



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

FAKULTA STAVEBNÍ

CZECH TECHNICAL UNIVERSITY IN PRAGUE
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

K133 - KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH
KONSTRUKCÍ

DEPARTMENT OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES



DIPLOMOVÁ PRÁCE
DIPLOMA THESIS

NÁVRH VYBRANÝCH NOSNÝCH PRVKŮ
POLYFUNKČNÍHO OBJEKTU

DESIGN OF LOAD-BEARING MEMBERS OF MULTIFUNCTIONAL
BUILDING

NÁVRH ŽELEZOBETONOVÉ KONSTRUKCE
STATIC DESIGN OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURE

Vedoucí diplomové práce:
Supervisor

Konzultanti:
Consultants

Autor práce:
Author

Ing. Hana Hanzlová, CSc.

K 133 - Ing. Hana Hanzlová, CSc.
K124 - Ing. Lenka Hanzalová, Ph.D.

Bc. Aleš Kubík



ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Bc. KUBÍK Jméno: Aleš Osobní číslo: 381150

Zadávací katedra: betonových a zděných konstrukcí

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Návrh vybraných nosných prvků polyfunkčního objektu

Název diplomové práce anglicky: Design of load-bearing members of multifunctional building

Pokyny pro vypracování:

Předběžný návrh nosných prvků objektu.

Podrobný návrh vybraných prvků objektu - rámová konstrukce 1.PP a schodiště v rozsahu jednoho podlaží.

Výkresy tvaru.

Výkresy výztuže vybraných prvků.

Technická zpráva.

Seznam doporučené literatury:

doporučená literatura pro studenty bakalářského a magisterského studia

Jméno vedoucího diplomové práce: Ing. Hana Hanzlová, CSc.

Datum zadání diplomové práce: 6.10.2016

Termín odevzdání diplomové práce: 8.1.2017

Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

7.10.2016

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

SPECIFIKACE ZADÁNÍ

Jméno diplomanta: _____

Název diplomové práce: _____

Základní část: STATICKÁ - BETON podíl: 90 %

Formulace úkolů: Průběh návrh nosných vodorovných a svislých prvků - koncepce kotvení systémů. Podrobný návrh rámu v 1PP. Podrobný návrh detailů - typického podlahy v prostoru jeřábů k.v. schůdků výhledů krovu, výhledy výhledu vpravo krovu, střešní technická řešení ke střešním částem.

Podpis vedoucího DP: Datum: 6.10.2016

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

2. Část: KPS podíl: 10 %

Konzultant (jméno, katedra): Ing. LENKA HANŽALOVÁ, Ph.D.

Formulace úkolů: Výpracování TZ, návrh detailů krovu, porovnání tepel. tech. základních stěnových částí, výhled typického podlahy, výhled krovu a výhled detailů.

Podpis konzultanta: Datum: 22.12.2016

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)



ANOTACE:

Tato diplomová práce se sestává z dvou hlavních částí. Primární částí je statický návrh vybraných nosných prvků železobetonové nosné konstrukce a komplementární část je stavební částí. Jako podklad k vypracování byla použita existující architektonicko-stavební studie polyfunkčního objektu se 6 nadzemními podlažími a 1 podlažím s podzemními garážemi a jeho fotodokumentace a geotechnické podklady poskytnuté Českou geologickou službou.

Hlavní náplní statické části je podrobný návrh a komplexní posouzení rámové konstrukce v 1.PP a návrh hlavního schodiště objektu v typickém podlaží. Stavební část je převážně zaměřena na návrh vnějších charakteristických obalových konstrukcí objektu a jejich tepelně-technické akustické posouzení.

ABSTRACT:

The master thesis is composed of two major parts. Primary part of the thesis is static design of chosen load-bearing elements of a reinforced concrete structure and secondary part is a construction proposal. As basic materials were used in the thesis architecture-construction drawings of a polyfunctional object with 6 overground floors and one underground floor with a garages, a fotodocumentation of the object and geotechnical materials provided by the Czech geologic service.

The main objective of the static design part is devoted to detailed proposal and complex assessment of the frame reinforced concrete structure in the basement and design of a main staircase of a typical floor in the object. The construction part is mainly focused on a proposal of characteristic outer packaging structures of the object and its thermo-technical and acoustic assessment.



PODĚKOVÁNÍ:

Především bych rád poděkoval vedoucí mé diplomové práce paní Ing. Haně Hanzlové, CSc. za její vstřícný a laskavý přístup, cenné, profesionální a užitečné rady při konzultacích, poskytnutý software, a že mi věnovala čas i ve svém časově náročném programu.

Současně bych chtěl také poděkovat i paní Ing. Lence Hanzalové, PhD., která mně pomáhala při konzultacích stavební části diplomové práce.

Zvláštní poděkování patří také panu prof. Ing. Jiřímu Mácovi, CSc. za jeho chápavé rozhodnutí.

A závěrem mé poděkování patří všem, kteří mně morálně podporovali po dobu studia a při vypracování této diplomové práce, především mým rodičům a mé rodině.



OBSAH

Obsah.....	- 1 -
1 ÚVOD.....	- 5 -
1.1 IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE.....	- 5 -
1.2 UMÍSTĚNÍ OBJEKTU, POZEMEK.....	- 5 -
1.3 FUNKČNÍ A ARCHITEKTONICKÉ ŘEŠENÍ.....	- 6 -
1.3.1 ARCHITEKTONICKO-STAVEBNÍ ŘEŠENÍ.....	- 6 -
1.3.2 DISPOZIČNÍ ŘEŠENÍ OBJEKTU.....	- 7 -
1.4 PODKLADOVÁ DOKUMENTACE.....	- 8 -
1.5 FOTODOKUMENTACE.....	- 11 -
2 VOLBA KONSTRUKČNÍHO SYSTÉMU OBJEKTU.....	- 13 -
2.1 KONCEPCE NÁVRHU NOSNÉ KONSTRUKCE.....	- 13 -
2.2 VOLBA SVISLÝCH NOSNÝCH KONSTRUKCÍ PRO JEDNOTLIVÁ PODLAŽÍ.....	- 13 -
2.3 KONSTRUKČNÍ SCHÉMA PRO JEDNOTLIVÁ PODLAŽÍ.....	- 16 -
2.4 DOPLŇKOVÉ INFORMACE O NOSNÉ KONSTRUKCI OBJEKTU.....	- 24 -
3 ZATÍŽENÍ.....	- 25 -
3.1 STÁLÉ A UŽITNÉ ZATÍŽENÍ.....	- 25 -
3.1.1 SKLADBY PODLAHOVÝCH KONSTRUKCÍ.....	- 27 -
3.1.2 ROVNOMĚRNÉ ZATÍŽENÍ PŘÍČKAMI.....	- 33 -
3.1.3 ZATĚŽOVACÍ SCHÉMA – UŽITNÉ ZATÍŽENÍ.....	- 38 -
3.1.4 ZATÍŽENÍ ZEMNÍM TLAKEM – SUTERÉNNÍ STĚNA.....	- 41 -
3.1.5 ZATÍŽENÍ PŘEMÍSTITELNÝMI PŘÍČKAMI.....	- 43 -
3.1.6 STÁLÉ ZATÍŽENÍ TECHNOLOGIE VZT.....	- 43 -
3.1.7 REDUKČNÍ SOUČINITEL UŽITNÉHO ZATÍŽENÍ.....	- 44 -
3.2 KLIMATICKÁ ZATÍŽENÍ.....	- 44 -
3.2.1 ZATÍŽENÍ SNĚHEM.....	- 44 -
3.2.2 ZATÍŽENÍ VĚTREM.....	- 46 -
4 PŘEDBEŽNÝ NÁVRH NOSNÝCH PRVKŮ.....	- 59 -
4.1 MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY.....	- 59 -
4.2 VSTUPNÍ PARAMETRY NÁVRHU.....	- 59 -
4.3 STANOVENÍ BETONOVÉ KRYCÍ VRSTVY BETONÁŘSKÉ VÝZTUŽE.....	- 60 -
4.4 NÁVRH STROPNÍCH NOSNÍKOVÝCH KONSTRUKCÍ.....	- 62 -
4.4.1 NÁVRH STROPNÍ RÁMOVÉ PŘÍČLE 1.PP.....	- 62 -
4.4.2 NÁVRH STROPNÍ NOSNÍK 1.NP – OSA D,F.....	- 63 -
4.4.3 NÁVRH STROPNÍ TRÁM 1.NP – PRŮCHOD.....	- 68 -
4.4.4 NÁVRH STROPNÍ TRÁM 3.-6.NP – OSA 2 (A-B).....	- 68 -
4.5 NÁVRH STROPNÍ VODOROVNÉ KCE. 3. - 6.NP TYPICKÉ PODLAŽÍ.....	- 72 -
4.5.1 EMPIRICKÝ NÁVRH.....	- 72 -



4.5.2	NÁVRH DLE OHYBOVÉ ŠTÍHLosti.....	- 72 -
4.5.3	NÁVRH DESKY STANOVENÍM PŘIBLIŽNÉHO PRŮHYBU.....	- 73 -
4.6	NÁVRH STROPNÍ VODOROVNÉ KCE. 2.NP.....	- 78 -
4.7	NÁVRH STROPNÍ VODOROVNÉ KCE. 1.NP.....	- 79 -
4.8	NÁVRH STROPNÍ VODOROVNÉ KCE. 1.PP.....	- 81 -
4.8.1	EMPIRICKÝ NÁVRH.....	- 81 -
4.9	NÁVRH STŘEŠNÍ VODOROVNÉ KONSTRUKCE.....	- 85 -
4.10	OMEZENÍ ŠÍŘKY TRHLIN PRO VODOROVNÉ KONSTRUKCE STROPNÍ DESKY.....	- 86 -
4.11	NÁVRH SLOUP 1.PP - (SLOUP D2).....	- 92 -
4.12	NÁVRH SLOUPU 1. a 2.NP – KAVÁRNA (SLOUP B2).....	- 95 -
4.13	NÁVRH SUTERÉNNÍ ŽB STĚNY 1.PP.....	- 103 -
4.14	NÁVRH VNITŘNÍ ŽB STĚNY.....	- 107 -
4.15	NÁVRH ZESÍLENÍ ZÁKLADOVÉ DESKY 1.PP.....	- 109 -
5	KOMPLEXNÍ 3D MODEL.....	- 117 -
5.1	PARAMETRY VÝPOČTU.....	- 118 -
5.2	KONTROLA KOMPLEXNÍHO 3D MODELU.....	- 119 -
5.3	ZATÍŽENÍ NA 3D MODELU.....	- 119 -
5.4	OVĚŘENÍ MODELU.....	- 121 -
5.4.1	OVĚŘENÍ NORMÁLOVÝCH SIL VE SLOUPECH.....	- 121 -
5.4.2	OVĚŘENÍ ZATÍŽENÍ V PATĚ SVISLÝCH KCÍ. NEJNIŽŠÍHO PODLAŽÍ.....	- 123 -
5.4.3	OVĚŘENÍ OHYBOVÝCH MOMENTŮ.....	- 127 -
5.5	VYHODNOCENÍ PRŮHYHU VYKONZOLOVANÉ ČÁSTI NOSNÉ KONSTRUKCE.....	- 133 -
6	OVĚŘENÍ NAPĚTÍ V PATĚ STĚN 1.PP.....	- 137 -
6.1	ZATĚŽOVACÍ SCHÉMA VÍTR.....	- 139 -
6.2	VÝSLEDNÁ NAPĚTÍ V PATĚ STĚN 1.PP.....	- 144 -
6.3	POSOUZENÍ HORIZONTÁLNÍ DEFORMACE – STŘEŠNÍ VODOROVNÁ KONSTRUKCE.....	- 146 -
7	ANALÝZA RÁMOVÉ KONSTRUKCE 1.PP.....	- 148 -
7.1	VARIANTNÍ MODEL RÁMOVÉ KONSTRUKCE 1.PP.....	- 148 -
7.1.1	3D PRUŽNÝ MODEL (MODEL Č.1).....	- 148 -
7.1.2	ZMĚKČENÝ 3D PRUŽNÝ MODEL (MODEL Č.2).....	- 150 -
7.1.3	ZJEDNODUŠENÝ 2D MODEL RÁMOVÉ KONSTRUKCE (MODEL č.3).....	- 154 -
7.1.4	ZJEDNODUŠENÝ 2D MODEL RÁMOVÉ KONSTRUKCE PŘES 2 PODLAŽÍ (MODEL č.4).....	- 159 -
7.1.5	UPRAVENÝ 3D PRUŽNÝ MODEL RÁMOVÉ KONSTRUKCE (MODEL č.5).....	- 165 -
7.1.6	ZJEDNODUŠENÝ 2D MODEL RÁMOVÉ KONSTRUKCE (MODEL Č.6).....	- 167 -
7.1.7	ZJEDNODUŠENÝ 2D MODEL RÁMOVÉ KONSTRUKCE (MODEL Č.7).....	- 170 -
7.1.8	VYHODNOCENÍ VARIANTNÍCH MODELŮ RÁMOVÉ KONSTRUKCE 1.PP.....	- 171 -
7.2	ANALÝZA RÁMOVÉ KONSTRUKCE 1.PP – MODEL Č.6.....	- 174 -
7.2.1	VARIANTNÍ ÚVAHA PODPOR MODELU Č.6.....	- 174 -
7.2.2	STANOVENÍ ORIENTAČNÍCH TUHOSTÍ ULOŽENÍ V KRAJNÍCH PODPORÁCH.....	- 175 -
7.2.3	VÝSLEDNÉ VNITŘNÍ SÍLY NA VARIANTNÍCH MODELECH.....	- 178 -



7.2.4	ÚPRAVA DIMENZE PRVKŮ RÁMOVÉ KONSTRUKCE 1.PP.....	- 180 -
7.3	NOVÝ NÁVRH ROZMĚRŮ PŘÍČLE A SLOUPU RÁMOVÉ KONSTRUKCE 1.PP.....	- 182 -
8	MSÚ - NÁVRH RÁMOVÉ KONSTRUKCE.....	- 185 -
8.1	VÝSLEDNÉ VNITŘNÍ NÁVRHOVÉ SÍLY RÁMOVÁ KCE.....	- 185 -
8.2	NÁVRH RÁMOVÉ PŘÍČLE 1.PP - MSÚ OHYB JEDNOSTRANNĚ VYZTUŽENÝ PRŮŘEZ.....	- 187 -
8.2.1	VÝPOČET V PRŮŘEZU E (VNITŘNÍ POLE).....	- 187 -
8.2.2	VÝPOČET V PRŮŘEZU C a D – (SLOUP D3).....	- 191 -
8.2.3	VÝPOČET V PRŮŘEZU F a G – (SLOUP D2).....	- 194 -
8.2.4	VÝPOČET V PRŮŘEZU A a I – OSA D1,D4 (KRAJNÍ PODPORA).....	- 197 -
8.2.5	VÝPOČET V PRŮŘEZU B a H – (VNĚJŠÍ POLE).....	- 199 -
8.3	VÝPOČET KOTEVNÍCH A PŘESAHOVÝCH DÉLEK.....	- 201 -
8.3.1	VÝPOČET NÁVRHOVÝCH KOTEVNÍCH DÉLEK.....	- 202 -
8.4	NÁVRH A POSOUZENÍ SMYKOVÉ VÝZTUŽE – MSÚ RÁMOVÁ PŘÍČLE 1.PP.....	- 208 -
8.5	NÁVRH A POSOUZENÍ KONSTRUKČNÍ SMYKOVÉ VÝZTUŽE RÁMOVÉ PŘÍČLE 1.PP.....	- 213 -
8.6	MSÚ - NÁVRH SLOUP D2 RÁMOVÉ KONSTRUKCE 1.PP.....	- 216 -
8.6.1	POSOUZENÍ SLOUPU D2 - INTERAKČNÍ DIAGRAM - SYMETRICKY VYZTUŽENÝ PRŮŘEZ.....	- 222 -
8.7	MSÚ - NÁVRH SLOUP D3 RÁMOVÉ KONSTRUKCE 1.PP.....	- 232 -
8.7.1	POSOUZENÍ SLOUPU D2 - INTERAKČNÍ DIAGRAM - SYMETRICKY VYZTUŽENÝ PRŮŘEZ.....	- 236 -
8.7.2	POSOUZENÍ SLOUP D3 – INTERAKČNÍ DIAGRAM – SYMETRICÁ VÝZTUŽ.....	- 238 -
9	MSP - RÁMOVÁ PŘÍČLE 1.PP.....	- 243 -
9.1	STANOVENÍ PRŮŘEZOVÝCH CHARAKTERISTIK RÁMOVÉ PŘÍČLE.....	- 243 -
9.1.1	PRŮŘEZ PŘED VZNIKEM TRHLIN (IDEÁLNÍ PRŮŘEZ).....	- 246 -
9.1.2	PRŮŘEZ PO VZNIKU TRHLIN.....	- 247 -
9.1.3	SHRnutí CHARAKTERISTIK PRŮŘEZU.....	- 248 -
9.2	MEZNÍ STAV OMEZENÍ NAPĚTÍ.....	- 249 -
9.2.1	OMEZENÍ TLAKOVÝCH NAPĚTÍ V BETONU.....	- 249 -
9.2.2	OMEZENÍ TAHOVÝCH NAPĚTÍ VE VÝZTUŽI.....	- 249 -
9.3	MEZNÍ STAV OMEZENÍ ŠÍŘKY TRHLIN.....	- 250 -
9.3.1	TEORIE VÝPOČTU.....	- 250 -
9.3.2	POSOUZENÍ PRŮŘEZU E.....	- 251 -
9.4	MEZNÍ STAV PŘETVOŘENÍ.....	- 252 -
9.4.1	VÝPOČET PRŮHYBU.....	- 252 -
10	NÁVRH HLAVNÍ SCHODIŠTĚ - TYPICKÉ PODLAŽÍ (3.-6.NP).....	- 254 -
10.1	KONCEPCE NÁVRHU HLAVNÍHO SCHODIŠTĚ TYPICKÉ PODLAŽÍ (3.-6.NP).....	- 254 -
10.2	GEOMETRIE SCHODIŠŤOVÉ DESKY.....	- 257 -
10.3	2D MODEL SCHODIŠTĚ.....	- 258 -
10.4	UVAŽOVANÉ ZATÍŽENÍ.....	- 259 -
10.5	NÁVRH TLOUŠŤKY SCHODIŠŤOVÉ DESKY.....	- 264 -
11	NÁVRH SCHODIŠŤOVÉ DESKY - MSÚ.....	- 268 -
11.1	NÁVRHOVÉ VNITŘNÍ SÍLY.....	- 268 -



11.2	MSÚ - NÁVRH SCHODIŠŤOVÉ RAMENO 1.....	- 269 -
11.3	MSÚ - NÁVRH SCHODIŠŤOVÉ RAMENO 2.....	- 274 -
11.4	NÁVRH KONZOLA – SCHODIŠŤOVÁ PODESTA.....	- 276 -
12	NÁVRH SCHODIŠŤOVÉ DESKY - MSP.....	- 280 -
12.1	STANOVENÍ PRŮŘEZOVÝCH CHARAKTERISTIK SCHODIŠŤOVÉ DESKY.....	- 280 -
12.2	MEZNÍ STAV OMEZENÍ NAPĚTÍ.....	- 284 -
12.3	MEZNÍ STAV OMEZENÍ ŠÍŘKY TRHLIN.....	- 285 -
12.4	MEZNÍ STAV PŘETVOŘENÍ.....	- 287 -
12.5	NOVÝ NÁVRH A POSOUZENÍ VYZTUŽE - MSÚ SCHODIŠŤOVÉHO RAMENO 2.....	- 288 -
12.6	POSOUZENÍ MSP NOVÝ NÁVRH VÝZTUŽE SCHODIŠŤOVÉ RAMENO 2.....	- 290 -
12.6.1	MEZNÍ STAV OMEZENÍ NAPĚTÍ.....	- 290 -
12.6.2	MEZNÍ STAV OMEZENÍ ŠÍŘKY TRHLIN.....	- 291 -
12.6.3	MEZNÍ STAV PŘETVOŘENÍ.....	- 292 -
13	ZÁVĚR.....	- 295 -
14	VÝPIS POUŽITÝCH NOREM ČSN.....	- 299 -
15	POUŽITÝ SOFTWARE.....	- 300 -
16	ZDROJE A PODKLADY.....	- 301 -



1 ÚVOD

Obsahem úvodní části je popis architektonicko-stavebního řešení bytového objektu.

1.1 IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE

Název stavby: Polyfunkční bytový objekt Ostravská brána, Ostrava

Počet podlaží: 6 nadzemních podlaží + suterén

Typ objektu: Polyfunkční bytový objekt

Účel objektu: Polyfunkční bytový dům + komerční provozy
(kavárna, obchody v 1.NP. a 2.NP, 1.PP podzemní garáže)

Místo stavby: Biskupská 3330/8 a 1, Ostrava - Moravská brána

1.2 UMÍSTĚNÍ OBJEKTU, POZEMEK

Jedná se o novostavbu polyfunkčního bytového objektu, jenž se nachází v hustě zastavěném historickém jádru města Ostravy. Konkrétně je objekt umístěn jako nárožní dům mezi ul. Biskupská, ul. Kostelní a ul. Kostelní náměstí v městské části Ostrava - Moravská brána. Směrem na východ se nachází nedaleko od objektu řeka Ostravice a současně je budova v přímém sousedství s historickou stavbou kostela Sv. Václava v ul. Kostelní náměstí. Polyfunkční bytový objekt plynule navazuje svou hmotovou strukturou v jižní části na fasády sousedního objektu bytového domu.



(Obr.1 - Umístění polyfunkčního domu^[1])



Sousední bytový dům má celkem 4 nadzemní podlaží a suterénní podlaží, polyfunkční bytový objekt převyšuje sousední objekt o 2 podlaží.

Charakter terénu pozemku, na kterém je objekt umístěn je převážně rovinný s mírným sklonem ve východním směru.

V přímém okolí objektu jsou navrženy převážně zpevněné plochy z betonové zámkové dlažby tl. 60mm v antracitové barvě. Zámková dlažba dále plynule navazuje na plochy asfaltových chodníků, či zámkové dlažby. V severozápadní části pozemku v ul. Biskupská se před objektem nachází železobetonová opěrná stěna, která vytváří dvoustupňovou výškovou úroveň v těchto místech za účelem vytvoření bezbariérového přístupu do objektu, konkrétně jde o chodník a zpevněné plochy navazující přímo na severovýchodní fasádu polyfunkčního bytového objektu.

1.3 FUNKČNÍ A ARCHITEKTONICKÉ ŘEŠENÍ

1.3.1 ARCHITEKTONICKO-STAVEBNÍ ŘEŠENÍ

Polyfunkční bytový objekt se sestává z 1 podzemního podlaží s pozemními garážemi a 6 nadzemních podlaží. Půdorys objektu vychází především z tvaru pozemku a je možné ho definovat jako dva navzájem pootočené obdélníky, které jsou propojeny pomocí plynulé oblé křivky ve tvaru čtvrtkruhu. Obdélníky jsou mezi sebou navzájem potočeny pod úhlem 43°. Celkové půdorysné rozměry hmoty objektu jsou přibližně o rozměrech 59,3 x 30,2 m a výšky 20,20 m, přičemž nadstřešní konstrukce (střešní světlíky) objektu dosahují výškové úrovně až 21,0 m nad úroveň upraveného terénu. Celková zastavěná plocha objektu je 11 142 m² a celkový obestavěný prostor je přibližně 22 700 m³. Konstrukce spodní stavby zasahují do hloubky 4,3 m pod úroveň terénu a zároveň částečně mimo půdorysný průmět nadzemních svislých konstrukcí 1.NP polyfunkčního objektu.

Přímý vjezd do podzemních garáží je situován ve východní části objektu z ul. Biskupská a je navržen jako obousměrná šikmá zakřivená rampa ve sklonu 10% s jedním jízdním pruhem min. šířky 2,75m. V podzemních garážích se nachází celkem 30 parkovacích stání, z toho jsou 2 vyhrazená parkovací stání pro osoby se sníženou schopností pohybu a orientace.

Orientace budovy na světové strany je převážně východ-západ, umožňuje dostatečné oslunění obytných a komerčních prostor objektu. V jižní části objektu se v



1.NP nachází průchod propojující ul. Biskupskou a ul. Kostelní náměstí. Na nárožní severozápadní fasádě polyfunkční budovy se nachází vykonzolovaná část objektu, která zasahuje celkem přes 4 obytná podlaží (3.-6.NP) a dosahuje v místě největšího přesahu konstrukce přibližně 8,0 m od svislé úrovně šikmé severozápadní fasády 1. a 2.NP. Výrazným architektonickým prvkem pod vykonzolovanou částí objektu je celoprosklená šikmá fasáda, jenž zasahuje přes 2 podlaží a je řešena sloupko-příčkovým systémem z lehkého obvodového pláště. Další šikmá fasáda se nachází v průchodu objektu v 1.NP, i zde je fasáda řešena rovněž jako celoprosklený lehký obvodový plášť. Dalším architektonickým znakem objektu jsou červené lodžie a jejich kaskádovitě nepravidelné uspořádání na západní fasádě objektu a kombinace nepravidelného rastrového uspořádání úzkých vysokých oken a obdélníkových oken se sníženým parapetem. Nepravidelný rastr uspořádání oken se opakuje vždy v každém druhém podlaží 2.-6.NP.

Střecha objektu je řešena jako plochá nepochůzná střecha s atikou a nadstřešními konstrukcemi v podobě dvou prosklených půlkruhových světlíků sestávajících se z modulového tepelně-izolanovaného systému. Na střešní konstrukci je umístěna technologie zařízení VZT. Atika střechy převyšuje skladbu horního líce skladby střešní konstrukce přibližně o 500 mm, tak aby atika při pohledu z exteriéru na polyfunkční bytový objekt, částečně zakrývala objekty, které zasahují nad její úroveň. Celkový barevný charakter a architektonické výrazové řešení je dále zdůrazněno fasádními vláknocementovými deskami Cembrit Cover tl.8mm v antracitové barvě. Fasádní desky budou zhotoveny přímo na zakázku od dodavatele.

1.3.2 DISPOZIČNÍ ŘEŠENÍ OBJEKTU

Do polyfunkčního bytového objektu je umožněn bezbariérový přístup v úrovni 1.NP několika vstupy do komerčních prostor z východní a západní části objektu a dvěma samostatnými hlavními vstupy do bytové sekce z východní strany. Dále se nachází v průchodu objektu jeden vedlejší vstup do prostor, kde je skladován domovní odpad. V objektu se celkem nachází dvě hlavní schodišťová jádra s výtahem, které zároveň plní ztužující funkci nosné konstrukce objektu. Hlavní schodiště objektu umožňuje přístup do všech podlaží. Přístup na střechu je umožněn přes střešní výlezy rozměrech 750x750mm pomocí žebříku ze společných prostor chodby 6.NP. Střešní výlez plní funkci servisního přístupu. Přístup do komerčních prostor obchodů a kaváren ve 2.NP je



řešen přes samostatná schodiště, která jsou navržena v rámci dispozice daného komerčního prostoru.

