěny (pilíře):

normálová síla od návrhového zatížení	N_{Ed2}	=	366,7 kN,
moment od svislého a vodorovného návrhového zatížení	M_{Ed2}	=	0,00 kNm,

ZDIVO - materiálové charakteristiky

dílčí součinitel spolehlivosti zdiva	γ_M	=	2,2,
pevnost zdicího prvku v tlaku (značka)	f_u	=	0 MPa,
pevnost malty v tlaku (značka)	f_m	=	0,0 MPa,
součinitel	K_E	=	1000,
objemová hmotnost zdiva	ρ_{ms}	=	1000 kg/m ³ ,

nejmenší půdorysný rozměr: výška: [mm]

rozměry zdicího prvku: 247 249

skupina zdicích prvků: 2

výskyt podélné styčné spáry: NE

pro nejmenší šířku a výšku zdicího prvku obdržíme z [1], tab.

normalizovaná pevnost zdicího prvku v tlaku

$$f_b = \delta f_u = 0,00 \text{ MPa};$$

charakteristická pevnost zdiva v tlaku

$$f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,3} = 2,600 \text{ MPa};$$

návrhová pevnost zdiva v tlaku

$$f_d = f_k / \gamma_M = 1,182 \text{ Mpa.}$$

součinitel pro stanovení vzpěrné délky

$$\rho_a = 1,00$$

účinná výška stěny (pilíře)

$$h_{ef} = \rho_a h = 3,00 \text{ m},$$

účinná tloušťka stěny (pilíře)

$$t_{ef} = t = 0,300 \text{ m},$$

štíhlostní poměr stěny (pilíře)

$$h_{ef} / t_{ef} = 10,00$$

mezní štíhlost

$$27.$$

Štíhlost vyhovuje

Ověření nosné spolehlivosti průřezu 1:

výstřednost od návrhového zatížení	$e_{E1} = M_{Ed1} / N_{Ed1}$	=	0,0694 m,
počáteční výstřednost	$e_{mit} = h_{ef} / 450$	=	0,0067 m,
výstřednost v hlavě	$e_1 = e_{E1} + e_{mit}$	=	0,0761 m,
minimální výstřednost	$0,05t$	=	0,0150 m,
výsledná výstřednost (větší z obou předchozích hodnot)	e_1	=	0,0761 m,
zmenšující součinitel	$\Phi_1 = 1 - 2(e_1 / t)$	=	0,493,
návrhová únosnost v průřezu 1	$N_{Rd1} = \Phi_1 b t f_d$	=	131,04 kN,
normálová síla od návrhového zatížení v průřezu 1	N_{Ed1}	=	344,32 kN.

PRŮŘEZ NEVYHOVUJE !! NUTNÝ NOVÝ NÁVRH !!!

Ověření nosné spolehlivosti průřezu m v polovině výšky stěny (pilíře):

zmenšující součinitel vypočtený ze vzorců podle přílohy G normy ČSN EN 1996-1-1

pro výše uvedené hodnoty $K_E, h_{ef} / t_{ef}$ a e_{mk} / t	Φ_m	=	0,6624,
návrhová únosnost v průřezu m	$N_{Rdm} = \Phi_m b t f_d$	=	176,14 kN,
normálová síla od návrhového zatížení v průřezu m	N_{Edm}	=	355,49 kN.

PRŮŘEZ NEVYHOVUJE !! NUTNÝ NOVÝ NÁVRH !!!

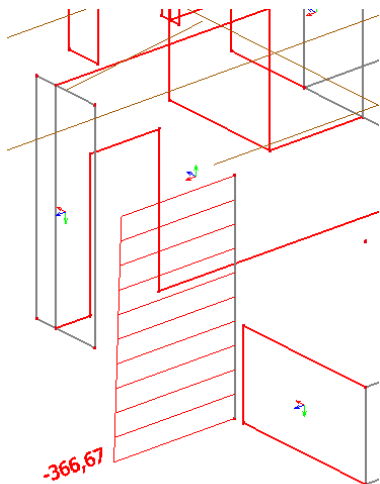
Navržený průřez pilíře nevyhovuje, návrh ŽB sloupu.

12.2.2 NÁVRH ŽELEZOBETONOVÉHO SLOUPU

Vnitřní síly pro navržený ŽB průřez sloupu od kombinace B3 - vnitřní síly od ostatních kombinací generovaných softwarem uvedeny v následující tabulce.

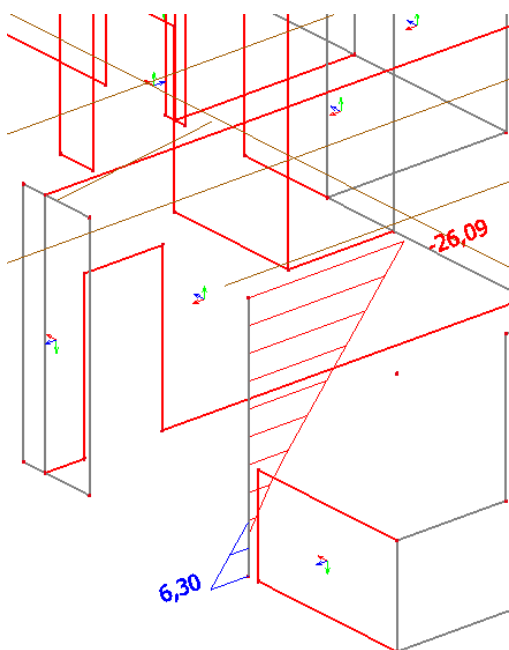
NORMÁLOVÁ SÍLA NA SLOUPU:

N_{Ed} [kN]

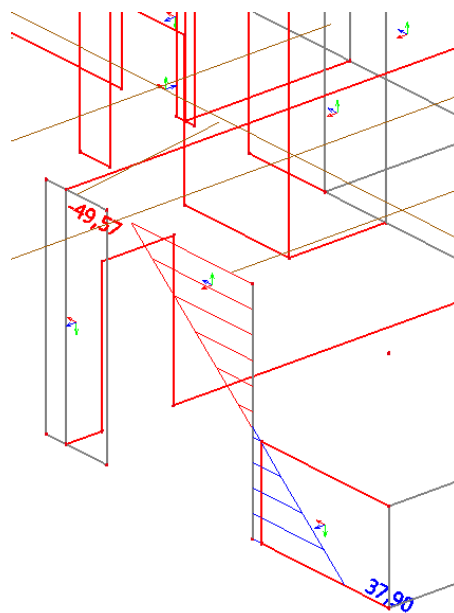


OHYBOVÝ MOMENT NA SLOUPU:

M_z [kNm]



M_y [kNm]



Obr. 62 Vnitřní síly SL.12

Sloup bude posouzen na ohyb momentem ve dvou rovinách.

Vnitřní síly od jednotlivých kombinací působící na sloupu

KOMB.	N_{Ed}	$M_{ed,y}$	$M_{ed,z}$
	[kN]	[kNm]	[kNm]
B1	334,19	22,97	47,18
B2	230,99	34,95	17,02
B3	366,67	26,09	49,57
B4	280,02	20,13	37,34
B5	359,88	24,68	47,18
B6	273,24	18,72	27,26
B7	368,91	26,35	49,86
B8	247,77	19,2	37,63
B9	368,89	25,84	48,59
B10	282,25	19,18	36,35
B11	362,75	25,42	48,67
B12	275,39	19,46	36,44

**Posouzení sloupu namáhaného normálovou silou a ohybovým momentem
obdélníkového průřezu ve směru Y**

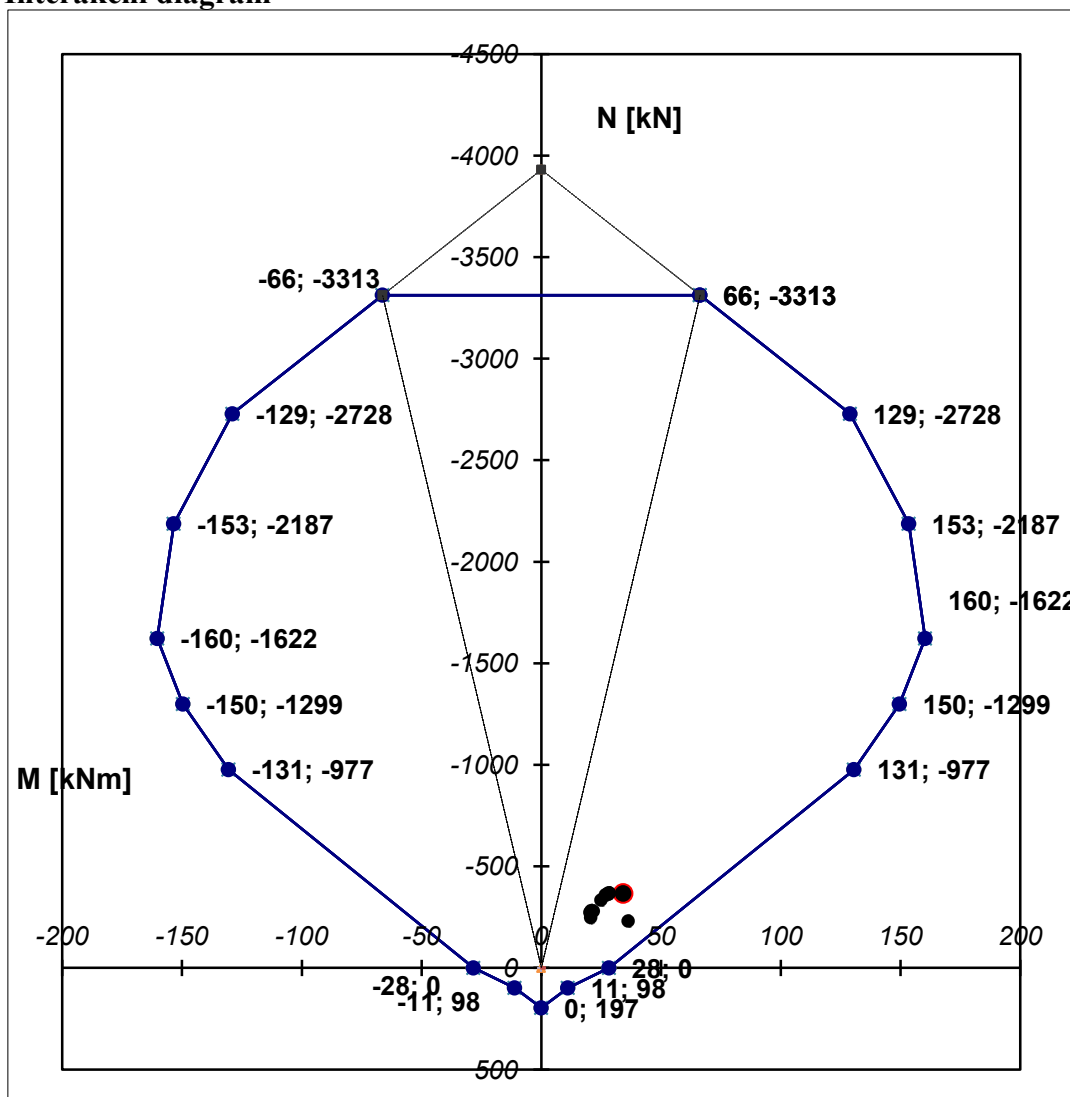
A. Materiálové charakteristiky prvku								
Beton	f_{ck}	f_{cd}	f_{ctm}	γ_c	α			
třída	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[-]	[-]			
C 25/30	25,0	16,7	2,6	1,5	1,0			
Ocel	f_{yk}	f_{yd}	E_s	ϵ_{yk}	ϵ_{yd}	σ_s	ν_s	
třída	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	
B500B	500	434,78	200,00	0,00250	0,00217	400	1,15	
B. Vnitřní síly na konstrukci								
N_{Ed}	M_{Ed}							
[kN]	[kNm]							
366,67	26,09							
C. Návrh průřezu								
b	h	Krytí	ϕ třmínku					
[m]	[m]	[mm]	[mm]					
0,75	0,3	25	6					
D. Návrh výztuže								
Tažený okraj - A_{s1}								
ϕ prutu	počet	A_{s1}	$A_{s1,min}$	$A_{s1,max}$	d	d_1	z_1	F_{s1}
[mm]	[ks]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[m]	[m]	[m]	[kN]
12	2	226	225	4500	0,263	0,037	0,113	98,3
		vyhoví	vyhoví					
Tlačený okraj - A_{s2}								
ϕ prutu	počet	A_{s2}	$A_{s2,min}$	$A_{s2,max}$	d	d_2	z_2	F_{s2}
[mm]	[ks]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[m]	[m]	[m]	[kN]
12	2	226	225	4500	0,263	0,037	0,113	98,3
		vyhoví	vyhoví					
E. Štíhlost								
l	l_0	e_i	e_0	$M_{0,Ed}$				
[m]	[m]	[m]	[m]	[kNm]				
3,0	2,4	0,006	0,020	28,3				
Dotvarování průřezu								
h_o	CEMENT	t_o	$\varphi^{(\infty, t_o)}$	φ_{ef}				
[mm]	[-]	[dni]	[-]	[-]				
0,21	N	28	2,30	1,84				
ω	n	n_u	A	B	C	λ_{lim}	λ	
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	
0,052	0,098	1,052	0,731	1,051	0,700	34,40	27,71	
						$\lambda_{lim} > \lambda$	Masivní	

Sloup je masivní ve směru "y", není třeba uvažovat vliv výstřednosti druhého řádu.

Vypočet návrhového momentu 1.řádu - pouze vliv imperfekcí

KOMB.	N_{Ed}	$M_{ed,v}$	e_i	e_0	$M_{0,Ed}$
	[kN]	[kNm]	[mm]	[mm]	[kNm]
B1	334,19	22,97	0,006	0,020	24,98
B2	230,99	34,95	0,006	0,020	36,34
B3	366,67	26,09	0,006	0,020	28,29
B4	280,02	20,13	0,006	0,020	21,81
B5	359,88	24,68	0,006	0,020	26,84
B6	273,24	18,72	0,006	0,020	20,36
B7	368,91	26,35	0,006	0,020	28,56
B8	247,77	19,2	0,006	0,020	20,69
B9	368,89	25,84	0,006	0,020	28,05
B10	282,25	19,18	0,006	0,020	20,87
B11	362,75	25,42	0,006	0,020	27,60
B12	275,39	19,46	0,006	0,020	21,11

Interakční diagram



**Posouzení sloupu namáhaného normálovou silou a ohybovým momentem
obdélníkového průřezu ve směru Z**

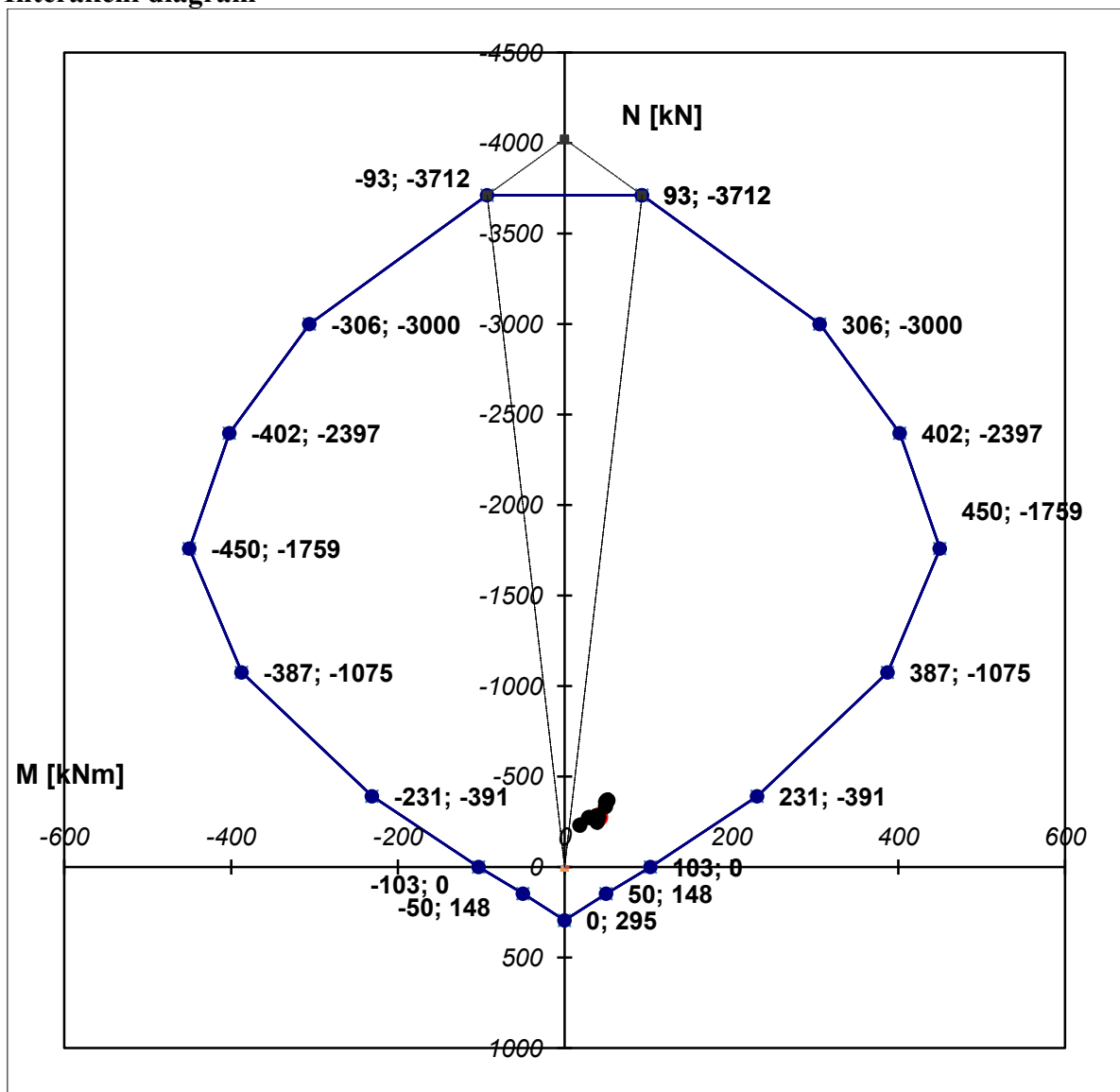
A. Materiálové charakteristiky prvku								
Beton	f_{ck}	f_{cd}	f_{ctm}	γ_c	α			
třída	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[-]	[-]			
C 25/30	25,0	16,7	2,6	1,5	1,0			
Ocel	f_{yk}	f_{yd}	E_s	ϵ_{yk}	ϵ_{yd}	σ_s	ν_s	
třída	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	
B500B	500	434,78	200,00	0,00250	0,00217	400	1,15	
B. Vnitřní síly na konstrukci								
N_{Ed}	M_{Ed}							
[kN]	[kNm]							
368,91	49,86							
C. Návrh průřezu								
b	h	Krytí	ϕ třmínku					
[m]	[m]	[mm]	[mm]					
0,3	0,75	25	6					
D. Návrh výztuže								
Tažený okraj - A_{s1}								
ϕ prutu	počet	A_{s1}	$A_{s1,min}$	$A_{s1,max}$	d	d_1	z_1	F_{s1}
[mm]	[ks]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[m]	[m]	[m]	[kN]
12	3	339	225	4500	0,713	0,037	0,338	147,5
		vyhoví	vyhoví					
Tlačený okraj - A_{s2}								
ϕ prutu	počet	A_{s2}	$A_{s2,min}$	$A_{s2,max}$	d	d_2	z_2	F_{s2}
[mm]	[ks]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[m]	[m]	[m]	[kN]
12	3	339	225	4500	0,713	0,037	0,338	147,5
		vyhoví	vyhoví					
E. Štíhlost								
l	l_0	e_i	e_0	$M_{0,Ed}$				
[m]	[m]	[m]	[m]	[kNm]				
3,0	2,4	0,006	0,025	52,1				
Dotvarování průřezu								
h_o	CEMENT	t_o	$\varphi^{(\infty, t_o)}$	φ_{ef}				
[mm]	[-]	[dní]	[-]	[-]				
0,21	N	28	2,30	0,00				
ω	n	n_u	A	B	C	λ_{lim}	λ	
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	
0,079	0,098	1,079	1,000	1,076	0,700	48,02	27,71	
$\lambda_{lim} > \lambda$							Masivní	

Sloup je masivní ve směru "z", není třeba uvažovat vliv výstřednosti druhého řádu

Vypočet návrhového momentu 1.řádu - pouze vliv imperfekcí

KOMB.	N_{Ed}	M_{ed}	e_i	e_0	$M_{0,Ed}$
	[kN]	[kNm]	[mm]	[mm]	[kNm]
B1	334,19	47,18	0,006	0,025	49,19
B2	230,99	17,02	0,006	0,025	18,41
B3	366,67	49,57	0,006	0,025	51,77
B4	280,02	37,34	0,006	0,025	39,02
B5	359,88	47,18	0,006	0,025	49,34
B6	273,24	27,26	0,006	0,025	28,90
B7	368,91	49,86	0,006	0,025	52,07
B8	247,77	37,63	0,006	0,025	39,12
B9	368,89	48,59	0,006	0,025	50,80
B10	282,25	36,35	0,006	0,025	38,04
B11	362,75	48,67	0,006	0,025	50,85
B12	275,39	36,44	0,006	0,025	38,09

Interakční diagram



Posouzení na mimoosý tlak a ohyb ve dvou rovinách

$$\left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}}\right)^a + \left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdy}}\right)^a \leq 1$$

součinitel "a" závislý tvaru průřezu a poměru N_{Ed}/N_{Rd}

KOMB	N_{Ed}	$M_{ed,y}$	$M_{ed,z}$	$M_{rd,y}$	$M_{rd,z}$	N_{Ed}/N_{Rd}	Souč. a	výsledek		posudek
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[-]				
B1	334,19	22,97	47,18	212	63	0,083	1,0	0,857	<1,0	vyhovuje
B2	230,99	34,95	17,02	178	53	0,057	1,0	0,517	<1,0	vyhovuje
B3	366,67	26,09	49,57	223	66,6	0,091	1,0	0,861	<1,0	vyhovuje
B4	280,02	20,13	37,34	194	57,6	0,070	1,0	0,752	<1,0	vyhovuje
B5	359,88	24,68	47,18	220	66	0,089	1,0	0,827	<1,0	vyhovuje
B6	273,24	18,72	27,26	193	57	0,068	1,0	0,575	<1,0	vyhovuje
B7	368,91	26,35	49,86	223	57	0,092	1,0	0,993	<1,0	vyhovuje
B8	247,77	19,2	37,63	183	54	0,062	1,0	0,802	<1,0	vyhovuje
B9	368,89	25,84	48,59	224	67	0,092	1,0	0,841	<1,0	vyhovuje
B10	282,25	19,18	36,35	196	58	0,070	1,0	0,725	<1,0	vyhovuje
B11	362,75	25,42	48,67	222	66	0,090	1,0	0,852	<1,0	vyhovuje
B12	275,39	19,46	36,44	193	57	0,068	1,0	0,740	<1,0	vyhovuje

Průřez na interakci normálové síly a ohybových momentů ve dvou rovinách vyhoví.