Jednotlivá podlaží mají následující funkční využití:

- 1.PP** - Podzemní halová garáž s parkovacím stáním pro 30 osobních automobilů
 - Technické zázemí technologie TZB (předávací stanice, kotelna atd.)
 - 1.NP** -Zázemí bytové části domu (společné prostory – kočárkárna, sklad domovního odpadu a úklidová místnost)
 - Komerční prostory – obchody a kavárna (provozovny, hygienické zázemí pro návštěvníky a zázemí pro zaměstnance)
 - 2.NP** -Bytová část domu (bytové jednotky a sklepní kóje bytového domu)
 - Komerční prostory – obchody a kavárna (provozovny, zázemí kavárny)
 - 3.- 6.NP** - Bytové jednotky 2+kk a 4+kk (celkem v objektu je 36 bytových jednotek)
- Střecha** - Technologie VZT

1.4 PODKLADOVÁ DOKUMENTACE

Jako podkladová dokumentace byla použita architektonicko-stavební studie polyfunkčního bytového objektu od architektonické kanceláře Pilař & Kuba architekti s.r.o. nacházející se v digitální podobě na webových stránkách <http://www.stavbaroku.cz>^[2] a fotodokumentace objektu. Dále jako podkladový materiál byly použity digitální data poskytnutá Českou geologickou službou, konkrétně inženýrsko-geologický průzkum základového podloží objektu provedený firmou K-GEO s.r.o., část technické zprávy se specifikací parametrů jednotlivých vrstev podloží a geologická data ze dvou provedených geologických vrtů. Jednotlivé výkresy architektonicko-stavební studie a geotechnické podklady jsou součástí přílohy ke statické části.



SITUACE:

OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MANSORY STRUCTURES

(Obr.2 - Situace bytový dům Ostravská brána^[2])

PŮDORYS 1.PP:

OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MANSORY STRUCTURES

(Obr.3 - Půdorys 1.PP bytový dům Ostravská brána^[2])

PŮDORYS 1.NP:

OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MANSORY STRUCTURES

(Obr.4 - Půdorys 1.NP bytový dům Ostravská brána^[2])

PŮDORYS 2.NP:

OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MANSORY STRUCTURES



(Obr.5 - Půdorys 2.NP bytový dům Ostravská brána^[2])

PŮDORYS 3. a 5.NP:

OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MANSORY STRUCTURES

(Obr.6 - Půdorys 3. a 5.NP bytový dům Ostravská brána^[2])

PŮDORYS 4. a 6.NP:

OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MANSORY STRUCTURES

(Obr.7 - Půdorys 4. a 6.NP bytový dům Ostravská brána^[2])

ŘEZ PŘÍČNÝ:

OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MANSORY STRUCTURES

(Obr.8 - Příčný řez bytový dům Ostravská brána^[2])



OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MANSORY STRUCTURES

ŘEZ PODÉLNÝ:

(Obr.9 - Podélný řez bytový dům Ostravská brána^[2])

POHLED JZ A SZ:

OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MANSORY STRUCTURES

(Obr.10 - Pohled SZ a JZ bytový dům Ostravská brána^[2])

POHLED SV:

OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MANSORY STRUCTURES

(Obr.11 - Pohled SV bytový dům Ostravská brána^[2])

1.5 FOTODOKUMENTACE

OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MANSORY STRUCTURES

(Obr.12,13 - Pohled ul. Kostelní - bytový dům Ostravská brána^[3])



OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MANSORY STRUCTURES

(Obr.14,15 - Pohled ul. Biskupská- bytový dům Ostravská brána^[3])

OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MANSORY STRUCTURES

(Obr.16,17 - Detail průchod, Pohled ul. Kostelní náměstí- bytový dům Ostravská brána^[3])



2 VOLBA KONSTRUKČNÍHO SYSTÉMU OBJEKTU

2.1 KONCEPCE NÁVRHU NOSNÉ KONSTRUKCE

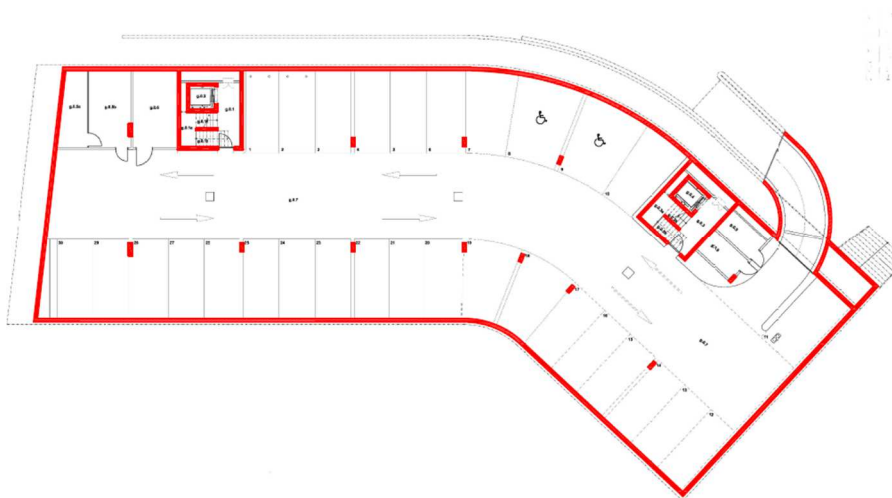
Základní úvahou návrhu nosné ŽB konstrukce polyfunkčního objektu je volba kombinace stěnového a skeletového konstrukčního systému vycházející z požadavků dispozice pro jednotlivá podlaží. V severozápadní části objektu se nachází vykonzolovaná vodorovná konstrukce, která zasahuje přes čtyři obytná podlaží, s maximálním přesahem až 7,3 m od vnějšího líce v patě šikmé prosklené fasády. Jelikož se jedná o polyfunkční objekt, kde v 1.PP jsou umístěny podzemní garáže a v 1. a 2.NP se nachází prostory určené pro komerční provoz (obchody a kavárna), tak je z důvodu umožnění volné sestavy dispozice v 1.NP a umístění podzemních garáží v 1.PP zvolena kombinace konstrukčního skeletového a stěnového konstrukčního systému. Pro obytná podlaží je zvolen stěnový konstrukční systém. Celková konstrukce objektu bude ztužena pomocí dvou tuhých schodišťových jader, která zajišťují prostorovou tuhost objektu a zároveň přenáší vodorovné účinky zatížení větrem na fasády objektu do základové konstrukce. Dále lze celkovou koncepci návrhu nosné konstrukce rozdělit, tak že obytná podlaží se stěnovým konstrukčním systémem polyfunkčního objektu tvoří tuhou část železobetonové konstrukce, která je navržena rovněž za účelem zachycení vodorovných účinků zatížení od vykonzolované části objektu. Kombinaci skeletového systému a nosných obvodových stěn 1.PP a 1.NP můžeme označit za měkkou část nosné konstrukce. Toto rozdělení na měkkou a tuhou část konstrukce bude v další fázi v návrhu nosné konstrukce ovlivňovat velikost vnitřních sil a reakcí působících na jednotlivé prvky nosné konstrukce.

2.2 VOLBA SVISLÝCH NOSNÝCH KONSTRUKCÍ PRO JEDNOTLIVÁ PODLAŽÍ

Z půdorysů studie jsou již na první pohled vidět hlavní svislé nosné prvky a je zřejmé, že polyfunkční bytový objekt má nosnou konstrukci 1.PP a 1.NP řešenou jako kombinaci nosného skeletového a stěnového systému se dvěma ztužujícími jádry a středovou nosnou (ztužující) stěnou. Dále se v 2.NP a typických podlažích (3.-6.NP) nachází příčný stěnový konstrukční systém se středovou nosnou (ztužující) stěnou. Zvolené svislé nosné konstrukční prvky objektu jsou vyznačeny červeně přímo do půdorysů jednotlivých podlaží výchozí architektonicko-stavební studie.

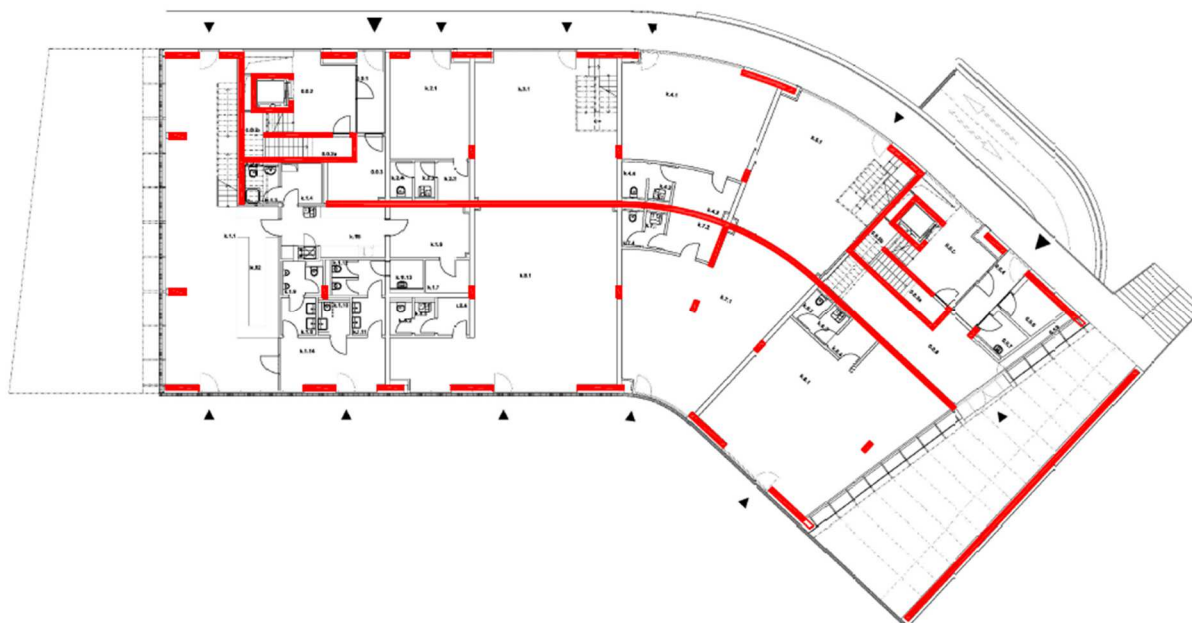


1.PP:



(Obr.18- Volba svislých nosných prvků konstrukce 1.PP)

1.NP:



(Obr.19 – Volba svislých nosných prvků konstrukce 1.NP)



2.NP:



(Obr.20 – Volba svislých nosných prvků konstrukce 2.NP)

3. a 5.NP:



(Obr.21 – Volba svislých nosných prvků konstrukce typické podlaží - 3.NP-5.NP)



4. a 6.NP:



(Obr.22 – Volba svislých nosných prvků konstrukce typické podlaží – 4.NP a 6.NP)

Pro lepší názornost jsou v následujícím obrázku barevně označeny jednotlivé stropní konstrukce polyfunkčního objektu.



(Obr.23 – Schéma označení stropních konstrukcí polyfunkčního objektu)

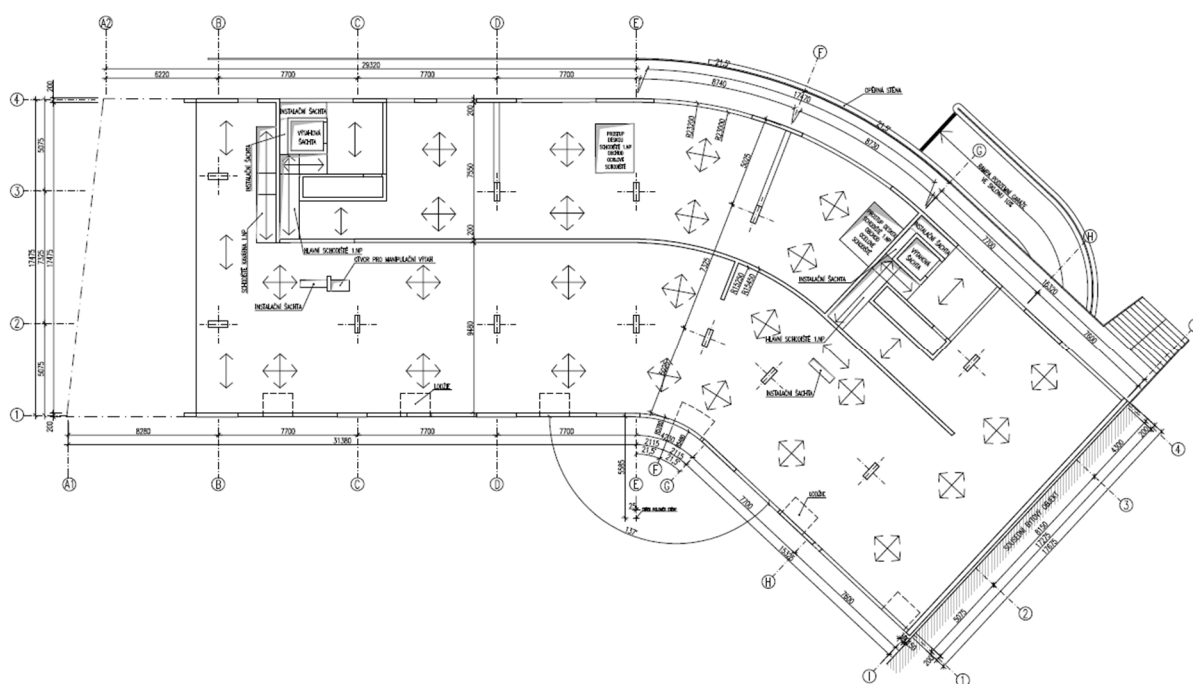
2.3 KONSTRUKČNÍ SCHÉMA PRO JEDNOTLIVÁ PODLAŽÍ

V následující kapitole jsou uvedena jednotlivá konstrukční schémata se zakreslenými hlavními nosnými svislými a předpokládanými vodorovnými prvky. Na základě těchto konstrukčních schémat budou následně navrženy v předběžném návrhu hlavní nosné prvky železobetonové konstrukce. Ve schématech je dále zakresleno: šikmá



rampa, výtahové šachty, železobetonová jádra, schodišťová ramena, hlavní prostupy instalačních šachet v železobetonovém jádru, světlík a otvor pro manipulační výtah v 1.NP. Zobrazované šipky charakterizují předpokládané hlavní směry pnutí stropní konstrukce nebo schodišťových ramen. Lodžie zakreslené čerchovanou čarou jsou zakreslené schematicky jako lodžie v dispozici zobrazovaného podlaží. Zakreslené rozměry prvků jsou pouze orientační. Jednotlivá konstrukční schémata jsou součástí výkresové přílohy statické části.

KONSTRUKČNÍ SCHÉMA 1.PP:



(Obr.24 – Konstrukční schéma 1.PP)

V 1.PP se po obvodě stropní konstrukce spodní stavby nachází železobetonové masivní stěny, které budou řešeny jako tzv. „bílá vana“. Konstrukce je dále příčně ztužena rámovou konstrukcí 1.PP, které se sestává vždy ze sloupů a rámové příčle (stropní průvlak 1.PP). Rámová konstrukce zároveň slouží jako hlavní konstrukční prvek, který přenáší svislé účinky zatížení od středové podélné železobetonové nosné a ztužující stěny, která zasahuje přes všechna nadzemnípodlaží objektu.

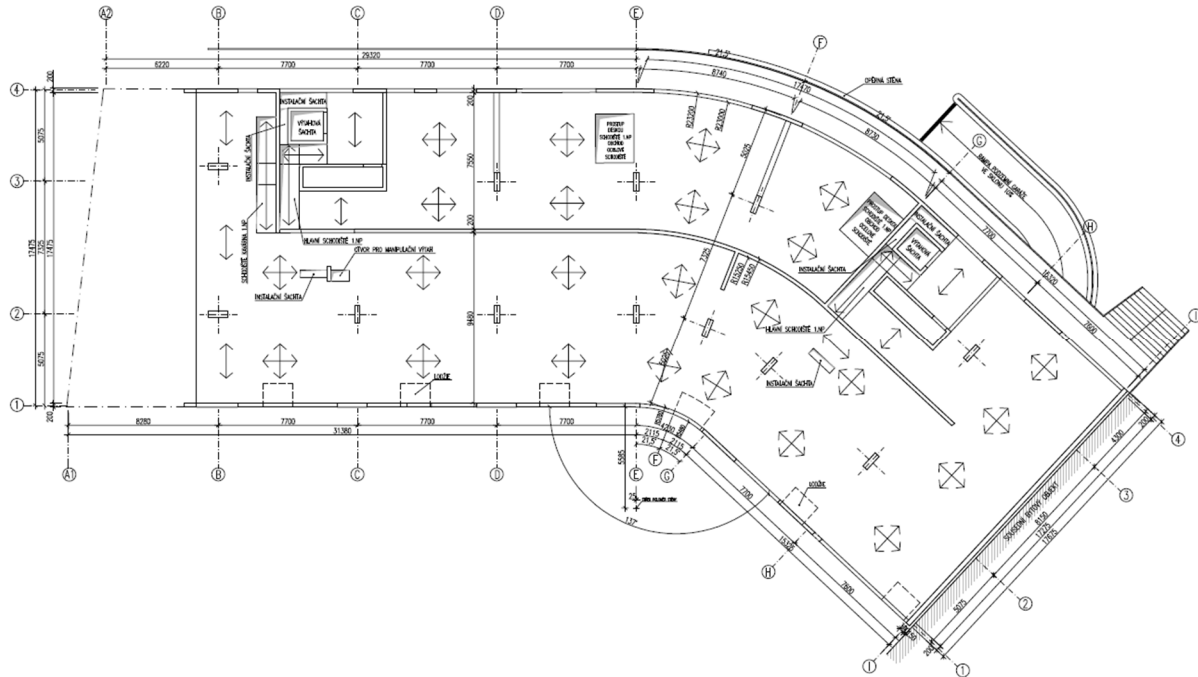
Skeletový systém v 1.PP je navržen z dispozičních důvodů parkovacích míst pro vozidla rezidentů objektu. Dále se v 1.PP na ose B nachází sloupy s rozšiřujícími hlavicemi, které slouží pro efektivní přenos účinků zatížení od sloupů v 1.NP, neboť sloupy na ose B v 1.NP a 2.NP jsou z konstrukčních důvodů pootečeny o 90° oproti



sloupům v 1.PP, kde orientace sloupů respektuje požadavky dispozice podzemních garáží.

Hlavní schodiště v železobetonovém jádru v 1.PP je dvouramenné schodiště ve tvaru „U“.

KONSTRUKČNÍ SCHÉMA 1.NP:



(Obr.25 – Konstrukční schéma 1.NP)

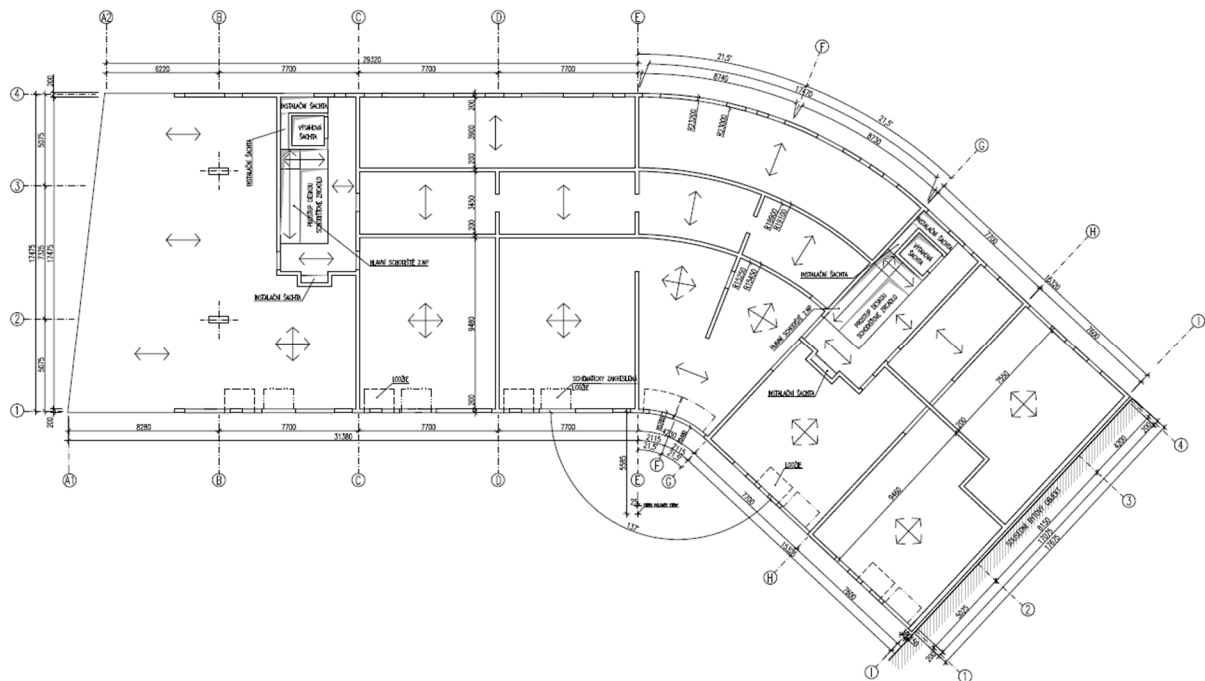
V 1.NP je konstrukce objektu navržena rovněž jako kombinace stěnového a skeletového systému. Skeletový systém v 1.NP je navržen z důvodu možného uspořádání volné dispozice v komerčních provozech. Skeletový systém je zde řešen jako lokálně podepřená deska bez stropních trámů, které jsou eliminovány, neboť v 2.NP se v příčné ose objektu nachází nad sloupy 1.NP nosné železobetonové stěny, které mají zároveň funkci stěnových nosníků. Systém lokálně podepřených desek je současně navržen z důvodu zachování co nejvyšší světlé výšky v komerčních provozech, kde se bude nacházet zavěšená podhledová konstrukce, kde budou umístěny rozvody technologie VZT a TZB. Pouze na ose D3-D4 a F3-F4 se nacházejí stropní nosníky, které jsou zde navrženy, neboť v těchto místech se v dispozici 2.NP nenachází železobetonové příčné stěny, a jsou zde obchodní prostory s vyšší hodnotou užitého zatížení.



Středová podélná nosná stěna objektu je navržena za účelem zvýšení horizontální prostorové tuhosti nosné konstrukce a plynulého propojení nosné konstrukce v zaoblené části půdorysu objektu. Dále středová podélná stěna pomáhá lépe prostorově roznášet účinky zatížení ve vyšších podlažích s bytovými jednotkami, a tak zmenšit průhyb vodorovné stropní konstrukce.

Schodiště v kavárně je řešeno jako dvouramenné přímé schodiště s mezipodestou. Hlavní schodiště je rohové dvouramenné schodiště ve tvaru „L“. Schodiště v 1.NP v obchodech bude ocelové interiérové schodiště s designovými prvky, které bude zhotoveno dodavatelem přímo na zakázku.

KONSTRUKČNÍ SCHÉMA 2.NP:



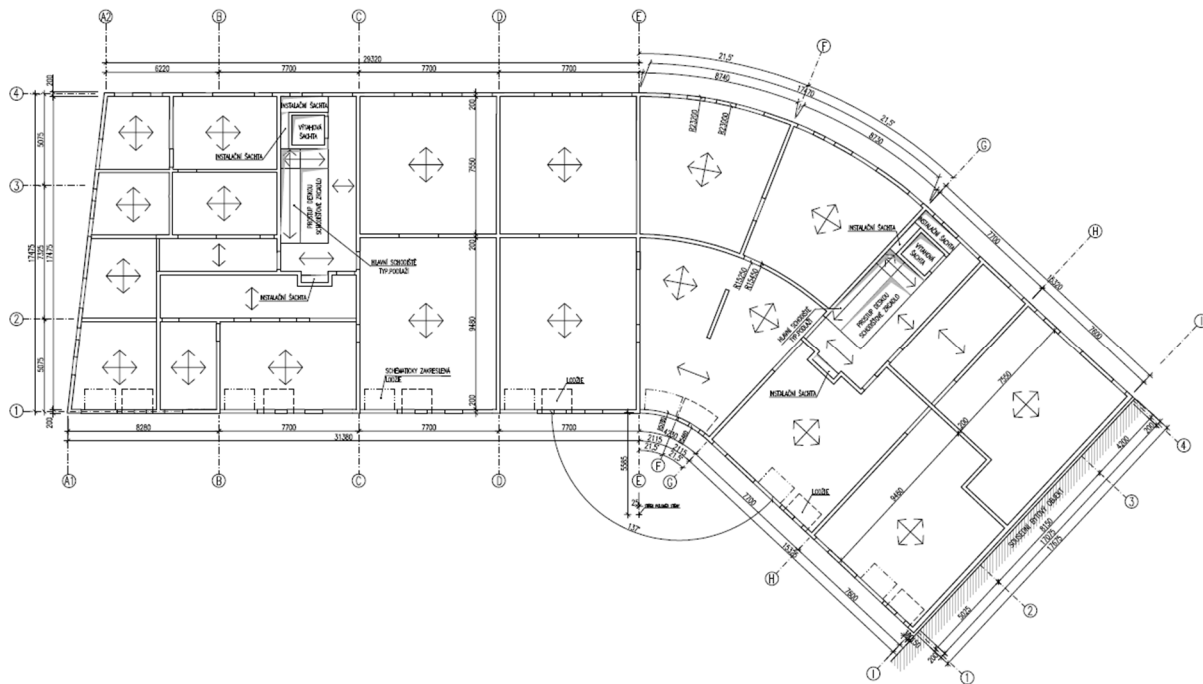
(Obr. 26 – Konstruktivní schéma 2.NP)

Ve 2.NP je železobetonová konstrukce navržena jako stěnový systém. Železobetonové stěny mají u některých bytových jednotek zároveň funkci dělicí mezibytové stěny, která je příznivá z akustického hlediska pro vzduchovou a kročejovou neprůzvučnost. Ve středové části dispozice půdorysu 2.NP se nacházejí společné prostory bytové části objektu se sklepními kójiemi. Jelikož je možné předpokládat, že v tomto místě se bude vyskytovat vyšší zatížení, tak je do dispozice nosné konstrukce přidána další nosná železobetonová podélná stěna, která částečně plní funkci stěnového nosníku a pomáhá přenést vyšší zatížení v obchodních prostorech 2.NP.



Dispozice železobetonového jádra je odlišná oproti jeho dispozici v 1.NP a 1.NP. Podélný obdélníkový charakter železobetonového jádra dále zasahuje přes všechna vyšší typická podlaží s obytnou funkcí. Hlavní schodiště je rovněž rohové dvouramenné schodiště ve tvaru „L“ a v tomto tvaru pokračuje přes všechna typická podlaží až do 6.NP.

KONSTRUKČNÍ SCHÉMA 3. a 5.NP:



(Obr.27 – Konstruktivní schéma 3. a 5.NP – Typické podlaží)

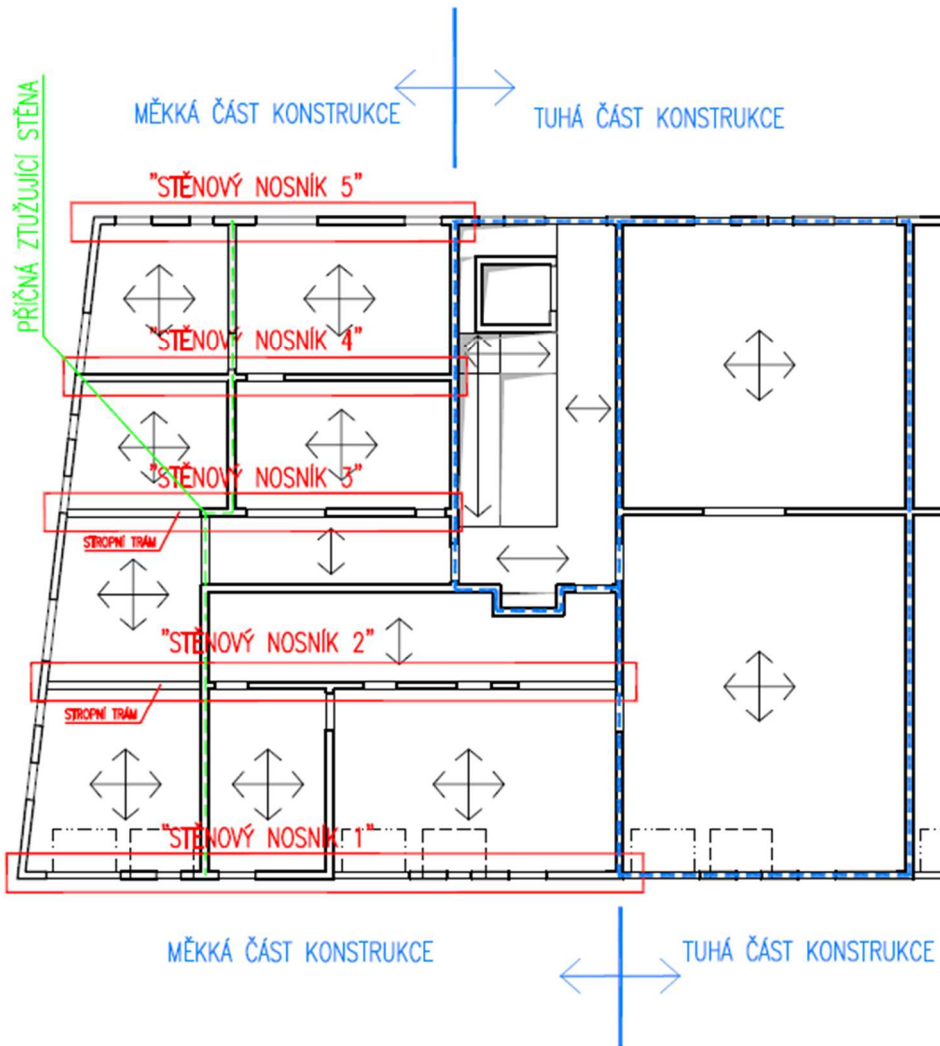
Konstruktivní systém v typickém podlaží je navržen jako stěnový nosný systém s podélnou středovou nosnou stěnou. Vykonzolovaná část nosné konstrukce, která se nachází mezi osami A – B, je součástí stropní konstrukce 3.NP a zasahuje přes všechna typická podlaží objektu. Vykonzolovaná konstrukce je v 1.NP a 2.NP podepřena dvojicí masivních sloupů a obvodových šikmých stěn.

Koncepce návrhu vykonzolované konstrukce vychází z předpokladu, že vykonzolovaná část bude prostorově spolupůsobit jako jeden tuhý celek, který zasahuje přes všechna typická podlaží 3.-6.NP. Dále bude konstrukce vynášena celkovou prostorovou tuhostí uspořádání stěnového systému, stropních desek a stropních trámů. Měkká vykonzolovaná část konstrukce bude fixována k tuhé konstrukci železobetonového schodišťového jádra a navazujících stěn.



Stropní desky typických podlaží budou navrženy jako subtilní vodorovné konstrukce. Stěnový systém vykonzolované části se sestává z obvodových stěn a třech stěn v podélném směru mezi osami 2 a 3, kde dvě stěny se nacházejí přímo nad sloupy 2.NP. Dále je součástí stěnového systému mezi osami A a B příčná částečně přerušovaná stěna, která zajišťuje příčné ztužení vykonzolované konstrukce. Z dispozičních důvodů jsou vnitřní podélné stěny přerušeny, a tak jejich absence je nahrazena částečně prostřednictvím stropních trámů. Stěny v rovině vykonzolované části konstrukce budou částečně plnit funkci „stěnových nosníků“, které budou přenášet vodorovné účinky sil do tuhé části nosné konstrukce objektu.

V následujícím schématu je červeně znázorněn systém pěti podélných „stěnových nosníků“, které jsou zakotveny v modře značené tuhé části nosné konstrukce objektu. Zeleně je zakreslena příčná ztužující stěna, která je implementována do stěnového systému za účelem zvýšení horizontální tuhosti a zajištění optimálnějšího prostorového spolupůsobení konstrukce.

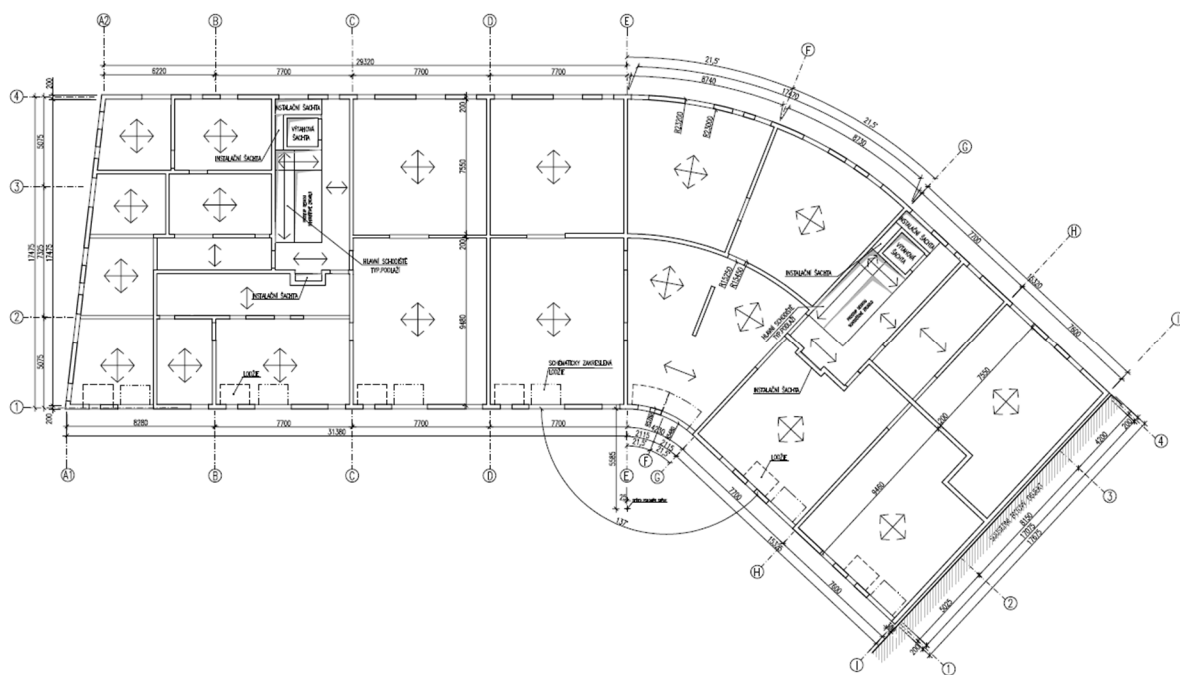


(Obr.28 – Koncepte návrhu vykonzolované části nosné konstrukce)

Naplnění předpokladu účinků působení prostorové tuhosti vykonzolované části bude dosaženo až po zmonolitnění všech podlaží nosné železobetonové konstrukce objektu. Vykonzolovaná část konstrukce zůstane podstojkována po celou dobu výstavby nosné konstrukce objektu.



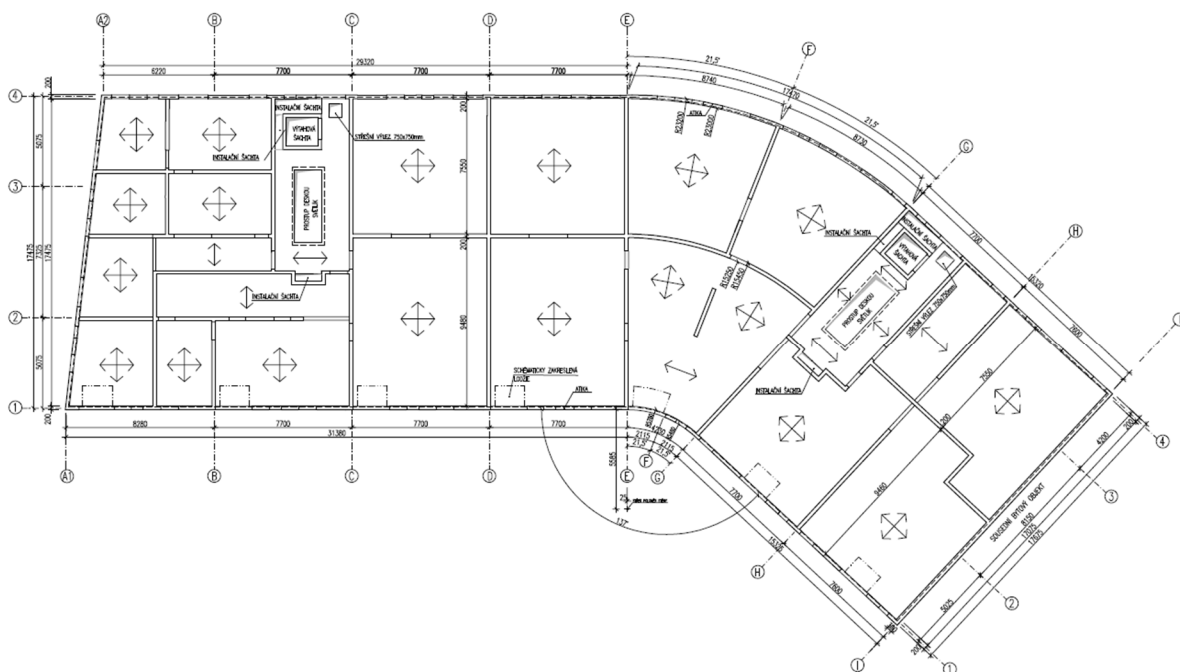
KONSTRUKČNÍ SCHÉMA 4.NP:



(Obr.29 – Konstrukční schéma 4.NP – Typické podlaží)

Nosná konstrukce 4.NP je stejná jako pro ostatní typická podlaží. V uspořádání nosné konstrukce je pouze rozdíl v kaskádovitém uspořádání lodžii.

KONSTRUKČNÍ SCHÉMA 6.NP-STŘECHA:



(Obr.30 – Konstrukční schéma 6.NP - Typické podlaží - Střecha)

Nosná konstrukce 6.NP je stejná jako pro ostatní typická podlaží. Po obvodě objektu v úrovni střešní konstrukce se nachází atika. V místě železobetonového jádra je



umístěn střešní světlík, který zajišťuje přirozené horní osvětlení pro schodiště a nalezneme zde i střešní výlez o rozměrech 750x750mm, přes který je umožněn po žebříku servisní přístup na nepochůznou plochou střechu.

2.4 DOPLŇKOVÉ INFORMACE O NOSNÉ KONSTRUKCI OBJEKTU

Konstrukční výška pro jednotlivá podlaží bude následující:

-1.PP: K.V. = 3,20 m

-1.NP : K.V.= 3,70 m

-2.NP – 6.NP: K.V. = 3,12 m

-Všechny prvky železobetonových stěn budou navrženy z betonu třídy C30/37 a betonářské výztuže B500B

-Všechny vodorovné stropní konstrukce budou navrženy z betonu třídy C 30/37 a betonářské výztuže B500B

-Všechny sloupy budou navrženy z betonu třídy C 35/45 a betonářské výztuže B500B



3 ZATÍŽENÍ

3.1 STÁLÉ A UŽITNÉ ZATÍŽENÍ

Zatížení na nosné konstrukci objektu:

Hodnoty nahodilých užitných zatížení v jednotlivých prostorech a místnostech jsou uvažovány dle normy ČSN EN 1991-1-1.

Pro obytné místnosti a zázemí pro zaměstnance v komerčních provozech je uvažována hodnota nahodilého užitného zatížení normovou hodnotou kategorie **A = 1,5 kN/m²**, pro společné chodby, schodiště, společné prostory obytné části a lodžie je vztažena hodnota kategorie **A = 3,0 kN/m²**. Pro obchodní prostory je uvažováno s hodnotou nahodilého užitného zatížení kategorie **D1 = 5,0 kN/m²** a venkovní veřejně přístupné prostory průchodu a pod vykonzolovanou částí objektu je uvažována hodnota kategorie **C = 5,0 kN/m²**. Pro prostory kavárny je uvažováno s hodnotou nahodilého užitného zatížení kategorie **C1 = 3,0 kN/m²** a současně ve skladu kavárny je uvažováno s hodnotou nahodilého užitného zatížení kategorie **E = 7,5 kN/m²**. V prostorech podzemních garáží je ve výpočtu uvažováno s hodnotou nahodilého zatížení pro dopravní a parkovací plochy pro lehká vozidla kategorie **F = 2,5 kN/m²**. Na střeše je uvažováno zatížení sněhem nebo hodnota **0,75 kN/m²**, která odpovídá nahodilému zatížení pro ploché nepochůzná střechy kategorie H a představuje zatížení při běžné údržbě. Podrobnější zatěžovací schémata jsou uvedeny v kapitole 3.3.

Objekt se nachází dle ČSN EN 1991-1-3 v II. sněhové oblasti, pro kterou platí charakteristická normová hodnota zatížení sněhem **s_k = 1,0 kN/m²**. Dle ČSN EN 1991-1-4 se objekt nachází rovněž v II. větrné oblasti s uvažovanou hodnotou rychlosti větru **v_{b,0} = 25,0 m/s**. Klimatická zatížení jsou vztažena k oblasti města Ostravy. Součinitel pro uvažovaná klimatická zatížení sněhem a větrem je $\gamma_Q = 1,5$.

V objektu není instalováno žádné nestandardní technologické zařízení, které by vyvozovalo dynamické účinky na nosnou konstrukci objektu.

Kombinace zatížení:

Kombinace jednotlivých zatěžovacích stavů jsou uvažovány dle ČSN EN 1990 následovně:

Kombinace pro MSÚ:



$$\sum_{j \geq j} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > i} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} - \text{(výraz 6.10)}$$

$$\sum_{j \geq j} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,i} Q_{k,1} + \sum_{i > i} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} - \text{(výraz 6.10a)}$$

$$\sum_{j \geq j} \xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > i} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} - \text{(výraz 6.10b)}$$

Σ kombinovaný účinek

ξ redukční součinitel pro nepříznivá stálá zatížení $\xi = 0,85$

P zatížení předpětím

$Q_{k,1}$ charakteristická hodnota hlavního proměnného zatížení, ostatní jsou vedlejší

$\gamma_{Q,1}$ dílčí součinitel pro hlavní nahodilé zatížení $\gamma_{G,j} = 1,35$

$\gamma_{Q,i}$ dílčí součinitel pro vedlejší nahodilé zatížení $\gamma_{G,j} = 1,50$

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

γ_P dílčí součinitel pro předpětí

Poznámka:

Pro podrobný návrh prvků v MSÚ bude použita méně příznivá kombinace zatížení 6.10a nebo 6.10b dle ČSN EN 1990.

Kombinace pro MSP:

Kombinace charakteristická - MSP:

$$\sum_{j \geq j} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > i} \psi_{0,i} Q_{k,i} - \text{(kombinace 6.14b)}$$

Kombinace častá - MSP:

$$\sum_{j \geq j} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > i} \psi_{2,i} Q_{k,i} - \text{(kombinace 6.15b)}$$

Kombinace kvazistálá - MSP:

$$\sum_{j \geq j} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > i} \psi_{2,i} Q_{k,i} - \text{(kombinace 6.16b)}$$

Doporučené hodnoty součinitele ψ pro kombinace zatížení pro pozemní stavby jsou uvažovány dle normy ČSN EN 1991-1-1 příloha A1:



OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MANSORY STRUCTURES

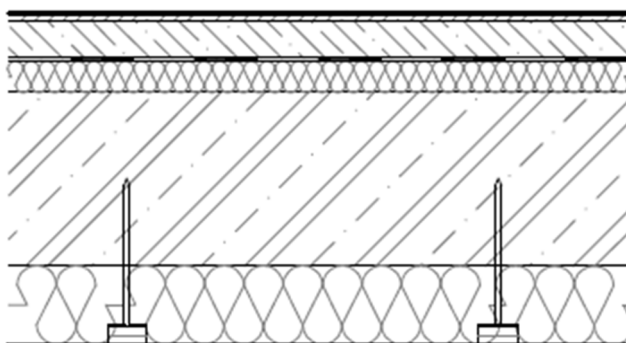
(Obr.31 – Tabulka doporučených hodnot součinitele ψ pro pozemní stavby^[15])

3.1.1 SKLADBY PODLAHOVÝCH KONSTRUKCÍ

Ve výpočtu skladeb není uvažována vlastní tíha nosných vodorovných stropních konstrukcí. Dimenze nosných prvků budou stanoveny dále na základě předběžného návrhu nosných prvků objektu.

SKLADBA PODLAHA 1.NP:

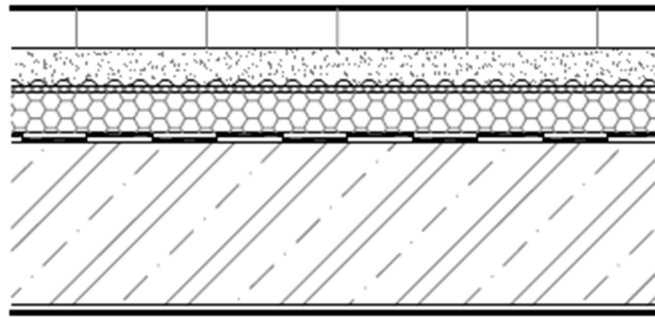
-společné prostory bytového domu, kavárna, hygienické zázemí kavárny, obchodní prostory a skladovací prostor kavárny



Typ konstrukce	tl. [mm]	ρ_m [kN/m ²]	g_k [kN/m ²]	γ_g	g_d [kN/m ²]
Stálé zatížení					
Nášlapná vrstva	10	24	0,24		0,32
Litý cementový potěr Cemflow CF25	60	23	1,38		1,86
Separáční PE fólie	-	-	-		-
Akustické desky Isover TPD _T 5,0	50	1,00	0,05	1,35	0,07
ŽB deska C30/37	-	25	-		-
Heraklithové desky Tektalan A2 HS	125	0,265	0,03		0,04
Celkem [kN/m²]			1,70	1,35	2,29
			q_k [kN/m ²]	γ_q	q_d [kN/m ²]
Užitné zatížení					
Kategorie A - plochy pro domácí a obytné činnosti			1,50		2,25
Kategorie C1 - kavárna			3,00		4,50
Kategorie D1 - plochy v malých obchodech			5,00	1,50	7,50
Kategorie E1 - plochy pro skladovací účely			7,50		11,25



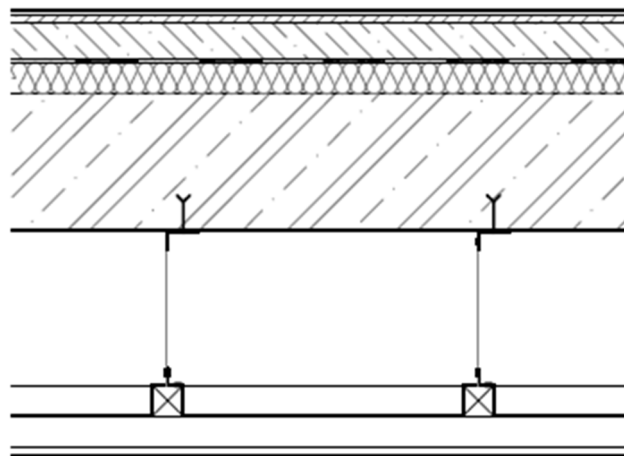
SKLADBA PODLAHA 1.NP:



-veřejně přístupné venkovní prostory - prostor pod vykonzolovanou částí, podchod

Typ konstrukce	tl. [mm]	ρ_m [kN/m ²]	g_k [kN/m ²]	γ_G	g_d [kN/m ²]
Stálé zatížení					
Nášlapná vrstva - betonová zámková dlažba	60	24	1,44	1,35	1,94
Násyp - stěrkopísek	60	16	0,96		1,30
Nopová fólie N8	-	-	-		-
Geotextilie	-	-	-		-
Synthos XPS Prime	60	0,35	0,20		0,28
2x Asfaltový pás SBS Bituflex-GG	-	-	0,10		0,14
ŽB deska C30/37	-	25	-		-
Tepelně-izolační desky Tektalan A2 HS	125	0,265	0,03	0,04	
Celkem [kN/m ²]			2,73	1,35	3,69
			q_k [kN/m ²]	γ_Q	q_d [kN/m ²]
Užitné zatížení					
Kategorie C			5,00	1,50	7,50

SKLADBA PODLAHA 2.NP:

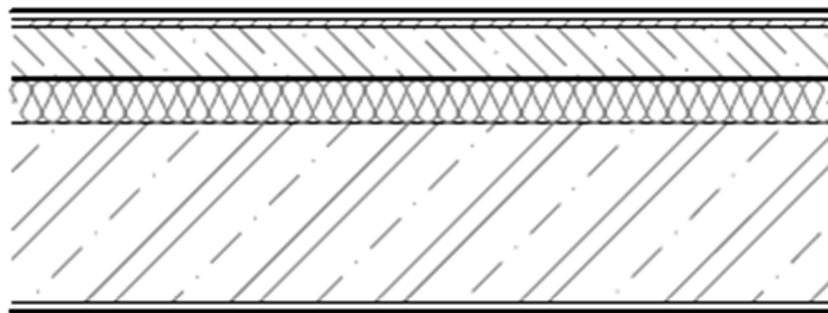




-obchodní prostory

Typ konstrukce	tl. [mm]	ρ_m [kN/m ²]	g_k [kN/m ²]	γ_G	$g_d (q_d)$ [kN/m ²]
Stálé zatížení					
Nášlapná vrstva	10	24	0,24		0,32
Litý cementový potěr Cemflow CF25	60	23	1,36		1,86
Separáční PE fólie	-	-	-		-
Akustické desky Isover TPDT 5,0	50	1,00	0,05	1,35	0,07
ŽB deska C30/37	-	25	-		-
SDK desky Knauf Cleano	12,5	0,7	0,09		0,12
+ hliníková závěšená konstrukce	-	-	0,20		0,27
Celkem [kN/m²]			1,94	1,35	2,62
			q_k [kN/m ²]	γ_Q	q_d [kN/m ²]
Užitné zatížení					
Kategorie D1 - plochy v malých obchodech			5,00	1,50	7,50

SKLADBA PODLAHA 2.-6.NP:

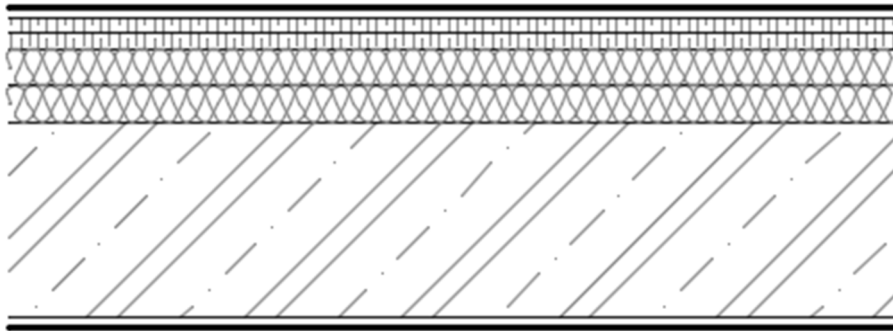


-bytové jednotky, chodby

Typ konstrukce	tl. [mm]	ρ_m [kN/m ²]	g_k [kN/m ²]	γ_G	g_d [kN/m ²]
Stálé zatížení					
Nášlapná vrstva	10	24	0,24		0,32
Litý cementový potěr Cemflow CF25	60	23	1,38		1,86
Separáční PE fólie	-	-	-		-
Akustické desky Isover TPDT 5,0	50	1,0	0,05	1,35	0,07
ŽB deska C30/37	-	25	-		-
Omítka	15	20	0,30		0,41
Celkem [kN/m²]			1,97	1,35	2,66
			q_k [kN/m ²]	γ_Q	q_d [kN/m ²]
Užitné zatížení					
Kategorie D1 - plochy v malých obchodech			5,00		7,50
Kategorie A - plochy pro domácí a obytné činnosti			1,50	1,50	2,25
Skladovací prostory - sklepní kóje			3,00		4,50
Kategorie A - chodby			3,00		4,50

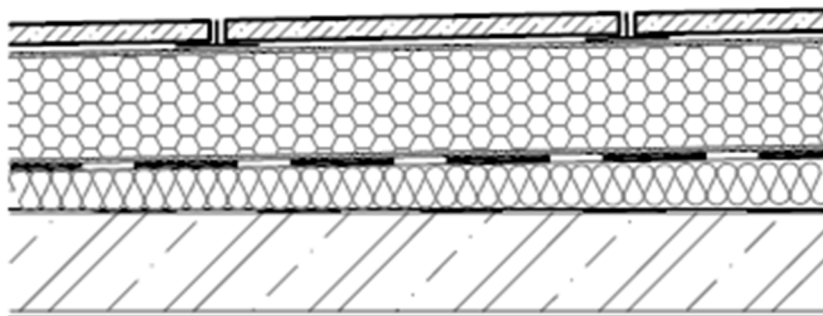


-bytové jednotky – vykonzolovaná část objektu



Typ konstrukce	tl. [mm]	ρ_m [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	γ_G	g_d [kN/m ²]
Stálé zatížení					
Nášlapná vrstva	10	24	0,24		0,32
2x OSB deska tl.18mm	36	6,5	0,23		0,31
Separáční PE fólie	-	-	-		-
2x Akustické desky Isover TPDT 4,0	80	1,0	0,08	1,35	0,11
ŽB deska C30/37	-	25	-		-
Omítka	15	20	0,30		0,41
Celkem [kN/m²]			0,85	1,35	1,15
			q_k [kN/m ²]	γ_Q	q_d [kN/m ²]
Užitné zatížení					
Kategorie A - plochy pro domácí a obytné činnosti			1,50	1,50	2,25

SKLADBA PODLAHA LODŽIE:





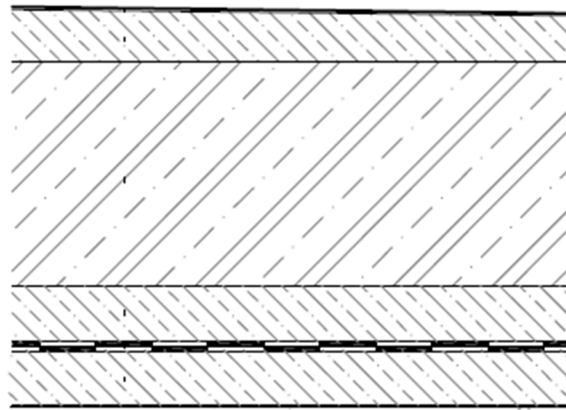
NÁVRH ŽELEZOBETONOVÉ KONSTRUKCE

Návrh vybraných nosných prvků polyfunkčního objektu

Bc. Aleš Kubík

Typ konstrukce	tl. [mm]	ρ_m [kN/m ²]	g_k [kN/m ²]	γ_G	g_d [kN/m ²]
Stálé zatížení					
Nášlapná vrstva - betonové dlaždice	20	24	0,48		0,65
Tepelně-izolační desky Synthos XPS Prime	140	0,35	0,05		0,07
Fóliová hydroizolace Fatrafol 807	1,5	-	0,10		0,14
Tepelně-izolační desky EPS 150S (40-60mm)	0,05	0,25	0,01	1,35	0,01
Parozábrana Fatrapar	-	-	-		-
ŽB deska C30/37	-	25	-		-
Omítka	15	20	0,30		0,41
Celkem [kN/m²]			0,94	1,35	1,27
			q_k [kN/m ²]	γ_Q	q_d [kN/m ²]
Užitné zatížení					
Kategorie A - <i>balkóny</i>			3,00	1,50	4,50

SKLADBA PODLAHA 1.PP:



- Podzemní Garáže 1.PP

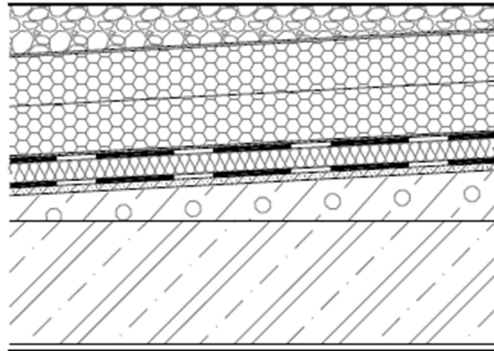
Typ konstrukce	tl. [mm]	ρ_m [kN/m ²]	g_k [kN/m ²]	γ_G	g_d [kN/m ²]
Stálé zatížení					
Stěrkový systém (pojízdná vrstva)	5	24	0,12		0,16
Litý cementový potěr Cemflow CF30 (60 - 130mm)	95	23	2,19		2,95
ŽB základová deska C30/37 (odhad)	500	25	12,5	1,35	16,88
Ochranná betonová mazanina	80	24	1,92		2,59
2x Asfaltový pás SBS Bituflex-GG	-	-	0,10		0,14
Základový betonový práh C16/20	100	24	2,4		3,24
Celkem [kN/m²]			19,23	1,35	25,96
			q_k [kN/m ²]	γ_Q	q_d [kN/m ²]
Užitné zatížení					
Kategorie F - <i>dopravní a parkovací plochy pro lehká vozidla do 30kN</i>			2,50	1,5	3,75
Celkové zatížení f_d [kN/m²]					29,71



Poznámka:

Skladba konstrukce 1.PP je uvedena včetně konstrukce vrstev skladeb pod konstrukcí podlahy.