Návrh třmínků

- Jsou navrženy třmínky: $\phi 6\text{mm}$
- Maximální vzdálenost třmínků:

$$s_{w,max} = \left(\frac{15 \cdot \phi}{\min(b,h)} \right) = \left(\frac{15 \cdot 12}{\min(300,750)} \right) = 180\text{mm}$$

Vzdálenost třmínků v oblasti pod stropní deskou a v místě přesahu zmenšená na $0,6x s_{w,max}$

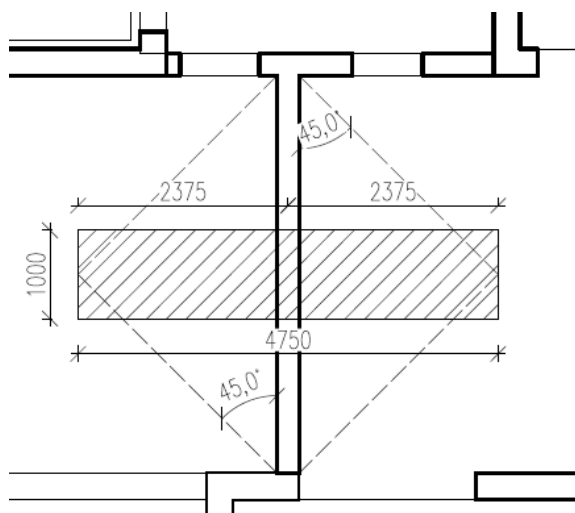
$$s_w \leq 0,6 \cdot s_{w,max} = 0,6 \cdot 180 = 108\text{mm} \rightarrow \text{návrh } 100\text{mm}$$

12.3 VNITŘNÍ STĚNA

Zatěžovací plocha na stěnu = $4,75 \text{ m}^2$

Návrh: keramické zdicí prvky POROTHERM 25 AKU - P15

Charakteristická pevnost zdiva v tlaku : $f_k = 5,13 \text{ MPa}$ (dle výrobce)



Obr. 63 Zatěžovací schéma

NÁZEV VRSTVY	POČET	VÝPOČET	NÁVRHOVÉ ZATÍŽENÍ [kN]
ŽB STROP (1.NP,2.NP)	2	$2 \cdot 0,18 \cdot 4,75 \cdot 25 \cdot 1,35$	57,72
PODLAHA - STROP	1	$1 \cdot 1,69 \cdot 4,75 \cdot 1,35$	10,84
STŘEŠNÍ PLÁŠŤ - STROP	1	$1 \cdot 0,25 \cdot 4,75 \cdot 1,35$	1,60
VNITŘNÍ STĚNA (2.NP)	1	$1 \cdot 1,0 \cdot 0,25 \cdot 3,0 \cdot 8,5 \cdot 1,35$	10,33
		ΣSTÁLÉ	80,49
UŽITNÉ - STROP	1	$1 \cdot 1,5 \cdot 4,75 \cdot 1,5$	10,68
SNÍH	1	$1 \cdot 0,8 \cdot 4,75 \cdot 1,5$	5,7
		ΣPROMĚNNÉ	16,38
		ΣCELKEM	96,87

Návrhové normálové zatížení v hlavě stěny sloupu: $N_{Ed,max} = 96,87 \text{ kN}$

Posouzení dle ČSN EN 1996-1-1

název zdícího prvku: **POROTHERM 25 AKU PROFI**

Geometrie:

světla výška stěny (pilíře)	h	=	3,000 m
šířka posuzovaného obdélníkového průřezu stěny (pilíře)	b	=	1,000 m
tloušťka stěny (výška průřezu pilíře) bez omítky	t	=	0,250 m

Zatížení

v hlavě stěny (pilíře):

normálová síla od návrhového zatížení horních podlaží	N_{Ed1}	=	96,9 kN
moment od svislého a vodorovného návrhového zatížení	M_{Ed1}	=	5,00 kNm

v polovině výšky stěny (pilíře):

normálová síla od návrhového zatížení	N_{Edm}	=	101,9 kN
moment od svislého a vodorovného návrhového zatížení	M_{Edm}	=	2,50 kNm

v patě stěny (pilíře):

normálová síla od návrhového zatížení	N_{Edt}	=	107,0 kN
moment od svislého a vodorovného návrhového zatížení	M_{Edt}	=	0,00 kNm

ZDÍVO - materiálové charakteristiky

dílčí součinitel spolehlivosti zdíva	γ_M	=	2,2
pevnost zdícího prvku v tlaku (značka)	f_u	=	0 MPa
pevnost malty v tlaku (značka)	f_m	=	0,0 MPa
součinitel	K_E	=	1000
objemová hmotnost zdíva	ρ_{ms}	=	1000 kg/m ³

nejmenší půdorysný rozměr: výška: [mm]

rozměry zdícího prvku: 247 249

skupina zdících prvků: 2

výskyt podélné styčné spáry: NE

pro nejmenší šířku a výšku zdícího prvku obdržíme z [1], tab.

normalizovaná pevnost zdícího prvku v tlaku

$$K = 0,00$$

$$\delta = 0,000$$

$$f_b = \delta f_u = 0,00 \text{ MPa}$$

charakteristická pevnost zdíva v tlaku

$$f_k = K E f_b^{0,3} f_m^{0,3} = 5,130 \text{ MPa}$$

návrhová pevnost zdíva v tlaku

$$f_d = f_k / \gamma_M = 2,332 \text{ MPa}$$

součinitel pro stanovení vzpěrné délky

$$\rho_n = 1,00$$

účinná výška stěny (pilíře)

$$h_{ef} = \rho_n h = 3,00 \text{ m}$$

účinná tloušťka stěny (pilíře)

$$t_{ef} = t = 0,250 \text{ m}$$

štíhlostní poměr stěny (pilíře)

$$h_{ef} / t_{ef} = 12,00$$

mezí štíhlost

$$27$$

Štíhlost vyhovuje.

Ověření nosné spolehlivosti průřezu 1:

výstřednost od návrhového zatížení	$e_{E1} = M_{Ed1} / N_{Ed1}$	=	0,0516 m
počáteční výstřednost	$e_{init} = h_{ef} / 450$	=	0,0067 m
výstřednost v hlavě	$e_1 = e_{E1} + e_{init}$	=	0,0583 m
minimální výstřednost	0,05t	=	0,0125 m
výsledná výstřednost (větší z obou předchozích hodnot)	e_1	=	0,0583 m
zmenšující součinitel	$\phi_1 = 1 - 2(e_1 / t)$	=	0,534
návrhová únosnost v průřezu 1	$N_{Ed1} = \phi_1 b \sigma_d$	=	311,15 kN
normálová síla od návrhového zatížení v průřezu 1	N_{Ed1}	=	96,87 kN

Průřez vyhovuje.

Ověření nosné spolehlivosti průřezu m v polovině výšky stěny (pilíře):

zmenšující součinitel vypočtený ze vzorců podle přílohy G normy ČSN EN 1996-1-1

pro výše uvedené hodnoty $K_E, h_{ef}/t_{ef}$ a e_{nk}/t	ϕ_m	=	0,6480
návrhová únosnost v průřezu m	$N_{Edm} = \phi_m b \sigma_d$	=	377,74 kN
normálová síla od návrhového zatížení v průřezu m	N_{Edm}	=	101,93 kN

Průřez vyhovuje.

NAVRŽENÝ PRŮŘEZ STĚNY VYHOVUJE

13 ZALOŽENÍ OBJEKTU

13.1 POSOUZENÍ SVISLÉ ÚNOSNOSTI

Založení objektu se předpokládá na plošných základech - pasech, z prostého betonu C 25/30 případně ze ŽB.

- Základové poměry : jednoduché
- Bez výskytu podzemní vody
- 1.geotechnická kategorie
- Předpoklad založení v objektu v hloubce 0,2 - 2,7m

Základové podmínky stanoveny na základě vrtu v blízkosti objektu.

VRT - ZÁKLADNÍ INFORMACE			
Stát	Česká republika	Nadmořská výška - souřadnice Z	415
Jazyk	česky	Inklinometrie (Y/N)	N
Název databáze	GDO	Účel	inženýrsko-geologický
ID	391023	Hydrogeologické údaje (Y/N)	N
Původní název	J-5	Hloubka hladiny podzemní vody [m]	
Zkrácený název	J-5	Druh hladiny podzemní vody	
Rok vzniku objektu	1987	Karotáž (Y/N)	N
Poskytovatel dat	Česká geologická služba - Geofond	Provedené zkoušky	geotechnické rozbory
Hloubka vrtu (m)	28	Hmotná dokumentace (Y/N)	N
Primární dokumentace	GF P059535	Druh objektu	vrt svistlý
Souřadnice X - JTSK [m]	1120474.20	Geologický profil (Y/N)	Y
Souřadnice Y - JTSK [m]	734946.10	Organizace provádějící	Geoindustria, závod Jihlava
Způsob zaměření X,Y	zaměřeno	Organizace blokující	
Výškový systém	Balt po vyrovnání	Blokováno do	

ZÁKLADNÍ LITOLOGICKÁ DATA		
Hloubka[m]	Stratigrafie	Popis
0 - 0.20	Kvartér	hlína humózní
0.20 - 2.70	Kvartér	hlína písčité hnědá pararula v ostrohanných úlomcích
2.70 - 3.60	Kvartér	suť hlinitý částice řádově centimetrové
3.60 - 3.80	Proterozoikum	písek slabě hlinitý
3.80 - 28	Proterozoikum	pararula biotický jemnozrný zvětralý navětralý žulový aplit jemnozrný v žilách

Obr. 64 Infomace o profilu vrtu

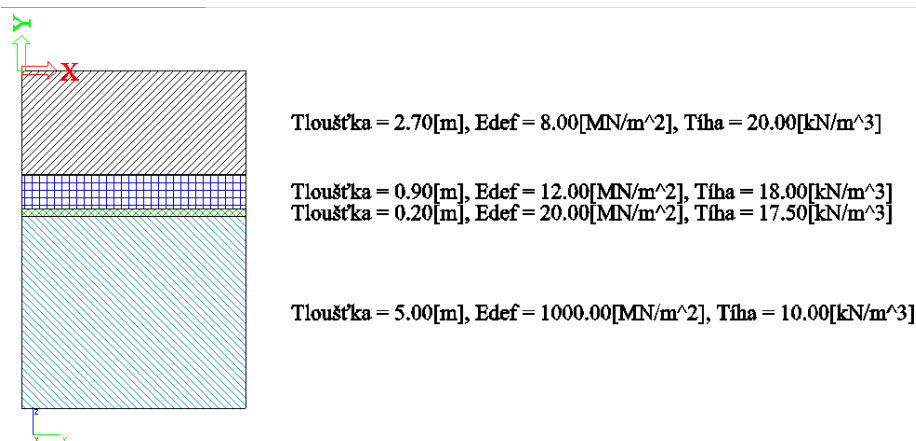
POPIS VRSTVY	HLOUBKA [m]	ZATŘÍDĚNÍ	γ_{zem} [kN/m ³]	φ^{ef} [°]	c _{ef} [kPa]	E _{def}	poisson	m
						[MPa]		
hlína humózní	0 - 0,2	F6	21	20	16		0,4	0,1
hlína písčité hnědá	0,2 - 2,7	F5	20	22	16	8	0,4	0,1
pararula v ostrohraných úlomcích		R2	PEVNOST 50 - 150 Mpa					
suť hlinitý částice řádově centimetrové	2,7 - 3,6	S4	18	29	5	12	0,3	0,3
písek slabě hlinitý	3,6 - 3,8	S3	17,5	33	0	20	0,3	0,3
pararula biotický jemnozrný zvětralý navětralý	3,8 - 28	R3	PEVNOST 15 - 50 Mpa			1000	0,2	0,2

Obr. 65 Zatřídění zemin dle ČSN 73 1001

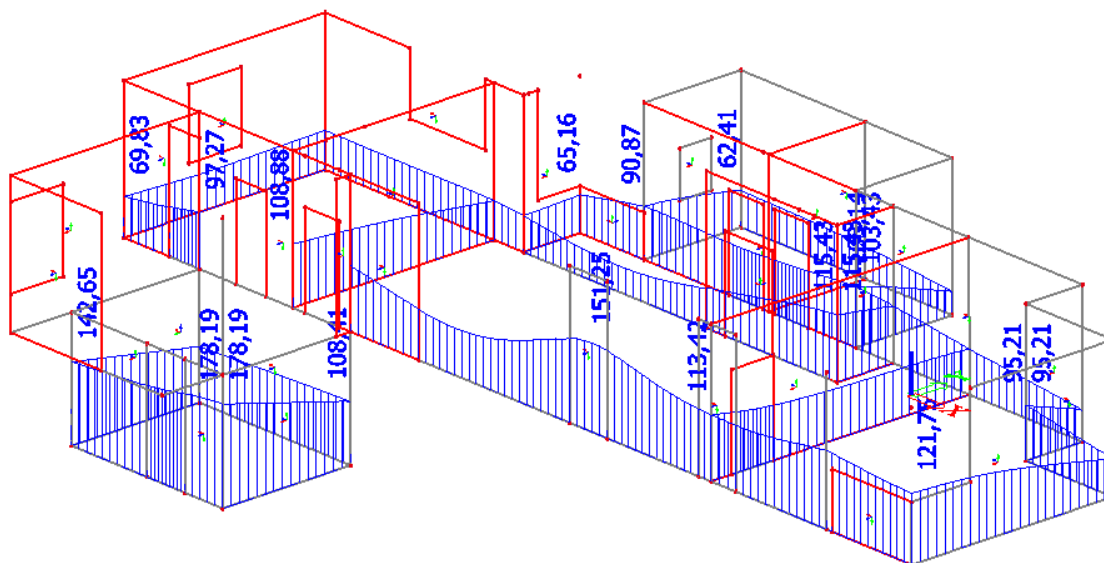
Pro předpoklad založení hloubce 0,2 - 2,7 stanovená únosnost základové půdy v třídě F5 tuhé až pevné - dle ČSN 731001 - tab. hodnota únosnost základové půdy **R_{dt} = 200 kPa**.

Pro posouzení založení objektu byl použit modul Soilin programu Scia Engineer. Základové pasy byly vymodelovány jako prutové prvky společně s objektem. Modul Soilin určí skutečné parametry C na základě iterace mezi kontaktním napětím a svislým posunem. Výpočet je založen na Pasternakově modelu podlaží.

Pro výpočet byly do programu zadány geologické profily vrtu.



Obr. 66 Geologický profil



Obr. 67 Liniová reakce Rz [kN/m]

Intenzity na prvcích

Lineární výpočet, Extrém : Prvek
Výběr : Vše
Kombinace : 01_MSÚ - 6.10. B

Stav	Liniová podpora	dx [m]	Rx [kN/m]	Ry [kN/m]	Rz [kN/m]	Mx [kNm/m]	My [kNm/m]	Mz [kNm/m]
01_MSÚ - 6.10. B/7	Slb1	14,850	-1,27	-67,60	117,06	0,75	0,00	0,00
01_MSÚ - 6.10. B/42	Slb1	0,000	-0,43	-40,71	86,13	1,24	0,00	0,00
01_MSÚ - 6.10. B/43	Slb1	14,850	-1,15	-68,89	121,75	0,76	0,00	0,00
01_MSÚ - 6.10. B/43	Slb1	4,086	-0,76	4,09	95,23	1,44	0,00	0,00
01_MSÚ - 6.10. B/13	Slb1	2,752	-0,64	0,09	54,38	0,90	0,00	0,00
01_MSÚ - 6.10. B/43	Slb1	6,600	-0,81	-3,38	151,25	1,88	0,00	0,00
01_MSÚ - 6.10. B/10	Slb1	14,850	-0,85	-51,14	89,83	0,52	0,00	0,00
01_MSÚ - 6.10. B/44	Slb1	9,530	-0,99	-30,29	107,43	2,43	0,00	0,00
01_MSÚ - 6.10. B/3	Slb1	0,000	-0,80	-49,23	102,13	1,38	0,00	0,00
01_MSÚ - 6.10. B/11	Slb2	0,200	-26,87	-7,41	63,68	0,00	-2,12	0,00
01_MSÚ - 6.10. B/43	Slb16	0,813	-16,78	1,43	159,84	0,00	0,49	0,00
01_MSÚ - 6.10. B/9	Slb16	3,050	-8,26	0,44	72,78	0,00	0,10	0,00
01_MSÚ - 6.10. B/43	Slb16	0,000	-13,30	1,42	178,19	0,00	1,28	0,00
01_MSÚ - 6.10. B/3	Slb16	0,000	-10,56	0,68	156,79	0,00	0,88	0,00
01_MSÚ - 6.10. B/3	Slb16	1,830	-13,54	0,66	121,78	0,00	-0,17	0,00
01_MSÚ - 6.10. B/43	Slb17	0,000	-1,50	11,71	108,41	3,77	0,00	0,00
01_MSÚ - 6.10. B/9	Slb17	4,000	-0,79	-13,33	66,43	1,82	0,00	0,00

Obr. 68 Tabulka hodnot Rz [kN/m]

Posouzení základového pasu 1.NP

Zatížení analýza konstrukce:

$$N_{sd} = 151,25 \text{ kN/m}$$

$$R_{dt} = 200 \text{ kPa.}$$

Nutná plocha základu:

$$N_{sd} / R_{dt} = 151,25 / 200 = 0,756 \text{ m}^2$$

Návrh šířky základu:

$$B = 0,80 \text{ m}$$

$$A_{ef} = B \cdot L = 0,8 \cdot 1,0 = 0,8 \text{ m}^2$$

Posouzení základového pasu:

$$\sigma_{ds} = N_{sd} / A_{ef} \leq R_{dt}$$

$$\rightarrow \sigma_{ds} = N_{sd} / A_{ef} = 151,25 / 0,8 = 189,1 \text{ kPa} \leq R_{dt} = 200 \text{ kPa}$$

→ *Navržené základové konstrukce vyhovují*

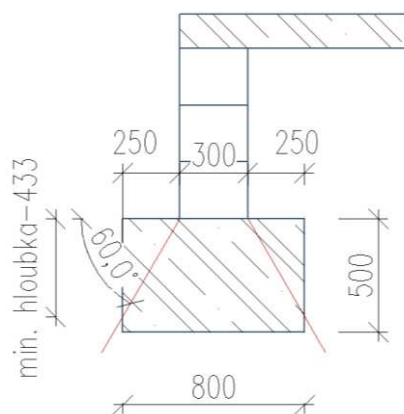
Hloubka založení

Vyložení základu mimo stěnu $a = 0,25 \text{ m}$

Základový pas z prostého betonu - roznášecí uhel 60°

$$h = \tan 60 \cdot 0,25 = 0,433 \text{ m}$$

Minimální hloubka založení $0,433 \text{ m}$ - návrh $h = 0,5 \text{ m}$ s ohledem na založení do nezámrazné hloubky.



Obr. 69 Rez základovým pasem

Navržený základový pas rozměrů $B \times h = 0,8 \times 0,5 \text{ m}$.

Posouzení základového pasu 1.PP

Zatížení analýza konstrukce:

$$N_{sd} = 178,19 \text{ kN/m}$$

$$R_{dt} = 200 \text{ kPa.}$$

Nutná plocha základu:

$$N_{sd} / R_{dt} = 178,19 / 200 = 0,89 \text{ m}^2$$

Návrh šířky základu:

$$B = 1,00 \text{ m}$$

$$A_{ef} = B \cdot L = 1,0 \cdot 1,0 = 1,0 \text{ m}^2$$

Posouzení základového pasu:

$$\sigma_{ds} = N_{sd} / A_{ef} \leq R_{dt}$$

$$\rightarrow \sigma_{ds} = N_{sd} / A_{ef} = 178,19 / 1,0 = 178,19 \text{ kPa} \leq R_{dt} = 200 \text{ kPa}$$

→ *Navržené základové konstrukce vyhovují*

Hloubka založení

Vyložení základu mimo stěnu $a = 0,35 \text{ m}$

Základový pas z prostého betonu - roznášecí uhel 60°

$$h = \tan 60 \cdot 0,35 = 0,606 \text{ m}$$

Minimální hloubka založení $0,606 \text{ m}$ - návrh $h = 0,65 \text{ m}$ s ohledem na založení do nezámrazné hloubky.

Navržený základový pas rozměrů $B \times h = 1,0 \times 0,65 \text{ m}$

Posouzení ohybové únosnosti základového pasu v příčném směru

Část základového pasu působí jako konzola předsazená před stěnu. Nutné posouzení zdali napětí na spodním okraji pasu nepřekročí tahovou pevnost betonu.

$$f_{ctk,0,05} = 1,8 \text{ MPa}, \quad f_{ctd,0,05} = \frac{1,8}{1,5} = 1,2 \text{ MPa}$$

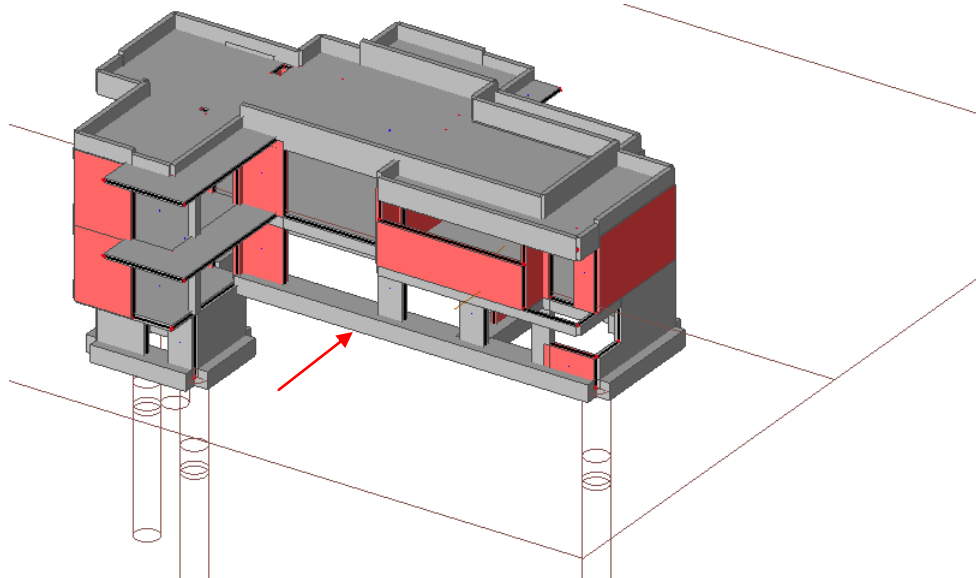
$$m_{Ed} = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{ge} \cdot a^2 = \frac{1}{2} \cdot 178,19 \cdot 0,35^2 = 10,91 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = \frac{m_{Ed}}{W} = \frac{10,91}{\frac{1}{6} \cdot 0,65 \cdot 1,0^2} = 101 \text{ kPa}$$

$\sigma_c < f_{ctd} \rightarrow 0,101 \text{ MPa} < 1,2 \text{ MPa}$... Navržený pas z prostého betonu vyhovuje.

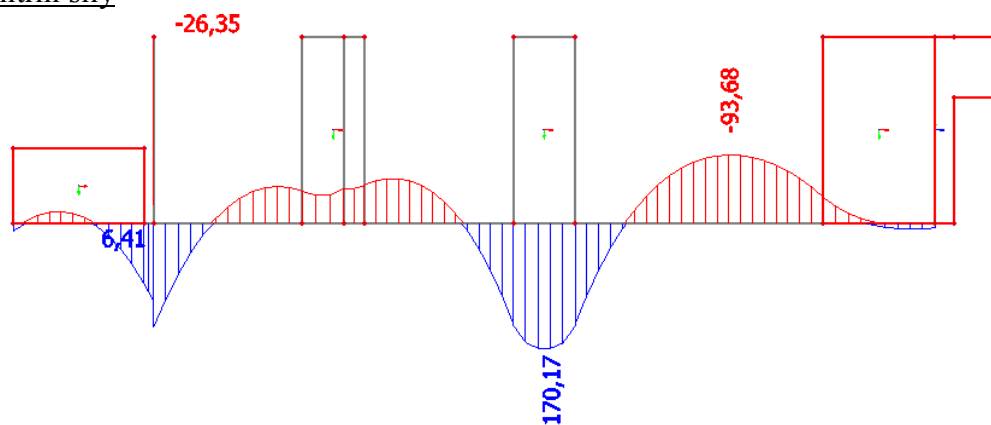
13.2 POSOUZENÍ ZÁKLADOVÉHO PASU V PODÉLNÉM SMĚRU

Základový pas působí v podélném směru jako nosník na pružném podloží.

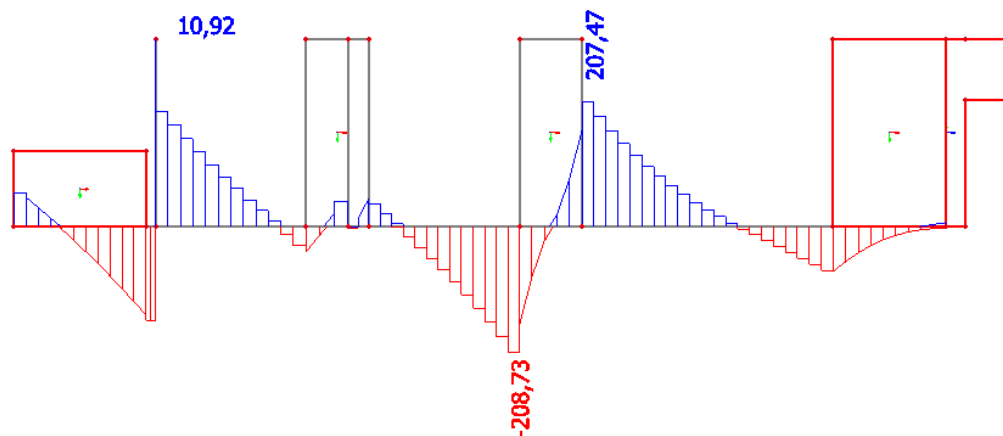


Obr. 70 Posuzovaný základový pas

Vnitřní síly



Obr. 71 Ohybový moment M_y [kNm]



Obr. 72 Posouvající síly V_z [kN]

Posouzení MSÚ a MSP

A. Vnitřní síly na konstrukci v poli				Pod sloupem			
M_{Ed} [kNm]	M_{Ek} [kNm]	$M_{E,qp}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	M_{Ek} [kNm]	$M_{E,qp}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]
93,7	68,7	63,7	0,0	170,2	124,8	116,0	208,7

B. Návrh průřezu		C. Geometrie a materiálové charakteristiky prvku			
b [mm]	h [mm]	Beton třída	Ocel třída	c_h [mm]	c_d [mm]
300,0	600,0	C25/30	B500B	40	40

D. MSÚ - PORUŠENÍ OHYBEM							
D.1. PRŮŘEZ V POLI			D.2. PRŮŘEZ POD SLOUPEM				
Tlačená výztuž			Tlačená výztuž				
n_{sc} [ks]	ϕ_{sc} [mm]	A_{sc} [mm ²]	n_{sc} [ks]	ϕ_{sc} [mm]	A_{sc} [mm ²]		
0	0	0	0	0	0		
Příložka			Příložka				
$n_{st,př}$ [ks]	$\phi_{st,př}$ [mm]	$A_{st,př}$ [mm ²]	$n_{st,př}$ [ks]	$\phi_{st,př}$ [mm]	$A_{st,př}$ [mm ²]		
0	0	0	0	0	0		
Tažená výztuž			Tažená výztuž				
n_{st} [ks]	ϕ_{st} [mm]	A_{st} [mm ²]	n_{st} [ks]	ϕ_{st} [mm]	A_{st} [mm ²]		
4	14	616	4	20	1257		
ρ_{st} [%]	$\rho_{st,min}$ [%]	$\rho_{st,max}$ [%]	x [mm]	ρ_{st} [%]	$\rho_{st,min}$ [%]	$\rho_{st,max}$ [%]	x [mm]
0,377	0,133 vyhoví	4,0 vyhoví	66,93	0,769	0,150 vyhoví	4,0 vyhoví	136,59
ξ [-]	ξ_{max} [-]	M_{Rd} [kNm]	M_{Ed} [kNm]	ξ [-]	ξ_{max} [-]	M_{Rd} [kNm]	M_{Ed} [kNm]
0,12	0,45 vyhoví	140,61	93,70 vyhoví	0,25	0,45 vyhoví	271,74	170,17 vyhoví
Využití výztuže: 66,64 %			Využití výztuže: 62,62 %				

E. MSÚ - PORUŠENÍ SMYKEM			
E.1. Smyková únosnost průřezu bez smykové výztuže		E.2. Smyková únosnost tlačených diagonál	
$C_{Rd,c}$ [-]	k [-]	v_{min} [-]	ρ_l [-]
0,12	1,61	0,356	0,0038
V_{Ed} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	v [-]	α_{cw} [-]
208,73	73,31 285%	0,54	1
nutný návrh smykové výztuže		$cotg \theta$ [-]	
		1,35	
		$V_{Rd,max}$ [kN]	
		632,27 33%	
		vyhoví - geometrie a třída betonu	

E.3. Smyková únosnost průřezu se smykovou výztuží

ϕ_{sw} [mm]	n_{sw} [-]	A_{sw} [mm ²]	s [mm]	st [mm]
8	2	101	125	260

Konstrukční požadavky

ρ_{sw} [%]	$\rho_{sw,min}$ [%]	$\rho_{sw,max}$ [%]	s_{max} [mm]	$s_{t,max}$ [mm]
0,268	0,080 vyhoví	0,900 vyhoví	408,0 vyhoví	408,0 vyhoví

$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{ed}/V_{Rd,s}$ [%]
231,12	90,31 vyhoví

PRŮŘEZ V POLI

F. MEZNÍ STAV OMEZENÍ NAPĚTÍ

F.1. Základní charakteristiky ideálního průřezu bez trhliny:

α_e [-]	A_i [mm ²]	a_{gi} [mm]	I_i [mm ⁴]	$f_{ct,eff}$ [MPa]	$\sigma_{2,k}$ [MPa]	$\sigma_{1,k}$ [MPa]
6,35	1,84E+05	305,21	5,59E+09	2,6	-6,81	6,58

$\sigma_2 < f_{ct,eff}$ $\sigma_1 > f_{ct,eff}$
vznik trhlin se očekává

F.2. Základní charakteristiky ideálního průřezu s trhlinou:

x_{ir} [mm]	I_{ir} [mm ⁴]
106,90	8,731E+08

F.3. Omezení napětí v průřezu:

k_1	0,6	[-]	$k_1 \cdot f_{ck}$	15	[MPa]
k_2	0,45	[-]	$k_2 \cdot f_{ck} =$	11,25	[MPa]
k_3	0,8	[-]	$k_3 \cdot f_{yk} =$	400	[MPa]

$\sigma_{c,k}$ [MPa]	$\sigma_{c,qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,k}$ [MPa]	$\sigma_{s,qp}$ [MPa]	$\sigma_{c,ch} < k_1 \cdot f_{ck}$	vyhoví
-8,41	-7,80	219,04	201,71	$\sigma_{c,qp} < k_2 \cdot f_{ck}$	vyhoví
				$\sigma_{cs} < k_3 \cdot f_{yk}$	vyhoví

G. MEZNÍ STAV TRHLIN

k_t [-]	$h_{c,eff}$ [mm]	$A_{c,eff}$ [mm ²]	$\rho_{p,eff}$ [-]	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ [-]
0,4	137,50	41250	0,0149	0,00063

$s_{r,max}$ [mm]	w_k [mm]	$w_{k,lim}$ [m]	k_1	0,8	[-]
322,64	0,204	0,300	k_2	0,5	[-]
	$w_k < w_{k,lim}$	šířka trhliny vyhoví	k_3	3,4	[-]
			k_4	0,425	[-]

PRŮŘEZ POD SLOUPEM

F. MEZNÍ STAV OMEZENÍ NAPĚTÍ

F.1. Základní charakteristiky ideálního průřezu bez trhliny:

α_e [-]	A_i [mm ²]	a_{gi} [mm]	I_i [mm ⁴]	$f_{ct,eff}$ [MPa]	$\sigma_{2,k}$ [MPa]	$\sigma_{1,k}$ [MPa]
6,35	1,88E+05	310,28	5,78E+09	2,6	-6,70	6,26

$\sigma_2 < f_{ct,eff}$

$\sigma_1 > f_{ct,eff}$

vznik trhlin se očekává

F.2. Základní charakteristiky ideálního průřezu s trhlinou:

x_{ir} [mm]	I_{ir} [mm ⁴]
145,31	1,563E+09

F.3. Omezení napětí v průřezu:

k_1	0,6	[-]	$k_1 \cdot f_{ck}$	15	[MPa]
k_2	0,45	[-]	$k_2 \cdot f_{ck} =$	11,25	[MPa]
k_3	0,8	[-]	$k_3 \cdot f_{yk} =$	400	[MPa]

$\sigma_{c,k}$ [MPa]	$\sigma_{c,qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,k}$ [MPa]	$\sigma_{s,qp}$ [MPa]
-11,60	-10,78	201,22	187,97

$\sigma_{c,ch} < k_1 \cdot f_{ck}$

vyhoví

$\sigma_{c,qp} < k_2 \cdot f_{ck}$

lineární dotvarování

$\sigma_{cs} < k_3 \cdot f_{yk}$

vyhoví

G. MEZNÍ STAV TRHLIN

k_t [-]	$h_{c,eff}$ [mm]	$A_{c,eff}$ [mm ²]	$\rho_{p,eff}$ [-]	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ [-]
0,4	145,00	43500	0,0289	0,00073

$s_{r,max}$ [mm]	w_k [mm]	$w_{k,lim}$ [m]
280,90	0,205	0,300

$w_k < w_{k,lim}$

šířka trhliny vyhoví

k_1	0,8	[-]
k_2	0,5	[-]
k_3	3,4	[-]
k_4	0,425	[-]

14 VNĚJŠÍ KONSTRUKCE - BAZÉN

14.1 ZÁKLADNÍ ÚDAJE

V blízkosti objektu se nachází bazén. Jedná se o železobetonovou konstrukci, která bude zapuštěná pod úroveň terénu. Bazén čtvercového půdorysu o vnějších rozměrech 6,9 x 4,3 m a hloubce 1,45 m.

Návrh vodonepropustné konstrukce bazénu bude proveden pro tři varianty:

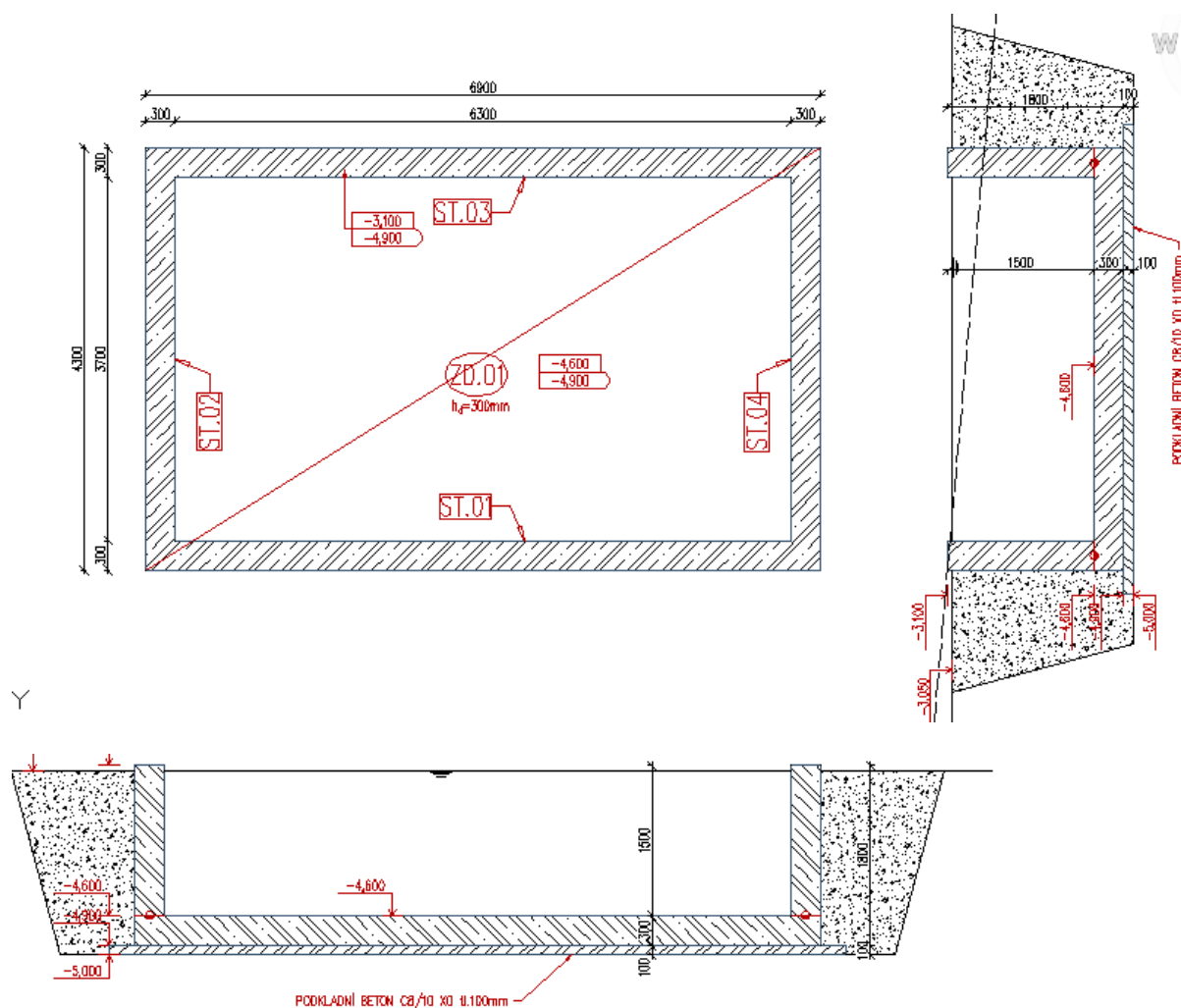
Varianta č.1 - Tloušťka základové desky a stěn 300 mm, vyztuženo betonářskou výztuží

Varianta č.2 - Tloušťka základové desky 300 mm a stěn 200 mm, vyztuženo betonářskou výztuží

Varianta č.3 - Drátkobetonová konstrukce tloušťky 250 mm

Rozhodnutí o typu nádrže:

$$H < \frac{a + b}{4}; \quad 1,65 < \frac{6,9 + 4,3}{4} = 2,8 \text{ m} \rightarrow \text{nízká nádrž}$$



Obr. 73 Schéma bazénu

14.2 VSTUPNÍ PARAMETRY

Použité materiály:

PODKLADNÍ BETON

BETON: C 12/15 X0- C1 0,4 - D_{max} 16 - S1

- **Varianta č.1 a č.2**

ZÁKLADOVÁ DESKA + STĚNY

BETON: C 25/30 XD2, XF3- C1 0,4 - D_{max} 16 - F3

Max. průsak 50 mm podle ČSN EN 12 390-8

Doplňující požadavky:

Směsný cement ČSN EN 197-1 - CEM V 32,5 N

Pevnostní součinitel: $f_{cm,2}/f_{cm,28} \leq 0,15$ – velmi pomaly narůst pevnosti

Vodní součinitel: $w \leq 0,55$

Pro stupeň vlivu prostředí XD2 dle ČSN EN 206, je nejnižší třída betonu C30/37, avšak dle ČSN P 73 2404, tab. F.1, je možné zvolit minimální třída betonu C25/30 s ohledem na třídu prostředí (XD2) a životnost konstrukce 50 let.

- **Varianta č.3**

ZÁKLADOVÁ DESKA + STĚNY

DRÁTKOBETON: FC 33/37- 3,2/2,8/0,8 XD2, XF3-CL 0,2 - D_{max} 16 - S4

OCEL: B 500 B

Krytí výztuže:

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

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

předpoklad vyztužení desky: $\varnothing_s = 12 \text{ mm}$ (pro spodní výztuž)

$\varnothing_h = 12 \text{ mm}$ (pro horní výztuž)

- průměr prutu: $c_{min,b} = 10 \text{ mm}$

- krytí z hlediska třídy konstrukce a vlivu prostředí

beton C 25/30, životnost 50 let,

konstrukční třída: S3 (snížena s ohledem na deskovou konstrukci)

třída prostřední: XD2 $\Rightarrow c_{min,dur} = 35 \text{ mm}$

- uvažujeme nulové: $\Delta c_{dur,y}; \Delta c_{dur,yst}; \Delta c_{dur,add}$;

$$c_{min} = \max(c_{min,b}, c_{min,dur}, 10 \text{ mm}) = \max(10, 35, 10) = 35 \text{ mm}$$

- přihlídnutí k provádění (5-10 mm): $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$

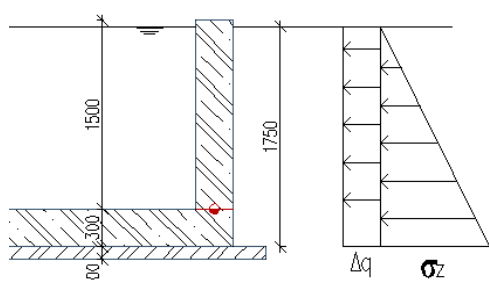
návrh tloušťky krycí vrstvy: $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 35 + 10 = 45 \text{ mm} \Rightarrow \underline{45 \text{ mm}}$

14.3 ZATÍŽENÍ NÁDRŽE

14.3.1 VNĚJŠÍ ZATÍŽENÍ ZEMINOU NA STĚNU NÁDRŽE

Příslušné hodnoty zemin stanoveny dle inženýrsko-geologického vrtu v blízkosti objektu.

ZÁKLADNÍ LITOLOGICKÁ DATA		
Hloubka[m]	Stratigrafie	Popis
0 - 0.20	Kvartér	hlína humózní
0.20 - 2.70	Kvartér	hlína písčité hnědá pararula v ostrohranných úlomcích
2.70 - 3.60	Kvartér	suť hlinitý částice řádově centimetrové
3.60 - 3.80	Proterozoikum	písek slabě hlinitý
3.80 - 28	Proterozoikum	pararula biotitický jemnozrný zvětralý navětralý žulový applit jemnozrný v žilách



Hloubka založení bazénu 1,75m pod úroveň terénu. V této úrovni se nachází: hlína písčité hněd. Zemina byla zatříděna dle ČSN 73 1001. (viz. kap 12)

Příslušné hodnoty pro zeminu třídy F5

NAHODILÉ - ZEMNÍ TLAK DLE ČSN EN 1991-1-4

Charakteristická objemová tíha zemin

$$g_{zem} = 20 \text{ kN/m}^3$$

Efektivní úhel vnitřního tření:

$$\phi = 22,0^\circ$$

Užitné zatížení na terénu:

$$q_{0,k} = 5,0 \text{ kN/m}^2$$

Hloubka stěny:

$$h_p = 1,75 \text{ m}$$

Součinitel zemního tlaku:

$$\text{a) v klidu} \quad K_a = 0,625$$

Počítat zemní tlak dle součinitele zemního tlaku:

V Klidu

Char. vodorovný zemní tlak ve vrcholu od zemin:

$$\sigma_{z(hh)} = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

Char. vodorovný zemní tlak ve vrcholu od přetížení:

$$\sigma_{q(hh)} = 3,13 \text{ kN/m}^2$$

Char. vodorovný zemní tlak v patě od zemin:

$$\sigma_{z(hp)} = 20,64 \text{ kN/m}^2$$

Char. vodorovný zemní tlak v patě od přetížení:

$$\sigma_{q(hp)} = 3,13 \text{ kN/m}^2$$

Celkový char. vodorovný zemní tlak v hlavě:

$$\sigma_{i,k} = K_i \cdot (q_{0,k} + \gamma_{zem} \cdot h_i)$$

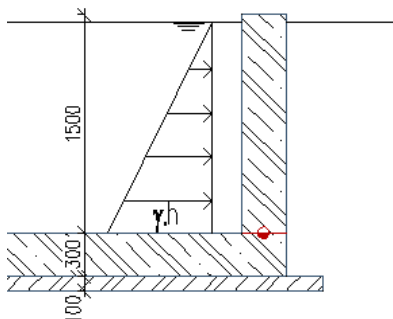
$$\sigma_{k(hh)} = 3,1 \text{ kN/m}^2$$

Celkový char. vodorovný zemní tlak v patě:

$$\sigma_{k(hp)} = 23,2 \text{ kN/m}^2$$

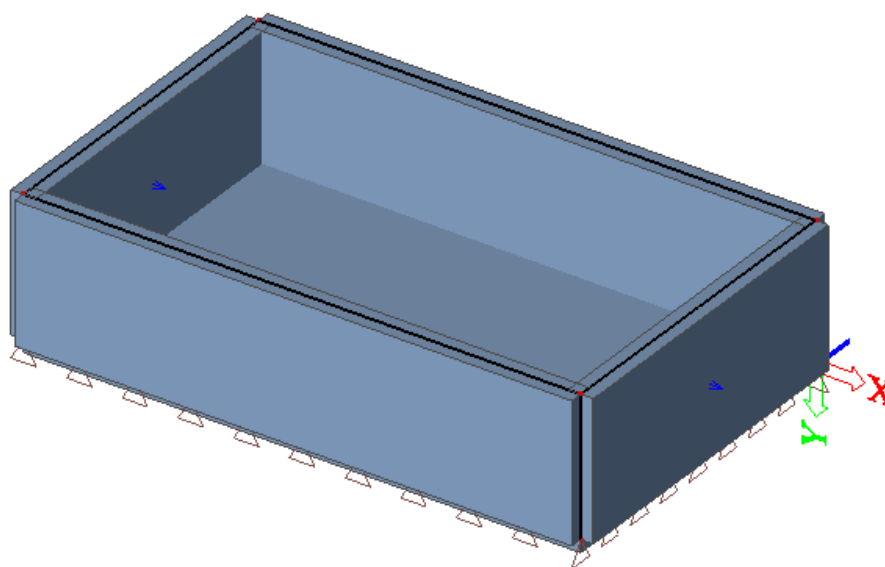
14.3.2 VNITŘNÍ ZATÍŽENÍ VODOU NA STĚNU A DNO NÁDRŽE

$$\sigma_{v(hp)} = \gamma_v \cdot H = 10,0 \cdot 1,5 = 15,0 \text{ kN/m}^2$$

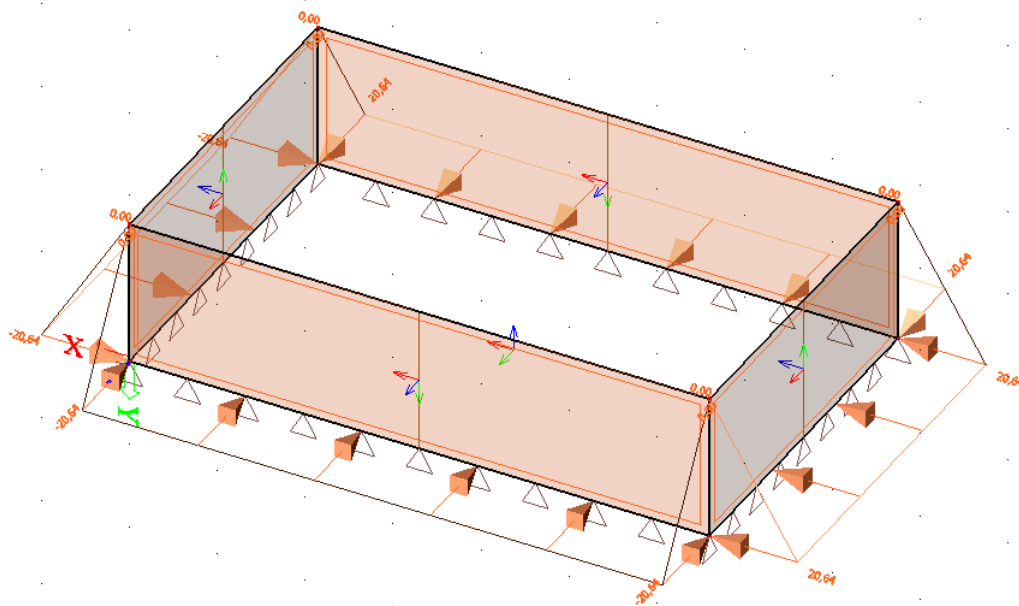


14.4 ZATĚŽOVACÍ STAVY

ZS1- VLASTNÍ TÍHA KONSTRUKCÍ - generována softwarem

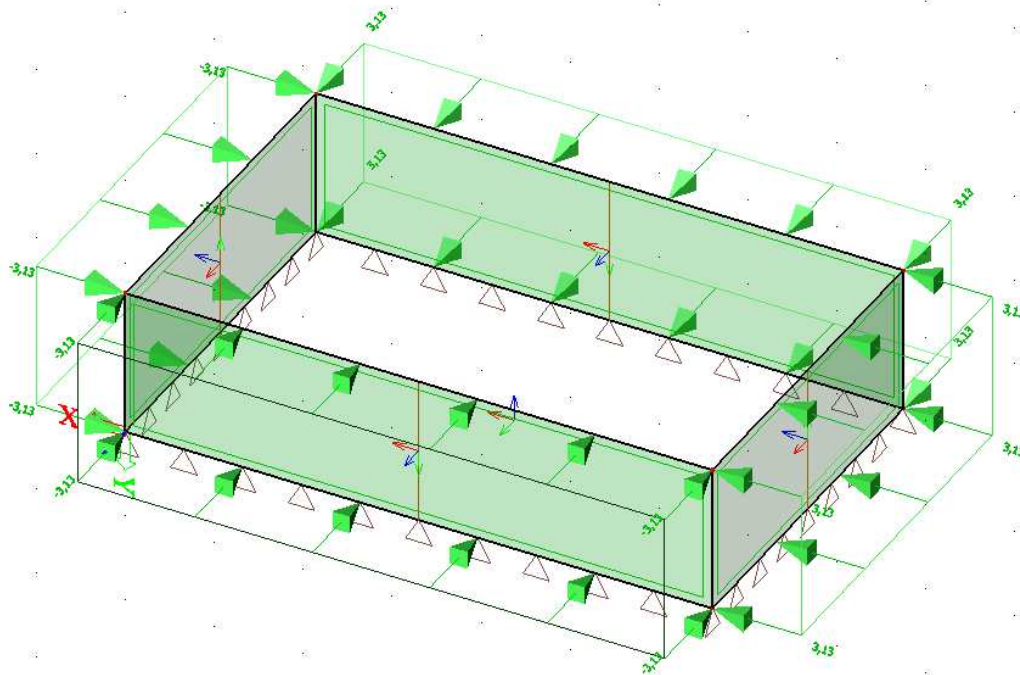


ZS2 - STÁLÉ ZATÍŽENÍ - ZEMNÍ TLAK



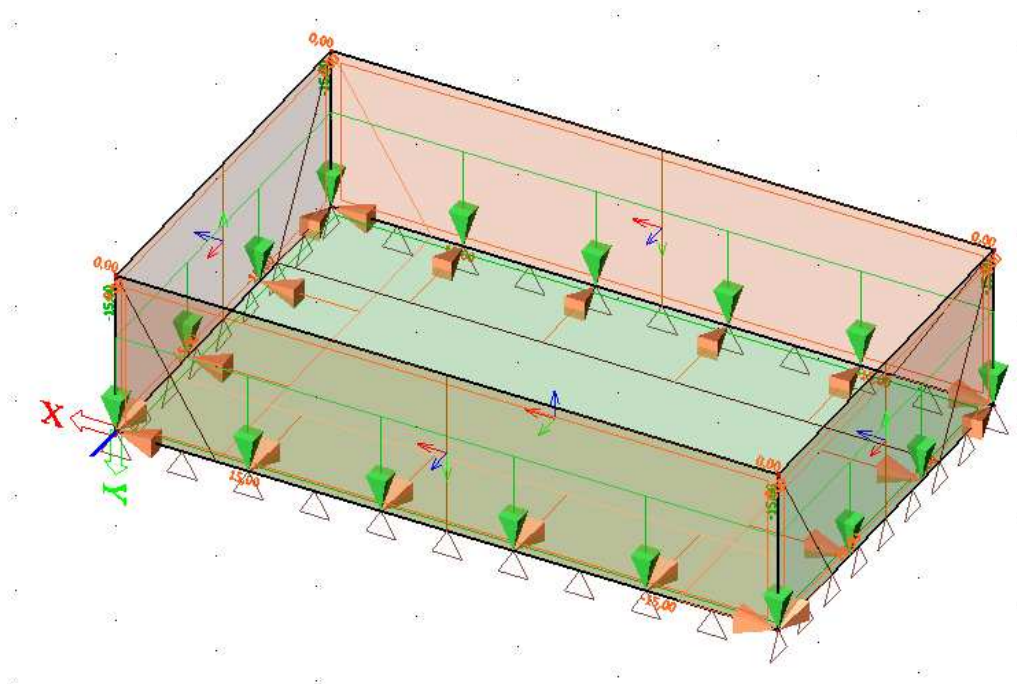
Obr. 74 Stálé zatížení - zemní tlak

ZS3 - UŽITNÉ ZATÍŽENÍ - PŘÍTÍŽENÍ TERÉNU



Obr. 75 Užitné zatížení - přitížení

ZS4 - STÁLÉ ZATÍŽENÍ - TLAK VODY NA STĚNY A DNO



Obr. 76 Stálé zatížení - tlak vody

14.5 KOMBINACE ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ

Pro MSÚ byly vytvořeny tyto kombinace:

1) Při vypuštění bazénu - působení pouze zemního tlaku

$$C01 = 1,35 \cdot (ZS1 + ZS2) + 1,5 \cdot ZS3$$

2) Současné působení zemního tlaku a tlaku vody

$$C02 = 1,35 \cdot (ZS1 + ZS2 + ZS4) + 1,5 \cdot ZS3$$

3) Působení pouze tlaku vody, při odkopání zeminy okolo bazénu

$$C03 = 1,35 \cdot (ZS1 + ZS4)$$

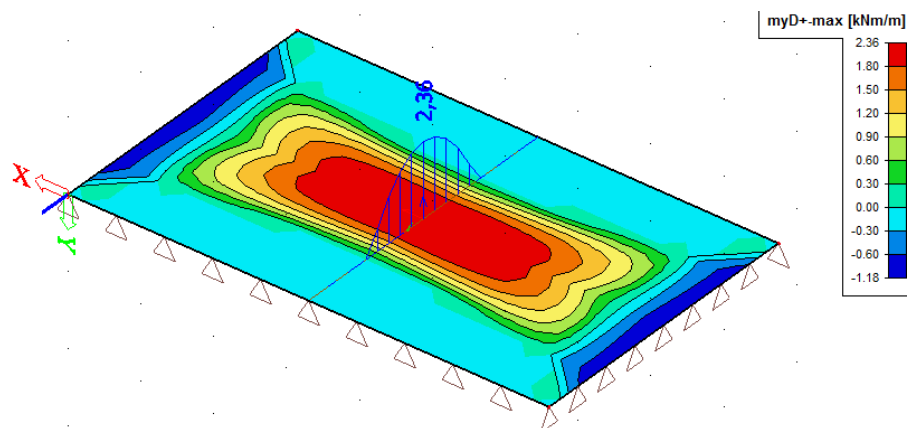
14.6 VNITŘNÍ SÍLY - OHYBOVÉ MOMENTY

14.6.1 ZÁKLADOVÁ DESKA

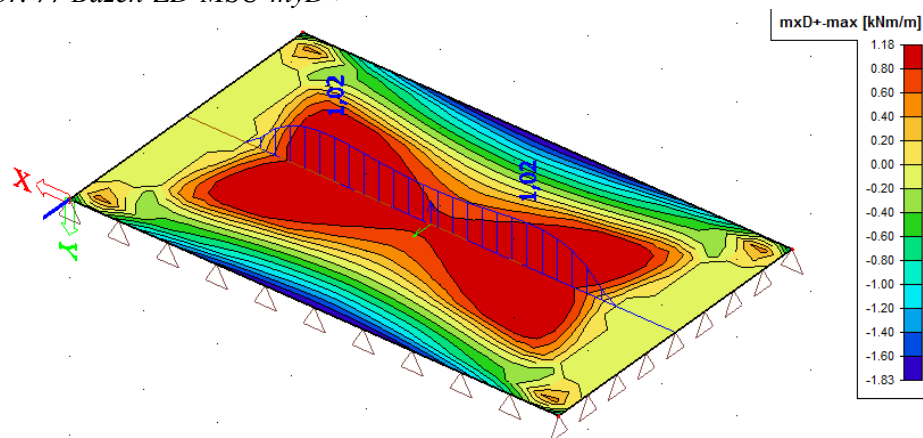
MSÚ - Vnitřní síly od kombinace C01 - působení pouze zemního tlaku

Součinitele spolehlivosti zatížení pro MSÚ

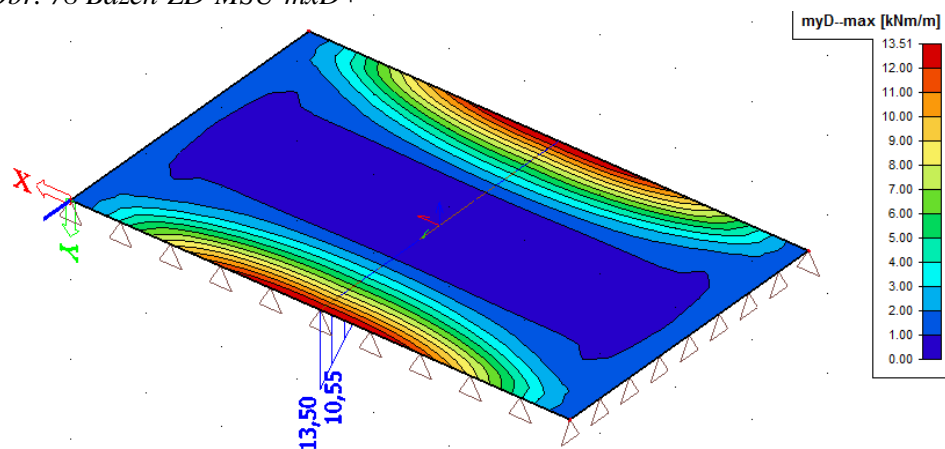
$\gamma_G = 1,5$, $\gamma_Q = 1,35$



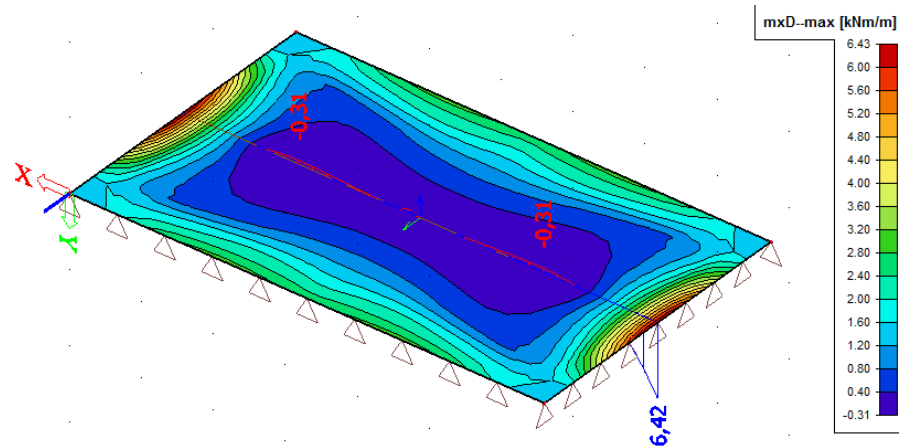
Obr. 77 Bazén-ZD-MSU-myD+



Obr. 78 Bazén-ZD-MSU-mxD+

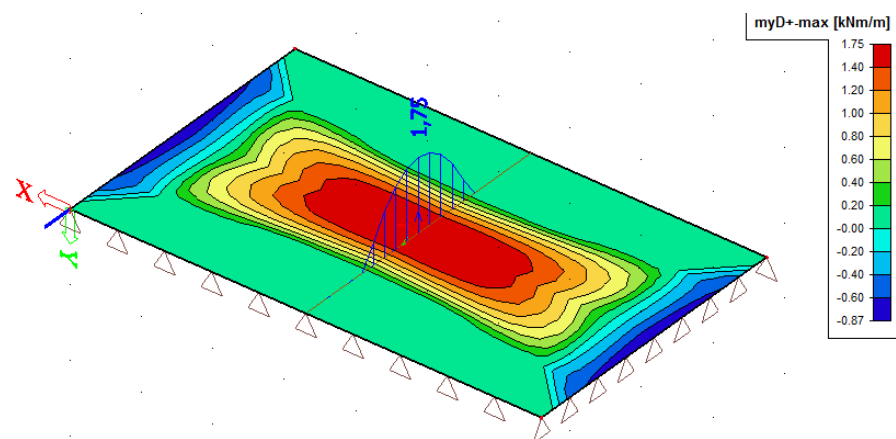


Obr. 79 Bazén-ZD-MSU-myD-

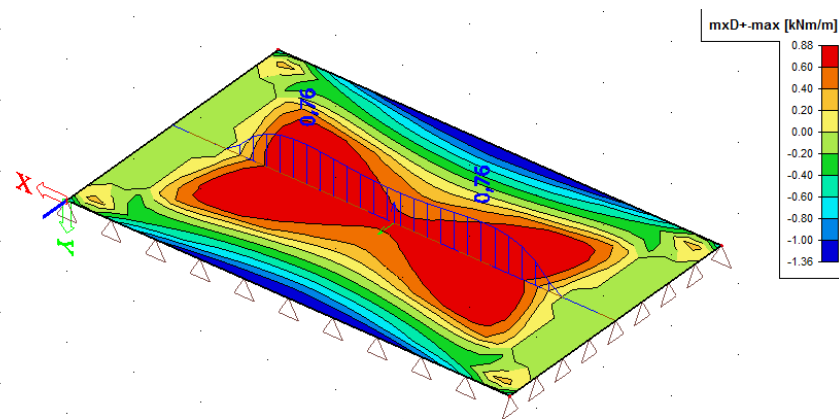


Obr. 80 Bazén-ZD-MSU-mxD-

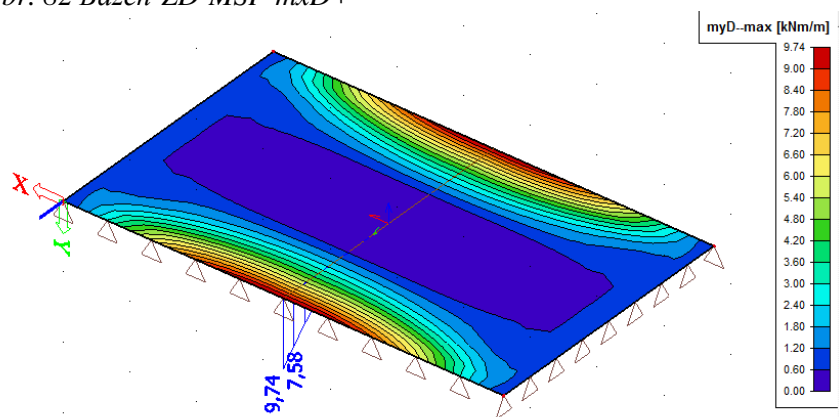
MSP - charakteristická - kvazistálá - Vnitřní síly od kombinace C01 - působení pouze zemního tlaku



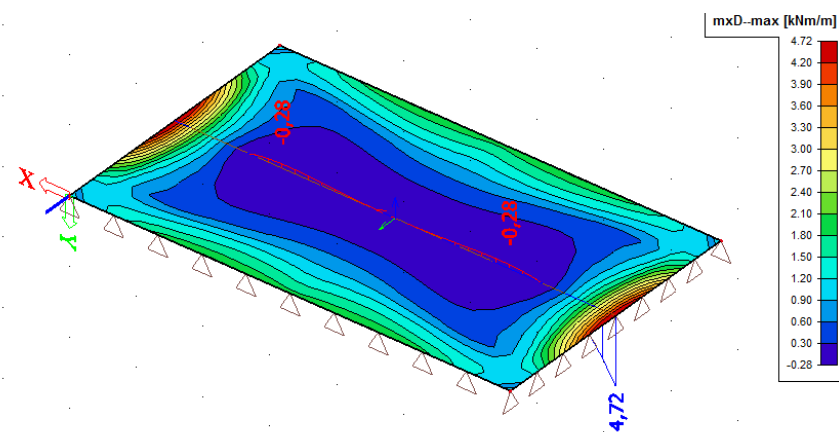
Obr. 81 Bazén-ZD-MSP-myD+



Obr. 82 Bazén-ZD-MSP-mxD+



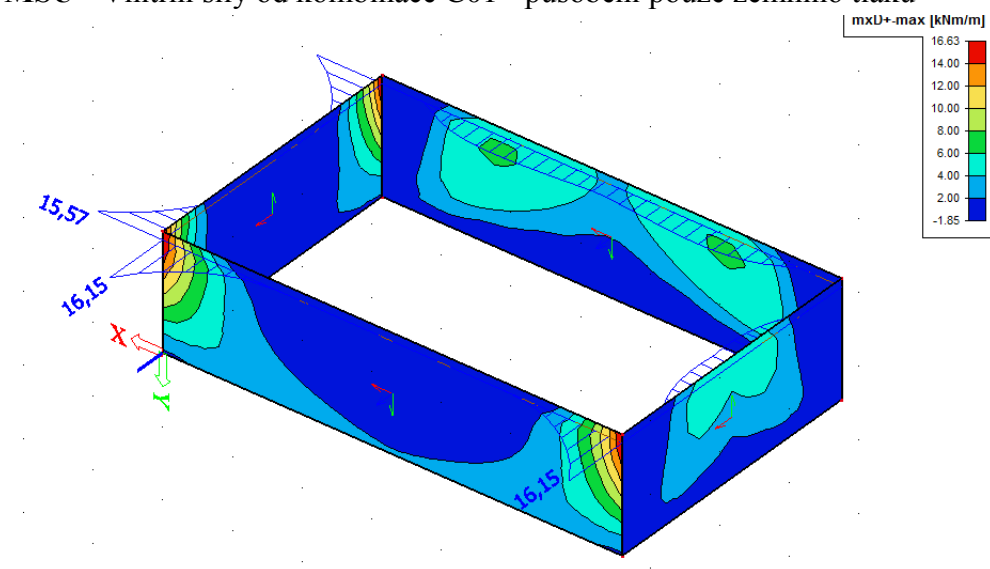
Obr. 83 Bazén-ZD-MSP-myD-



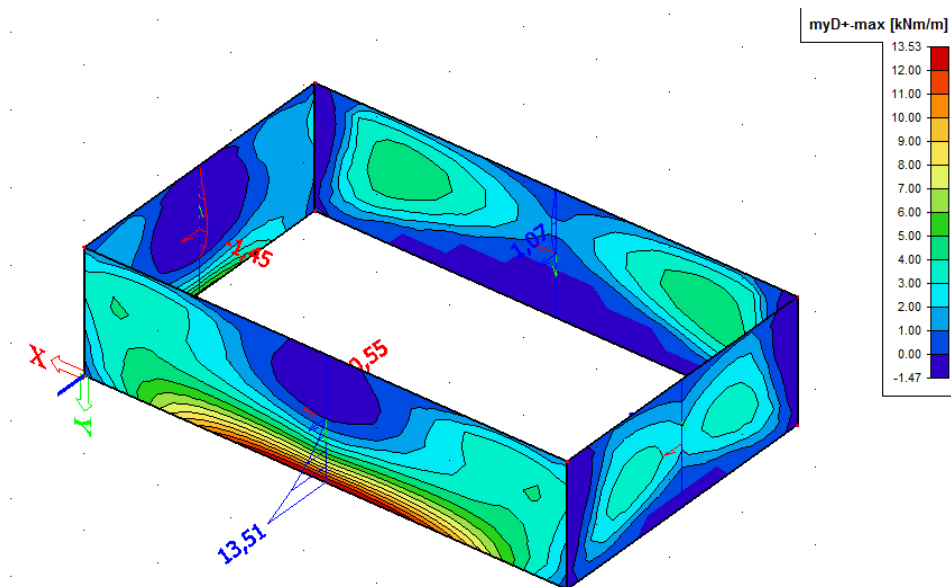
Obr. 84 Bazén-ZD-MSP-mxD-

14.6.2 OBVODOVÉ STĚNY

MSÚ - Vnitřní síly od kombinace C01 - působení pouze zemního tlaku

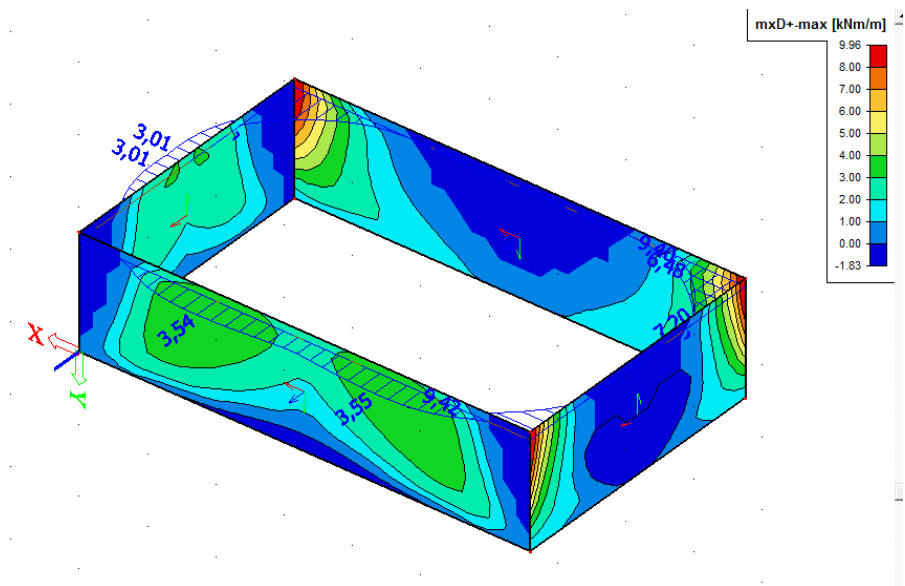


Obr. 85 Bazén-stěny-MSU-C01-mxD

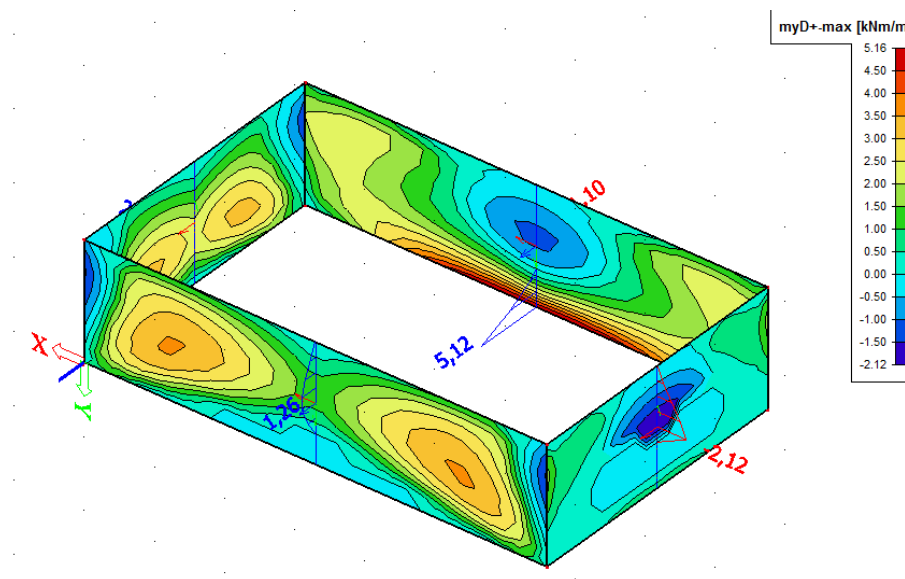


Obr. 86 Bazén-stěny-MSU-C01-myD

MSÚ - Vnitřní síly od kombinace CO3 - Působení pouze tlaku vody, při odkopání zeminy okolo bazénu

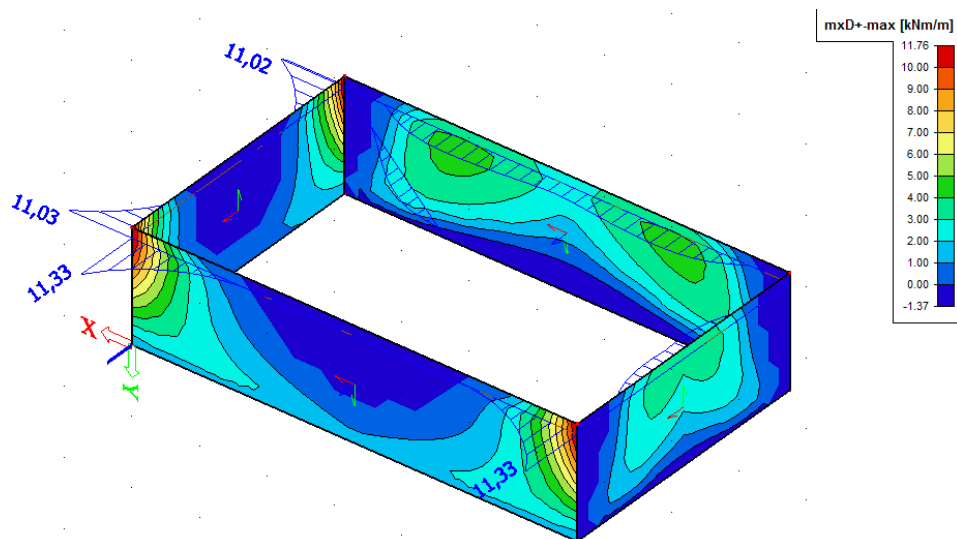


Obr. 87 Bazén-stěny-MSU-C03-mxD

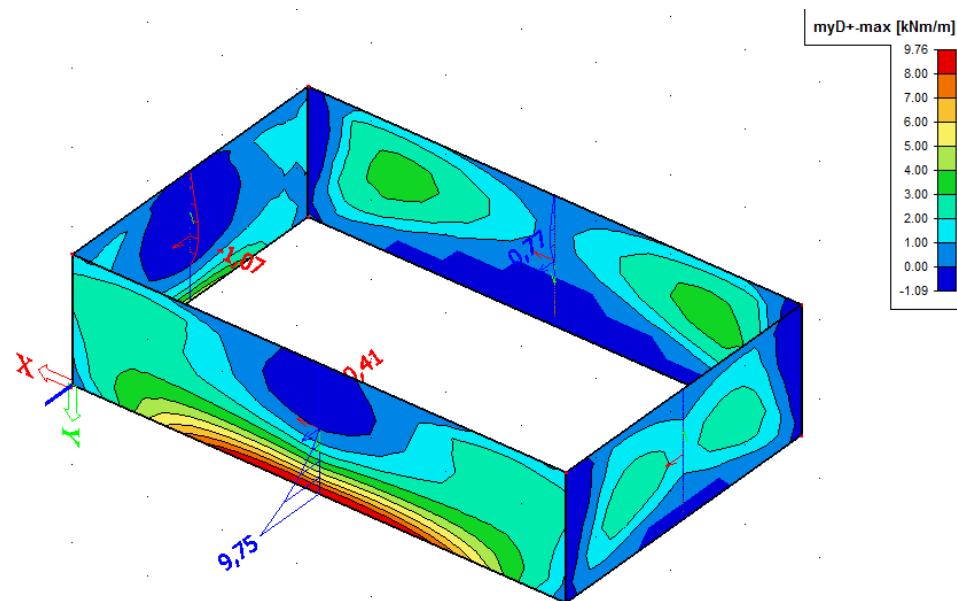


Obr. 88 Bazén-stěny-MSU-C03-myD

MSP - charakteristická - kvazistálá - Vnitřní síly od kombinace C01 - působení pouze zemního tlaku

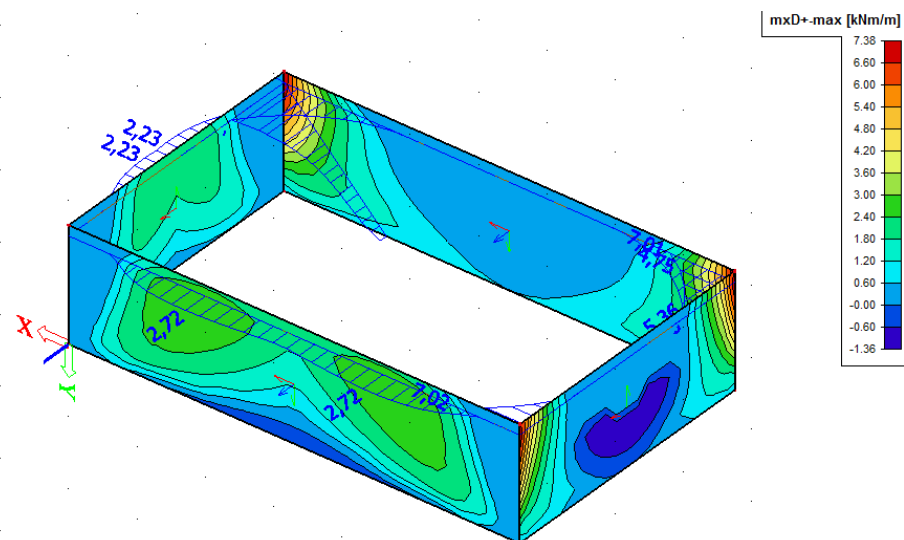


Obr. 89 Bazén-stěny-MSP-C01-mxD

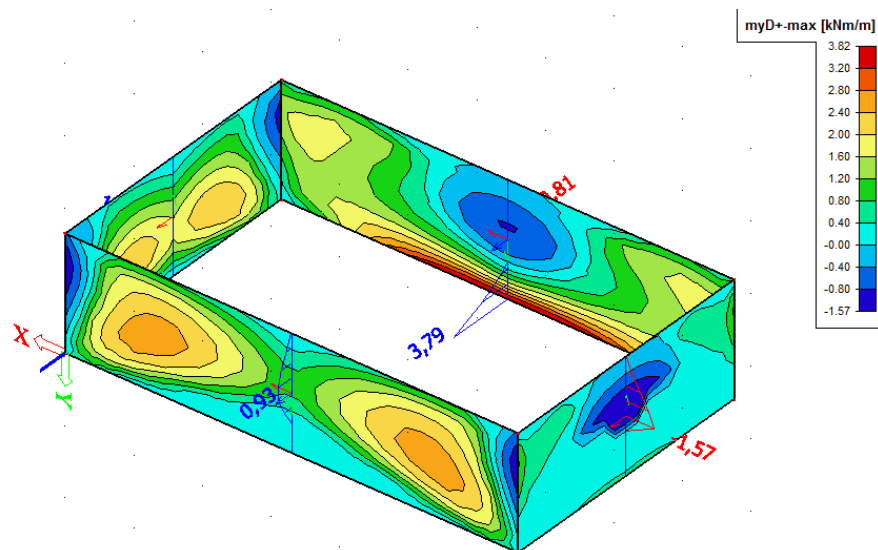


Obr. 90 Bazén-stěny-MSP-C01-myD

MSP - charakteristická - kvazistálá - Vnitřní síly od kombinace CO3 - Působení pouze tlaku vody, při odkopání zeminy okolo bazénu



Obr. 91 Bazén-stěny-MSP-C03-mxD



Obr. 92 Bazén-stěny-MSP-C03-myD

14.7 STANOVENÍ MAXIMÁLNÍ ŠÍŘKY TRHLIN

Limitní šířka trhlin dle normy ČSN EN 1992-3

Konstrukce nádrží na kapaliny je vhodné zařadit ve vztahu ke stupni ochrany proti stanovenému průsaku.