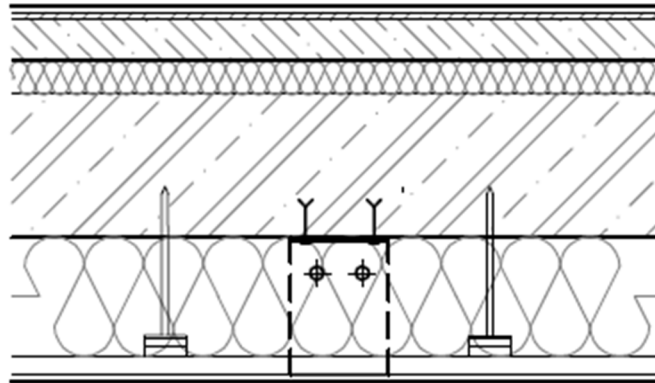
SKLADBA PLOCHÁ STŘECHA



Typ konstrukce	tl. [mm]	ρ_m [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	γ_G	g_d [kN/m ²]
Stálé zatížení					
Kačírek – oblázkové říční kamenivo	40	16	0,64	1,35	0,86
2x Tepelně-izolační desky Synthos XPS Prime	180	0,35	0,06		0,09
Fóliová hydroizolace	1,5	-	0,10		0,14
Tepelně-izolační desky EPS 150S	60	0,25	0,01		0,01
Parozábrana Fatrapar	-	-	-		-
Cementový vyrovnávací potěr	10	23	0,23		0,31
Spádová vrstva - Polystyren beton PSB 450 (50-220mm)	135	5,2	0,70		0,95
ŽB deska C30/37	-	25	-		-
Omítka	15	20	0,30		0,41
			[kN/m²]		2,04
			q_k [kN/m ²]	γ_Q	q_d [kN/m ²]
Užitné zatížení					
Kategorie H - nepřístupné střechy s výjimkou běžné údržby			0,75	1,50	1,13



SKLADBA PODLAHA NAD VENKOVNÍM PROSTOREM



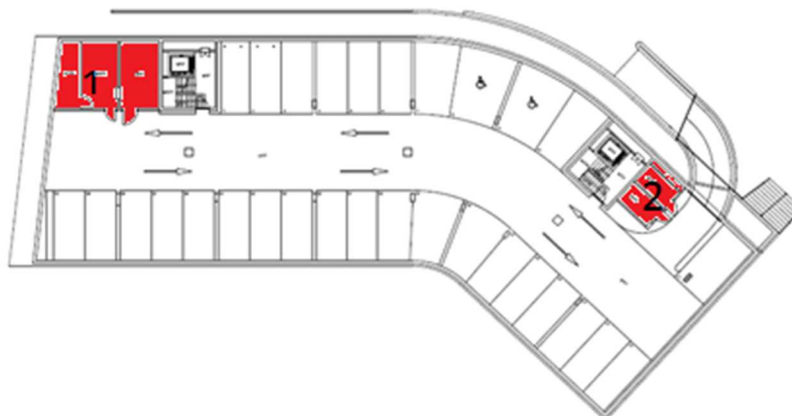
Typ konstrukce	tl. [mm]	ρ_m [kN/m ²]	g_k [kN/m ²]	γ_G	g_d [kN/m ²]
Stálé zatížení					
Nášlapná vrstva	10	24	0,24	1,35	0,32
Litý cementový potěr Cemflow CF25	60	23	1,38		1,86
Separáční PE fólie	-	-	-		-
Akustické desky Isover TPDT 5,0	50	1,0	0,05		0,07
Tepelná izolace Super Vent Plus	180	0,29	0,05		0,07
Hliníkový rošt	-	-	0,35		0,46
Fasádní desky Cembrit Cover	8	16	0,13		0,18
		[kN/m ²]	2,20	1,35	2,97

3.1.2 ROVNOMĚRNÉ ZATÍŽENÍ PŘÍČKAMI

Rovnoměrné zatížení pevnými příčkami z cihelného zdiva Porotherm 11,5 P+D, či Porotherm AKU Z 25 P+D je uvažováno pro jednotlivá patra, tak že zatížení v oblastech s vyšší koncentrací svislých dělicích konstrukcí (WC, umývárny, technické zázemí, skladovací prostory atd.) bude rozděleno na vypočtené charakteristické rovnoměrné zatížení f_k [kN/m²].



1.PP - GARÁŽE:



(Obr.32 - Uvažované zatěžovací plochy příčkami 1.PP)

Zóna: Místnosti technologického zázemí 1				
Uvažovaná plocha zatížení příčkami:			A = 43,60 m ²	
Výška příčky:			h = 2,92 m	
Popis příčky	tl. [mm]	ρ_m [kN/m ²]	l [m]	g_k [kN]
Porotherm 11,5 AKU P+D	115	1,70	18,70	92,8
Σ [kN]				92,8
Rovnoměrné ekvivalentní zatížení	f_k [kN/m ²]	γ_G	f_d [kN/m ²]	
	2,13	1,35	2,87	

Zóna: Technologické místnosti 2				
Uvažovaná plocha zatížení příčkami:			A = 14,80 m ²	
Výška příčky:			h = 2,92 m	
Popis příčky	tl. [mm]	ρ_m [kN/m ²]	l [m]	g_k [kN]
Porotherm 11,5 P+D	115	1,70	13,30	66,0
Σ [kN]				66,0
Rovnoměrné ekvivalentní zatížení	f_k [kN/m ²]	γ_G	f_d [kN/m ²]	
	4,46	1,35	6,02	



1.NP - KOMERČNÍ PROSTORY, ZÁZEMÍ BYTOVÉHO DOMU:



(Obr.33 - Uvažované zatěžovací plochy příčkami 1.NP)

Zóna: 1				
Uvažovaná plocha zatížení příčkami:			A = 70,70 m ²	
Výška příčky:			h = 3,48 m	
Popis příčky	tl. [mm]	ρ_m [kN/m ²]	l [m]	g_k [kN]
Porotherm 11,5 AKU P+D	115	1,70	27,50	162,6
Porotherm 25 AKU Z P+D	250	3,23	12,15	136,6
Σ [kN]				299,2
Rovnoměrné ekvivalentní zatížení		f_k [kN/m ²]	γ_G	f_d [kN/m ²]
		4,23	1,35	5,71

Zóna: 2				
Uvažovaná plocha zatížení příčkami:			A = 13,50 m ²	
Výška příčky:			h = 3,48 m	
Popis příčky	tl. [mm]	ρ_m [kN/m ²]	l [m]	g_k [kN]
Porotherm 11,5 AKU P+D	115	1,70	4,70	27,8
Porotherm 25 AKU Z P+D	250	3,23	2,20	24,7
Σ [kN]				52,6
Rovnoměrné ekvivalentní zatížení		f_k [kN/m ²]	γ_G	f_d [kN/m ²]
		3,89	1,35	5,25



NÁVRH ŽELEZOBETONOVÉ KONSTRUKCE

Návrh vybraných nosných prvků polyfunkčního objektu

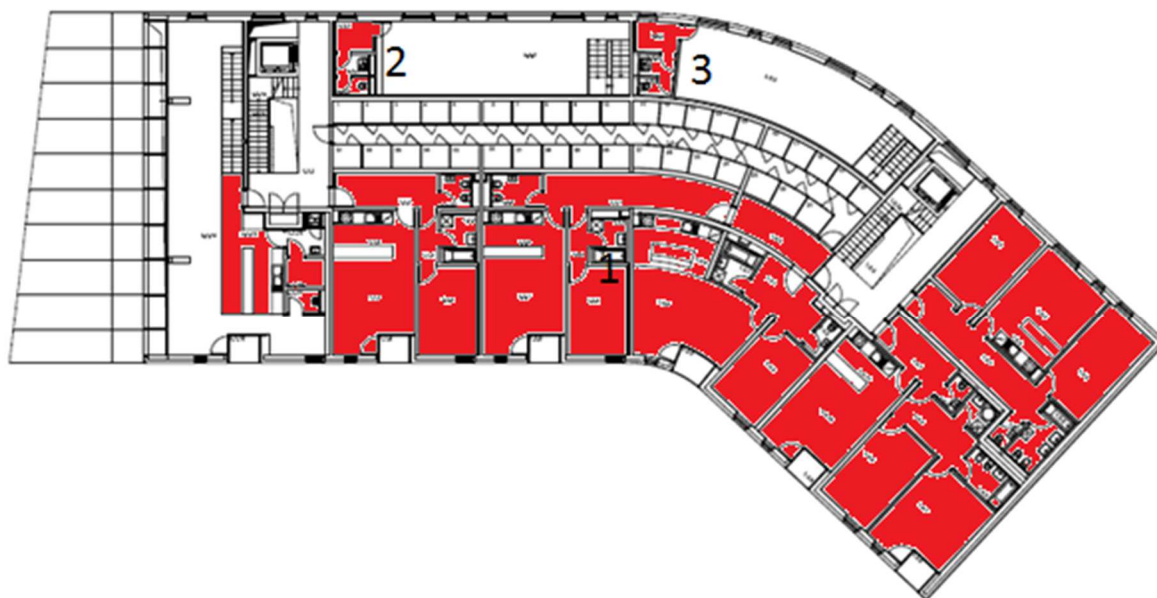
Bc. Aleš Kubík

Zóna: 3				
Uvažovaná plocha zatížení příčkami:			A = 12,50 m ²	
Výška příčky:			h = 3,48m	
Popis příčky	tl. [mm]	ρ_m [kN/m ²]	l [m]	g_k [kN]
Porotherm 11,5 AKU P+D	115	1,70	6,80	40,2
Σ [kN]				40,2
Rovnoměrné ekvivalentní zatížení	f_k [kN/m ²]	γ_G	f_d [kN/m ²]	
	3,23		1,35	4,37

Zóna: 4				
Uvažovaná plocha zatížení příčkami:			A = 27,50 m ²	
Výška příčky:			h = 3,48m	
Popis příčky	tl. [mm]	ρ_m [kN/m ²]	l [m]	g_k [kN]
Porotherm 11,5 AKU P+D	115	1,70	15,80	93,5
Σ [kN]				93,5
Rovnoměrné ekvivalentní zatížení	f_k [kN/m ²]	γ_G	f_d [kN/m ²]	
	3,39		1,35	4,58

Zóna: 5				
Uvažovaná plocha zatížení příčkami:			A = 12,40 m ²	
Výška příčky:			h = 3,48 m	
Popis příčky	tl. [mm]	ρ_m [kN/m ²]	l [m]	g_k [kN]
Porotherm 11,5 AKU P+D	115	1,70	7,60	45,0
Σ [kN]				45,0
Rovnoměrné ekvivalentní zatížení	f_k [kN/m ²]	γ_G	f_d [kN/m ²]	
	3,63		1,35	4,89

Zóna: 6				
Uvažovaná plocha zatížení příčkami:			A = 21,90 m ²	
Výška příčky:			h = 3,48m	
Popis příčky	tl. [mm]	ρ_m [kN/m ²]	l [m]	g_k [kN]
Porotherm 11,5 AKU P+D	115	1,70	11,8	69,8
Σ [kN]				69,8
Rovnoměrné ekvivalentní zatížení	f_k [kN/m ²]	γ_G	f_d [kN/m ²]	
	3,19		1,35	4,31

**2.NP - KOMERČNÍ PROSTORY, BYTOVÉ JEDNOTKY:**

(Obr.34 – Uvažované zatěžovací plochy příčkami 2.NP)

Zóna: 1				
Uvažovaná plocha zatížení příčkami:			A = 516,4 m ²	
Výška příčky:			h = 2,90 m	
Popis příčky	tl. [mm]	ρ_m [kN/m ²]	l [m]	g_k [kN]
Porotherm 11,5 P+D	115	1,70	83,6	412,2
Porotherm 25 AKU Z P+D	250	3,23	21,6	202,3
Σ [kN]				614,5
Rovnoměrné ekvivalentní zatížení	f_k [kN/m ²]	γ_G	f_d [kN/m ²]	
	1,19		1,35	1,61

Zóna: 2				
Uvažovaná plocha zatížení příčkami:			A = 10,40 m ²	
Výška příčky:			h = 2,90 m	
Popis příčky	tl. [mm]	ρ_m [kN/m ²]	l [m]	g_k [kN]
Porotherm 11,5 AKU P+D	115	1,70	7,20	35,5
Σ [kN]				35,5
Rovnoměrné ekvivalentní zatížení	f_k [kN/m ²]	γ_G	f_d [kN/m ²]	
	3,41		1,35	4,60



Zóna: 3				
Uvažovaná plocha zatížení příčkami:			A = 10,80 m ²	
Výška příčky:			h = 2,90 m	
Popis příčky	tl. [mm]	ρ_m [kN/m ²]	l [m]	g_k [kN]
Porotherm 11,5 AKU P+D	115	1,70	7,4	36,5
Σ [kN]				36,5
Rovnoměrné ekvivalentní zatížení	f_k [kN/m ²]	γ_G	f_d [kN/m ²]	
	3,38		1,35	4,56

3.-6.NP - TYPICKÉ PODLAŽÍ - BYTOVÉ JEDNOTKY:

Pro typické podlaží 3.-6.NP je uvažována jako zatěžovací plocha pro výpočet rovnoměrného ekvivalentního zatížení celková půdorysná plocha typického podlaží bez ploch schodišťových jader a lodžii.

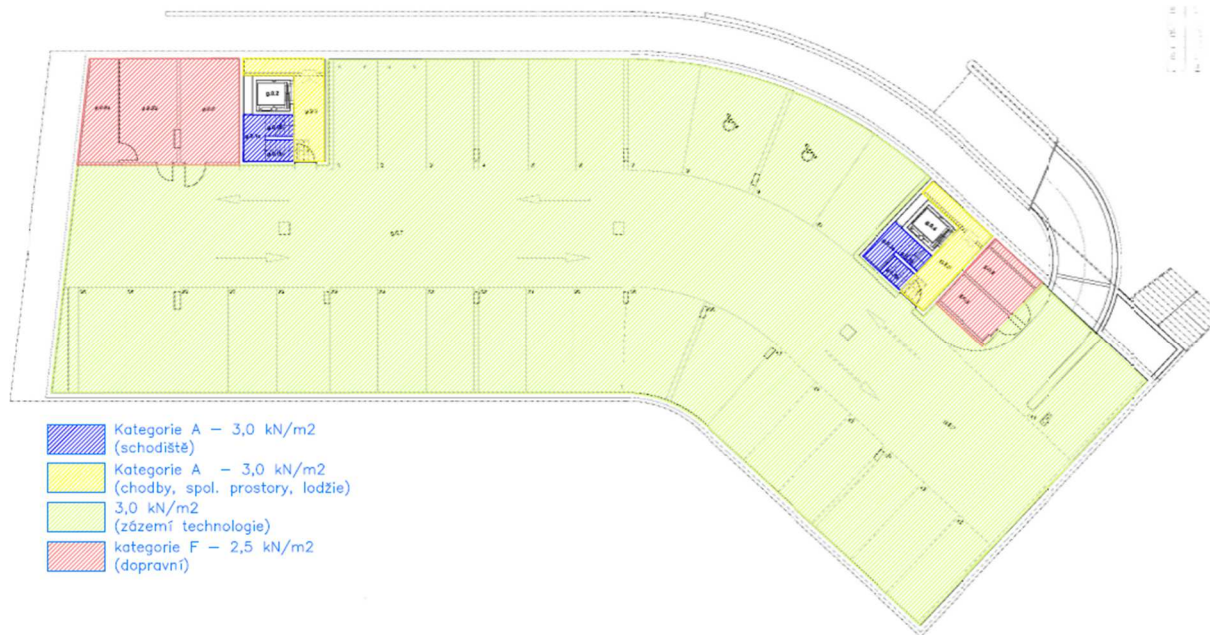
Zóna: Typické podlaží				
Uvažovaná plocha zatížení příčkami:			A = 852,4 m ²	
Výška příčky:			h = 2,90 m	
Popis příčky	tl. [mm]	ρ_m [kN/m ²]	l [m]	g_k [kN]
Porotherm 11,5 P+D	115	1,70	128,9	635,5
Porotherm 25 AKU	250	3,23	32,8	307,2
Σ [kN]				942,2
Rovnoměrné ekvivalentní zatížení	f_k [kN/m ²]	γ_G	f_d [kN/m ²]	
	1,10		1,35	1,49

3.1.3 ZATĚŽOVACÍ SCHÉMA – UŽITNÉ ZATÍŽENÍ

V objektu se vyskytují různé druhy provozů s proměnnými hodnotami užitého zatížení dle zařazení do kategorií A – H dle ČSN EN 1990. Pro jednotlivá podlaží budou uvažována následující zatěžovací schémata:

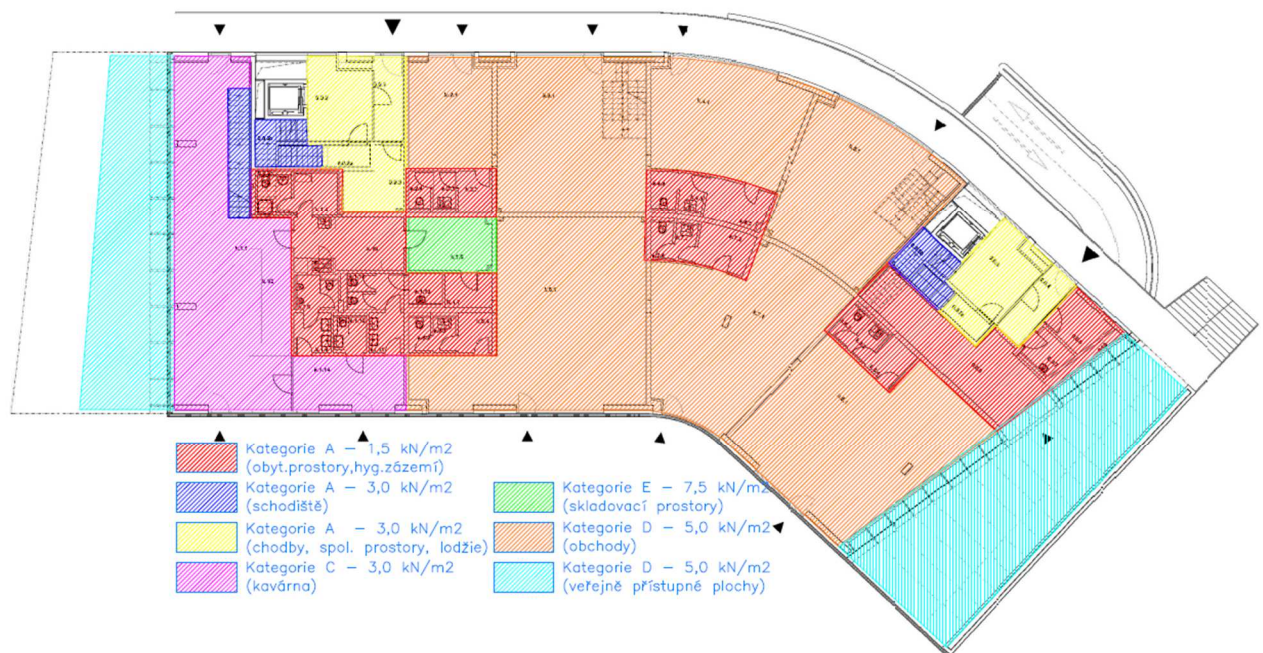


ZATĚŽOVACÍ SCHÉMA 1.PP:



(Obr.35 - Uvažované zatěžovací schéma 1.PP – užitné proměnné zatížení)

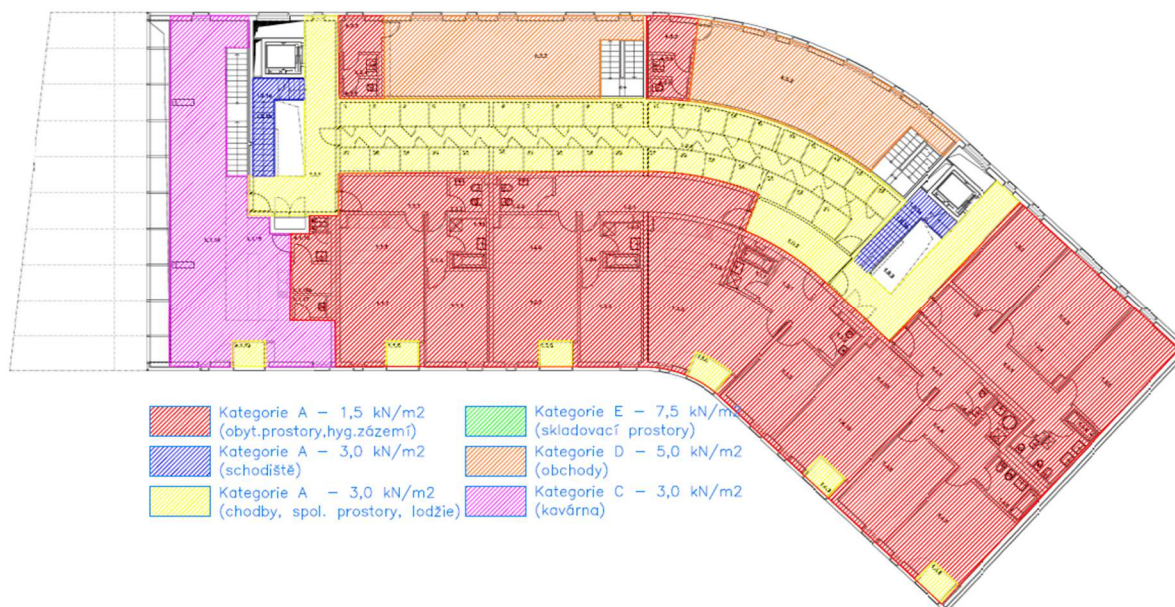
ZATĚŽOVACÍ SCHÉMA 1.NP:



(Obr.36 - Uvažované zatěžovací schéma 1.NP – užitné proměnné zatížení)

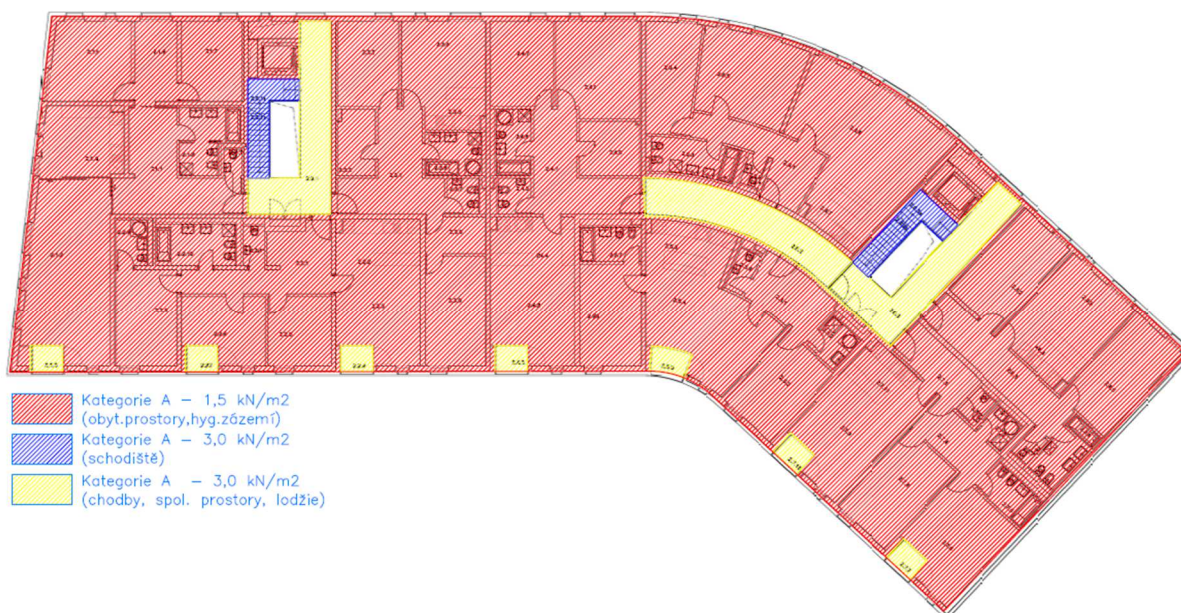


ZATĚŽOVACÍ SCHÉMA 2.NP:



(Obr.37 - Uvažované zatěžovací schéma 2.NP – užité proměnné zatížení)