Třída nepropustnosti	Požadavky na průsak
0	Jistý stupeň průsaku se připouští nebo je průsak kapalin irrelevantní.
1	Průsak je omezen na malé množství. Připouští se několik povrchových skvrn nebo vlhkých míst.
2	Průsak je minimální. Vzhled nesmí být znehodnocen skvrnami.
3	Průsak není povolen.

Zvolena - Třída nepropustnosti 1

Limitní šířka trhliny je stanovena dle hodnoty hydraulického spádu h_d/h , který je definován jako poměr max. výšky hladiny podzemní vody h_d a tloušťky konstrukce h .

Pro $h_D/h \leq 5$ je $w_{max}=0,2$ mm a pro $h_D/h \geq 35$ je $w_{max}=0,05$ mm. Pro mezilehlé hodnoty lze interpolovat.

výšky hladiny podzemní vody: $h_D = 1,5$ m

tloušťka konstrukce : $h = 0,3$ m

poměr : $h_d/h = 5$

$w_{max} = 0,2$ mm .. Limitní šířka trhlin

Návrh vodonepropustné konstrukce bazénu bude proveden pro tři varianty:

Varianta č.1 - Tloušťka základové desky a stěn 300 mm, vyztuženo betonářskou výztuží

Varianta č.2 - Tloušťka základové desky 300 mm a stěn 200 mm, vyztuženo betonářskou výztuží

Varianta č.3 - Drátkobetonová konstrukce

14.8 VARIANTA Č.1

Tloušťka základové desky a stěn 300 mm, vyztuženo betonářskou výztuží.

Výztuž základové desky bazénu je navržena s ohledem na rané trhliny, které by mohly vznikat v důsledku vývoje hydratačního tepla a smršťování i přesto, že se jedná o nezatíženou konstrukci.

Vodorovná výztuž stěn byla navržena na objemové změny betonu spojené s vývojem hydratačního tepla a smršťování a zároveň tak, aby respektovala fakt že svislá stěna je betonována na starší základ. Jedná se o zabránění vzniku svislých trhlin ve stěně.

Vypočtená hodnota w_k se porovnává s hodnotou w_{max} , která je stanovena dle ČSN EN 1992-3 (viz. kap. 14.7) $\Rightarrow w_{max} = 0,2$ mm.

		1	2	3	4
Prvek -výška	h [m]	0,3	0,3	0,3	0,3
šířka	b [m]	1	1	1	1
	h_cr [m]	0,15	0,15	0,15	0,15
krytí	c [m]	0,045	0,045	0,045	0,045
průměr výztuže	Ø [m]	0,010	0,012	0,014	0,016
Beton	f_{ct,eff} [MPa]	1,3	1,3	1,3	1,3
alfa e	[-]	6,35	6,35	6,35	6,35
k		1	1	1	1
k_c		1	1	1	1
součinitel	k1	0,8	0,8	0,8	0,8
	k2	1	1	1	1
	k3	2,298	2,298	2,298	2,298
	k4	0,425	0,425	0,425	0,425
	k_t	0,4	0,4	0,4	0,4
A_ct	A_ct [m2]	0,15	0,15	0,15	0,15
účinná výška	d [m]	0,25	0,249	0,248	0,247
vzdálenosti	[m]	0,060	0,080	0,100	0,125
plocha výztuže	A_s [m]	0,001309	0,0014137	0,0015394	0,00160849
Poloha NO	x [m]	0	0	0	0
h_c,ef	h_c,ef [m]	0,100000	0,100000	0,100000	0,100000
A_c,eff	A-c,eff [m2]	0,100000	0,100000	0,100000	0,100000
stupeň vyztžení	ρ	0,013090	0,014137	0,015394	0,016085
Napětí ve výztuži	σ_s [MPa]	149,0	137,9	126,7	121,2
vzdálenost	s_r,max [m]	0,3631386	0,3919987	0,4126131	0,44160201
rozdíl přetvoření	ε_{sm} - ε_{cm}	0,0005297	0,0004892	0,000448	0,00042801
omezení		0,0005297	0,0004892	0,000448	0,00042801
šířka	w_k [m]	0,192358	0,191785	0,184835	0,189008
w_{max} [mm]	0,2	VYHOVUJE	VYHOVUJE	VYHOVUJE	VYHOVUJE

Jako základní vodorovnou výztuž stěn a základové desky byla zvolena $\phi 14/100$ mm.

14.8.1 ZÁKLADOVÁ DESKA - OVĚŘENÍ MSÚ A MSP

A. Vnitřní síly na konstrukci				pod stěnou			
v poli							
M_{Ed} [kNm]	M_{Ek} [kNm]	$M_{E,qp}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	M_{Ek} [kNm]	$M_{E,qp}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]
2,36	1,75	1,75	0,0	13,50	9,74	9,74	0,0
B. Návrh průřezu				C. Geometrie a materiálové charakteristiky prvku			
b [mm]	h [mm]	Beton třída		Ocel třída	c_h [mm]	c_d [mm]	
1000,0	300,0	C25/30		B500B	45	45	
D. MSÚ - PORUŠENÍ OHYBEM				D.2. PRŮŘEZ NAD PODPOROU			
D.1. PRŮŘEZ V POLI				D.2. PRŮŘEZ NAD PODPOROU			
Tlačená výztuž				Tlačená výztuž			
n_{sc} [ks]	ϕ_{sc} [mm]	A_{sc} [mm ²]		n_{sc} [ks]	ϕ_{sc} [mm]	A_{sc} [mm ²]	
0	0	0		0	0	0	
Příložka				Příložka			
$n_{st,př}$ [ks]	$\phi_{st,př}$ [mm]	$A_{st,př}$ [mm ²]		$n_{st,př}$ [ks]	$\phi_{st,př}$ [mm]	$A_{st,př}$ [mm ²]	
0	0	0		0	0	0	
Tažená výztuž				Tažená výztuž			
n_{st} [ks]	ϕ_{st} [mm]	A_{st} [mm ²]		n_{st} [ks]	ϕ_{st} [mm]	A_{st} [mm ²]	
10	14	1539		10	14	1539	
ρ_{st} [%]	$\rho_{st,min}$ [%]	$\rho_{st,max}$ [%]	x [mm]	ρ_{st} [%]	$\rho_{st,min}$ [%]	$\rho_{st,max}$ [%]	x [mm]
0,621	0,133 vyhoví	4,0 vyhoví	50,20	0,621	0,150 vyhoví	4,0 vyhoví	50,20
ξ [-]	ξ_{max} [-]	M_{Rd} [kNm]	M_{Ed} [kNm]	ξ [-]	ξ_{max} [-]	M_{Rd} [kNm]	M_{Ed} [kNm]
0,20	0,45 vyhoví	152,55	2,36 vyhoví	0,20	0,45 vyhoví	152,55	13,50 vyhoví
Využití výztuže:		1,55	%	Využití výztuže:		8,85	%

Průřez v poli

F. MEZNÍ STAV OMEZENÍ NAPĚTÍ

F.1. Základní charakteristiky ideálního průřezu bez trhliny:

α_e [-]	A_i [mm ²]	a_{gi} [mm]	I_i [mm ⁴]	$f_{ct,eff}$ [MPa]	σ_2 [MPa]	σ_1 [MPa]
6,35	3,10E+05	153,09	2,33E+09	2,6	-0,12	0,11
					$\sigma_2 < f_{ct,eff}$	$\sigma_1 > f_{ct,eff}$ trhliny nevznikají

F.2. Základní charakteristiky ideálního průřezu s trhlinou:

x_{ir} [mm]	I_{ir} [mm ⁴]
60,56	4,177E+08

F.3. Omezení napětí v průřezu:

k_1	0,6	[-]	$k_1 \cdot f_{ck}$	15	[MPa]
k_2	0,45	[-]	$k_2 \cdot f_{ck} =$	11,25	[MPa]
k_3	0,8	[-]	$k_3 \cdot f_{yk} =$	400	[MPa]
$\sigma_{c,k}$ [MPa]	$\sigma_{c,qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,k}$ [MPa]	$\sigma_{s,qp}$ [MPa]	$\sigma_{c,ch} < k_1 \cdot f_{ck}$	vyhoví
-0,25	-0,25	4,99	4,99	$\sigma_{c,qp} < k_2 \cdot f_{ck}$	lineární dotvarování
				$\sigma_{cs} < k_3 \cdot f_{yk}$	vyhoví

Průřez pod stěnou

F. MEZNÍ STAV OMEZENÍ NAPĚTÍ

F.1. Základní charakteristiky ideálního průřezu bez trhliny:

α_e [-]	A_i [mm ²]	a_{gi} [mm]	I_i [mm ⁴]	$f_{ct,eff}$ [MPa]	σ_2 [MPa]	σ_1 [MPa]
6,35	3,10E+05	153,09	2,33E+09	2,6	-0,64	0,61
					$\sigma_2 < f_{ct,eff}$	$\sigma_1 > f_{ct,eff}$ trhliny nevznikají

F.2. Základní charakteristiky ideálního průřezu s trhlinou:

x_{ir} [mm]	I_{ir} [mm ⁴]
60,56	4,177E+08

F.3. Omezení napětí v průřezu:

k_1	0,6	[-]	$k_1 \cdot f_{ck}$	15	[MPa]
k_2	0,45	[-]	$k_2 \cdot f_{ck} =$	11,25	[MPa]
k_3	0,8	[-]	$k_3 \cdot f_{yk} =$	400	[MPa]
$\sigma_{c,k}$ [MPa]	$\sigma_{c,qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,k}$ [MPa]	$\sigma_{s,qp}$ [MPa]	$\sigma_{c,ch} < k_1 \cdot f_{ck}$	vyhoví
-1,41	-1,41	27,77	27,77	$\sigma_{c,qp} < k_2 \cdot f_{ck}$	lineární dotvarování
				$\sigma_{cs} < k_3 \cdot f_{yk}$	vyhoví

Rozhodujícím faktorem pro návrh výztuže voděnepropustné konstrukce je MPS- omezení šířky trhlin, pro rané stadium prvku.

14.8.2 STĚNY TL.300 mm - OVĚŘENÍ MSÚ A MSP

Vodorovná výztuž stěn

(dle kap 14.8.1)

A. Vnitřní síly na konstrukci							
v rohu stěn							
M_{Ed} [kNm]	M_{Ek} [kNm]	$M_{E,qp}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]				
16,15	11,03	11,03	0,0				
B. Návrh průřezu		C. Geometrie a materiálové charakteristiky prvku					
b [mm]	h [mm]	Beton třída	Ocel třída	c_h [mm]	c_d [mm]		
1000,0	300,0	C25/30	B500B	45	45		
D. MSÚ - PORUŠENÍ OHYBEM							
D.1. PRŮŘEZ V POLI							
Tažená výztuž				Tažená výztuž			
n_{st} [ks]	ϕ_{st} [mm]	A_{st} [mm ²]		n_{st} [ks]	ϕ_{st} [mm]	A_{st} [mm ²]	
10	14	1539					
ρ_{st} [%]	$\rho_{st,min}$ [%]	$\rho_{st,max}$ [%]	x [mm]	ρ_{st} [%]	$\rho_{st,min}$ [%]	$\rho_{st,max}$ [%]	x [mm]
0,621	0,133	4,0	50,20				
	vyhoví	vyhoví					
ξ [-]	ξ_{max} [-]	M_{Rd} [kNm]	M_{Ed} [kNm]	ξ [-]	ξ_{max} [-]	M_{Rd} [kNm]	M_{Ed} [kNm]
0,20	0,45	152,55	16,15				
	vyhoví		vyhoví				
Využití výztuže: 10,59 %				Využití výztuže: %			
F. MEZNÍ STAV OMEZENÍ NAPĚTÍ							
F.1. Základní charakteristiky ideálního průřezu bez trhliny:							
α_e [-]	A_i [mm ²]	a_{gi} [mm]	I_i [mm ⁴]	$f_{ct,eff}$ [MPa]	σ_2 [MPa]	σ_1 [MPa]	
6,35	3,10E+05	153,09	2,33E+09	2,6	-0,73	0,70	
					$\sigma_2 < f_{ct,eff}$	$\sigma_1 > f_{ct,eff}$	trhliny nevznikají
F.2. Základní charakteristiky ideálního průřezu s trhlinou:							
x_{ir} [mm]	I_{ir} [mm ⁴]						
60,56	4,177E+08						
F.3. Omezení napětí v průřezu:							
k_1	0,6	[-]	$k_1 \cdot f_{ck}$	15	[MPa]		
k_2	0,45	[-]	$k_2 \cdot f_{ck} =$	11,25	[MPa]		
k_3	0,8	[-]	$k_3 \cdot f_{yk} =$	400	[MPa]		
$\sigma_{c,k}$ [MPa]	$\sigma_{c,qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,k}$ [MPa]	$\sigma_{s,qp}$ [MPa]	$\sigma_{c,ch} < k_1 \cdot f_{ck}$	vyhoví		
-1,60	-1,60	31,45	32,63	$\sigma_{c,qp} < k_2 \cdot f_{ck}$	lineární dotvarování		
				$\sigma_{cs} < k_3 \cdot f_{yk}$	vyhoví		

Svislá výztuž stěn

- minimální množství výztuže bylo stanoveno dle omezení trhlin na přijatelnou míru bez přímého výpočtu

$$A_{s,min} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = \frac{0,4 \cdot 1 \cdot 1,3 \cdot 0,15}{150} = 0,000520 \text{ m}^2$$

$$návrrh - A_{s,prov} = \emptyset 10 / 150 = 0,000524 \text{ m}^2 > A_{s,min} = 0,000520 \text{ m}^2$$

k_c, k - jsou sočinitelé

$f_{ct,eff}$ - $0,5 \cdot f_{ct}$

A_{ct} - $0,5 \cdot A_c$

$A_{s,min}$ - minimální průřezová plocha betonářské výztuže v tažené oblasti průřezu

σ_s - napětí ve výztuži (odhad)

A. Vnitřní síly na konstrukci			
v poli			
M_{Ed} [kNm]	M_{Ek} [kNm]	$M_{E,qp}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]
13,51	9,75	9,75	0,0
B. Návrh průřezu		C. Geometrie a materiálové charakteristiky prvku	
b [mm]	h [mm]	Beton třída	Ocel třída
1000,0	300,0	C25/30	B500B
D. MSÚ - PORUŠENÍ OHYBEM			
D.1. PRŮŘEZ V POLI			
Tažená výztuž			
n_{st} [ks]	ϕ_{st} [mm]	A_{st} [mm ²]	
6,667	10	524	
ρ_{st} [%]	$\rho_{st,min}$ [%]	$\rho_{st,max}$ [%]	x [mm]
0,209	0,133	4,0	17,07
	vyhoví		vyhoví
ξ [-]	ξ_{max} [-]	M_{Rd} [kNm]	M_{Ed} [kNm]
0,07	0,45	55,36	13,51
	vyhoví		vyhoví
Využití výztuže:		24,40	%
Využití výztuže:			%

F. MEZNÍ STAV OMEZENÍ NAPĚTÍ

F.1. Základní charakteristiky ideálního průřezu bez trhliny:

α_e [-]	A_i [mm ²]	a_{gi} [mm]	I_i [mm ⁴]	$f_{ct,eff}$ [MPa]	σ_2 [MPa]	σ_1 [MPa]
6,35	3,03E+05	151,10	2,28E+09	2,6	-0,65	0,64

$\sigma_2 < f_{ct,eff}$

$\sigma_1 > f_{ct,eff}$

trhliny nevznikají

F.2. Základní charakteristiky ideálního průřezu s trhlinou:

x_{ir} [mm]	I_{ir} [mm ⁴]
32,91	1,295E+08

F.3. Omezení napětí v průřezu:

k_1	0,6	[-]	$k_1 \cdot f_{ck}$	15	[MPa]
k_2	0,45	[-]	$k_2 \cdot f_{ck} =$	11,25	[MPa]
k_3	0,8	[-]	$k_3 \cdot f_{yk} =$	400	[MPa]

$\sigma_{c,k}$ [MPa]	$\sigma_{c,qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,k}$ [MPa]	$\sigma_{s,qp}$ [MPa]
-2,18	-2,18	103,87	106,26

$\sigma_{c,ch} < k_1 \cdot f_{ck}$

vyhoví

$\sigma_{c,qp} < k_2 \cdot f_{ck}$

lineární dotvarování

$\sigma_{cs} < k_3 \cdot f_{yk}$

vyhoví

14.9 VARIANTA Č.2

Tloušťka základové desky 300 mm a stěn 200 mm, vyztuženo betonářskou výztuží.

Tloušťka základové desky a vyztužení zůstává stejné jako v předchozí kapitole $\phi 14/100\text{mm}$.

Vodorovná výztuž stěn pro tloušťku 200mm s ohledem na rané trhliny $w_{\max} = 0,2 \text{ mm}$.

TAH		1	2	3
Prvek -výška	h [m]	0,2	0,2	0,2
šířka	b [m]	1	1	1
	h_cr [m]	0,1	0,1	0,1
krytí	c [m]	0,045	0,045	0,045
průměr výztuže	Ø [m]	0,010	0,012	0,014
Beton	fct,eff [MPa]	1,3	1,3	1,3
alfa e	[-]	6,35	6,35	6,35
k		1	1	1
k_c		1	1	1
součinitel	k1	0,8	0,8	0,8
	k2	1	1	1
	k3	2,298	2,298	2,298
	k4	0,425	0,425	0,425
	k_t	0,4	0,4	0,4
A_ct	A_ct [m2]	0,1	0,1	0,1
účinná výška	d [m]	0,15	0,149	0,148
vzdálenosti	[m]	0,090	0,120	0,150
plocha výztuže	A_s [m]	0,0008727	0,0009425	0,0010263
Poloha NO	x [m]	0	0	0
h_c,ef	h_c,ef [m]	0,066667	0,066667	0,066667
A_c,eff	A-c,eff [m2]	0,066667	0,066667	0,066667
stupeň vyztžení	ρ	0,013090	0,014137	0,015394
Napětí ve výztuži	σs [MPa]	149,0	137,9	126,7
vzdálenost	s_r,max [m]	0,3631386	0,3919987	0,4126131
rozdíl přetvoření	εsm - εcm	0,0005297	0,0004892	0,000448
omezení		0,0005297	0,0004892	0,000448
šířka	wk [m]	0,192358	0,191785	0,184835
wmax [mm]	0,2	VYHOVUJE	VYHOVUJE	VYHOVUJE

Jako základní vodorovnou výztuž stěn byla zvolena $\phi 14/150\text{mm}$.

14.9.1 STĚNY TL.200 mm - OVĚŘENÍ MSÚ A MSP

Vodorovná výztuž stěn

(dle kap 14.9)

A. Vnitřní síly na konstrukci							
v poli				nad podporou			
M_{Ed} [kNm]	M_{Ek} [kNm]	$M_{E,qp}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	M_{Ek} [kNm]	$M_{E,qp}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]
16,15	11,03	11,03	0,0	0,00	0,00	0,00	0,0
B. Návrh průřezu				C. Geometrie a materiálové charakteristiky prvku			
b [mm]	h [mm]			Beton	Ocel	c_h [mm]	c_d [mm]
1000,0	200,0			třída	třída		
				C25/30	B500B	45	45
D. MSÚ - PORUŠENÍ OHYBEM							
D.1. PRŮŘEZ V POLI				D.2. PRŮŘEZ NAD PODPOROU			
Tažená výztuž				Tažená výztuž			
n_{st} [ks]	ϕ_{st} [mm]	A_{st} [mm ²]		n_{st} [ks]	ϕ_{st} [mm]	A_{st} [mm ²]	
6,67	14	1027					
ρ_{st} [%]	$\rho_{st,min}$ [%]	$\rho_{st,max}$ [%]	x [mm]	ρ_{st} [%]	$\rho_{st,min}$ [%]	$\rho_{st,max}$ [%]	x [mm]
0,694	0,133 <i>vyhoví</i>	4,0 <i>vyhoví</i>	33,48				0,00
ξ [-]	ξ_{max} [-]	M_{Rd} [kNm]	M_{Ed} [kNm]	ξ [-]	ξ_{max} [-]	M_{Rd} [kNm]	M_{Ed} [kNm]
0,23	0,45 <i>vyhoví</i>	60,09	16,15 <i>vyhoví</i>				
Využití výztuže: 26,88 %				Využití výztuže: %			
F. MEZNÍ STAV OMEZENÍ NAPĚTÍ							
F.1. Základní charakteristiky ideálního průřezu bez trhliny:							
α_e [-]	A_i [mm ²]	a_{gi} [mm]	I_i [mm ⁴]	$f_{ct,eff}$ [MPa]	σ_2 [MPa]	σ_1 [MPa]	
6,35	2,07E+05	101,52	6,79E+08	2,6	-1,65	1,60	
					$\sigma_2 < f_{ct,eff}$	$\sigma_1 > f_{ct,eff}$	<i>trhliny nevznikají</i>
F.2. Základní charakteristiky ideálního průřezu s trhlinou:							
x_{ir} [mm]	I_{ir} [mm ⁴]						
37,90	9,723E+07						
F.3. Omezení napětí v průřezu:							
k_1	0,6	[-]	$k_1 \cdot f_{ck}$	15	[MPa]		
k_2	0,45	[-]	$k_2 \cdot f_{ck} =$	11,25	[MPa]		
k_3	0,8	[-]	$k_3 \cdot f_{yk} =$	400	[MPa]		
$\sigma_{c,k}$ [MPa]	$\sigma_{c,qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,k}$ [MPa]	$\sigma_{s,qp}$ [MPa]	$\sigma_{c,ch} < k_1 \cdot f_{ck}$	<i>vyhoví</i>		
-4,30	-4,30	79,36	84,40	$\sigma_{c,qp} < k_2 \cdot f_{ck}$	<i>lineární dotvarování</i>		
				$\sigma_{cs} < k_3 \cdot f_{yk}$	<i>vyhoví</i>		

Svislá výztuž stěn

- minimální množství výztuže bylo stanoveno dle omezení trhlin na přijatelnou míru bez přímého výpočtu

$$A_{s,min} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = \frac{0,4 \cdot 1 \cdot 1,3 \cdot 0,1}{150} = 0,000346 \text{ m}^2$$

$$návrh - A_{s,prov} = \phi_{10/200} = 0,000390 \text{ m}^2 > A_{s,min} = 0,000346 \text{ m}^2$$

k_c, k - jsou sočinitelé

$f_{ct,eff} - 0,5 \cdot f_{ct}$

$A_{ct} - 0,5 \cdot A_c$

$A_{s,min}$ - minimální průřezová plocha betonářské výztuže v tažené oblasti průřezu

σ_s - napětí ve výztuži (odhad)

A. Vnitřní síly na konstrukci									
v poli				nad podporou					
M_{Ed} [kNm]	M_{Ek} [kNm]	$M_{E,qp}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	M_{Ek} [kNm]	$M_{E,qp}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]		
13,51	9,75	9,75	0,0	0,00	0,00	0,00	0,0		
B. Návrh průřezu				C. Geometrie a materiálové charakteristiky prvku					
b [mm]	h [mm]	Beton třída	Ocel třída	c_h [mm]	c_d [mm]				
1000,0	200,0	C25/30	B500B	45	45				
D. MSÚ - PORUŠENÍ OHYBEM									
D.1. PRŮŘEZ V POLI				D.2. PRŮŘEZ NAD PODPOROU					
Tažená výztuž				Tažená výztuž					
n_{st} [ks]	ϕ_{st} [mm]	A_{st} [mm ²]			n_{st} [ks]	ϕ_{st} [mm]	A_{st} [mm ²]		
5	10	393					0		
ρ_{st} [%]	$\rho_{st,min}$ [%]	$\rho_{st,max}$ [%]	x [mm]			ρ_{st} [%]	$\rho_{st,min}$ [%]	$\rho_{st,max}$ [%]	x [mm]
0,262	0,133	4,0	12,81						0,00
	vyhoví	vyhoví							
ξ [-]	ξ_{max} [-]	M_{Rd} [kNm]	M_{Ed} [kNm]			ξ [-]	ξ_{max} [-]	M_{Rd} [kNm]	M_{Ed} [kNm]
0,09	0,45	24,74	13,51						
	vyhoví		vyhoví						
Využití výztuže:		54,62	%	Využití výztuže:			%		

F. MEZNÍ STAV OMEZENÍ NAPĚTÍ

F.1. Základní charakteristiky ideálního průřezu bez trhliny:

α_e [-]	A_i [mm ²]	a_{gi} [mm]	I_i [mm ⁴]	$f_{ct,eff}$ [MPa]	σ_2 [MPa]	σ_1 [MPa]	
6,35	2,02E+05	100,62	6,72E+08	2,6	-1,46	1,44	
						$\sigma_2 < f_{ct,eff}$	$\sigma_1 > f_{ct,eff}$ trhliny nevznikají

F.2. Základní charakteristiky ideálního průřezu s trhlinou:

x_{ir} [mm]	I_{ir} [mm ⁴]
24,98	4,420E+07

F.3. Omezení napětí v průřezu:

k_1	0,6	[-]	$k_1 \cdot f_{ck}$	15	[MPa]
k_2	0,45	[-]	$k_2 \cdot f_{ck} =$	11,25	[MPa]
k_3	0,8	[-]	$k_3 \cdot f_{yk} =$	400	[MPa]
$\sigma_{c,k}$ [MPa]	$\sigma_{c,qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,k}$ [MPa]	$\sigma_{s,qp}$ [MPa]	$\sigma_{c,ch} < k_1 \cdot f_{ck}$	vyhoví
-5,51	-5,51	175,25	182,26	$\sigma_{c,qp} < k_2 \cdot f_{ck}$	lineární dotvarování
				$\sigma_{cs} < k_3 \cdot f_{yk}$	vyhoví

14.10 VARIANTA Č.3

Hlavním materiálem bude drátkobeton FC 33/37- 3,2/2,8/0,8 bez přidané betonářské výztuže. Cílem návrhu tloušťky stěn a základové desky bazénu z drátkobetonu je, aby nedošlo k překročení tahové pevnosti drátkobetonu a v žádném průřezu nevznikaly trhliny.

14.10.1 MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY

Specifikace: FC 33/37- 3,2/2,8/0,8 XD2, XF3-CL 0,2-Dmax 16-S4 STEELCRETE V [19]

Charakteristická pevnost v tlaku:

$$f_{fc,ck} = 33 \text{ MPa}$$

Pevnost v dostředném tahu – vznik makrotrhliny:

$$f_{fc,tk} = 3,2 \text{ MPa}$$

Pevnost v dostředném tahu – při deformaci 3,5mm:

$$f_{fc,tk,3,5} = 0,8 \text{ MPa}$$

Charakteristická pevnost drátkobetonu v tahu za ohybu:

$$f_{fc,tk,fl} = 1,45 \cdot f_{fc,tk} = 1,45 \cdot 3,2 = 4,64 \text{ MPa}$$

Hodnota 1,45 vychází ze zkoušek a ze zkušeností [20]

Návrhová pevnost v tlaku

$$f_{fc,cd} = \frac{f_{fc,ck}}{1,5} = \frac{33}{1,5} = 22 \text{ MPa}$$

Návrhová pevnost v dostředném tahu – pro případy, kdy nebudou vznikat trhliny:

$$f_{fc,td} = \frac{f_{fc,tk}}{1,5} = \frac{3,2}{1,5} = 2,13 \text{ MPa}$$

Návrhová pevnost v dostředném tahu – případy, kdy předpokládáme vznik trhlín:

$$f_{fc,td,3,5} = \frac{f_{fc,tk,3,5}}{1,35} = \frac{0,8}{1,35} = 0,59 \text{ MPa}$$

14.10.2 NÁVRH TLOUŠŤKY KONSTRUKCE

Cílem návrhu tloušťky stěn a základové desky bazénu z drátkobetonu je, aby nedošlo k překročení tahové pevnosti drátkobetonu a v žádném průřezu nevznikaly trhliny. Musí tedy být splněna podmínka:

$$M_{cr} \geq M_{Ek,ch}$$

$$M_{Ek,ch} = 11,33 \text{ kNm/m} \dots \text{viz. kap 14.6.2.}$$

Průřezové charakteristiky jsou počítány zjednodušeně se zanedbáním vlivu drátků.

Návrh tloušťky konstrukce 200mm

$$h = 200 \text{ mm}$$

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

Plocha ideálního průřezu

$$A_i = 200 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od horního okraje

$$a_{gi} = 100 \text{ mm}$$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu vztažený k těžišti průřezu

$$I_i = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = \frac{1}{12} \cdot 1000 \cdot 200^3 = 666,67 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

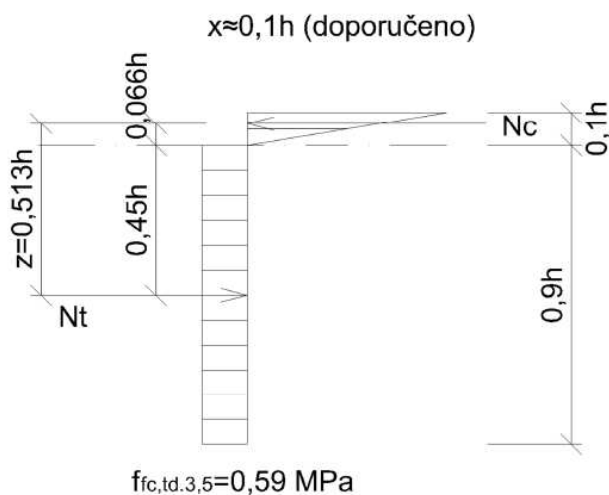
Ohybový moment na mezi vzniku trhlin

$$M_{cr} = f_{fc,tk,fl} \cdot \frac{I_i}{h - a_{gi}} = 4,64 \cdot \frac{666,67 \cdot 10^6}{200 - 100} \cdot 10^{-6} = 30,93 \text{ kNm/m}$$

$$M_{cr} = 30,93 \text{ kNm/m} \geq M_{Ek,ch} = 11,33 \text{ kNm/m}$$

Trhliny nevznikají

14.10.3 MOMENT ÚNOSTNOSTI DRÁTKOBETONU



Obr. 93 Rozdělení napětí v průřezu pro výpočet momentu únosnosti (doporučeno)

$$M_{Ed} = 16,15 \text{ kNm/m} \dots \text{viz. kap 14.6.2.}$$

Návrh tloušťky konstrukce 200mm

$$N_t = N_c = 0,9 \cdot h \cdot b \cdot f_{f_{c,td,3,5}} = 0,9 \cdot 200 \cdot 1000 \cdot 0,59 \cdot 10^{-3} = 106,2 \text{ kN}$$

$$M_{rd,fc} = N_t \cdot z = 106,2 \cdot (0,513 \cdot 0,2) = 10,89 \text{ kNm/m}$$

$$M_{rd,fc} = 10,89 \text{ kNm/m} \leq M_{Ed} = 16,15 \text{ kNm/m} \dots \text{Nevyhovuje}$$

Návrh tloušťky konstrukce 220mm

$$N_t = N_c = 0,9 \cdot h \cdot b \cdot f_{f_{c,td,3,5}} = 0,9 \cdot 220 \cdot 1000 \cdot 0,59 \cdot 10^{-3} = 116,2 \text{ kN}$$

$$M_{rd,fc} = N_t \cdot z = 116,2 \cdot (0,513 \cdot 0,22) = 13,11 \text{ kNm/m}$$

$$M_{rd,fc} = 13,11 \text{ kNm/m} \leq M_{Ed} = 16,15 \text{ kNm/m} \dots \text{Nevyhovuje}$$

Návrh tloušťky konstrukce 250mm

$$N_t = N_c = 0,9 \cdot h \cdot b \cdot f_{f_{c,td,3,5}} = 0,9 \cdot 250 \cdot 1000 \cdot 0,59 \cdot 10^{-3} = 132,75 \text{ kN}$$

$$M_{rd,fc} = N_t \cdot z = 132,75 \cdot (0,513 \cdot 0,25) = 17,02 \text{ kNm/m}$$

$$M_{rd,fc} = 17,02 \text{ kNm/m} \geq M_{Ed} = 16,15 \text{ kNm/m} \dots \text{Vyhovuje}$$

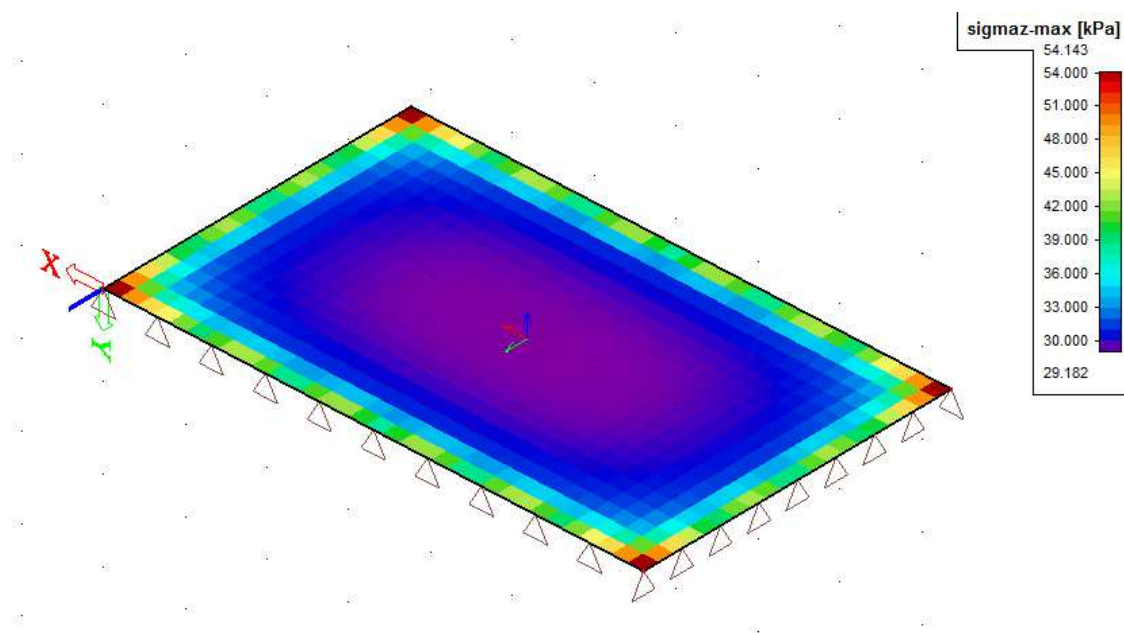
Pro tloušťku konstrukce 200mm nedojde ke vzniku trhlin, ale konstrukce nevyhoví na ohybovou únosnost. Je nutné zvětšit tloušťku konstrukce na 250mm, aby vyhověla v ohybové únosnosti a současně splnila podmínku vzniku trhlin.

14.11 ZALOŽENÍ BAZÉNU

Konstrukce základové desky leží celou plochou na podloží. Pro posouzení založení objektu byl použit modul Soilin programu Scia Engineer. (podrobněji viz. kap.13)

Kontaktní napětí základové desky s pružným podložím

Vnitřní síly od kombinace CO2 - Současné působení zemního tlaku a tlaku vody



Pro předpoklad založení hloubce 0,2 - 2,7 stanovená únosnost základové půdy v třídě F5 tuhé až pevné - dle ČSN 731001 - tab. hodnota únosnost základové půdy $R_{dt} = 200 \text{ kPa}$. (viz. kap.13)

Zatížení analýza konstrukce:

$$\sigma_{ds} = 54,14 \text{ kPa}$$

$$R_{dt} = 200 \text{ kPa}$$

Posouzení základové desky:

$$\sigma_{ds} \leq R_{dt}$$

$$54,14 \leq 200 \text{ [kPa]}$$

Únosnost v základové spáře vyhoví

14.12 POROVNÁNÍ JEDNOTLIVÝCH VARIANT

Pro cenové porovnání je uvažována cena materiálu dle [19] a pracnost vázání výztuže.

		Varianta č.1	Varianta č.2	Varianta č.3
Tloušťka konstrukcí	Stěny	300 mm	200 mm	250 mm
	Zákl. deska	300 mm	300 mm	250 mm
Beton				STEELCRETE V
Třída betonu		C 25/30	C 25/30	FC 33/37- 3,2/2,8/0,8
Specifikace		XD2,XF3-CL 0,4- Dmax 16-F3	XD2,XF3-CL 0,4- Dmax 16-F3	XD2,XF3-CL 0,2 - Dmax 16-S4
Objem betonu	[m ³]	18,44	15,26	16,85
Jednotková cena	[kč/m ³]	2831	2831	5687
Cena celkem	[Kč]	52 204 Kč	43 201 Kč	95 826 Kč

Ocel		B500B	B500B	drátky
Hmotnost oceli	[kg]	3420	2931	Zahrnutý v ceně betonu
Jednotková cena	[kč/kg]	24,0	24,0	
Cena za výztuž	[kč]	82 080 Kč	70 344 Kč	
Jed.cena vázání výztuže	[kč/kg]	8	8	
Cena za vázání výztuže	[kč]	27 360 Kč	23 448 Kč	
Cena celkem	[Kč]	109 440 Kč	93 792 Kč	

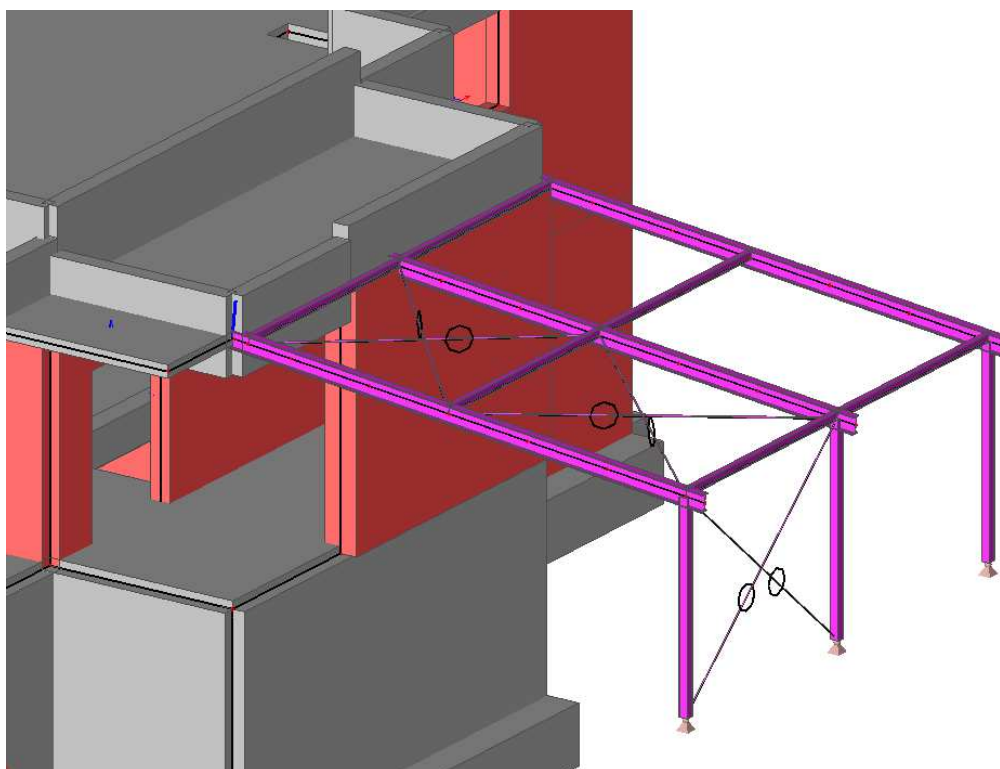
Cena celkem	161 644 Kč	136 993 Kč	95 826 Kč
--------------------	-------------------	-------------------	------------------

Z cenového porovnání tří variant je nejlevnější varianta drátkobetonu. I přes dvojnásobnou cenu drátkobetonu oproti běžnému betonu (C 25/30), se ušetří na ceně výztuže a pracnosti vázání.

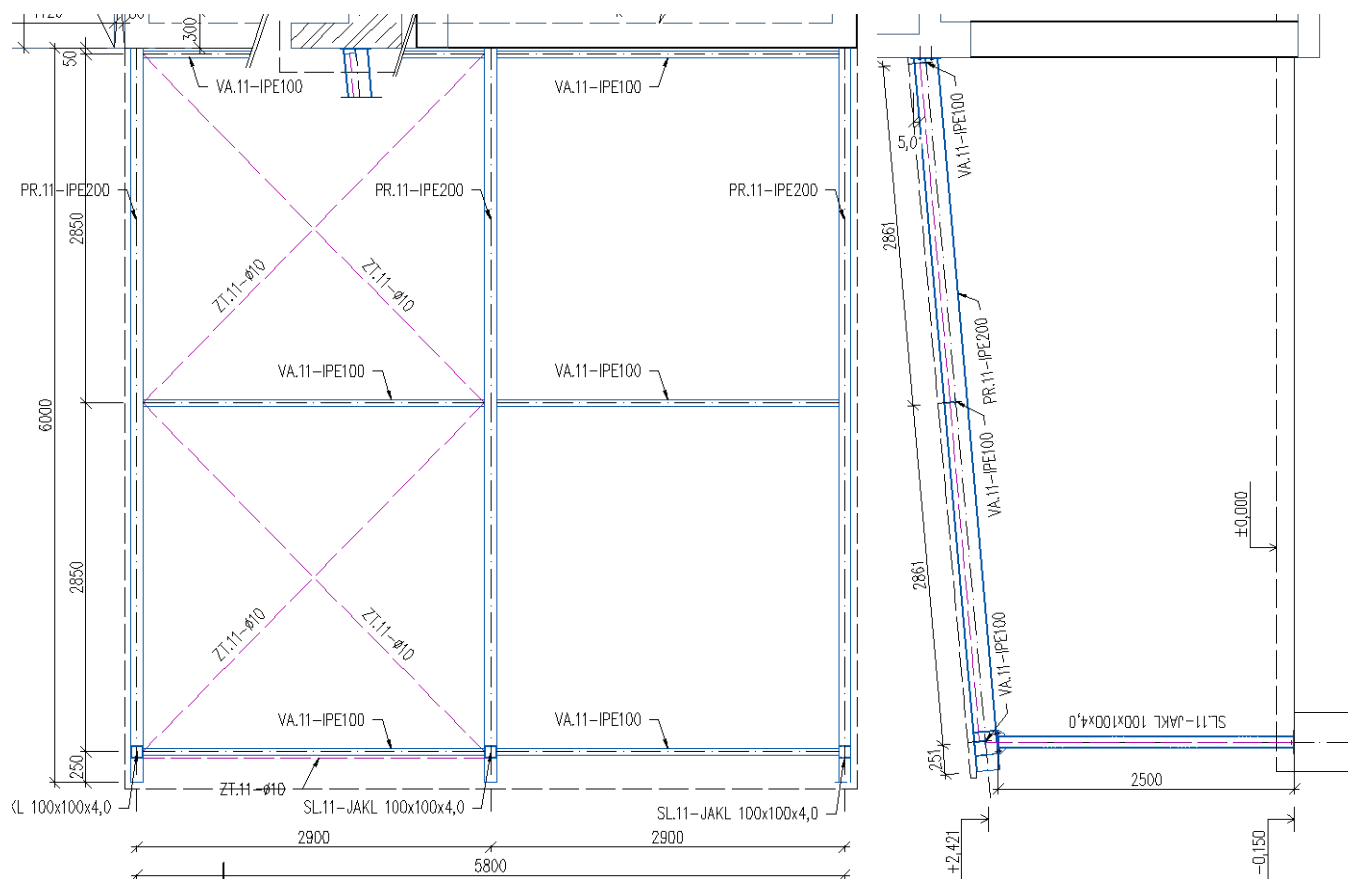
15 OCELOVÝ PŘÍSTŘEŠEK

15.1 OBECNÉ INFORMACE

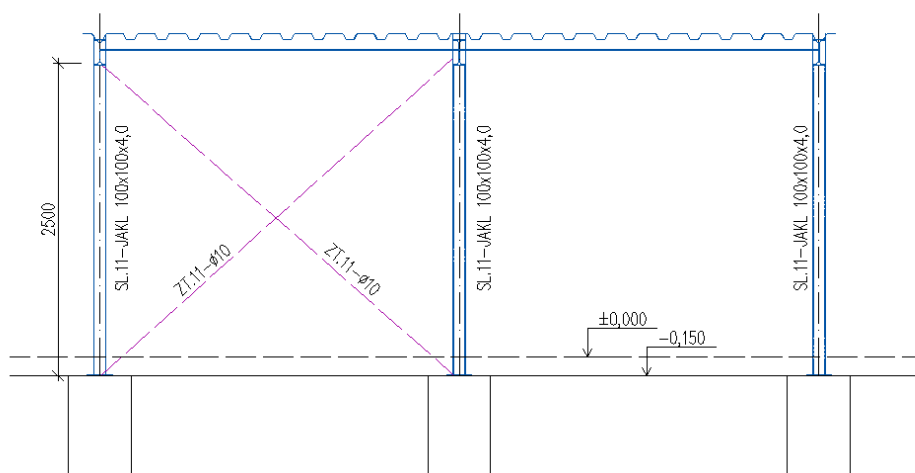
K vile přiléhá přístřešek pro dva osobní automobily, který je řešen ocelovou konstrukcí. Střešní konstrukci tvoří válcované nosníky IPE 200 uložené na ocelové čtvercové sloupky JAKL 100/100/4,0. K nosníkům jsou kloubově uchyceny vaznice IPE 100, na ně uchycen nosný trapézový plech 50/250/0,75. Střešní plášť je ve sklonu 5° směrem od objektu.



Obr. 94 3D model přístřešku



POHLED 02



Obr. 95 Přístřešek - půrorys+řezy

15.2 STÁLÁ ZATÍŽENÍ

Umístění skladby
Typ skladby

S - PŘÍSTŘEŠEK - STÁNÍ
STŘECHA

Ozn.	NÁZEV VRSTVY	POPIS	Plošná hmotnost [kg/m ²]	Tloušťka [mm]	Charakter. zatížení - g _k [kN/m ²]
1	TR 50/250/1,0	Trapézový plech	10	1	0,10
Celkem				g _k	0,10

15.3 PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ

15.3.1 UŽITNÉ ZATÍŽENÍ

- dle ČSN 1991-1-1

UMÍSTĚNÍ	KATEGORIE	POPIS	Charakter. zatížení - g _k [kN/m ²]
PŘÍSTŘEŠEK - STÁNÍ	H	Střechy nepřístupné s výjimkou běžné údržby a oprav	0,75

15.3.2 ZATÍŽENÍ SNĚHEM

- dle ČSN 1991-1-3

- objekt se nachází ve II. sněhové oblasti (Tábor) $\Rightarrow s = 1,0 \text{ kN/m}^2$
- pultová střecha - $\alpha = 5^\circ$ - $0^\circ < \alpha < 30^\circ$ - tvarový součinitel $\Rightarrow \mu_i = 0,8$
- součinitel expozice - $C_e = 1,0$
- tepelný součinitel - $C_t = 1,0$

charakteristická hodnota zatížení sněhem na střeše

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

Užitné zatížení na ploché nepochozí střeše se předpokládá charakteristickou hodnotou 0,75 kN/m². Při současném působení se zatížením sněhem se uvažuje zatížení s větší hodnotou.