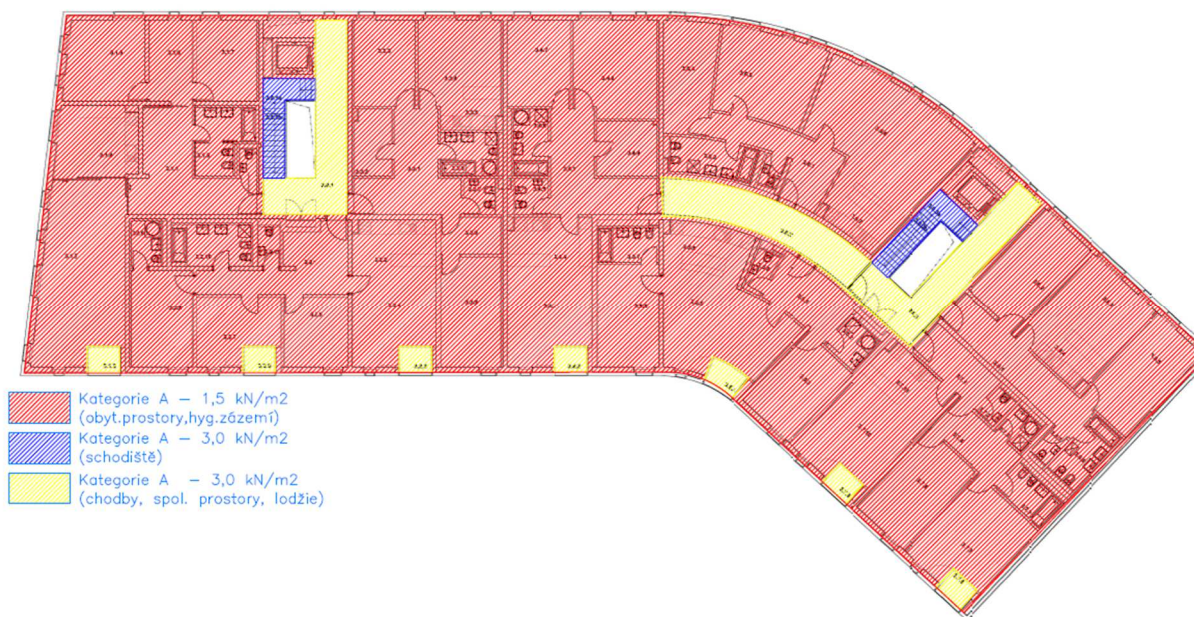
ZATĚŽOVACÍ SCHÉMA 3. A 5.NP:



(Obr.38 - Uvažované zatěžovací schéma 3. a 5.NP – užité proměnné zatížení)



ZATĚŽOVACÍ SCHÉMA 4. A 6.NP:

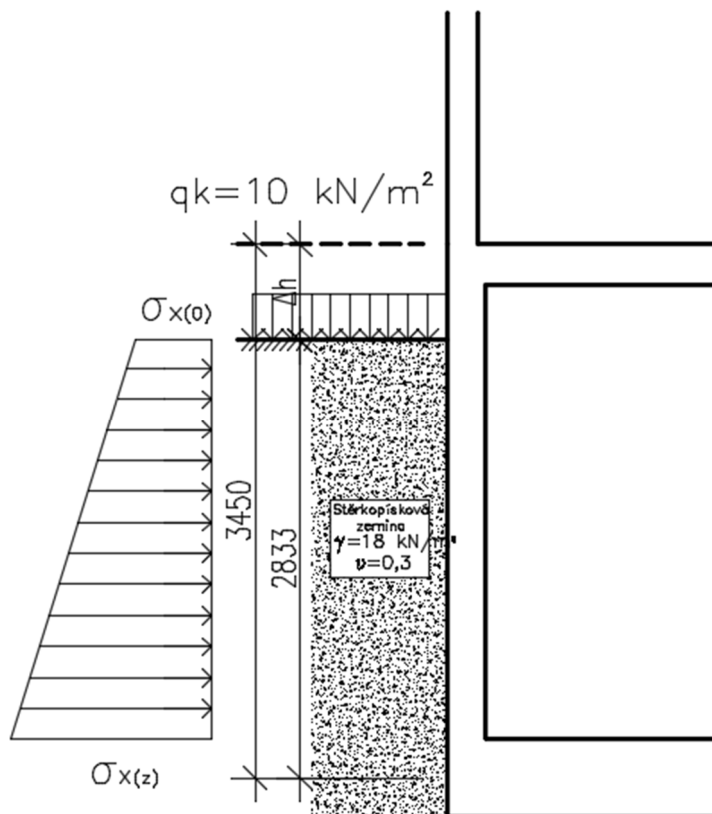


(Obr.39 - Uvažované zatěžovací schéma 4. a 6.NP – užité proměnné zatížení)

3.1.4 ZATÍŽENÍ ZEMNÍM TLAKEM - SUTERÉNNÍ STĚNY

Suterénní obvodové stěny v 1.PP jsou exponované zatížením od zemního tlaku vyvolaného přiléhající okolní zeminou. Pro usnadnění stanovení návrhového výpočtu je uvažováno, že stěnám je zabráněno výrazným vodorovným deformacím, tj. působí zemní tlak v klidu. Současně je vhodné uvažovat s přitížením zeminy v místě upraveného terénu od těžké stavební techniky, uskladněného stavebního materiálu, či od lokálního zatížení vozidel údržby či zásobování během výstavby objektu. V rámci dostatečně bezpečného a konzervativního návrhu je stanoveno odhadem přitížení zeminy jako proměnné zatížení $q_k = 10,0 \text{ kN/m}$, kde tato hodnota odpovídá například zatížení od středně těžkého rypadla, či 1 ks palety stavebního materiálu. Přitížení zeminy je uvažováno jako rovnoměrné zatížení na upraveném terénu.

Zásyp suterénních stěn bude proveden z vodopropustné nenamrzavé stěrko-pískové zeminy.



(Obr.35 - Schéma zatížení suterénní stěny přiléhající zeminou)

Součinitel zemního tlaku v klidu K_0 :

Pro nesoudržnou vrstvu stěrkopískové zeminy ($\nu=0,3$; $\gamma_z=18 \text{ kN/m}^3$) se stanoví součinitel zemního tlaku v klidu K_0 následovně:

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} = \frac{0,3}{1 - 0,3} = 0,43$$

ν Poissonovo číslo; [-]

γ_z objemová tíha zeminy; [kN/m^3]

K_0 součinitel zemního tlaku v klidu; [-]

Výpočet vodorovného zemního tlaku na suterénní stěnu 1.PP:

$$\Delta h_0 = \frac{\gamma_Q \cdot q_k}{\gamma_G \cdot \gamma_z} = \frac{1,50 \cdot 10}{1,35 \cdot 18} = 0,617 \text{ m}$$

$$\sigma_x(h) = \gamma_z \cdot K_0 \cdot (h + \Delta h_0)$$

Vodorovný tlak zeminy v hloubce ($h=0\text{m}$; $\Delta h_0=0,617\text{m}$):

$$\sigma_x(0) = 18 \cdot 0,43 \cdot (0 + 0,617) = 4,78 \text{ Kpa}$$

Vodorovný tlak zeminy v hloubce ($h=2,833 \text{ m}$; $\Delta h_0=0,617\text{m}$):

$$\sigma_x(2,783) = 18 \cdot 0,43 \cdot (2,833 + 0,617) = 26,70 \text{ Kpa}$$



Návrhové hodnoty zatížení v hloubce ($h=0\text{m}$; $\Delta h_0=0,617\text{m}$) pro MSÚ:

$$f_k(0) = \sigma_x(0) \cdot b = 4,78 \cdot 1,0 = 4,78 \text{ KN/m}$$

$$f_d(0) = \gamma_G \cdot \sigma_x(0) \cdot b = 1,35 \cdot 4,78 \cdot 1,0 = \mathbf{6,45 \text{ KN/m}}$$

Návrhové hodnoty zatížení v hloubce ($h=2,883 \text{ m}$; $\Delta h_0=0,617\text{m}$) pro MSÚ:

$$f_k(2,883) = \sigma_x(2,833) \cdot b = 26,7 \cdot 1,0 = 26,7 \text{ KN/m}$$

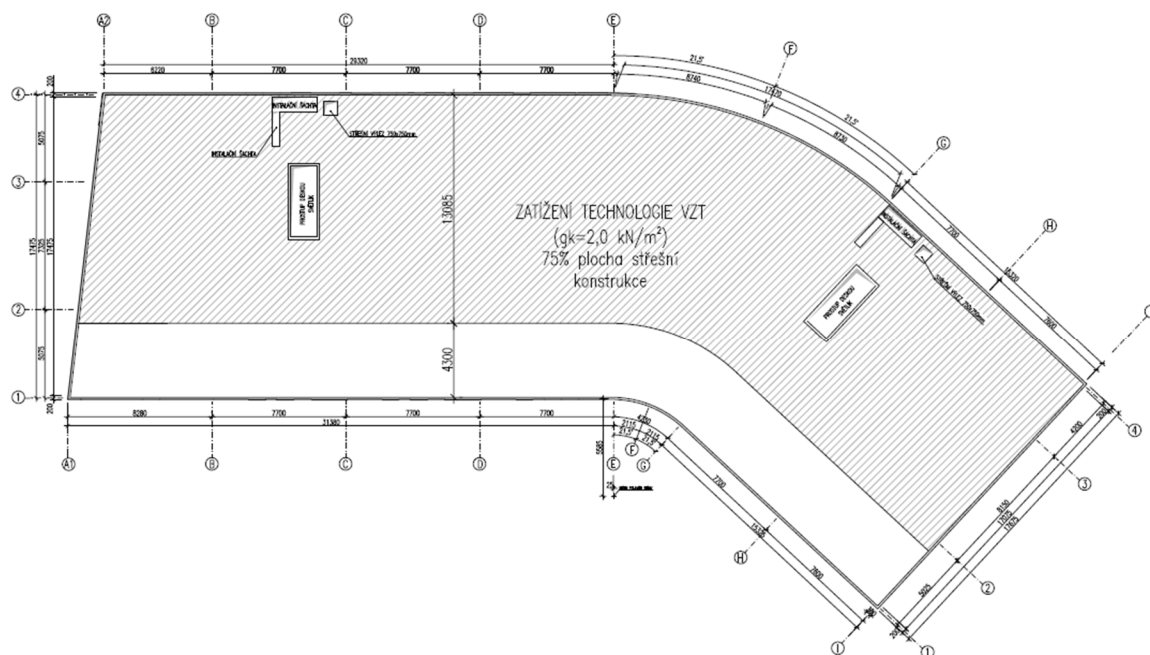
$$f_d(2,883) = \gamma_G \cdot \sigma_x(2,833) \cdot b = 1,35 \cdot 26,7 \cdot 1,0 = \mathbf{36,0 \text{ KN/m}}$$

3.1.5 ZATÍŽENÍ PŘEMÍSTITELNÝMI PŘÍČKAMI

Dle ČSN 1991-1-1 je uvažováno v 1.-6. NP s proměnným zatížením od přemístitelných příček s vlastní tíhou $\leq 2,0 \text{ kN/m}$. Pro tento případ je charakteristické užité zatížení $q_k = 0,8 \text{ kN/m}^2$.

3.1.6 STÁLÉ ZATÍŽENÍ TECHNOLOGIE VZT

Na střešní železobetonové desce bude uvažováno zatížení od technologie VZT a další případné technologie TZB o velikosti $g_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$. Na následujícím obrázku se nachází zatěžovací plocha, kde je možné předpokládat výskyt zařízení technologie VZT a TZB. Tato plocha je předpokládána podle výskytu otvorů šachet v půdorysném uspořádání dispozice polyfunkčního bytového objektu.



(Obr.36 - Předpokládaná plocha zatížení střešní desky technologiemi VZT a TZB)



3.1.7 REDUKČNÍ SOUČINITEL UŽITNÉHO ZATÍŽENÍ

$$\alpha_n$$

Hodnoty užitných zatížení kategorie A až D lze upravit pro výpočet sloupů a stěn redukčním součinitelem α_n dle ČSN EN 1991-1-1, jenž snižuje pravděpodobnost výskytu účinku maximálního užitného nahodilého zatížení ve všech podlažích vícepodlažní budovy současně. Hodnota redukčního součinitele je vypočtena dle následujícího vzorce:

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2) \cdot \psi_0}{n} = \frac{2 + (6 - 2) \cdot 0,7}{6} = 0,80$$

n počet podlaží (>2) nad zatíženým svislým nosným prvkem

ψ_0 součinitel podle EN 1990, přílohy A1, tabulky A 1.1 (pro kategorii A - D: $\psi_0 = 0,70$)

3.2 KLIMATICKÁ ZATÍŽENÍ

3.2.1 ZATÍŽENÍ SNĚHEM

-Výpočet zatížení sněhem dle ČSN 1993-1-3:

A) Zatížení sněhem na zemi:

Typ krajiny:	Normální
Součinitel expozice:	$C_e = 1,0$
Teplotní součinitel:	$C_t = 1,0$ ($U \leq 1,0$ W/m ² K)

OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

(Obr.37 - Mapa sněhových oblastí ČSN 1993-1-3⁴)

Sněhová oblast:	II. - město Ostrava
Charakteristická hodnota:	$s_k = 1,0$ [kN/m ³]
Úhel sklonu střechy:	$\alpha = 0^\circ$ - plochá nepochůzna střecha
Tvarový součinitel zatížení sněhem:	$\mu_1 = 0,8$ $\mu_2 = 0,8$



Hodnoty tvarových součinitelů μ_1 , μ_2 byly stanoveny dle následující tabulky:

Úhel sklonu střechy	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 (60 - \alpha) / 30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8\alpha / 30$	1,6	---

(Obr.38- Tabulka tvarových součinitelů zatížení sněhem - ČSN 1993-1-3^[4])

B) Zatížení sněhem na střechách:

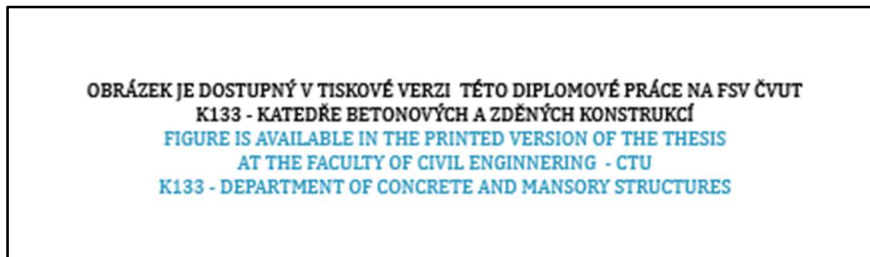
Pro dočasnou a trvalou návrhovou situaci se zatížení sněhem stanoví dle vztahu:

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

C) Zatížení sněhem - místní účinky:

Na ploché střeše se za překážkami, které v tomto případě reprezentují střešní světlíky a technologické zařízení vzduchotechniky, vytváří oblasti tzv. aerodynamického stínu, kde se hromadí sníh. Předpokládaná výška přesahu překážek $h=1,5\text{m}$ nad úroveň střešní konstrukce.

Tvarové součinitele se stanoví dle následujícího obrázku a vzorců:



(Obr.39 - Schéma tvarových součinitelů - zatížení sněhem překážka - ČSN 1993-1-3^[4])

$$\mu_1 = 0,8$$

$$\mu_2 = \frac{\gamma \cdot h}{s_k} = \frac{2,0 \cdot 1,5}{1,0} = 3,0, \text{ kde hodnota je omezena } 0,8 \leq \mu_2 \leq 2,0 \Rightarrow \mu_2 = \mathbf{2,0}$$

γ objemová tíha ulehlého sněhu ($\gamma=2,0 \text{ kN/m}^3$)

$$l_s = 2 \cdot h = 2 \cdot 1,5 = \mathbf{3,0 \text{ m}}$$

d) Redukční kombinační součinitele zatížení:

Dle ČSN EN 1991-1-4 se stavba nachází v nadmořské výšce $H < 1000 \text{ m n.h.m.}$, a tak budou uvažovány kombinační součinitele následovně:

Kombinační hodnota: $\psi_{0,S} = 0,7$

Častá hodnota: $\psi_{1,S} = 0,5$

Kvazistálá hodnota: $\psi_{2,S} = 0,2$



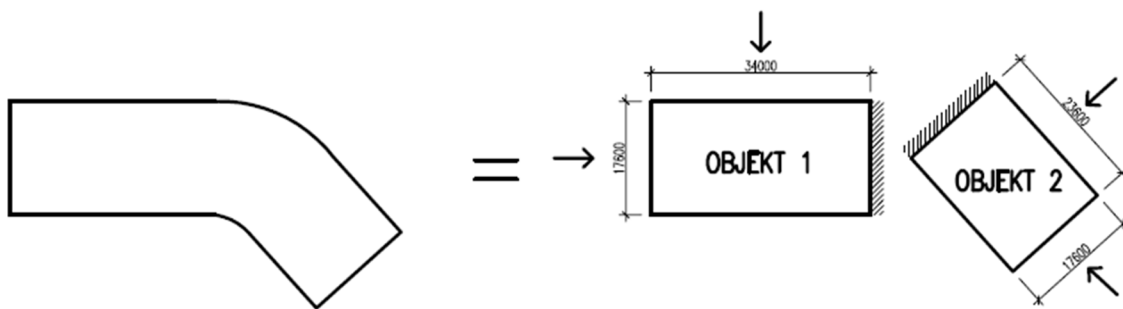
3.2.2 ZATÍŽENÍ VĚTREM

-Výpočet zatížení větrem dle ČSN EN 1991-1-4:

a) Rozměry budovy:

Výška budovy:	$h = 19,8 \text{ m}$
Výška atiky:	$h_p = 0,6 \text{ m}$
Šířka budovy:	$d = 17,6 \text{ m}$
Délka budovy:	$b_1 = 34,0 \text{ m}$ (objekt 1) $b_2 = 23,6 \text{ m}$ (objekt 2)

Pro zjednodušení výpočtu zatížení větrem na jednotlivé plochy střechy a stěn polyfunkčního bytového objektu, jehož půdorys není pravidelný, je objekt nahrazen dvojicí samostatných objektů s pravoúhlým půdorysem dle následujícího schématu, které umožní přibližný výpočet dle ČSN EN 1991-1-4:



(Obr.40 - Rozložení objektu na dva pravidelné pravoúhlé půdorysné objekty)

B) Základní rychlost větru:

Větrná oblast:	II. (oblast město Ostrava - viz obr. 39)
Součinitel směru větru:	$c_{dir} = 1,0$
Součinitel ročního období:	$c_{season} = 1,0$ (pozn. platí dle ČSN EN 1991-1-4 pro ČR)
Základní rychlost větru:	$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$ $v_b = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 25,0 = 25,0 \text{ m/s}$

OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MANSORY STRUCTURES

(Obr.41 - Větrná mapa ČR dle ČSN EN 1991-1-4^[5])



C) Charakteristická střední rychlost větru $v_m(z)$ ve výšce z nad terénem:

Kategorie terénu:	IV
Parametr drsnosti terénu:	$z_0 = 1,0 \text{ m}; z_{0,II} = 0,05 \text{ m}$
Minimální výška:	$z_{\min} = 10,0 \text{ m}$
Maximální výška:	$z_{\max} = 200,0 \text{ m}$
Součinitel terénu:	$k_r(z) = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left(\frac{1,0}{0,05}\right)^{0,07} = 0,234$
Součinitel drsnosti:	$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$ kde pro $z_{\min} \leq z \leq z_{\max}; z \leq z_{\min} \quad c_r(z) = c_r(z_{\min})$ $c_r(17,6) = 0,234 \cdot \ln\left(\frac{17,6}{1}\right) = 0,671$ $c_r(19,8) = 0,234 \cdot \ln\left(\frac{19,8}{1}\right) = 0,698$
Součinitel orografie:	$c_0(z) = 1,0$
Střední rychlost větru:	$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b$ $v_m(17,6) = 0,674 \cdot 1,0 \cdot 25,0 = 16,85 \text{ m/s}$ $v_m(19,8) = 0,698 \cdot 1,0 \cdot 25,0 = 17,45 \text{ m/s}$

D) Základní dynamický tlak $q_b(z)$:

Měrná hmotnost vzduchu:	$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$
Základní dynamický tlak:	$q_b(z) = 0,5 \cdot \rho \cdot v_m^2(z)$ $q_b(17,6) = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 18,54^2 = 177,5 \text{ N/m}^2$ $q_b(19,8) = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 19,20^2 = 190,3 \text{ N/m}^2$

E) Maximální dynamický tlak $q_p(z)$:

Součinitel turbulence:	$k_1 = 1,0$
Součinitel orografie:	$c_0(z) = 1,0$
Intenzita turbulence:	$l_v(z) = \frac{k_1}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)}$ pro $z_{\min} \leq z \leq z_{\max}; z \leq z_{\min} \quad l_v(z) = l_v(z_{\min})$ $l_v(17,6) = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln(17,6/1,0)} = 0,348$ $l_v(19,8) = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln(19,8/1,0)} = 0,334$
Maximální dynamický tlak:	$q_p(z) = [1 + 7 \cdot l_v(z)] \cdot q_b(z)$ $q_p(17,6) = [1 + 7 \cdot 0,348] \cdot 177,5 = 609,9 \text{ N/m}^2$ $q_p(19,8) = [1 + 7 \cdot 0,334] \cdot 190,3 = 635,2 \text{ N/m}^2$

F) Maximální dynamický tlak $q_p(z)$:



Tlak větru na vnější povrchy kce.: $w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$

Tlak větru na vnitřní povrchy kce.: $w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi}$

c_{pe}, c_{pi} - součinitele vnějšího tlaku

$q_p(z_e)$ - maximální dynamický tlak

z_e - referenční výška pro vnější tlak

Výsledný tlak větru na konstrukci: $w_e = w_e + w_i$

G) Součinitele vnějšího tlaku:

Součinitele vnějšího tlaku jsou uvažovány následovně $c_{pe} = c_{pe,10}$, jelikož referenční zatěžovací plocha stěn, či ploché střechy splňuje podmínku $A \geq 10 \text{ m}^2$.

h) Součinitele vnitřního tlaku:

Pro usnadnění výpočtu vodorovného zatížení od vnitřního tlaku vzduchu na svislé stěny v budově budou jako rozhodující hodnoty použity $c_{pi} = +0,2$ a $-0,3$. Tyto hodnoty reprezentují přetlak a podtlak vnitřního vzduchu a uvažují se jako směrodatné nepříznivé hodnoty dle ČSN EN 1991-1-4, pokud není stanoven součinitel μ vyjadřující velikost a rozdělení otvorů na plášti budovy. Ve výpočtu jsou uvažovány vždy dva zatěžovací stavy od vnitřního přetlaku, či podtlaku v budově.

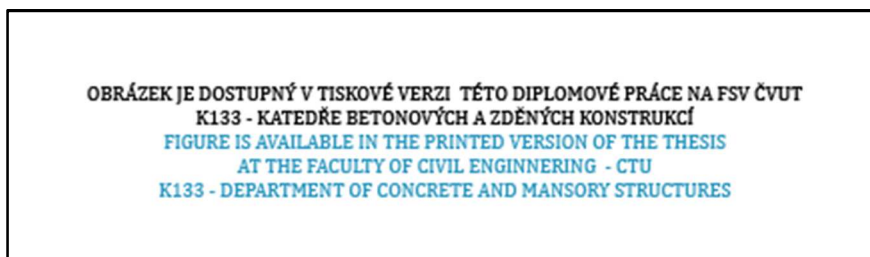
i) Rozložení tlaku po výšce konstrukce budovy

1) Podélný vítr: (vítr působící kolmo na podélný rozměr objektů)

Objekt 1: $h = 19,8\text{m}$, $b = 34,0\text{m} \Rightarrow h \leq b = 19,8 \leq 34,0$

Objekt 2: $h = 19,8\text{m}$, $b = 23,6\text{m} \Rightarrow h \leq b = 19,8 \leq 23,6$

Pro podélný vítr bude uvažováno s konstantním rozložením tlaku po výšce budovy dle následujícího schématu:



(Obr.42 - Rozložení tlaku po výšce budovy $h \leq b^{[6]}$)

2) Příčný vítr: (vítr působící kolmo na kratší rozměr objektů)

Objekt 1:

$h = 19,8\text{m}$, $b = 17,6\text{m} \Rightarrow b < h \leq 2b = 17,6 < 19,8 \leq 35,2 \text{ [m]}$

Objekt 2:

$h = 19,8\text{m}$, $b = 17,6\text{m} \Rightarrow b < h \leq 2b = 17,6 < 19,8 \leq 35,2 \text{ [m]}$



Pro příčný vítr bude uvažováno s nerovnoměrným rozložením tlaku po výšce budovy dle následujícího schématu:

OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MANSORY STRUCTURES

(Obr.43- Rozložení tlaku po výšce budovy $b < h \leq 2b^{[6]}$)

j) Výpočet tlaku na svislé stěny

Dle obr. 44 jsou nejprve stanoveny rozměry ploch pro svislé stěny a následně z tabulky Hodnot součinitelů vnějších tlaků c_{pe} pro svislé stěny, viz obr.45 jsou odečteny hodnoty c_{pe} lineární interpolační metodou.

OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MANSORY STRUCTURES

(Obr.44- Označení ploch u svislých stěn⁶)

OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MANSORY STRUCTURES

(Obr.45 - Tabulka hodnot součinitelů vnějšího tlaku $c_{pe,10}$ pro svislé stěny - ČSN EN 1991-1-4^[6])

1) Objekt 1 - Podélný vítr:

-vítr působící kolmo na podélný rozměr objektu

-rovnoměrné rozložení tlaku větru

$h = 19,8 \text{ m}; b = 34,0 \text{ m}; d = 17,6 \text{ m}$

$h/d = 19,8/17,6 = 1,125$

$e = \min \{b, 2h\} = \min \{34,0, 39,6\} = 34,0 \text{ m} \Rightarrow e \geq d \Rightarrow$ **není uvažována zóna C**

-Rozměry zón:



Zóna **A**: $e/5 = 34,0/5 = 6,8$ m

Zóna **B**: $d-e/5 = 17,6 - 34,0/5 = 10,8$ m

Zóna **D**: 34,0 m

Zóna **E**: 34,0 m

Tlak větru na stěny $z_e = 17,6$ m:

Zóna	$C_{pe,10}$	$C_{p,i}$		$q_p(z_e)$ $z_e = 17,6$ m [kN/m ²]	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]		w_1 [kN/m ²]	w_2 [kN/m ²]
A	-1,2	+0,2	-0,3	0,610	-0,73	+0,12	-0,18	-0,61	-0,91
B	-0,8				-0,49			-0,37	-0,67
D	+0,8				+0,49			+0,61	+0,31
E	-0,51				-0,31			-0,19	-0,49

2) Objekt 1 - Příčný vítr:

-vítr působící kolmo na kratší rozměr objektu

-nerovnoměrné rozložení tlaku větru

$h = 19,8$ m; $b = 17,6$ m; $d = 34,0$ m

$h/d = 19,8/34,0 = 0,58$

$e = \min \{b, 2h\} = \min \{17,6, 39,6\} = 17,6$ m $\Rightarrow e < d$

-Rozměry zón:

Zóna **A**: $e/5 = 17,6/5 = 3,52$ m

Zóna **B**: $4/5e = 4/5 \cdot 17,6 = 14,08$ m

Zóna **C**: $d-e = 34,0 - 17,6 = 16,4$ m

Zóna **D**: 17,6 m

Zóna **E**: není v tomto případě uvažována

Tlak větru na stěny $z_e = 17,6$ m:

-	$C_{pe,10}$	$C_{p,i}$		$q_p(z_e)$ $z_e = 17,6$ m [kN/m ²]	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]		w_1 [kN/m ²]	w_2 [kN/m ²]
A	-1,2	+0,2	-0,3	0,610	-0,73	+0,12	-0,18	-0,61	-0,91
B	-0,8				-0,49			-0,37	-0,67
C	-0,5				-0,31			-0,19	-0,49
D	+0,74				+0,45			+0,57	+0,27



Tlak větru na stěny $z_e = 19,8\text{m}$:

-	$C_{pe,10}$	$C_{p,i}$		$q_p(z_e)$ $z_e = 19,8\text{ m}$ [kN/m ²]	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]		w_1 [kN/m ²]	w_2 [kN/m ²]
A	-1,2	+0,2	-0,3	0,635	-0,76	+0,13	-0,19	-0,63	-0,95
B	-0,8				-0,49			-0,36	-0,68
C	-0,5				-0,32			-0,19	-0,51
D	+0,74				+0,47			+0,60	+0,28

3) Objekt 2 - Podélný vítr:

-vítr působící kolmo na podélný rozměr objektu

-rovnoměrné rozložení tlaku větru

$h = 19,8\text{ m}$; $b = 23,6\text{ m}$; $d = 17,6\text{ m}$

$h/d = 23,6/17,6 = 1,34$

$e = \min \{b, 2h\} = \min \{23,6, 39,6\} = 23,6\text{ m} \Rightarrow e \geq d \Rightarrow$ **není uvažována zóna C**

-Rozměry zón:

Zóna A: $e/5 = 23,6/5 = 4,72\text{ m}$

Zóna B: $d - e/5 = 17,6 - 4,72 = 12,88\text{ m}$

Zóna D: $23,6\text{ m}$

Zóna E: $23,6\text{ m}$

Tlak větru na stěny $z_e = 17,6\text{m}$:

Zóna	$C_{pe,10}$	$C_{p,i}$		$q_p(z_e)$ $z_e = 17,6\text{ m}$ [kN/m ²]	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]		w_1 [kN/m ²]	w_2 [kN/m ²]
A	-1,2	+0,2	-0,3	0,610	-0,73	+0,12	-0,18	-0,61	-0,91
B	-0,8				-0,49			-0,37	-0,67
D	+0,8				+0,49			+0,61	+0,31
E	-0,52				-0,31			-0,19	-0,49

4) Objekt 2 - Příčný vítr:

-vítr působící kolmo na kratší rozměr objektu

-nerovnoměrné rozložení tlaku větru

$h = 19,8\text{ m}$; $b = 17,6\text{ m}$; $d = 23,6\text{ m}$

$h/d = 19,8/23,6 = 0,84$

$e = \min \{b, 2h\} = \min \{17,6, 39,6\} = 17,6\text{ m} \Rightarrow e < d$

-Rozměry zón:

Zóna A: $e/5 = 17,6/5 = 3,52\text{ m}$



Zóna B: $4/5e = 4/5 \cdot 17,6 = 14,08$ m

Zóna C: $d-e = 23,6 - 17,6 = 6,0$ m

Zóna D: 17,6 m

Zóna E: není v tomto případě uvažována

Tlak větru na stěny $z_e = 17,6$ m:

Zóna	$C_{pe,10}$	$C_{p,i}$		$q_p(z_e)$ $z_e = 17,6$ m [kN/m ²]	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]		w_1 [kN/m ²]	w_2 [kN/m ²]
A	-1,2	+0,2	-0,3	0,610	-0,73	+0,12	-0,18	-0,61	-0,91
B	-0,8				-0,48			-0,36	-0,66
C	-0,5				-0,31			-0,19	-0,49
D	+0,78				+0,48			+0,50	+0,30

Tlak větru na stěny $z_e = 19,8$ m:

Zóna	$C_{pe,10}$	$C_{p,i}$		$q_p(z_e)$ $z_e = 19,8$ m [kN/m ²]	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]		w_1 [kN/m ²]	w_2 [kN/m ²]
A	-1,2	+0,2	-0,3	0,635	-0,76	+0,13	-0,19	-0,63	-0,95
B	-0,8				-0,49			-0,36	-0,68
C	-0,5				-0,32			-0,19	-0,51
D	+0,78				+0,50			+0,67	+0,31

k) Výpočet tlaku na ploché střešní konstrukci:

Dle obr. 45 jsou nejprve stanoveny rozměry ploch na ploché střeše a následně z tabulky hodnot součinitelů vnějších tlaků c_{pe} pro ploché střechy, viz obr.47 jsou odečteny hodnoty c_{pe} lineární interpolační metodou.

OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

(Obr.46- Označení ploch pro ploché střech⁽⁶⁾)



OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MANSORY STRUCTURES

(Obr.46 - Tabulka hodnot součinitelů vnějšího tlaku $c_{pe,10}$ pro ploché střechy- ČSN EN 1991-1-4^[6])

1) Objekt 1 - Podélný vítr:

$$h = 19,8 \text{ m}; b = 34,0 \text{ m}; d = 17,6 \text{ m}; h_p = 0,8 \text{ m}$$

$$h_p / h = 0,8 / 19,8 = 0,04$$

$$e = \min \{b, 2h\} = \min \{34,0, 39,6\} = 34,0 \text{ m}$$

-Rozměry zón:

$$\text{Zóna F: } e/10 = 34/5 = 3,4 \text{ m}$$

$$\text{Zóna G: } b - e/2 = 34,0 - 34/2 = 17,0 \text{ m}$$

$$\text{Zóna H: } 34,0 \text{ m}; e/2 - e/10 = 34,0/2 - 34,0/10 = 13,6 \text{ m}$$

$$\text{Zóna I: } 34,0 \text{ m}; e/2 = 34,0/2 = 17,0 \text{ m}$$

Tlak větru na střechu $z_e = 19,8 \text{ m}$:

Zóna	$c_{pe,10}$	$c_{p,i}$		$q_p(z_e)$ $z_e = 19,8 \text{ m}$ [kN/m ²]	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]		w_1 [kN/m ²]	w_2 [kN/m ²]
F	-1,42	+0,2	-0,3	0,635	-0,90	+0,12	-0,18	-0,78	-1,08
G	-0,92				-0,58			-0,46	-0,76
H	-0,7				+0,44			+0,56	+0,26
I	±0,2				±0,13			+0,25	-0,31

2) Objekt 1 - Příčný vítr:

$$h = 19,8 \text{ m}; b = 17,6 \text{ m}; d = 34,0 \text{ m}; h_p = 0,8 \text{ m}$$

$$h_p / h = 0,8 / 19,8 = 0,04$$

$$e = \min \{b, 2h\} = \min \{17,6, 39,6\} = 17,6 \text{ m}$$

-Rozměry zón:

$$\text{Zóna F: } e/10 = 17,6/5 = 1,76 \text{ m}$$

$$\text{Zóna G: } b - e/2 = 17,6 - 17,6/2 = 8,8 \text{ m}$$

$$\text{Zóna H: } 34,0 \text{ m}; e/2 - e/10 = 17,6/2 - 17,6/10 = 7,04 \text{ m}$$

$$\text{Zóna I: } 34,0 \text{ m}; e/2 = 17,6/2 = 8,8 \text{ m}$$



Poznámka:

Tlak větru v příčném působení směru větru má stejné hodnoty pro jednotlivé zóny jako tlak větru v podélném směru. Tato podmínka platí jak pro objekt 1, tak i pro objekt 2.

3) Objekt 2 - Podélný vítr:

$$h = 19,8 \text{ m}; b = 23,6 \text{ m}; d = 17,6 \text{ m}; h_p = 0,8 \text{ m}$$

$$h_p / h = 0,8 / 19,8 = 0,04$$

$$e = \min \{b, 2h\} = \min \{23,6, 39,6\} = 23,6 \text{ m}$$

-Rozměry zón:

$$\text{Zóna F: } e/10 = 23,6/10 = 2,36 \text{ m}$$

$$\text{Zóna G: } b - e/2 = 23,6 - 23,6/2 = 11,8 \text{ m}$$

$$\text{Zóna H: } 23,6 \text{ m}; e/2 - e/10 = 23,6/2 - 23,6/10 = 9,44 \text{ m}$$

$$\text{Zóna I: } 23,6 \text{ m}; e/2 = 23,6/2 = 11,8 \text{ m}$$

4) Objekt 2 - Příčný vítr:

$$h = 19,8 \text{ m}; b = 17,6 \text{ m}; d = 23,6 \text{ m}; h_p = 0,8 \text{ m}$$

$$h_p / h = 0,8 / 19,8 = 0,04$$

$$e = \min \{b, 2h\} = \min \{17,6, 39,6\} = 17,6 \text{ m}$$

-Rozměry zón:

$$\text{Zóna F: } e/10 = 17,6/10 = 1,76 \text{ m}$$

$$\text{Zóna G: } b - e/2 = 17,6 - 17,6/2 = 8,8 \text{ m}$$

$$\text{Zóna H: } 23,6 \text{ m}; e/2 - e/10 = 17,6/2 - 17,6/10 = 7,04 \text{ m}$$

$$\text{Zóna I: } 23,6 \text{ m}; e/2 = 17,6/2 = 8,8 \text{ m}$$

l) Výpočet tlaku na atiku:

Dle obr. 47 a obr. 48 jsou nejprve stanoveny součinitele zastínění ψ_s a tlaku větru na atiku $c_{p,net,s}$ a následně dle obr. 49 jsou vypočteny rozměry zón jednotlivých ploch na atice.

$$b = 17,6 \text{ m}; l = 34,0 \text{ m}; h_p = 0,8 \text{ m}$$

$$\text{Součinitel tlaku: } c_{p,net,s} = \psi_s \cdot c_{p,net}$$

$$\text{Součinitel zastínění: } \psi_s = b/h_p = 17,6/0,8 = 22 > 20 \Rightarrow \psi_s = 1,0$$



OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MANSORY STRUCTURES

(Obr.47 - Tabulka hodnot součinitele zastínění ψ_s^7)

$$l/h_p = 34,0/0,8 = 42,5 > 10$$

OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MANSORY STRUCTURES

(Obr.48 - Tabulka hodnot součinitele tlaku $c_{p,net}^{[7]}$)

OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MANSORY STRUCTURES

(Obr.49 - Rozložení součinitele tlaku pro atiku volně stojící stěny^[7])

-Rozměry zón:

Zóna J: $0,3 \cdot h_p = 0,3 \cdot 0,8 = 0,24\text{m}$

Zóna K: $2,0 \cdot h_p = 2,0 \cdot 0,8 = 1,6\text{m}$

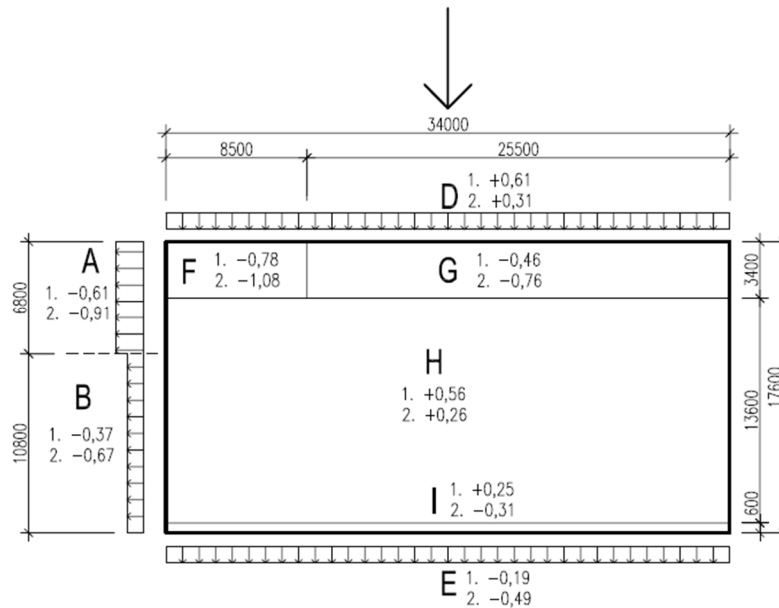
Zóna L: $4,0 \cdot h_p = 4,0 \cdot 0,8 = 3,2\text{ m}$

Zóna	$c_{pe,10}$	$q_p(z_e)$ $z_e = 19,8\text{ m}$ [kN/m ²]	w_e [kN/m ²]
J	3,4	0,635	2,16
K	2,1		1,33
L	1,7		1,08
M	1,2		0,76



m) Výsledné zatížení na obvodový plášť objektu 1:

1) Podélný vítr:

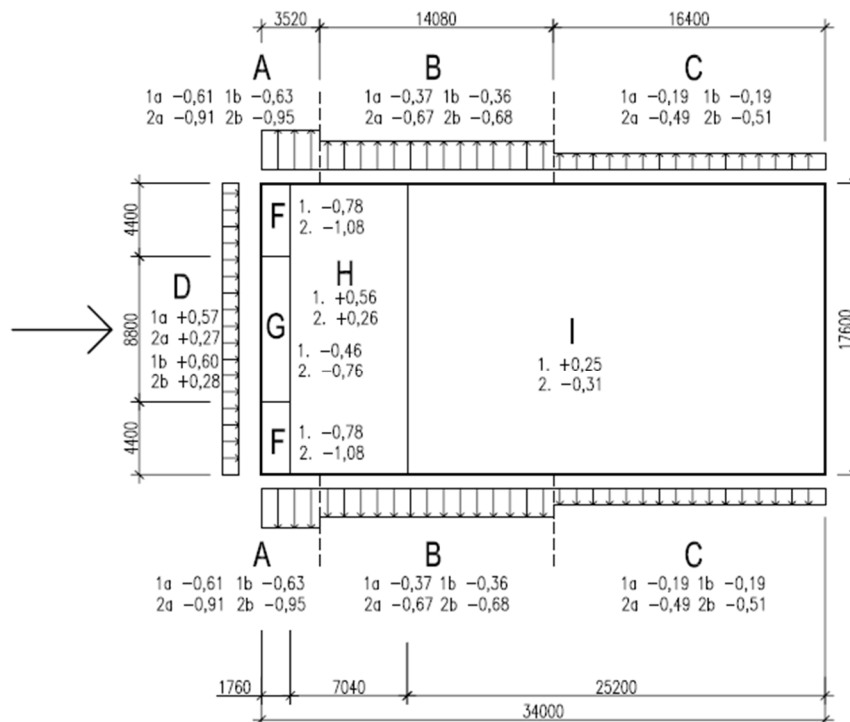


(Obr.50- Výsledné zatížení větrem - objekt 1 - podélný vítr)

2) Příčný vítr:

Poznámka:

Hodnoty **a** představují výsledný tlak na vnější stěny do referenční výšky $z_e = 17,6\text{m}$ a hodnoty **b** jsou hodnoty pro referenční výšku $19,8\text{m} > z_e > 17,6\text{m}$.

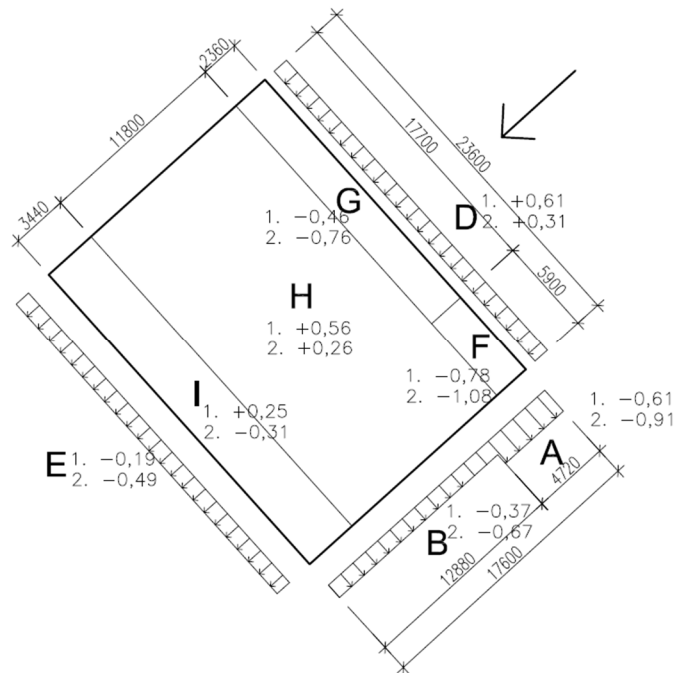


(Obr.51- Výsledné zatížení větrem - objekt 1 - příčný vítr)



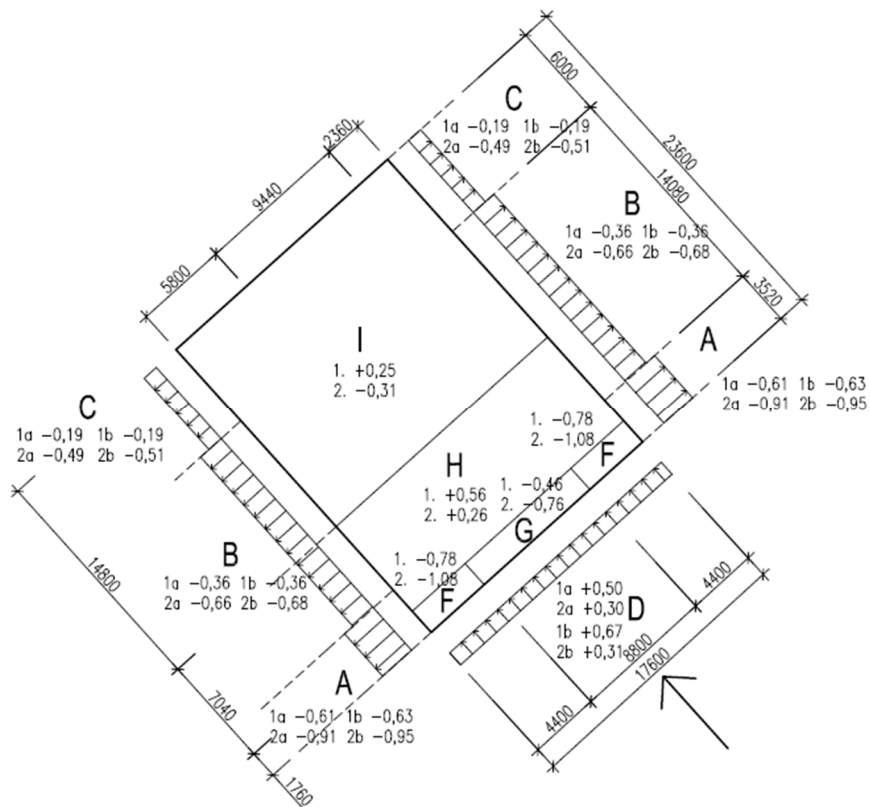
n) Výsledné zatížení na obvodový plášť objektu 2:

1) Podélný vítr:



(Obr.52 - Výsledné zatížení větrem - objekt 2 - podélný vítr)

2) Příčný vítr:



(Obr.53 - Výsledné zatížení větrem - objekt 2 - příčný vítr)



Poznámka:

Hodnoty **a** představují výsledný tlak na vnější stěny do referenční výšky $z_e = 17,6\text{m}$ a hodnoty **b** jsou hodnoty pro referenční výšku $19,8\text{ m} > z_e > 17,6\text{ m}$.



4 PŘEDBEŽNÝ NÁVRH NOSNÝCH PRVKŮ

4.1 MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY

BETON:

Třída betonu:	C 30/37
Charakteristická pevnost betonu v tlaku:	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
Součinitel materiálu:	$\gamma_c = 1,5$
Návrhová pevnost betonu v tlaku:	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 20 / 1,5 = 20,0 \text{ MPa}$
Střední pevnost betonu v tahu:	$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$
Modul pružnosti:	$E_{cm} = 32 \text{ GPa}$

Třída betonu:	C 35/45
Charakteristická pevnost betonu v tlaku:	$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$
Součinitel materiálu:	$\gamma_c = 1,5$
Návrhová pevnost betonu v tlaku:	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 35 / 1,5 = 23,33 \text{ MPa}$
Střední pevnost betonu v tahu:	$f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$
Modul pružnosti:	$E_{cm} = 34 \text{ GPa}$

OCEL:

Třída betonářské oceli:	B500B
Charakteristická pevnost výztuže v tahu:	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
Součinitel materiálu:	$\gamma_s = 1,15$
Návrhová pevnost výztuže v tahu:	$f_{cd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 434,78 \text{ MPa}$
Modul pružnosti:	$E_s = 200 \text{ GPa}$

4.2 VSTUPNÍ PARAMETRY NÁVRHU

Kategorie návrhové životnosti: S4 - bytový dům (50 let)

Stupně vlivu prostředí dle ČSN EN 206:

X0 - Bez nebezpečí koroze nebo napadení

XC1 - Koroze vyvolaná karbonatací

XC2 - Koroze vyvolaná karbonatací

XC3 - Koroze vyvolaná karbonatací

XA1 - Chemická koroze

Oblasti působení na jednotlivé konstrukce polyfunkčního objektu:

X0 - podkladní základové prahy základových konstrukcí

XC1 - vnitřní vodorovné stropní kce., vnitřní svislé konstrukce

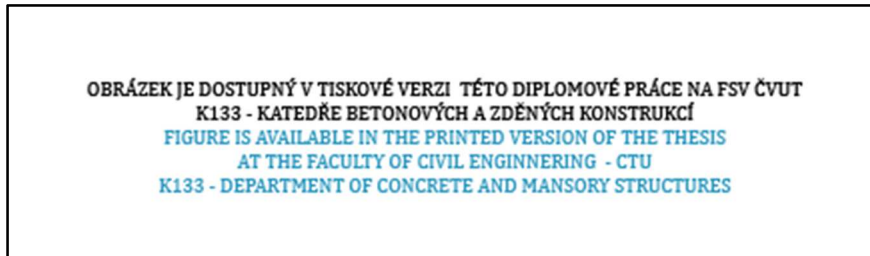


- XC3 - vnější obvodové zateplené stěny, lodžie, atika, střešní deska, svislé a vodorovné vnitřní konstrukce 1.PP
- XC2, XA1 - základová deska
- XC3, XC4, XA1 - suterénní obvodové svislé kce. 1.PP

Poznámka:

V inženýrsko-geologickém průzkumu byla zjištěna chemickým rozbořem podzemní vody slabá síranová agresivita vůči betonu, a tak bude uvažováno na obvodové stěny spodní stavby objektu stupeň vlivu XA1 – slabě agresivní chemické prostředí.

Návrhová pevnostní třída betonu C30/37 splňuje požadavky na indikativní pevnostní třídu betonu dle následující tabulky v ČSN EN 1992-1-1 pro jednotlivé stupně vlivu prostředí:



(Obr.54- Indikativní pevnostní třídy betonu z hlediska trvanlivosti dle ČSN EN 1992-1-1^[8])

4.3 STANOVENÍ BETONOVÉ KRYCÍ VRSTVY BETONÁŘSKÉ VÝZTUŽE

-Stanovení dle ČSN EN 1992-1-1

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

- $c_{min,b}$ - min. krycí vrstva z hlediska soudržnosti; [mm]
 $c_{min,dur}$ - min. krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí; [mm]
 $\Delta c_{dur,\gamma}$ - přídatná hodnota z hlediska spolehlivosti prvku; [mm]
 $\Delta c_{dur,st}$ - redukce min. krycí vrstvy při použití nerezové oceli; [mm]
 $\Delta c_{dur,add}$ - redukce min. krycí vrstvy při použití přídatné ochrany; [mm]

$$c_{min,b} \Rightarrow c_{min,b} \geq \varnothing_s + 5 \text{ mm [mm]}$$

Poznámka:

Jelikož není známa hodnota $c_{min,b}$, tak jako kompenzace ve výpočtu min. tloušťky betonové krycí vrstvy nebude snížena návrhová kategorie vzhledem k pevnostní třídě betonu. Návrhová kategorie bude snížena pouze pro deskové konstrukce.

$c_{min,dur}$ - dle stupně vlivu prostředí viz tabulka obr.55



-pro deskové konstrukce je třída konstrukce snížena S4 -> S3 (viz obr.56)

OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MANSORY STRUCTURES

(Obr.55 - Tabulka doporučených úprav třídy konstrukce⁹⁾)

OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MANSORY STRUCTURES

(Obr.56 - Tabulka doporučených úprav třídy konstrukce⁹⁾)

Minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí:

$c_{min,dur} = 25 \text{ mm}$ - XC4 – S3 – deskové konstrukce (suterénní obvodové stěny)

$c_{min,dur} = 25 \text{ mm}$ - XC3 – S4 – (sloupy a průvlaky 1.PP)

$c_{min,dur} = 20 \text{ mm}$ - XC3 – S3 – deskové konstrukce (obvodové stěny, stropní deska 1.PP,
vodorovné stropní kce. venkovní prostředí)

$c_{min,dur} = 20 \text{ mm}$ - XC2 - S3 - základová deska

$c_{min,dur} = 15 \text{ mm}$ - XC1 - S4 – (sloupy a stropní trámy vnitřní prostředí)

$c_{min,dur} = 10 \text{ mm}$ - XC1 – S3 – (vnitřní stropní desky, stěny vnitřní prostředí)

Minimální hodnota krycí vrstvy:

1) V prostředí XC4:

$c_{min} = \max \{ - ; 25 + 0 - 0 - 0 ; 10\text{mm} \} = 25 \text{ mm}$ – kategorie S3

2) V prostředí XC3 a XC2:

$c_{min} = \max \{ - ; 25 + 0 - 0 - 0 ; 10\text{mm} \} = 25 \text{ mm}$ - kategorie S4

$c_{min} = \max \{ - ; 20 + 0 - 0 - 0 ; 10\text{mm} \} = 20 \text{ mm}$ - kategorie S3

3) V prostředí XC1:

$c_{min} = \max \{ - ; 15 + 0 - 0 - 0 ; 10\text{mm} \} = 15 \text{ mm}$ - kategorie S4

$c_{min} = \max \{ - ; 10 + 0 - 0 - 0 ; 10\text{mm} \} = 10 \text{ mm}$ - kategorie S3

Návrhový přírůstek krycí výztuže:

$\Delta c_{dev} = 5 \div 10\text{mm} = 10 \text{ mm}$



Poznámka:

Bude zajištěna dostatečná kontrola vázané výztuže.

Předpokládané nominální krycí vrstvy pro jednotlivá prostředí a návrhové kategorie:

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

$$c_{nom} = 25 + 10 = \mathbf{35 \text{ mm}} - \text{XC4} - \text{kategorie S3}$$

$$c_{nom} = 25 + 10 = \mathbf{35 \text{ mm}} - \text{XC3/XC2} - \text{kategorie S4}$$

$$c_{nom} = 20 + 10 = \mathbf{30 \text{ mm}} - \text{XC3/XC2} - \text{kategorie S3}$$

$$c_{nom} = 15 + 10 = \mathbf{25 \text{ mm}} - \text{XC1} - \text{kategorie S4}$$

$$c_{nom} = 10 + 10 = \mathbf{20 \text{ mm}} - \text{XC1} - \text{kategorie S3}$$

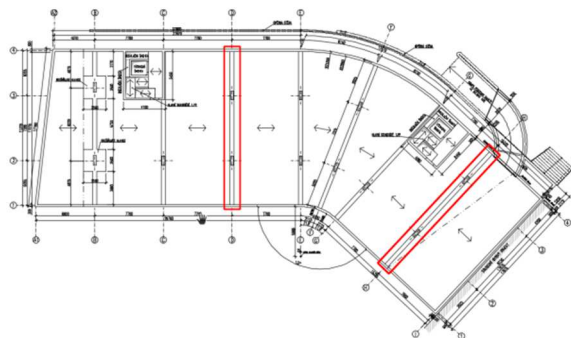
Závěr:

Návrhové hodnoty krycí vrstvy:

-Vnitřní ŽB stěny	c = 25 mm
-Vnitřní sloupy, stropní trámy:	c = 30 mm
-Vnější obvodové svislé kce.:	(exteriér) c = 30 mm (interiér) c = 25 mm
-Stropní desky vnitřní prostředí:	c = 25 mm
-Stropní desky venkovní prostředí:	c = 30 mm
-Suterénní obvodové stěny:	(exteriér) c = 50 mm (interiér) c = 35 mm
-Suterénní stěny 1.PP:	c = 35 mm
-Stropní deska 1.PP:	c = 30 mm
-Základová deska:	c = 50 mm

4.4 NÁVRH STROPNÍCH NOSÍKOVÝCH KONSTRUKCÍ

4.4.1 NÁVRH STROPNÍ RÁMOVÉ PŘÍČLE 1.PP



Maximální účinné rozpětí:

$$L_{max} = 7325; 8150 \text{ mm}$$



Návrhová výška průvlaku:

$$h_p = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{8}\right) \cdot L_{max}$$

$$h_{p1} = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{8}\right) \cdot 7325 = 610,4 \div 7 \text{ mm}$$

$$h_{p2} = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{8}\right) \cdot 8150 = 679,2 \div 1018,9 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h_p = 800 \text{ mm}$$

Návrhová šířka průvlaku:

$$b_p = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right) \cdot h_p$$

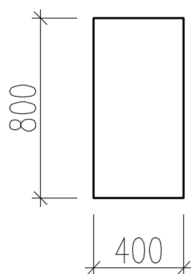
$$b_p = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right) \cdot 800 = 266,6 \div 400 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow b_p = 400 \text{ mm}$$

Návrh dimenze rámová příčle 1.PP - C30/37

$h_p = 800 \text{ mm}$

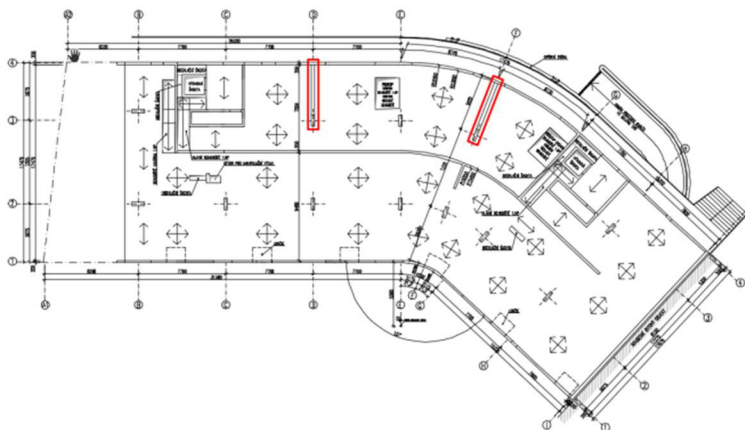
$b_p = 400 \text{ mm}$



Poznámka:

Dimenze rámové příčle 1.PP je v předběžném návrhu stanovena na rozměry 800x400mm dle empirického návrhu. Příčle je navržena jako masivní průřez z důvodu předpokladu přenosu svislých účinků zatížení od středové podélné stěny 1.NP, zasahující přes všechna nadzemní podlaží objektu. Rozměry rámové příčle budou případně dále upraveny při podrobnější analýze rámové konstrukce 1.PP v kapitole 7.