15.3.3 ZATÍŽENÍ VĚTREM

- dle ČSN 1991-1-4 - kap 7.3 - přístřešky

- přístřešek je navržený jako konstrukce bez trvalých stěn

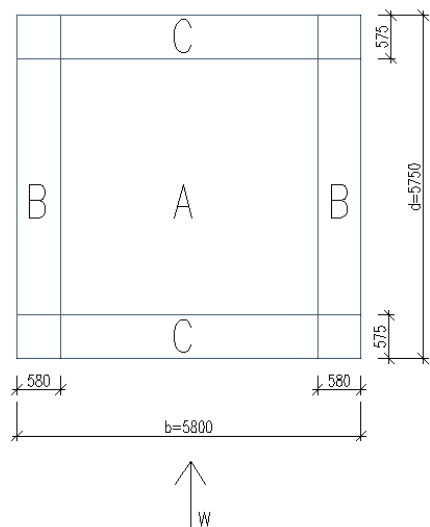
- zatížení větrem se odvíjí od součinitele plnosti přístřešku φ ($\varphi=0$ - pro prázdný přístřešek, $\varphi=1$ - pro zaplněný přístřešek)

- objekt se nachází ve II. větrné oblasti (Tábor) $\Rightarrow v_o = 25,0$ m/s

Větrná oblast:	II	
$v_b =$	25,0	m/s
Kategorie terénu:	III	
$z_0 =$	0,3	m
Rozměry:	$b =$	5,8 m
	$d =$	5,75 m
Výška:	$h =$	3,1 m
Základní dyn. tlak větru	$q_b =$	0,391 kPa
Součinitel expozice	$C_e =$	1,01 -
Maximální dyn. tlak větru	$q_p =$	0,395 kPa

Součinitele $C_{p,net}$ pro pultové střechy

Sklon střechy 5°	Součinitel plnosti φ	Oblast A	Oblast B	Oblast C
A	max φ	+0,8	+2,1	+1,3
B	min $\varphi=0$	-1,1	-1,7	-1,8
C	min $\varphi=1$	-1,6	-2,2	-2,5



Obr. 96 Rozdělení oblastí působení větru na pultovou střechu

PŘÍČNÝ SMĚR VĚTRU (0°)	max φ	$C_{p,net}$	Charakter. zatížení plošné w_k [kN/m ²]
	oblast zatížení		
	A	0,80	0,32
	B	2,10	0,83
	C	1,30	0,51

PŘÍČNÝ SMĚR VĚTRU (0°)	min $\varphi=0$	$C_{p,net}$	Charakter. zatížení plošné w_k [kN/m ²]
	oblast zatížení		
	A	-1,10	-0,43
	B	-1,70	-0,67
	C	-1,80	-0,71

PŘÍČNÝ SMĚR VĚTRU (0°)	min $\varphi=1$	$C_{p,net}$	Charakter. zatížení plošné w_k [kN/m ²]
	oblast zatížení		
	A	-1,60	-0,63
	B	-2,20	-0,87
	C	-2,50	-0,99

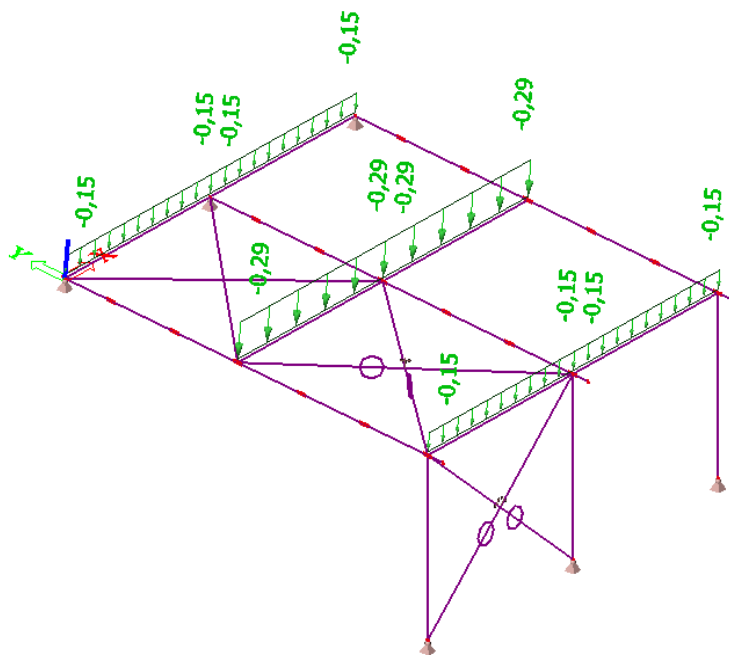
15.4 ZATĚŽOVACÍ STAVY

Zatížení do softwaru bylo zadáváno jako liniové (zatěžovací šířka = 2,9m a 1,45m)

ZS1- VLASTNÍ TÍHA KONSTRUKCÍ - generována softwarem

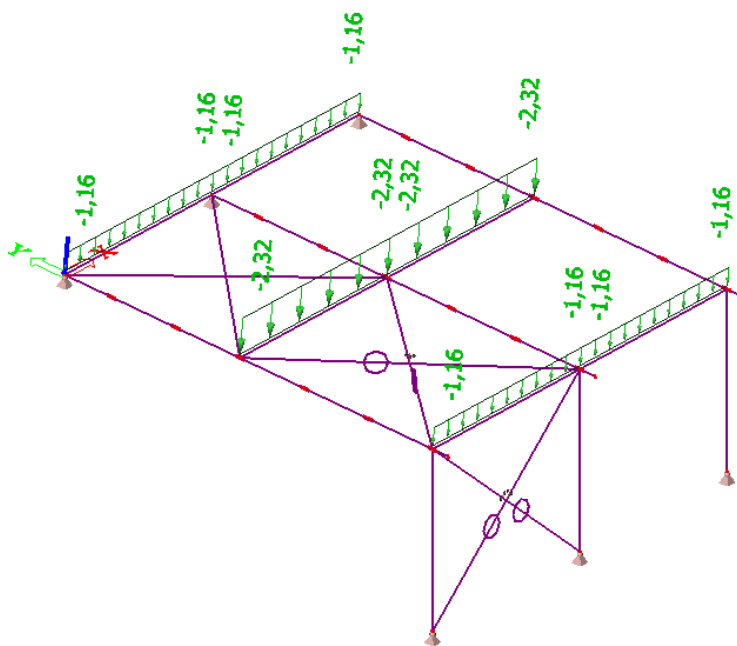
ZS2 - STÁLÉ ZATÍŽENÍ - SKLADBY

Trapézový plech: 0,1 kN/m²



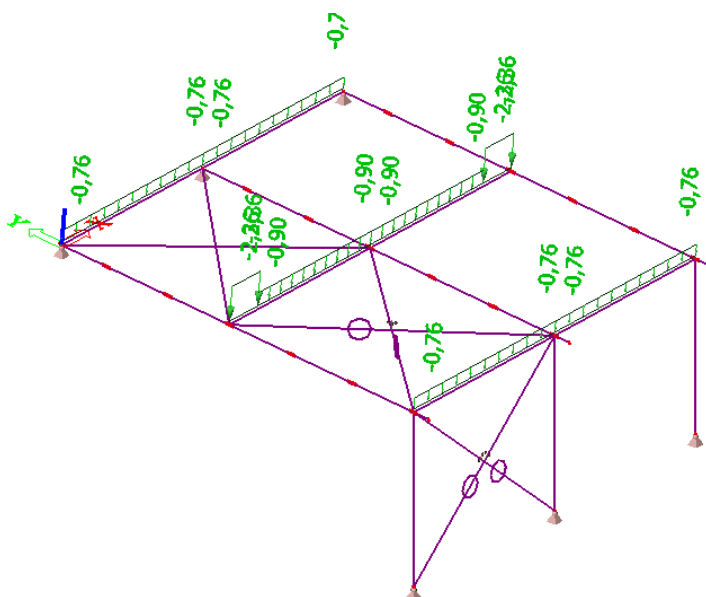
Obr. 97 Stálé zatížení - skladby

ZS3- PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ - NAHODILÉ SNÍH



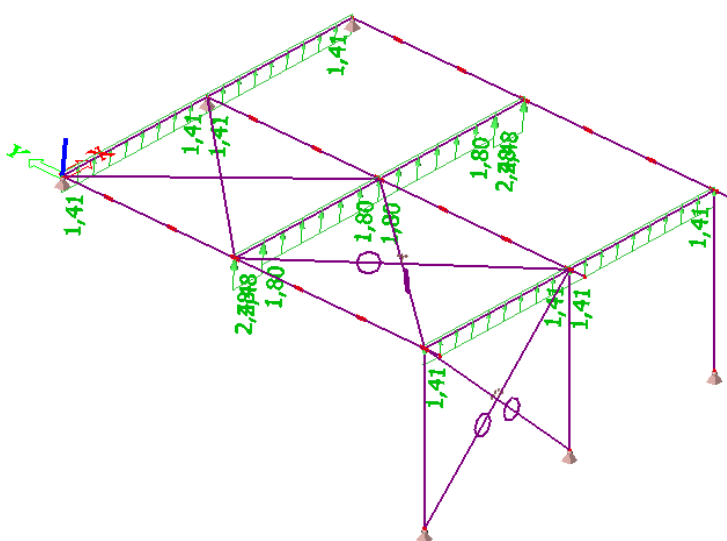
Obr. 98 Proměnné zatížení - nahodilé sníh

ZS4- PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ - VÍTR TLAK



Obr. 99 Proměnné zatížení - vítr tlak

ZS5- PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ - VÍTR SÁNÍ



Obr. 100 Proměnné zatížení - vítr sání

15.5 KOMBINACE ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ

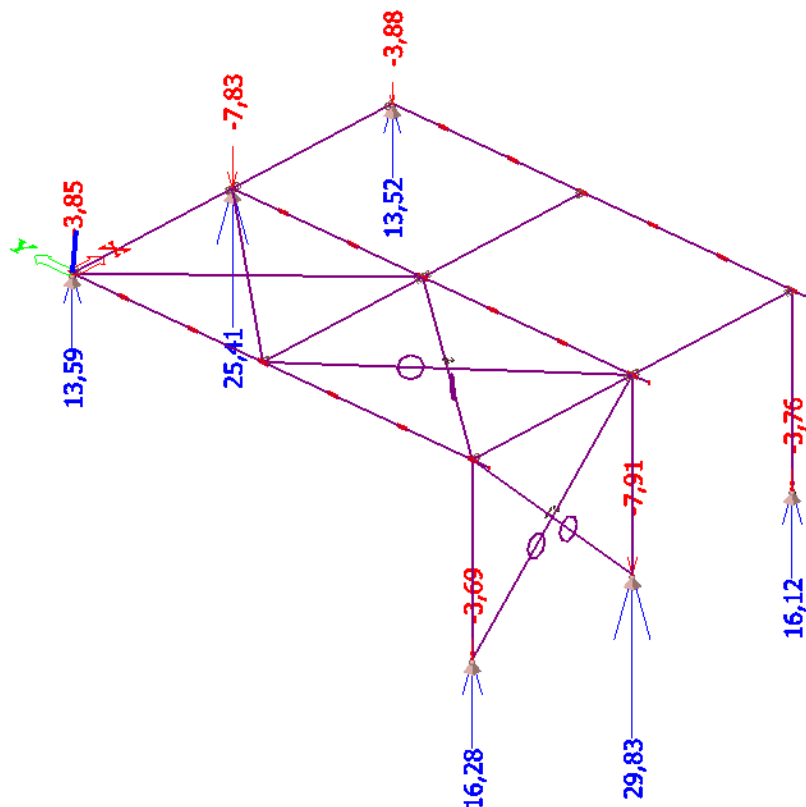
Pro MSÚ byly vytvořeny dvě kombinace:

$$C01 = 1,35 \cdot (ZS1 + ZS2) + 1,5 \cdot (ZS3 + ZS4)$$

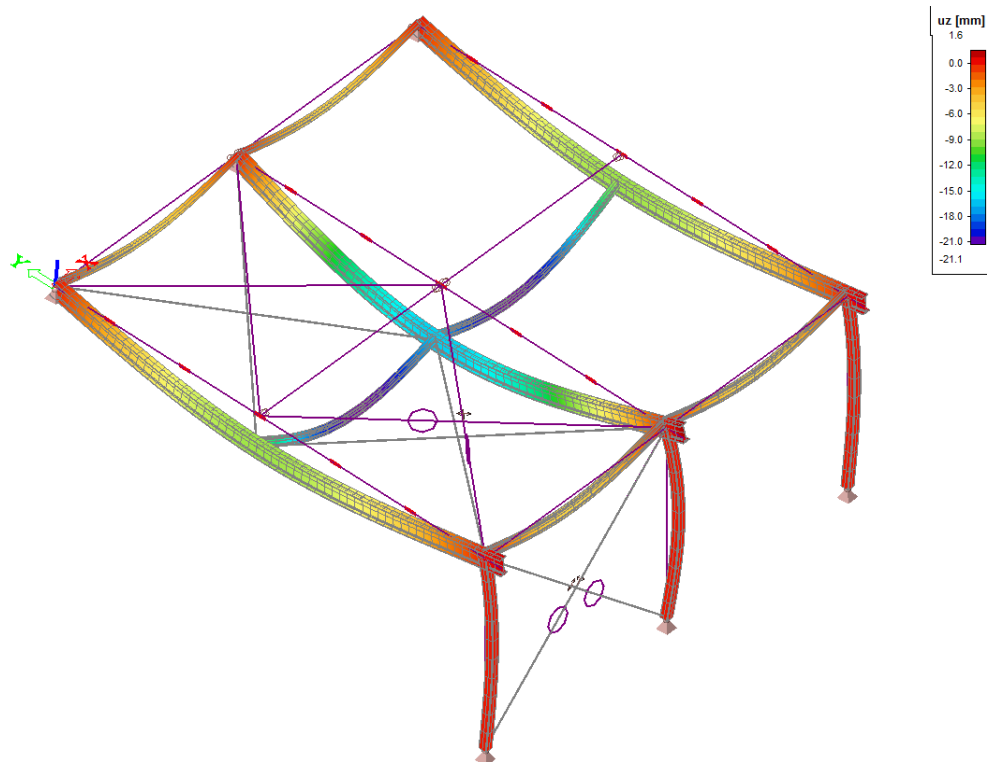
$$C02 = 0,9 \cdot (ZS1 + ZS2) + 1,5 \cdot (ZS5)$$

Pro MSP byla vytvořena charakteristická kombinace:

$$C03 = ZS1 + ZS2 + ZS3 + ZS4 + ZS5$$



Obr. 105 Reakce Rz [kN]



Obr. 106 Deformace Uz [mm]

15.7 NÁVRH A POSOUZENÍ PRVKŮ PŘÍSTŘEŠKU

Předmětem návrhu jsou hlavní nosné prvky objektu- trapézový plech, vaznice, průvlak a sloup.

15.7.1 TRAPÉZOVÝ PLECH

Návrh trapézového plechu proveden pomocí tabulkových hodnot únosnosti s ohledem na MSÚ a MSP - deformace L/200. Trapézový plech je navržen jako spojitý nosník o dvou polích s rozponem L=2,85m.

Maximální zatížení - pozitivní poloha TR

Zatížení	$(g+q)_k$ [kN/m ²]	γ [-]	$(g+q)_d$ [kN/m ²]
Trapézový plech	0,1	1,35	0,14
Sníh	0,8	1,5	1,20
Vítr - tlak	0,32	1,5	0,48
Σ	1,22		1,62

Nominální tl. t_{nom} [mm]	Vlastní tíha g [kg/m ²]	Mezní stav	TR 50/250, spojitý nosník o dvou polích, pozitivní poloha										
			Rozpon [m]										
			1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00
0,63	6,30	q_{Rd1}	8,99	4,84	3,04	2,09	1,53	1,17	0,92	0,73	0,60	0,49	0,41
		q_{Rd2}	7,77	4,29	2,75	1,92	1,42	1,09	0,86	0,70	0,58	0,49	0,41
		q_{Rk}	32,44	9,61	4,06	2,08	1,20	0,76	0,51	0,36	0,26	0,19	0,15
0,75	7,50	q_{Rd1}	12,66	6,78	4,25	2,92	2,13	1,62	1,27	1,01	0,81	0,67	0,57
		q_{Rd2}	10,97	6,03	3,85	2,68	1,97	1,52	1,20	0,98	0,81	0,67	0,57
		q_{Rk}	41,27	12,23	5,16	2,64	1,53	0,96	0,64	0,45	0,33	0,25	0,19
0,88	8,80	q_{Rd1}	16,91	8,96	5,57	3,80	2,76	2,10	1,61	1,27	1,03	0,85	0,72
		q_{Rd2}	14,69	7,99	5,06	3,50	2,57	1,97	1,56	1,26	1,03	0,85	0,72
		q_{Rk}	51,46	15,25	6,43	3,29	1,91	1,20	0,80	0,56	0,41	0,31	0,24
1,00	10,00	q_{Rd1}	21,20	11,14	6,88	4,69	3,39	2,53	1,94	1,53	1,24	1,02	0,86
		q_{Rd2}	18,45	9,96	6,27	4,33	3,16	2,42	1,91	1,53	1,24	1,02	0,86
		q_{Rk}	61,60	18,25	7,70	3,94	2,28	1,44	0,96	0,68	0,49	0,37	0,29

$$(g+q)_d = 1,62 \text{ [kN/m}^2\text{]} < q_{Rd2} = 1,97 \text{ [kN/m}^2\text{]}.. \text{ vyhoví}$$

$$(g+q)_k = 1,22 \text{ [kN/m}^2\text{]} < q_{Rk} = 1,53 \text{ [kN/m}^2\text{]}.. \text{ vyhoví}$$

Minimální zatížení- negativní poloha TR

Zatížení	$(g+q)_k$ [kN/m ²]	γ [-]	$(g+q)_d$ [kN/m ²]
Trapézový plech	0,1	1,35	0,14
Vítr - sání	-0,63	1,5	-0,95
Σ	-0,53		-0,81

Nominální tl. t_{nom} [mm]	Vlastní tíha g [kg/m ²]	Mezní stav	TR 50/250, spojitý nosník o dvou polích, negativní poloha										
			Rozpon [m]										
			1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00
0,63	6,30	q_{Rd1}	8,82	4,75	2,99	2,06	1,51	1,15	0,91	0,72	0,58	0,48	0,40
		q_{Rd2}	7,63	4,22	2,70	1,89	1,39	1,07	0,85	0,69	0,57	0,48	0,40
		q_{Rk}	43,04	12,75	5,38	2,75	1,59	1,00	0,67	0,47	0,34	0,26	0,20
0,75	7,50	q_{Rd1}	12,22	6,51	4,06	2,79	2,03	1,54	1,19	0,94	0,76	0,63	0,53
		q_{Rd2}	10,60	5,80	3,69	2,57	1,89	1,44	1,14	0,93	0,76	0,63	0,53
		q_{Rk}	54,71	16,21	6,84	3,50	2,03	1,28	0,85	0,60	0,44	0,33	0,25
0,88	8,80	q_{Rd1}	16,37	8,65	5,37	3,67	2,66	1,99	1,52	1,21	0,98	0,81	0,68
		q_{Rd2}	14,23	7,73	4,88	3,39	2,48	1,89	1,50	1,21	0,98	0,81	0,68
		q_{Rk}	68,08	20,17	8,51	4,36	2,52	1,59	1,06	0,75	0,54	0,41	0,32
1,00	10,00	q_{Rd1}	20,62	10,83	6,69	4,57	3,30	2,44	1,87	1,47	1,19	0,99	0,83
		q_{Rd2}	17,96	9,69	6,10	4,22	3,08	2,35	1,85	1,47	1,19	0,99	0,83
		q_{Rk}	80,98	24,00	10,12	5,18	3,00	1,89	1,27	0,89	0,65	0,49	0,37

$$(g+q)_d = 0,81 \text{ [kN/m}^2\text{]} < q_{Rd2} = 1,89 \text{ [kN/m}^2\text{]}.. \text{ vyhoví}$$

$$(g+q)_k = 0,53 \text{ [kN/m}^2\text{]} < q_{Rk} = 2,03 \text{ [kN/m}^2\text{]}.. \text{ vyhoví}$$

Navržený TR 50/250/0,75 vyhoví na MSÚ i MSP

15.7.2 VAZNICE

Posouzení pro kombinaci C01 = Tlak větru + max. stálé

Horní tlačená pásnice vaznice je zajištěna trapézovým plechem proti klopení po celé délce.

A. Vnitřní síly na konstrukci								
N_{Ed} - tah	N_{Ed} - tlak	V_{Ed}	$M_{y,Ed}$	$M_{z,Ed}$	L	$L_{cr,y}$	$L_{cr,z}$	
[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[mm]	[mm]	[mm]	
0,0	0,0	8,6	5,4	0,0	2800	2800	2800	
B. Materiálové charakteristiky prvku								
Typ	Počet	Třída	f_y	γ_{m1}	f_{yd}	E	G	
[-]	[-]	[-]	[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
IPE 100	1	1	235	1,0	235	210000	80700	
m	h	b	t_w	t_f	A	A_{vz}	I_t	I_w
[kg/m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ⁴]
8,1	100	55,0	4,1	5,7	1032,3	508,5	1,20E+04	3,51E+08
I_y	$W_{y,el}$	$W_{y,pl}$	i_y	I_z	$W_{z,el}$	$W_{z,pl}$	i_z	
[mm ⁴]	[mm ³]	[mm ³]	[mm]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm ³]	[mm]	
1,71E+06	3,42E+04	3,94E+04	40,7	1,59E+05	5,79E+03	9,15E+03	12,4	
D. Výpočet - 1.MS								
D.3.Smyk								
$V_{pl,Rd}$	68,99	>	8,6	V_{Ed}	[kNm]	12,41%	VYHOVUJE	
D.4. Ohyb								
Kolem osy y								
$M_{c,y,Rd}$	9,26	>	5,4	$M_{y,Ed}$	[kNm]	58,20%	VYHOVUJE	
F. Výpočet - 2.MS								
L	g_k	q_k	F_k	k	Napětí			
[mm]	[kN/m]	[kN/m]	[kN]	[-]	σ		f_{yd}	
					[MPa]		[MPa]	
2800	0,29	3,22	0,0	0,021	22,9	<	235	
VYHOVUJE								
Celkový průhyb				Průhyb od nahodilého zatížení				
δ		δ_{max}	L/	δ_2	$\delta_{2,lim}$		L/	
[mm]		[mm]		[mm]	[mm]			
8,00	<	32,00	250	7,18	<	38,40	200	
VYHOVUJE								

Posouzení pro kombinaci C02 = Sání větru + min. stálé

Dolní tlačená pásnice vaznice není zajištěna, průřez je náchylný ke klopení

A. Vnitřní síly na konstrukci								
N_{Ed} - tah	N_{Ed} - tlak	V_{Ed}	$M_{y,Ed}$	$M_{z,Ed}$	T_x	L	$L_{cr,y}$	$L_{cr,z}$
[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[mm]	[mm]	[mm]
0,0	0,0	8,6	2,4	0,0	0,0	2800	2800	2800
B. Materiálové charakteristiky prvku								
Typ	Počet	Třída	f_y	γ_{m1}	f_{yd}	E	G	
[-]	[-]	[-]	[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
IPE 100	1	1	235	1,0	235	210000	80700	
m	h	b	t_w	t_f	A	A_{vz}	I_t	I_w
[kg/m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ⁴]
8,1	100	55,0	4,1	5,7	1032,3	508,5	1,20E+04	3,51E+08
I_y	$W_{y,el}$	$W_{y,pl}$	i_y	I_z	$W_{z,el}$	$W_{z,pl}$	i_z	
[mm ⁴]	[mm ³]	[mm ³]	[mm]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm ³]	[mm]	
1,71E+06	3,42E+04	3,94E+04	40,7	1,59E+05	5,79E+03	9,15E+03	12,4	
D. Výpočet - 1.MS								
D.3.Smyk								
$V_{pl,Rd}$	68,99	>	8,6	V_{Ed}	[kNm]	12,41%	VYHOVUJE	
D.4. Ohyb								
Kolem osy y								
$M_{c,y,Rd}$	9,26	>	2,4	$M_{y,Ed}$	[kNm]	25,92%	VYHOVUJE	
D.5. Ohyb s vlivem klopení								
k_w	k_z	k_{wt}	$C_{1,0}$	$C_{1,1}$	C_1	μ_{cr}	M_{cr}	
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kNm]	
1,0	1,0	0,309	1,130	1,130	1,130	1,238	7,91	
$\lambda_{it,rel}$	h/b	α_{it}	β	$\lambda_{it,0}$	ϕ_{it}	χ_{it}		
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]		
1,082	1,818	0,21	0,75	0,4	1,011	0,720		
$M_{b,y,Rd}$	6,67	>	2,4	$M_{y,Ed}$	[kNm]	36,00%	VYHOVUJE	

15.7.3 SLOUP

Návrh sloupu uzavřeného průřezu JAKL 100x100x4,0 výšky 2,5m, průřez není náchylný ke ztrátě stability za ohybu (klopení). Návrh sloupu proveden pro interakce tlaku a ohybu.

A. Vnitřní síly na konstrukci								
N_{Ed} - tah	N_{Ed} - tlak	V_{Ed}	$M_{y,Ed}$	$M_{z,Ed}$	L	$L_{cr,y}$	$L_{cr,z}$	
[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[mm]	[mm]	[mm]	
0,0	29,8	0,0	7,6	0,0	2500	2500	2500	
B. Materiálové charakteristiky prvku								
Typ	Třída	f_y	γ_{m1}	f_{yd}	E	G		
[-]	[-]	[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]		
JAKL 100x100x4,0	1	235	1,0	235	210000	80700		
m	h	b	t_w	t_f	A	A_{vz}	I_t	I_w
[kg/m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ⁴]
#N/A	100,0	100,0	4,0	4,0	1520,0	0,0	3,61E+05	0,00E+00
I_y	$W_{y,el}$	$W_{y,pl}$	i_y	I_z	$W_{z,el}$	$W_{z,pl}$	i_z	
[mm ⁴]	[mm ³]	[mm ³]	[mm]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm ³]	[mm]	
2,32E+06	4,64E+04	5,44E+04	39,1	2,32E+06	4,64E+04	5,44E+04	39,1	
D. Výpočet - 1.MS								
D.2.Vzpěrný tlak								
směr y								
λ_y	λ_1	$\lambda_{y,rel}$	α_y	ϕ_y	χ_y			
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]			
64,0	93,9	0,681	0,21	0,783	0,856			
směr z								
λ_z	λ_1	$\lambda_{z,rel}$	α_z	ϕ_z	χ_z			
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]			
64,0	93,9	0,681	0,21	0,783	0,856			
$N_{b,Rd}$	305,86	>	29,8	N_{Ed} - tlak	[kN]	9,75%	VYHOVUJE	
D.4. Ohyb								
Kolem osy y								
$M_{c,y,Rd}$	12,78	>	7,6	$M_{y,Ed}$	[kNm]	59,45%	VYHOVUJE	
E. Kombinace vzpěrného tlaku a ohybu								
C_{my}	C_{mz}	k_{yy}	k_{zy}	k_{yz}	k_{zz}			
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]			
0,9	0,9	0,90	0,54	0,54	0,90			
1) $N_{Ed} \cdot \gamma_{m1} / \chi_y \cdot N_{rk} + k_{yy} \cdot M_{y,ed} \cdot \gamma_{m1} / \chi_{LT} \cdot M_{y,rk} + k_{yz} \cdot M_{z,ed} \cdot \gamma_{m1} / M_{z,rk} =$								
2) $N_{Ed} \cdot \gamma_{m1} / \chi_z \cdot N_{rk} + k_{zy} \cdot M_{y,ed} \cdot \gamma_{m1} / \chi_{LT} \cdot M_{y,rk} + k_{zz} \cdot M_{z,ed} \cdot \gamma_{m1} / M_{z,rk} =$								
N	M_y	M_z						
0,097	0,535	0,000	0,633	<	1,0	VYHOVUJE		
0,097	0,321	0,000	0,419	<	1,0	VYHOVUJE		

15.7.4 PRŮVLAK

Návrh průvlaku profilu IPE, pásnice průvlaku je podepřena v rámovém rohu a uprostřed délky průvlaku. Průřez nutné posoudit s vlivem klopení.

A. Vnitřní síly na konstrukci								
N_{Ed} - tah	N_{Ed} - tlak	V_{Ed}	$M_{y,Ed}$	$M_{z,Ed}$	T_x	L	$L_{cr,y}$	$L_{cr,z}$
[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[mm]	[mm]	[mm]
0,0	5,8	19,6	33,0	0,0	0,0	5800	5800	2900
B. Materiálové charakteristiky prvku								
Typ	Počet	Třída	f_y	γ_{m1}	f_{yd}	E	G	
[-]	[-]	[-]	[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
IPE 200	1	1	235	1,0	235	210000	80700	
m	h	b	t_w	t_f	A	A_{vz}	I_t	I_w
[kg/m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ⁴]
22,4	200	100,0	5,6	8,5	2848,4	1400,0	6,98E+04	1,30E+10
I_y	$W_{y,el}$	$W_{y,pl}$	i_y	I_z	$W_{z,el}$	$W_{z,pl}$	i_z	
[mm ⁴]	[mm ³]	[mm ³]	[mm]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm ³]	[mm]	
1,94E+07	1,94E+05	2,21E+05	82,6	1,42E+06	2,85E+04	4,46E+04	22,4	
D. Výpočet - 1.MS								
D.2.Vzpěrný tlak								
směr y								
λ_y	λ_1	$\lambda_{y,rel}$	α_y	ϕ_y	χ_y			
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]			
70,2	93,9	0,748	0,21	0,837	0,824			
směr z								
λ_z	λ_1	$\lambda_{z,rel}$	α_z	ϕ_z	χ_z			
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]			
129,7	93,9	1,381	0,34	1,655	0,390			
$N_{b,Rd}$	260,82	>	5,8	N_{Ed} - tlak	[kN]	2,21%	VYHOVUJE	
D.3.Smyk								
$V_{pl,Rd}$	189,95	>	19,6	V_{Ed}	[kNm]	10,32%	VYHOVUJE	
D.4. Ohyb								
Kolem osy y								
$M_{c,y,Rd}$	51,85	>	33,0	$M_{y,Ed}$	[kNm]	63,70%	VYHOVUJE	

D.5. Ohyb s vlivem klopení							
k_w	k_z	k_{wt}	$C_{1,0}$	$C_{1,1}$	C_1	μ_{cr}	M_{cr}
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kNm]
0,7	1,0	0,538	2,050	2,210	1,964	2,533	56,31
-							
$\lambda_{it,rel}$	h/b	α_{it}	β	$\lambda_{it,0}$	ϕ_{it}	χ_{it}	
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	
0,960	2,000	0,21	0,75	0,4	0,904	0,794	
$M_{b,y,Rd}$	41,15	>	33,0	$M_{y,Ed}$	[kNm]	80,27%	VYHOVUJE
E. Kombinace vzpěrného tlaku a ohybu							
C_{my}	C_{mz}	k_{yy}	k_{zy}	k_{yz}	k_{zz}		
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]		
0,9	0,9	0,90	1,00	0,60	0,90		
1) $N_{ed} \cdot \gamma_{m1} / \chi_y \cdot N_{rk} + k_{yy} \cdot M_{y,ed} \cdot \gamma_{m1} / \chi_{LT} \cdot M_{y,rk} + k_{yz} \cdot M_{z,ed} \cdot \gamma_{m1} / M_{z,rk} =$							
2) $N_{ed} \cdot \gamma_{m1} / \chi_z \cdot N_{rk} + k_{zy} \cdot M_{y,ed} \cdot \gamma_{m1} / \chi_{LT} \cdot M_{y,rk} + k_{zz} \cdot M_{z,ed} \cdot \gamma_{m1} / M_{z,rk} =$							
N	M_y	M_z					
0,010	0,722	0,000	0,733	<	1,0	VYHOVUJE	
0,022	0,803	0,000	0,825	<	1,0	VYHOVUJE	
F. Výpočet - 2.MS						Napětí	
L	g_k	q_k	F_k	k	σ	f_{yd}	
[mm]	[kN/m]	[kN/m]	[kN]	[-]	[MPa]	[MPa]	
5800	0,00	0,00	10,2	0,021	140,6	<	235
VYHOVUJE							
Celkový průhyb							
δ	δ_{max}		L/				
[mm]	[mm]						
10,97	<	32,00	400				
VYHOVUJE							

Navržený profil IPE 200 vyhoví na MSÚ i MSP

15.8 ZALOŽENÍ PRÍSTŘEŠKU

Posouzení základové patky

Zatížení analýza konstrukce:

$$N_{sd} = 26,83 \text{ kN/m}$$

$$R_{dt} = 200 \text{ kPa (viz. kap. 12)}$$

Nutná plocha základu:

$$N_{sd} / R_{dt} = 26,83 / 200 = 0,135 \text{ m}^2$$

Návrh šířky základu:

$$\mathbf{B = 0,50 \text{ m}}$$

$$\mathbf{L = 0,50 \text{ m}}$$

$$A_{ef} = B \cdot L = 0,5 \cdot 0,5 = 0,25 \text{ m}^2$$

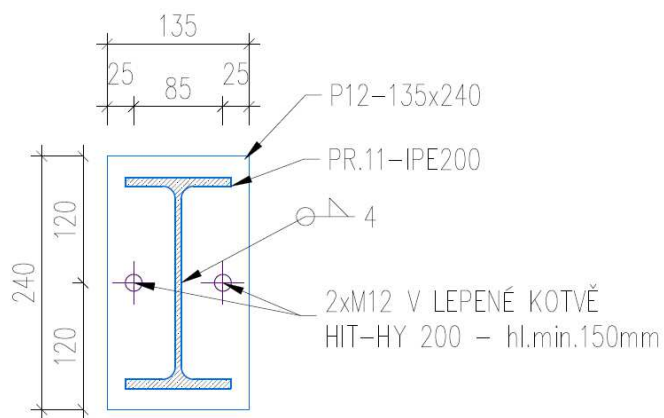
Posouzení základového pasu:

$$\sigma_{ds} = N_{sd} / A_{ef} \leq R_{dt}$$

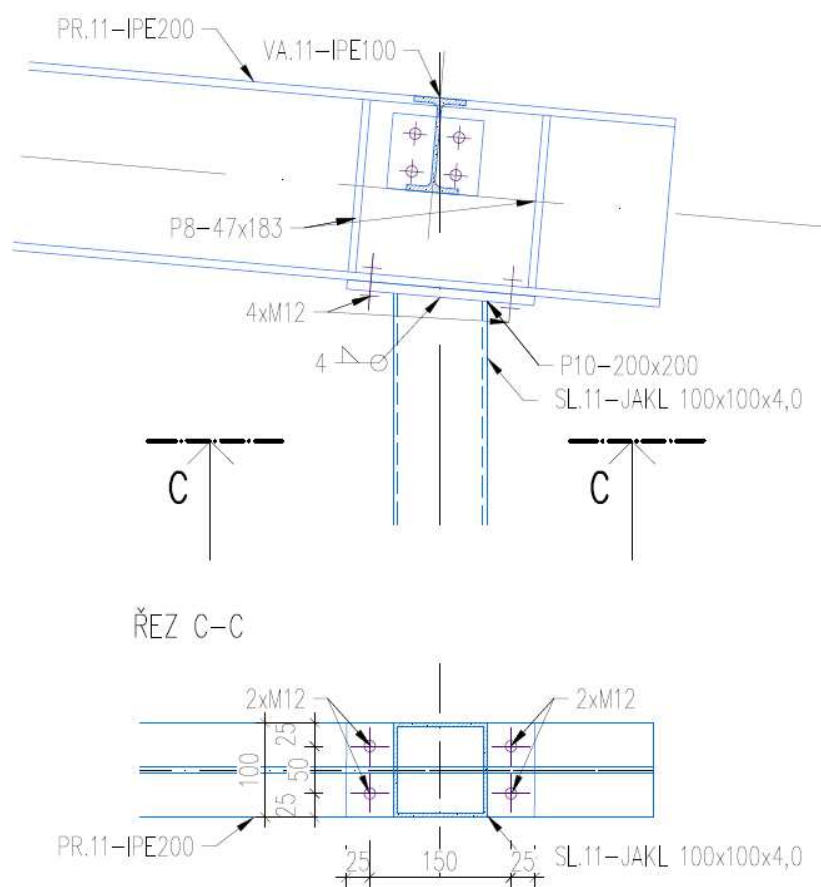
$$\rightarrow \sigma_{ds} = N_{sd} / A_{ef} = 26,83 / 0,25 = \mathbf{107,32 \text{ kPa}} \leq \mathbf{R_{dt} = 200 \text{ kPa}}$$

\rightarrow *Navržené základové konstrukce vyhovují*

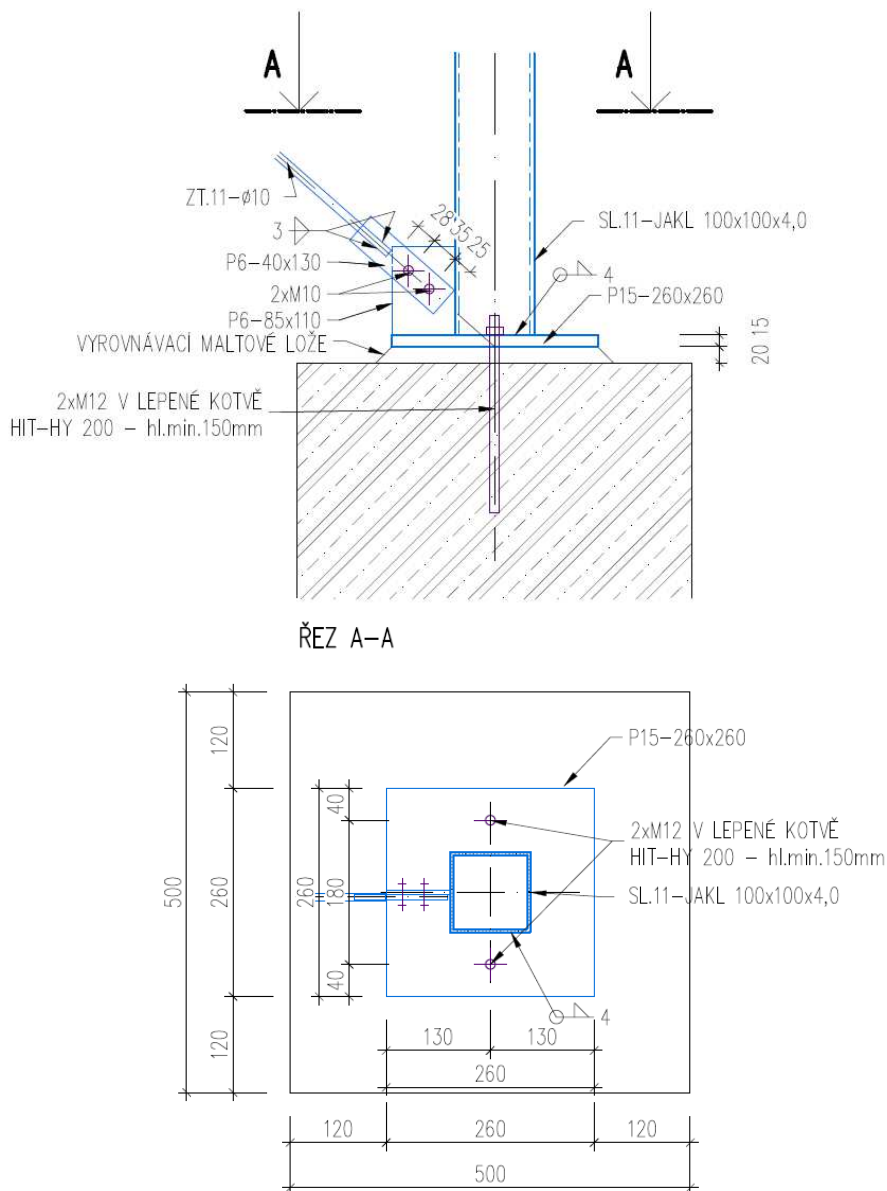
15.9 SKICA DETAILŮ



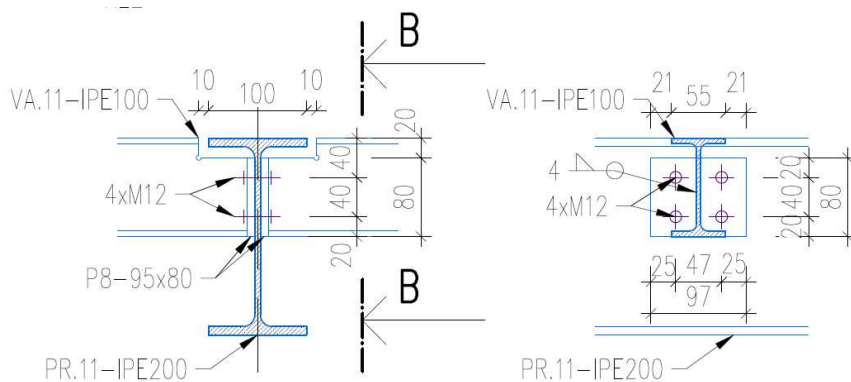
Obr. 107 Kotvení průvlaku k ŽB atice



Obr. 108 Rámový roh



Obr. 109 Kotvení sloupu + přípoj ztužidla



Obr. 110 Přípoj vaznice na průvlak

16 ZÁVĚR

Cílem diplomové práce byl předběžný a následně podrobný návrh vybraných nosných prvků rodinné vily. Součástí práce je také konstrukční návrh tří variant vodonepropustné konstrukce bazénu a ocelového přístřešku pro dva osobní automobily.

Je provedena technická zpráva ke statické části a výkresová dokumentace navržených prvků.

17 POUŽITÉ ZDROJE

- [1] ČSN EN 1990. Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. Praha: Český normalizační institut, 2004. 76 s.
- [2] ČSN 73 1201. *Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb*. Praha: Český normalizační institut, 2010. 64 s.
- [3] ČSN EN 1991-1-1. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. Praha: Český normalizační institut, 2003. 43 s.
- [4] ČSN EN 1991-1-3 *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem*. Praha: Český normalizační institut, 2005. 52 s.
- [5] ČSN EN 1991-1-4 *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem*. Praha: Český normalizační institut, 2007. 124 s.
- [6] ČSN EN 1992-1-1. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační institut, 2015. 213 s.
- [7] ČSN EN 1993-1-1. *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační institut, 2007. 96 s.
- [8] KOHOUTKOVÁ, Alena. PROCHÁZKA, Jaroslav. VAŠKOVA, Jitka. *Navrhování železobetonových konstrukcí - příklady a postupy*. Praha: Nakladatelství ČVUT, 2014. 256 s.
- [9] HANZLOVÁ, Hana. ŠMEJKAL, Jiří. *Betonové a zděné konstrukce 1 - Základy navrhování betonových konstrukcí*. Praha: Nakladatelství ČVUT, 2015. 256 s.
- [10] ČSN EN 206. *Beton: Specifikace, vlastnosti, výroba, shoda*. Praha: Český normalizační institut, 2014. 88 s.
- [11] ČSN EN 13670. *Provádění betonových konstrukcí*. Praha: Český normalizační institut, 2010. 56 s.
- [12] ČSN P 73 2404. *Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba s shoda-Doplňující informace*. Praha: Český normalizační institut, 2016. 48 s.
- [13] ČSN 73 1101. *Navrhování zděných konstrukcí*. Praha: Český normalizační institut, 1980. 48 s.

- [14] ČSN EN 1992-3. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 3: Nádrže na kapaliny a zásobníky*. Praha: Český normalizační institut, 2007, 24 s.
- [15] VINKLER, M. PROCHÁZKA, J. *Návrh výztuže bílé vany s ohledem na šířku trhlin*. *Beton TSK*, 5/2017. 60-67
- [16] COUFAL, R. VÍTEK, J. CHMELÍKOVÁ, K. *Technologie betonu pro vodonepropustné konstrukce – bílé vany*, *Beton TSK*, 2/2015. 12-17
- [17] ŠÍŘKA TRHLINY V TAŽENÉM PRŮŘEZU, *soubor.xls*, Ing. Hana Hanzlová, CSc., *Fakulta stavební, katedra betonových a zděných konstrukcí*
- [18] NÁVRHOVÁ ÚNOSNOST OBVODOVÉ ZDĚNÉ STĚNY, *soubor.xls*, Ing. Pavel Košatka, CSc., *Fakulta stavební, katedra betonových a zděných konstrukcí*
- [19] ČESKOMORAVSKÝ BETON HEIDELBERG CEMENT GROUP: *Ceník transport betonu a značkových produkty provoz Tábor; dostupné z:*
<http://www.transportbeton.cz/stahnout-soubor?id=6354>
- [20] KRÁTKÝ, J. *Experimenty a analýza chování konstrukčního vláknobetonu*. Praha: Nakladatelství ČVUT, 2011, 109 s.

18 SEZNAM PŘÍLOH

Textová část

P.00 Technická zpráva ke statické části

Výkresová část

D.12.01	Výkres tvaru základů	1:50
D.12.02	Výkres tvaru 1.PP	1:50
D.12.03	Výkres tvaru 1.NP	1:50
D.12.04	Výkres tvaru a skladby 2.NP	1:50
D.12.05	Výkres tvaru bazénu	1:50
D.12.06	Výkres výztuže základového prahu	1:30
D.12.07	Výkres spodní výztuže desky 1.PP	1:50,1:30
D.12.08	Výkres horní výztuže desky 1.PP	1:50,1:30
D.12.09	Výkres spodní výztuže desky 1.NP	1:50,1:30
D.12.10	Výkres horní výztuže desky 1.NP	1:50,1:30
D.12.11	Výkres výztuže průvlaků 1.NP	1:30
D.12.12	Výkres výztuže sloupů 1.NP	1:30
D.12.13	Výkres výztuže bazénu	1:50,1:30

19 SEZNAM OBRÁZKŮ

Obr. 1 Pohled západní	12
Obr. 2 Pohled severovýchodní	12
Obr. 3 Pohled východní	13
Obr. 4 Pohled na střechu	13
Obr. 5 Půdorys 1.PP	14
Obr. 6 Půdorys 1.NP	15
Obr. 7 Půdorys 2.NP	16
Obr. 9 Řez C-C	17
Obr. 8 Řez B-B	17
Obr. 10 Konstrukční systém 1.PP	19
Obr. 11 Konstrukční systém 1.NP	20
Obr. 12 Konstrukční systém 2.NP	21
Obr. 13 Pohled na sloup	37
Obr. 14 Řez, půdorys sloupu	37
Obr. 15 3D model-Pohled 1	40
Obr. 16 3D model-Pohled 2	41
Obr. 17 Patrový výsek 1.PP	41
Obr. 18 Patrový výsek 1.NP	42
Obr. 19 Patrový výsek 2.NP	42
Obr. 20 Stálé zatížení - 1.PP	43
Obr. 21 Stálé zatížení - 1.NP	43
Obr. 22 Stálé zatížení - 2.NP	44
Obr. 23 Stálé zatížení - stěny	44
Obr. 24 Stálé zatížení - schodiště	45
Obr. 25 Stálé zatížení - zemní tlak	45
Obr. 26 Proměnná zatížení - užitné plné - 1.PP	46
Obr. 27 Proměnná zatížení - užitné plné - 1.NP	46
Obr. 28 Proměnná zatížení - užitné plné - 2.NP	47
Obr. 29 Proměnná zatížení - šachovnice A	47
Obr. 30 Proměnná zatížení - šachovnice B	48
Obr. 31 Proměnná zatížení - nahodilé - sníh	48
Obr. 32 Proměnná zatížení - nahodilé - vítr	49
Obr. 34 Deformace desky 1.PP od kvazistálé kombinace zatížení	51
Obr. 33 Celková deformace objektu od kvazistálé hodnoty zatížení	51
Obr. 35 Deformace desky 1.NP od kvazistálé kombinace zatížení	52
Obr. 36 Deformace desky 2.NP od kvazistálé kombinace zatížení	52
Obr. 37 1.PP- mxD-	53
Obr. 38 1.PP- myD-	53
Obr. 39 1.PP- mxD+	54
Obr. 40 1.PP- myD+	54
Obr. 41 1.NP- mxD-	55
Obr. 42 1.NP- myD-	55

Obr. 43 1.NP- $mxD+$	56
Obr. 44 1.NP- $myD+$	56
Obr. 45 2D prutový model konstrukce.	60
Obr. 46 Průběh mezipodporových ohybových momentů - $mxD-$	61
Obr. 47 Průběh podporových ohybových momentů - $mxD+$	61
Obr. 48 Průběh mezipodporových ohybových momentů - $myD-$	62
Obr. 49 Normálová síla SL.11	63
Obr. 50 Schéma konstrukce balkónu	76
Obr. 51 Vnitřní síly: $mxD+$, $myD+$	77
Obr. 52 Unosnost Shock Isokorb typ K.....	78
Obr. 53 Průvlaky 1.NP - My [kNm]	80
Obr. 54 Průvlaky 1.NP - Vz [kN].....	80
Obr. 55 Schéma průvlaků	81
Obr. 56 Detail zateplení průvlaku.....	85
Obr. 57 Schéma věnců v příčném směru	90
Obr. 58 Poloha SL.11	91
Obr. 59 Vnitřní síly SL.11	92
Obr. 60 Poloha SL.12	95
Obr. 61 Vnitřní síly SL.12	96
Obr. 62 Vnitřní síly SL.12	98
Obr. 63 Zatěžovací schéma	105
Obr. 64 Informace o profilu vrtu	107
Obr. 65 Zatřídění zemin dle ČSN 73 1001	108
Obr. 66 Geologický profil	108
Obr. 67 Liniová reakce Rz [kN/m]	109
Obr. 68 Tabulka hodnot Rz [kN/m]	109
Obr. 69 Rez základovým pasem	110
Obr. 70 Posuzovaný základový pas	112
Obr. 71 Ohybový moment My [kNm].....	112
Obr. 72 Posouvající síly Vz [kN]	112
Obr. 73 Schéma bazénu	116
Obr. 74 Stálé zatížení - zemní tlak	120
Obr. 75 Užité zatížení - přitížení	120
Obr. 76 Stálé zatížení - tlak vody	121
Obr. 77 Bazén-ZD-MSU- $myD+$	122
Obr. 78 Bazén-ZD-MSU- $mxD+$	122
Obr. 79 Bazén-ZD-MSU- $myD-$	122
Obr. 80 Bazén-ZD-MSU- $mxD-$	123
Obr. 81 Bazén-ZD-MSP- $myD+$	123
Obr. 82 Bazén-ZD-MSP- $mxD+$	124
Obr. 83 Bazén-ZD-MSP- $myD-$	124
Obr. 84 Bazén-ZD-MSP- $mxD-$	124
Obr. 85 Bazén-stěny-MSU-C01- mxD	125
Obr. 86 Bazén-stěny-MSU-C01- myD	125

Obr. 87 Bazén-stěny-MSU-C03-mxD.....	126
Obr. 88 Bazén-stěny-MSU-C03-myD.....	126
Obr. 89 Bazén-stěny-MSP-C01-mxD	127
Obr. 90 Bazén-stěny-MSP-C01-myD	127
Obr. 91 Bazén-stěny-MSP-C03-mxD	128
Obr. 92 Bazén-stěny-MSP-C03-myD	128
Obr. 93 Rozdělení napětí v průřezu pro výpočet momentu únosnosti (doporučeno).....	142
Obr. 94 3D model přístřešku	145
Obr. 95 Přístřešek - půrorys+řezy	146
Obr. 96 Rozdělení oblastí působení větru na pultovou střechu.....	149
Obr. 97 Stálé zatížení - skladby.....	150
Obr. 98 Proměnné zatížení - nahodilé sněh.....	150
Obr. 99 Proměnné zatížení - vítr tlak	151
Obr. 100 Proměnné zatížení - vítr sání	151
Obr. 101 M_y [kNm].....	152
Obr. 102 M_z [kNm]	152
Obr. 103 V_z [kN].....	153
Obr. 104 N [kN]	153
Obr. 105 Reakce R_z [kN]	154
Obr. 106 Deformace U_z [mm].....	154
Obr. 107 Kotvení průvlaku k ŽB atice	162
Obr. 108 Rámový roh	162
Obr. 109 Kotvení sloupu + přípoj ztužidla	163
Obr. 110 Přípoj vaznice na průvlak	163