4.4.2 NÁVRH STROPNÍ NOSNÍK 1.NP – OSA D,F





Stropní nosník vodorovné nosné konstrukce 1.NP v komerčních prostorech obchodu na ose D3-D4 a F3-F4 bude navržen dle empirického návrhu při zachování, co nejvyšší světlé výšky.

Účinné rozpětí:

$$L_{\max} = 5075 \text{ mm}$$

Návrhová výška stropního trámu:

$$h_p = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{8}\right) \cdot L_{\max}$$

$$h_p = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{8}\right) \cdot 5075 = 423 \div 635 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow h_p = 450 \text{ mm}$$

Návrhová šířka průvlastku:

$$b_p = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right) \cdot h_p$$

$$b_p = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right) \cdot 450 = 250 \div 375 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow b_p = 300 \text{ mm}$$

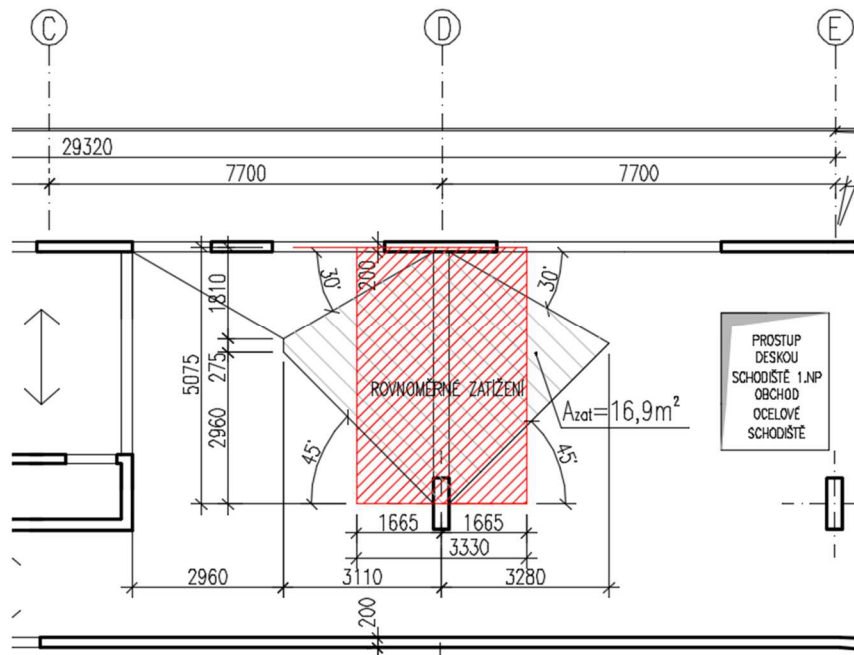
Ověření návrhu průřezu z hlediska namáhání ohybem a smykem:

Stanovení zatížení na stropní nosník:

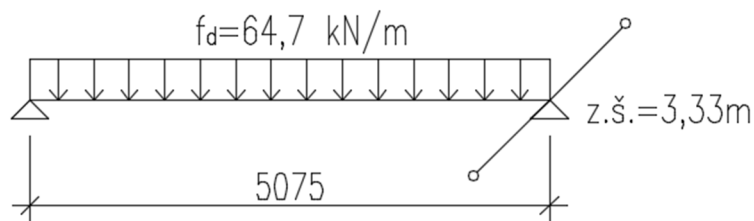
Typ zatížení	Výpočet zatížení	g_k [kN/m]	γ_f	g_d [kN/m]
Stálé zatížení (z.š. = 5,85 m)				
Vl.tíha - stropní kce. (předpoklad tl.220mm)	$0,22 \cdot 25 \cdot 3,33$	18,3	1,35	24,7
Vl.tíha nosník	$25 \cdot (0,45 - 0,24) \cdot 0,3$	1,6		2,2
Skladba podlahy 2.NP	$1,94 \cdot 3,33$	6,5		8,7
Σ Stálé zatížení celkem [kN/m]		26,4		35,6
		q_k [kN/m]	γ_f	q_d [kN/m]
Proměnné zatížení (z.š. = 5,85 m);				
Kategorie-D1 - obchody	$5,0 \cdot 3,33$	16,7	1,50	25,0
Přemístitelné příčky	$0,8 \cdot 3,33$	2,7		4,1
Σ Proměnné zatížení celkem [kN/m]		19,4		29,1
Σ Celkové zatížení na stropní nosník f_k, f_d [kN/m]		45,8		64,7



Zatěžovací plocha:



(Obr.57 - Zatěžovací plocha na stropní nosník)



(Obr.58 - Zatěžovací schéma stropní nosník)

Stanovení náhradní zatěžovací šířky:

$$A_{ZAT} = 16,9 \text{ m}^2$$

$$z. \text{ š.} = \frac{A_{ZAT}}{L_{max}} = \frac{16,9}{5,075} = 3,33 \text{ m}$$

Stanovení vnitřních sil:

$$M_{Ed} = \frac{f_d \cdot L^2}{8} = \frac{64,7 \cdot 5,075^2}{8} = 208,3 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = \frac{f_d \cdot L}{2} = \frac{64,7 \cdot 5,075}{2} = 164,2 \text{ kN}$$

Ověření z hlediska ohybového namáhání:

Poměrný ohybový moment:



$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{b_t \cdot d_t^2 \cdot f_{cd}} = \frac{208,3 \cdot 10^3}{0,3 \cdot 0,402^2 \cdot 20 \cdot 10^6} = 0,214 \Rightarrow \xi = \mathbf{0,306}$$

μ_{Ed} poměrný ohybový moment pro návrh výztuže dle tabulek [10]; [-]

f_{cd} $f_{cd} = 20 \text{MPa} \Rightarrow \text{C30/37}$

Statically účinná výška průřezu:

$$d_t = h_t - c - \phi_{sw} - \frac{\phi}{2} = 450 - 30 - 8 - \frac{20}{2} = \mathbf{402 \text{ mm}}$$

Předpoklad použití profilů hlavní nosné výztuže $\phi = 20 \text{mm}$

Předpoklad použití profilů výztuže třmínků $\phi = 8 \text{mm}$

Posouzení výšky tlačené oblasti průřezu:

$\xi = \mathbf{0,306} < \xi_{max} = \mathbf{0,45} [-] \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$

Ověření stupně vyztužení:

$\mu_{Ed} = 0,214 \Rightarrow \zeta = \mathbf{0,879}$

$$\rho_{s,rqd} = \frac{A_{s,rqd}}{A_c} = \frac{\zeta \cdot d_t \cdot f_{yd}}{b_t \cdot d_t} = \frac{0,879 \cdot 0,402 \cdot 434,78 \cdot 10^6}{0,3 \cdot 0,402} = \mathbf{0,0112}$$

Posouzení stupně vyztužení:

$\rho_{s,rqd} = 0,0112 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$

Ověření tlakové diagonály:

$$V_{Rd,max} = v \cdot f_{cd} \cdot b_t \cdot \zeta \cdot d_t \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} \geq V_{Ed,max}$$

$\cot(\theta)$ sklon tlačené diagonály, [-] \Rightarrow předpoklad $\cot(\theta) = 1,3$

$$V_{Rd,max} = 0,528 \cdot 20 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,879 \cdot 0,402 \cdot \frac{1,3}{1 + 1,3^2} = \mathbf{541,0 \text{ kN}}$$

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

Posouzení únosnosti tlačené diagonály:

$V_{Rd,max} = \mathbf{541,0} \geq V_{Ed,max} = \mathbf{164,2} [\text{kN}] \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$

Ověření průhybu:

-dle podmínky dodržení ohybové štíhlosti prvku

$$\lambda = \frac{l_t}{d_t} \leq \lambda_d = K_{c1} \cdot K_{c2} \cdot K_{c3} \cdot \lambda_{d,tab}$$

λ ohybová štíhlost posuzovaného prvku; [-]

λ_d vymežující ohybová štíhlost; [-]



l_t osová rozpětí nosníku; [m]

d_t výška staticky účinné části průřezu nosníku; [m]

K_{c1} součinitel tvaru průřezu, obdélníkový průřez $\Rightarrow K_{c1} = 0,8$; [-]

K_{c2} součinitel rozpětí $\Rightarrow l_t < 7,0 \text{ m} \Rightarrow K_{c2} = 1,0$; [-]

K_{c3} součinitel napětí tahové výztuže, obecně $K_{c3} = \frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}}$, uvažováno $K_{c3} = 1,2$; [-]

Ohybová štíhlost:

$$\lambda = \frac{l_t}{d_t} = \frac{5,075}{0,402} = \mathbf{12,66}$$

Vymežující ohybová štíhlost:

$$\lambda_d = K_{c1} \cdot K_{c2} \cdot K_{c3} \cdot \lambda_{d,tab} = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 14,6 = \mathbf{14,0}$$

$\lambda_{d,tab} = \mathbf{14,6}$ - hodnota stanovená interpolací hodnot z následující tabulky pro C30/37

- předpoklad stupně vyztužení průřezu $\rho_{s,rqd} = 0,0112 \Rightarrow 1,1 \%$

OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

(Obr.59- Tabulka pro $\lambda_{d,tab}$ pro prosté nosníky)^[16]

Posouzení ohybové štíhlosti:

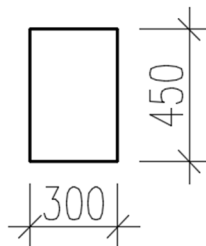
$$\lambda = \mathbf{12,6} \leq \lambda_d = \mathbf{14,0} ; [-] \Rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

Závěr:

Návrh stropní trám 1.NP C30/37 (OSA D3-D4, F3-F4):

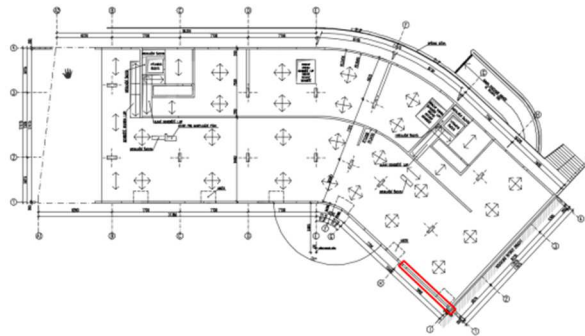
$h_p = 450 \text{ mm}$

$b_p = 300 \text{ mm}$





4.4.3 NÁVRH STROPNÍ TRÁM 1.NP – PRŮCHOD



Návrh stropního okrajového nosníku nad průchodem mezi osami H1 a I1 bude navržen jako vysoký a úzký profil z důvodu návaznosti přiléhajících stěn.

Účinné rozpětí: $L_{max} = 6950 \text{ mm}$

Návrhová výška stropního trámu:
$$h_p = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{8}\right) \cdot L_{max}$$
$$h_p = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{8}\right) \cdot 6950 = 579,2 \div 868,8 \text{ mm}$$
$$\Rightarrow h_p = 600 \text{ mm}$$

Návrhová šířka průvlaku:
$$b_p = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right) \cdot h_p$$
$$b_p = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right) \cdot 600 = 200 \div 300 \text{ mm}$$
$$\Rightarrow b_p = 200 \text{ mm}$$

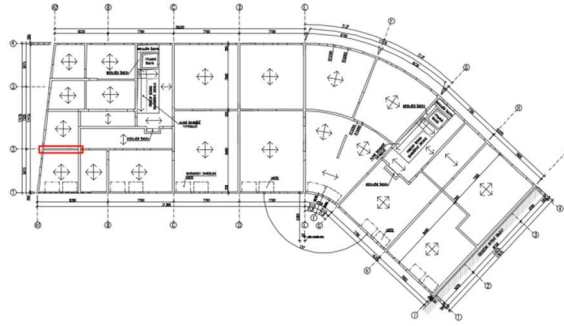
Návrh stropní trám 1.NP C30/37 (OSA H1-I1):	$h_p = 600 \text{ mm}$ $b_p = 200 \text{ mm}$
--	--

Poznámka:

Z důvodu nejasného rozložení napětí, kterým bude nosník zatížen, ve svislé konstrukci nacházející se nad stropním nosníkem jsou rozměry průřezu stanoveny v předběžném návrhu alespoň orientačně empiricky.

4.4.4 NÁVRH STROPNÍ TRÁM 3.-6.NP – OSA 2 (A-B)

Stropní nosník vodorovné nosné konstrukce typického podlaží ve vykonzolované části objektu na ose 2 bude navržen dle empirického návrhu při zachování, co nejvyšší světlé výšky z dispozičních důvodů v bytových prostorech.



Účinné rozpětí:

$$L_{\max} = 4300 \text{ mm}$$

Návrhová výška stropního trámu:

$$h_t = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{8} \right) \cdot L_{\max}$$

$$h_t = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{8} \right) \cdot 4300 = 358,3 \div 537,5 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow h_t = 400 \text{ mm}$$

Návrhová šířka průvlastku:

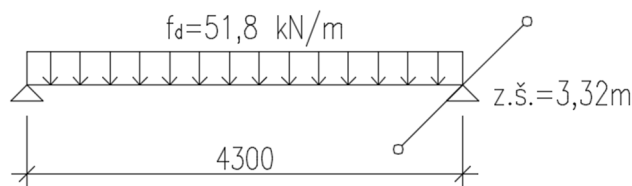
$$b_t = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2} \right) \cdot h_p$$

$$b_t = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2} \right) \cdot 400 = 120 \div 200 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow b_t = 200 \text{ mm}$$

Stanovení zatížení na stropní nosník:

Typ zatížení	Výpočet zatížení	g_k [kN/m]	γ_f	g_d [kN/m]
Stálé zatížení (z.š. = 3,32 m)				
Vl.tíha - stropní kce. (předpoklad tl.220mm)	$0,22 \cdot 25 \cdot 3,32$	18,3	1,35	24,7
Vl.tíha nosník	$(0,40 - 0,22) \cdot 25$	4,5		6,1
Skladba podlahy 3.-6.NP (Lehká plovoucí podlaha)	$0,85 \cdot 3,32$	2,8		3,8
Pevné příčky	$1,10 \cdot 3,32$	3,7		5,0
Σ Stálé zatížení celkem [kN/m]		29,3		40,2
		q_k [kN/m]	γ_f	q_d [kN/m]
Proměnné zatížení (z.š. = 3,32 m);				
Kategorie A	$1,5 \cdot 3,32$	5,0	1,50	7,5
Přemístitelné příčky	$0,8 \cdot 3,32$	2,7		4,1
Σ Proměnné zatížení celkem [kN/m]		7,7		11,6
Σ Celkové zatížení na stropní nosník f_k, f_d [kN/m]		37,0		51,8



(Obr.59- Zatěžovací schéma nosník)



Stanovení vnitřních sil:

$$M_{Ed} = \frac{f_d \cdot L^2}{8} = \frac{51,8 \cdot 4,3^2}{8} = \mathbf{119,7 \text{ kNm}}$$

$$V_{Ed} = \frac{f_d \cdot L}{2} = \frac{51,8 \cdot 4,3}{2} = \mathbf{111,4 \text{ kN}}$$

Statically účinná výška průřezu:

$$d_t = h_t - c - \phi_{sw} - \frac{\phi}{2} = 400 - 30 - 8 - \frac{20}{2} = 352 \text{ mm}$$

Předpoklad použití profilů hlavní nosné výztuže $\phi = 20 \text{ mm}$

Předpoklad použití profilů výztuže třmínků $\phi = 8 \text{ mm}$

Ověření z hlediska ohybového namáhání:

Poměrný ohybový moment:

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{b_t \cdot d_t^2 \cdot f_{cd}} = \frac{119,7 \cdot 10^3}{0,2 \cdot 0,352^2 \cdot 20 \cdot 10^6} = 0,241 \Rightarrow \xi = \mathbf{0,350}$$

Posouzení výšky tlačené oblasti průřezu:

$$\xi = \mathbf{0,350} < \xi_{max} = \mathbf{0,45} [-] \Rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

Ověření stupně vyztužení:

$$\mu_{Ed} = 0,241 \Rightarrow \zeta = \mathbf{0,861}$$

$$\rho_{s,rqd} = \frac{A_{s,rqd}}{A_c} = \frac{\zeta \cdot d_t \cdot f_{yd}}{b_t \cdot d_t} = \frac{0,861 \cdot 0,352 \cdot 434,78 \cdot 10^6}{0,2 \cdot 0,352} = \mathbf{0,0129}$$

Posouzení stupně vyztužení:

$$\rho_{s,rqd} = 0,0129 \leq \rho_{s,max} = \mathbf{0,04} \Rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

Ověření tlakové diagonály:

$$V_{Rd,max} = v \cdot f_{cd} \cdot b_t \cdot \zeta \cdot d_t \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} \geq V_{Ed,max}$$

$$V_{Rd,max} = 0,528 \cdot 20 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,861 \cdot 0,352 \cdot \frac{1,3}{1 + 1,3^2} = \mathbf{309,3 \text{ kN}}$$

$$v = 0,528 \Rightarrow \text{C30/37}$$

Posouzení únosnosti tlačené diagonály:

$$V_{Rd,max} = \mathbf{309,3} \geq V_{Ed,max} = \mathbf{111,4} [\text{kN}] \Rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

Ověření průhybu:

$$\lambda = \frac{l_t}{d_t} \leq \lambda_d = K_{c1} \cdot K_{c2} \cdot K_{c3} \cdot \lambda_{d,t\text{ab}}$$

$$K_{c1} = 0,8$$

$$K_{c2} = 1,0 \Rightarrow l_t < 7,0 \text{ m}$$



$$K_{c3} = 1,2$$

Ohybová štíhlost:

$$\lambda = \frac{l_t}{d_t} = \frac{4,3}{0,352} = 12,2$$

Vymezuující ohybová štíhlost:

$$\lambda_d = K_{c1} \cdot K_{c2} \cdot K_{c3} \cdot \lambda_{d,tab} = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 15,9 = 15,26$$

$\lambda_{d,tab} = 15,9$ - hodnota stanovená interpolací hodnot z následující tabulky pro C30/37

- předpoklad stupně vyztužení průřezu $\rho_{s,rqd} = 0,0129 \Rightarrow 1,29 \%$

OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

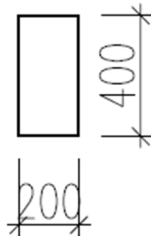
(Obr.60- Tabulka pro $\lambda_{d,tab}$ pro prosté nosníky)^[16]

Posouzení ohybové štíhlosti:

$$\lambda = 12,2 \leq \lambda_d = 14,98 ; [-] \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Návrh stropní trám 1.NP C30/37 (OSA 2):

**$h_p = 400 \text{ mm}$
 $b_p = 200 \text{ mm}$**



Závěr:

V předběžném návrhu byly stanoveny orientační rozměry charakteristických nosníkových konstrukcí s největším uvažovaným rozpětím. Ostatní rozměry stropních nosníkových konstrukcí budou přizpůsobeny vzhledem dle velikosti otvorů oken, dveří, či požadavků dispozice.



4.5 NÁVRH STROPNÍ VODOROVNÉ KCE. 3. - 6.NP TYPICKÉ PODLAŽÍ

4.5.1 EMPIRICKÝ NÁVRH

Předpoklady návrhu:

Deska křížem vyztužená - plný průřez - po obvodě podepřená stěnami

Maximální rozpětí desky:

$$L_1 = 7700 \text{ mm}$$

$$L_2 = 9680 \text{ mm}$$

Návrhová tloušťka desky:

$$h_{d1} = \frac{1}{75}(L_1 + L_2)$$

$$\text{popř. } h_{d2} = \frac{1}{35}(L_1)$$

$$h_{d1} = \frac{1}{75}(7700 + 9680) = 231,7 \text{ mm}$$

$$h_{d2} = \frac{L_1}{35} = \frac{7700}{35} = 220 \text{ mm}$$

Návrh stropní desky 3.-6.NP

$h_d = 230 \text{ mm}$

4.5.2 NÁVRH DLE OHYBOVÉ ŠTÍHLosti

-dle EN 1992-1-1

$$\lambda = \frac{l}{d} \leq \lambda_d = K_{c1} \cdot K_{c2} \cdot K_{c3} \cdot \lambda_{d,tab} \Rightarrow d \geq \frac{L_1}{K_{c1} \cdot K_{c2} \cdot K_{c3} \cdot \lambda_{d,tab}}$$

λ ohybová štíhlost posuzovaného prvku; [-]

λ_d vymezuující ohybová štíhlost; [-]

l osová rozpětí prvku; [m]

d výška staticky účinné části průřezu; [m]

K_{c1} součinitel tvaru průřezu, obdélníkový průřez $\Rightarrow K_{c1} = 1,0$; [-]

K_{c2} součinitel rozpětí $\Rightarrow l = 7,70 \text{ m} \geq 7,0 \text{ m} \Rightarrow K_{c2} = 7/l = 7/7,7 = 0,91$; [-]

K_{c3} součinitel napětí tahové výztuže, obecně $K_{c3} = \frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}}$, uvažováno $K_{c3} = 1,2$; [-]

$\lambda_{d,tab}$ vymezuující ohybová štíhlost; [-]

$\lambda_{d,tab}=26$ -krajní pole spojitě desky křížem vyztužené působící v kratším směru, $\rho=0,5 \%$

$\lambda_{d,tab}=30$ -vnitřní pole spojitě desky křížem vyztužené působící v kratším směru, $\rho=0,5 \%$

OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

(Obr.61 - Tabulka hodnot vymezuující ohybové štíhlosti pro beton třídy C30/37 dle EN 1992-1-1¹⁰)



Minimální staticky účinná výška průřezu:

$$d_1 \geq \frac{7700}{1,0 \cdot 0,91 \cdot 1,2 \cdot 26} = 271,2 \text{ mm} \quad d_2 \geq \frac{7700}{1,0 \cdot 0,91 \cdot 1,2 \cdot 30} = 235,0 \text{ mm}$$

Návrhová tloušťka desky - krajní pole:

$$h_{d1} = d_1 + \phi_s / 2 + c = 271,2 + 12 / 2 + 25 = 302,2 \text{ mm}$$

Návrhová tloušťka desky - vnitřní pole:

$$h_{d2} = d_2 + \phi_s / 2 + c = 235,0 + 12 / 2 + 25 = 266 \text{ mm}$$

$\phi_s = 12 \text{ mm}$ – odhadovaný profil výztuže

Návrh stropní desky 3.- 6.NP - vnitřní pole	$h_d = 270 \text{ mm}$
Návrh stropní desky 3.- 6.NP - krajní pole	$h_d = 310 \text{ mm}$

Poznámka:

Pro návrh dimenze stropní desky typického podlaží (3.-6.NP) dle empirického návrhu, či dle vymežující ohybové štíhlosti vychází v předběžném návrhu vychází velké neekonomické dimenze stropní desky.

I přestože v MSP při splnění podmínky vymežující ohybové štíhlosti není nutné posuzovat prvek na celkový průhyb včetně dotvarování a smrštění betonové konstrukce, tak lze obecně říct, že návrh stropní desky dle vymežující ohybové štíhlosti, či empirického vztahu je poměrně konzervativní. Cílem předběžného návrhu je optimalizace tloušťky stropní desky na co nejmenší rozměr, za účelem snížení zatížení od vlastní tíhy nosné konstrukce, které je žádoucí především pro snížení průhybu konstrukce v oblasti vykonzolované části nosné konstrukce.

4.5.3 NÁVRH DESKY STANOVENÍM PŘIBLIŽNÉHO PRŮHYBU

Návrh stropní konstrukce 3.-6.NP metodou stanovení přibližného celkového průhybu, jenž zahrnuje účinky od účinku dotvarování a rozvoje trhlin v betonové konstrukci, bude stanoven dle následujícího postupu:

- 1) Nejprve se odhadem stanoví návrhová tloušťka stropní desky.
- 2) Zjednodušeným výpočtovým 2D modelem v programu Scia Engineer 15 se lineárním výpočtem a metodou konečných prvků (dále MKP) stanoví průhyb stropní desky pro kvazistálou kombinaci zatížení v MSP.



3) Hodnota pružného průhybu vypočítaného MKP se vynásobí odhadem stanovenými součiniteli k_{cracks} a k_{creep} , které vycházejí z následujícího vztahu pro celkový průhyb zohledňující účinky dotvarování a oslabení průřezu od vzniku trhlin:

$$y_{tot} = y_{el} \cdot k_{creep} \cdot k_{cracks}$$

y_{el}	<i>lineárně pružný průhyb stropní konstrukce; [mm]</i>
y_{tot}	<i>celkový průhyb</i>
k_{creep}	<i>součinitel celkového odhadu průhybu od dotvarování</i>
k_{cracks}	<i>součinitel celkového odhadu průhybu zohledňující rozvoj trhlin v průřezu</i>

4) Celkový průhyb stropní desky y_{tot} včetně dotvarování a rozvoje trhlin musí splnit následující podmínku $y_{tot} \leq L_{min}/250$ pro kvazistálou kombinaci zatížení. Hodnota L_{min} je menší hodnotou z rozměrů L_1 a L_2 pro křížem vyztužené desky plného průřezu. Pro jednosměrně vyztužené desky je hodnota $L_{min} = L_{max}$.

5) V případě nesplnění podmínky celkového průhybu se postup opakuje s nově navrženou tloušťkou stropní desky, dokud není splněna podmínka v předcházejícím bodě.

Poznámka:

Použitý výpočetní statický software program Scia Engineer předpokládá lineárně-pružné chování betonové konstrukce.

Na konstrukci budou uvažovány dva hlavní způsoby rozmístění užitého zatížení plné plošné a šachovnicové uspořádání zatížení. Více kombinací šachovnicového rozmístění a plného plošného zatížení je z důvodu vyvození extrémních účinků v jednotlivých průřezích a dosáhnutí maximálního průhybu konstrukce.

Obecně je možné odhadnout, že výsledný celkový průhyb zohledňující účinky od dotvarování a rozvoje trhlin je cca 6-9x větší než pružný průhyb. Tento předpoklad je založen na výpočtu dle následujícího postupu a vztahů:

$$y_{tot} = y_{el} \cdot k_{creep} \cdot k_{cracks} = y_{el} \cdot \frac{E_{cm}}{E_{c,eff}} \cdot \frac{1}{12} \cdot \frac{b \cdot h^3}{I_{výsledný}}$$

E_{cm}	<i>sečnový modul pružnosti; [GPa]</i>
$E_{c,eff}$	<i>efektivní modul pružnosti; [GPa]</i>
b	<i>šířka průřezu; [m]</i>
h	<i>výška průřezu; [m]</i>



$I_{\text{výsledný}}$ výsledný moment setrvačnosti průřezu vztažený k rozhodujícím hodnotám momentu setrvačnosti ideálního průřezu I_i a momentu setrvačnosti průřezu porušeného trhlinou I_{ir} ; [m^4]

Návrh tloušťky stropní desky $h_d = 220 \text{ mm}$:

Stanovení velikosti průhybu od rozvoje trhlin a dotvarování stropní desky:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)}$$

$\varphi(\infty, t_0)$ součinitel dotvarování pro příslušné zatížení a dobu jeho trvání
 t_0 konečná hodnota součinitele dotvarování v čase $t = \infty \Rightarrow t_0 = 28 \text{ dní}$
 h_0 náhradní rozměr průřezu

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 0,22 \cdot 1,0}{0,22 \cdot 2 + 2 \cdot 1,0} = 0,180 \text{ m} = \mathbf{180 \text{ mm}}$$

A_c průřezová plocha betonu

u obvod průřezu

S, N, R třída tvrdnutí cementu, **N - normálně tvrdnoucí**

OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

(Obr.62 - Součinitel dotvarování pro běžné podmínky dle ČSN EN 1992-1-1^[9])

$$\varphi(\infty, t_0) = 2,5$$

$$E_{c,eff} = \frac{32000}{1 + 2,5} = \mathbf{9697 \text{ MPa}}$$

$$k_{creep} = \frac{32000}{9142} = \mathbf{3,50}$$

$$k_{cracks} \cong 2,0 \div 3,0 \Rightarrow \mathbf{k_{cracks} \cong 2,50}$$

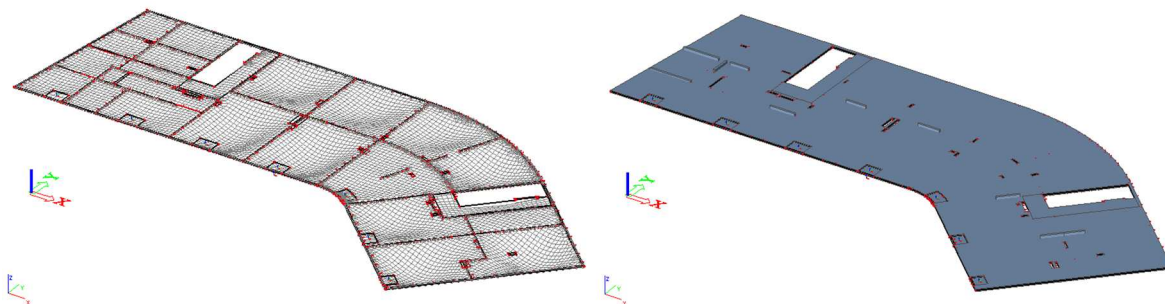
$$\mathbb{z}_{tot} \cong \mathbb{z}_{el} \cdot 3,5 \cdot 2,50 \cong \mathbf{8,75 \cdot y_{el}}$$

Poznámka:

Z výše uvedeného výpočtu je možné předpokládat, že výsledný celkový průhyb y_{tot} stropní konstrukce bude přibližně 8,8x větší než lineární pružný průhyb y_{el} . Výpočet uvažuje středovou hodnotu rozvoje trhlin rovný $k_{cracks} = 2,50$.



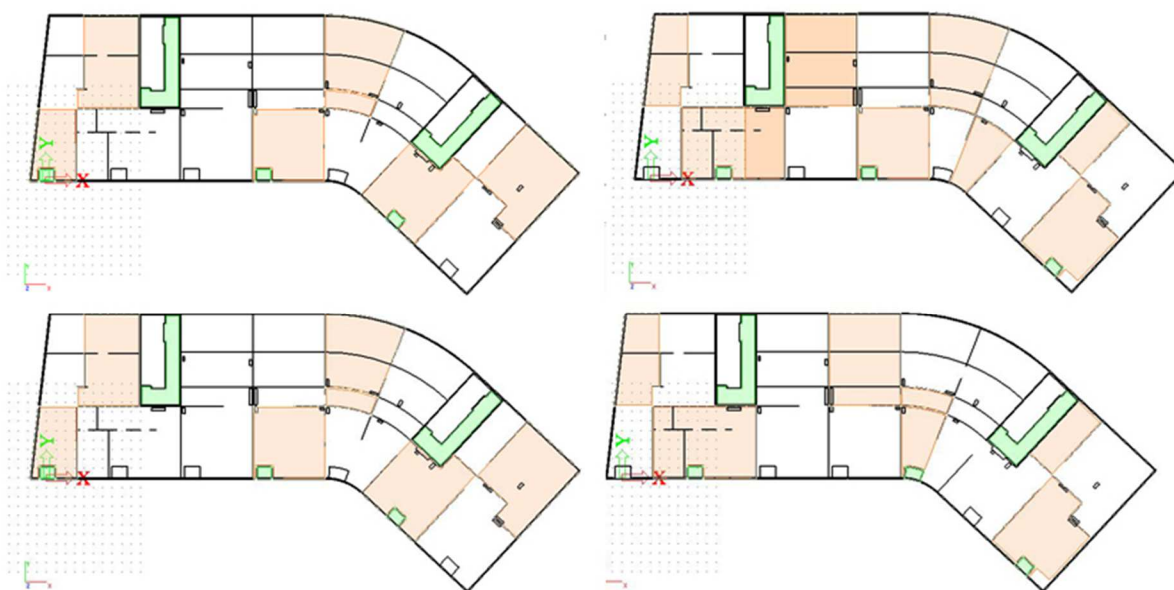
Zjednodušený výpočetní 2D model:



(Obr.63 - Zjednodušený výpočetní model - stropní deska 3.-6.N - vpravo
Deformace od vlastní tíhy - stropní deska 3.-6.NP - vlevo)

Poznámka:

Zjednodušený 2D výpočetní model byl vytvořen jako jednoduchá plošná konstrukce, kde podporové stěny byly zjednodušeně nahrazeny liniovými kloubovými podporami a stropní nosníky jsou zde vymodelované jako 2D pruty. I přestože výpočetní model nepředstavuje skutečné spolupůsobení konstrukce jako celku, tak pro potřebu zjištění pružného průhybu a návrhu stropní desky v předběžném návrhu je tento zjednodušený model dostačující. Na 2D model bylo aplikováno celkem pět variant (plné plošné zatížení, 4 varianty šachovnicového uspořádání - viz obr.64) rozmístění užitečného zatížení na stropní desce, a současně byla uvažována všechna zatížení uvedená v kapitole 3.

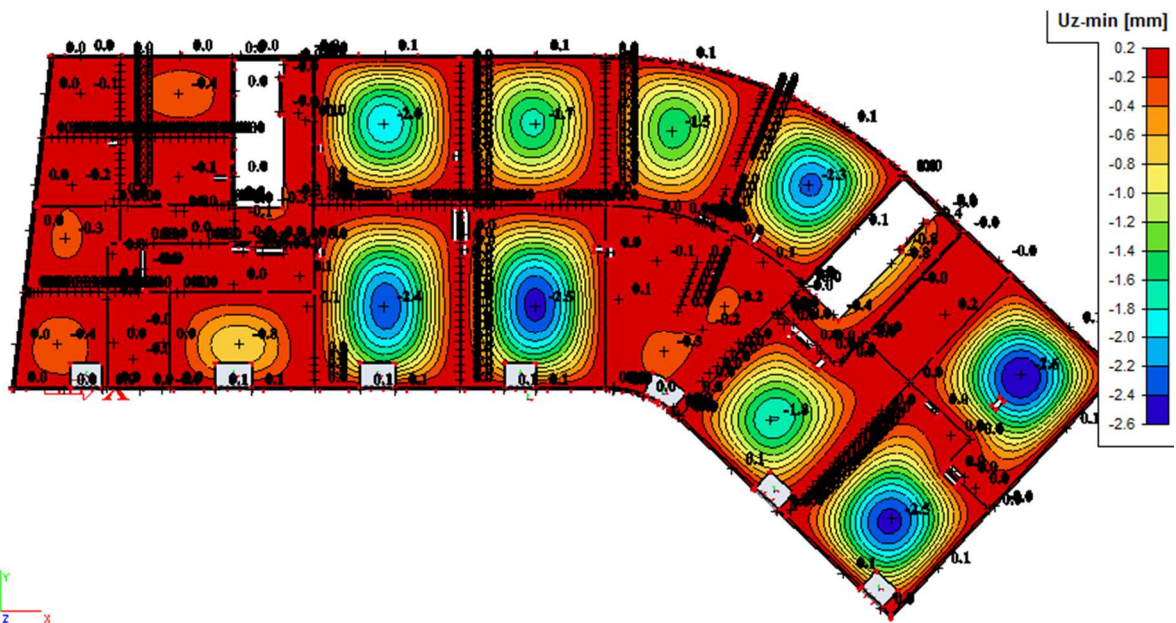


(Obr.64 - Varianty uspořádání šachovnicového užitečného zatížení – oranžová barva)



Výsledné hodnoty pružného průhybu y_{el} :

Výsledné hodnoty pružného průhybu jsou stanoveny pro kvazistálou kombinaci zatížení stanovenou dle ČSN EN 1990 výrazu 6.16b.



(Obr.65 - Výsledné hodnoty y_{el} pro kvazistálou kombinaci zatížení - stropní deska 3-6.NP)

Výsledné hodnoty pružného průhybu y_{el} :

Max. hodnota v prostředním poli desky: $y_{el} = 2,6 \text{ mm}$

Stanovení a posouzení celkového výsledného průhybu y_{tot} - vnitřní pole:

$$y_{tot} \cong y_{el} \cdot k_{creep} \cdot k_{cracks} \cong y_{el} \cdot 8,75 = 8,75 \cdot 2,6 \cong 22,75 \text{ mm}$$

$$y_{lim} = \frac{L_{min}}{250} = \frac{7700}{250} = 30,8 \text{ mm}$$

Posouzení průhybu:

$$y_{tot} \leq y_{lim}$$

$$22,75 \leq 30,80 \text{ [mm]} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Závěr:

Z hlediska technologie provádění bude pro stropní desky 3.-6.NP navržena jednotná tloušťka. Průhyb ve vykonzolované části je v tomto zjednodušeném 2D modelu irelevantní, neboť v modelu není zahrnuta interakce s ostatními vykonzolovanými podlažními a stěny jsou zde nahrazeny jako tuhé podpory. Návrh stropních vodorovných konstrukcí ostatních podlaží bude stanoven dle stejné metody odhadu přibližného průhybu stropní konstrukce, budou rovněž vytvořeny zjednodušené 2D modely



s variantním uspořádáním užitečného zatížení a následně bude posouzen výsledný přibližný průhyb y_{tot} .

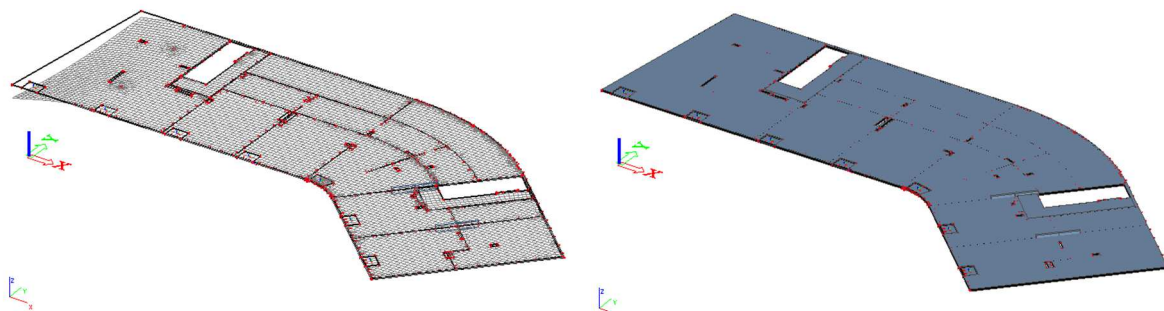
Návrh stropní desky 3.- 6.NP

$h_d = 220\text{mm}$

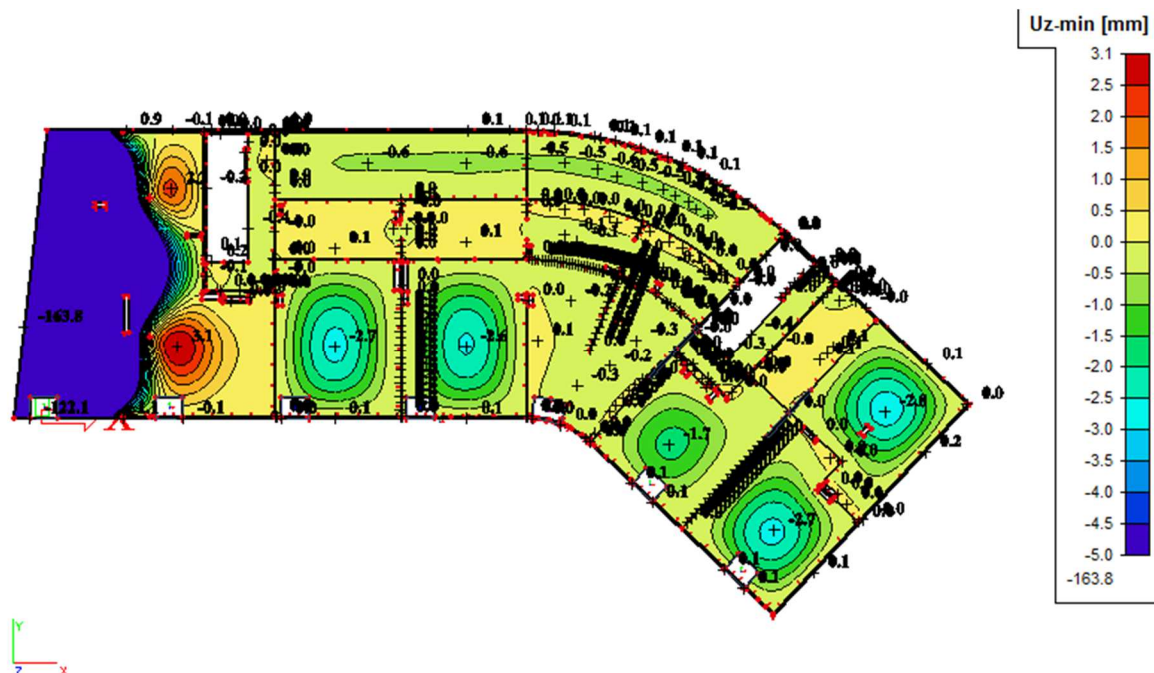
4.6 NÁVRH STROPNÍ VODOROVNÉ KCE. 2.NP

Návrh stropní vodorovné konstrukce 2.NP bude proveden stejnou metodou dle odhadu přibližného průhybu stropní konstrukce. V zjednodušeném 2D modelu byly opět stěny nahrazeny liniovými kloubovými podporami a sloupy byly nahrazeny bodovými kloubovými podporami.

Návrhová tloušťka stropní desky: $h_{d,2.NP} = 220\text{ mm}$



(Obr.66 - Zjednodušený výpočetní model - stropní deska 2.NP - vpravo
Deformace od vlastní tíhy - stropní deska 2.NP - vlevo)



(Obr.67 - Výsledné hodnoty y_{el} pro kvazistálou kombinaci zatížení - stropní deska 3-6.NP)



Výsledné hodnoty pružného průhybu y_{el} :

Max. hodnota v prostředním poli desky: $y_{el} = 2,6 \text{ mm}$

Max. hodnota vykonzolovaná část: $y_{el} = 163,8 \text{ mm}$

Stanovení a posouzení celkového výsledného průhybu y_{tot} - vnitřní pole:

$$\varrho_{tot} \cong y_{el} \cdot k_{creep} \cdot k_{cracks} \cong \varrho_{el} \cdot 8,75 = 8,75 \cdot 2,8 \cong \mathbf{24,50 \text{ mm}}$$

$$\varrho_{lim} = \frac{L_{min}}{250} = \frac{7625}{250} = \mathbf{30,50 \text{ mm}}$$

Posouzení průhybu:

$$y_{tot} \leq y_{lim}$$

$$\mathbf{24,50 \leq 30,50 \text{ [mm]} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}}$$

Závěr:

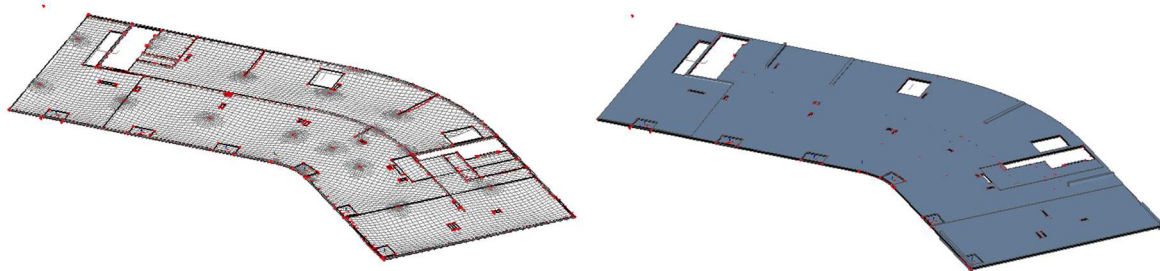
Průhyb ve vykonzolované části nebyl posuzován, neboť v tomto 2D modelu by výsledný průhyb y_{tot} vycházel přibližně až 1300mm. V modelu není zahrnuta interakce prostorového působení ostatními s vykonzolovanými podlažími, která je žádoucí pro správnou funkčnost celé konstrukce. Průhyb vykonzolované části bude vhodné posoudit na základě 3D modelu nosné konstrukce objektu v další fázi projektu.

Návrh stropní desky 2.NP

$h_d = 220\text{mm}$

4.7 NÁVRH STROPNÍ VODOROVNÉ KCE. 1.NP

Návrhová tloušťka stropní desky: $h_{d,1.NP} = 220 \text{ mm}$



(Obr.68 - Zjednodušený výpočetní model - stropní deska 1.NP - vpravo

Deformace od vlastní tíhy - stropní deska 1.NP - vlevo)

Stanovení součinitele k_{creep} dotvarování pro zesílení stropní desky $h_d = 250\text{mm}$:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)}$$

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 0,25 \cdot 1,0}{0,25 \cdot 2 + 2 \cdot 1,0} = 0,200 \text{ m} = \mathbf{200 \text{ mm}}$$



OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MANSORY STRUCTURES

(Obr.69 - Součinitel dotvarování pro běžné podmínky dle ČSN EN 1992-1-1^[9])

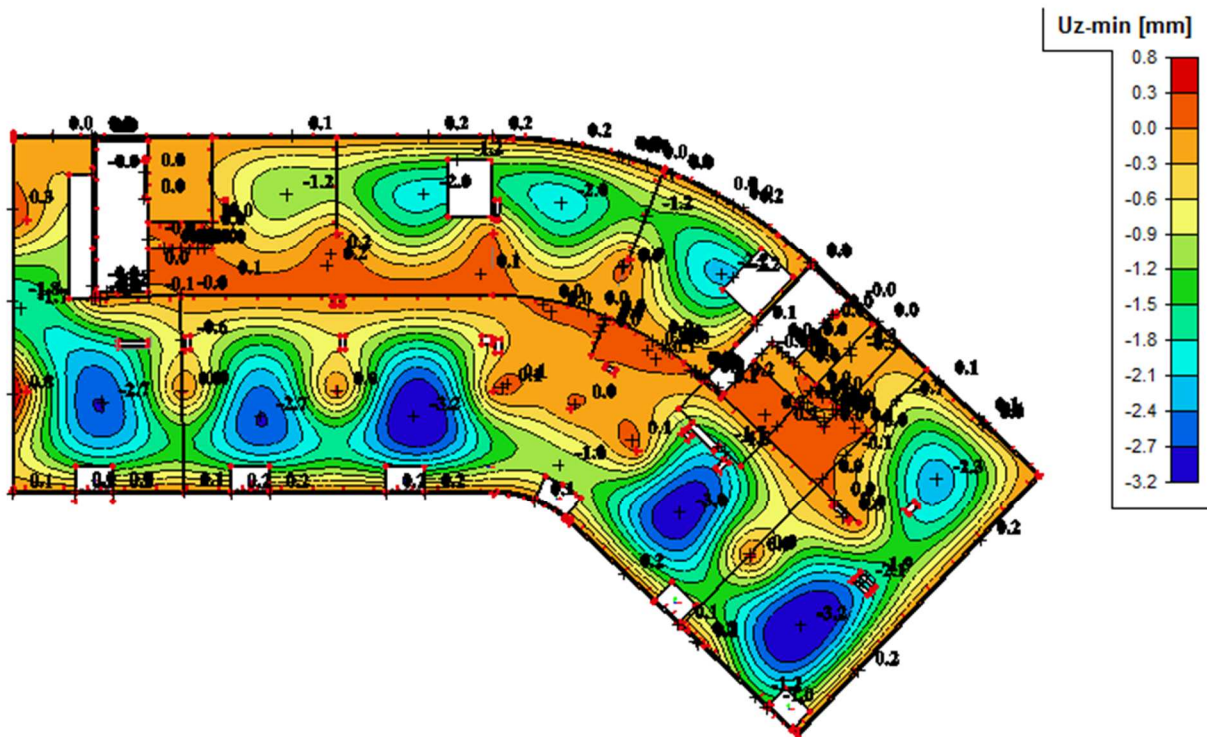
$$\varphi(\infty, t_0) = 2,4$$

$$E_{c,eff} = \frac{32000}{1 + 2,4} = 9411 \text{ MPa}$$

$$k_{creep} = \frac{32000}{9411} = 3,40$$

$$k_{cracks} \cong 2,0 \div 3,0 \Rightarrow k_{cracks} \cong 2,50$$

$$\sigma_{tot} \cong \sigma_{el} \cdot 3,4 \cdot 2,50 \cong 8,50 \cdot \sigma_{el}$$



(Obr70. - Výsledné hodnoty y_{el} pro kvazistálou kombinaci zatížení - stropní deska 1.NP)

Výsledné hodnoty pružného průhybu y_{el} :

Max. hodnota v prostředním poli desky: $y_{el} = 3,0 \text{ mm}$

Max. hodnota v oblasti kavárny: $y_{el} = 2,7 \text{ mm}$

Max. hodnota v oblasti podchodu (krajní pole): $y_{el} = 3,2 \text{ mm}$

Stanovení a posouzení celkového výsledného průhybu y_{tot} - vnitřní pole:



$$z_{\text{tot}} \cong z_{\text{el}} \cdot 8,50 = 8,50 \cdot 3,0 \cong \mathbf{25,50 \text{ mm}}$$

$$z_{\text{lim}} = \frac{L_{\text{min}}}{250} = \frac{7700}{250} = \mathbf{30,80 \text{ mm}}$$

Stanovení a posouzení celkového výsledného průhybu y_{tot} - podchod:

$$z_{\text{tot}} \cong z_{\text{el}} \cdot 8,50 = 8,50 \cdot 3,2 \cong \mathbf{27,20 \text{ mm}}$$

$$z_{\text{lim}} = \frac{L_{\text{min}}}{250} = \frac{7625}{250} = 30,50 \text{ mm}$$

Posouzení průhybu vnitřní pole desky:

$$y_{\text{tot}} \leq y_{\text{lim}}$$

$$\mathbf{26,25 \leq 30,80 \text{ [mm]} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}}$$

Posouzení průhybu vnitřní pole desky:

$$y_{\text{tot}} \leq y_{\text{lim}}$$

$$\mathbf{27,20 \leq 30,50 \text{ [mm]} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}}$$

Závěr:

V oblasti kavárny a podchodu (vnější pole stropní desky mezi osami A-B a H-I) je navrženo zesílení stropní desky na tl. $h_d=250\text{mm}$, aby byl omezen průhyb stropní konstrukce, jelikož pro jednotnou dimenzi desky $h_d=220\text{mm}$ v této oblasti vycházely nevyhovující průhyby. Zesílením stropní desky bylo dosaženo cca 25% snížení průhybu desky v těchto oblastech.

Návrh stropní desky 1.NP

$h_d = 220\text{mm}$

Zesílení stropní desky - kavárna, podchod

$h_d = 250\text{mm}$

4.8 NÁVRH STROPNÍ VODOROVNÉ KCE. 1.PP

4.8.1 EMPIRICKÝ NÁVRH

Předpoklady návrhu: Deska jednosměrně vyztužená - plný průřez – spojitá deska

Maximální rozpětí desky: $L_1 = 7700 \text{ mm}$

Návrhová tloušťka desky: $h_d = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{35}\right)L_1$

$$h_d = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{35}\right) \cdot 7700 = \mathbf{256,6 \div 220 \text{ mm}}$$

Návrh stropní desky 1.PP – empirický návrh

$h_d = 250\text{mm}$



4.8.2 NÁVRH DLE OHYBOVÉ ŠTÍHLosti

-dle EN 1992-1-1

$$\lambda = \frac{l}{d} \leq \lambda_d = K_{c1} \cdot K_{c2} \cdot K_{c3} \cdot \lambda_{d,tab} \Rightarrow d \geq \frac{L_1}{K_{c1} \cdot K_{c2} \cdot K_{c3} \cdot \lambda_{d,tab}}$$

$$K_{c1} = 1,0; [-]$$

$$K_{c2} = 7/L_1 = 7/7,7 = 0,91; [-]$$

$$K_{c3} = 1,2; [-]$$

$\lambda_{d,tab}$ vymežující ohybová štíhlost; [-]

$\lambda_{d,tab}=26$ -krajní pole desky nosné v jednom směru, $\rho=0,5 \%$

$\lambda_{d,tab}=30$ -vnitřní pole desky nosné v jednom směru, $\rho=0,5 \%$

OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

(Obr.71 - Tabulka hodnot vymežující ohybové štíhlosti pro beton třídy C30/37 dle EN 1992-1-1^[10])

Minimální staticky účinná výška průřezu:

$$d_1 \geq \frac{7700}{1,0 \cdot 0,91 \cdot 1,2 \cdot 26} = 271,2 \text{ mm} \quad d_2 \geq \frac{7700}{1,0 \cdot 0,91 \cdot 1,2 \cdot 30} = 235,0 \text{ mm}$$

Návrhová tloušťka desky - krajní pole:

$$h_{d1} = d_1 + \varnothing_s / 2 + c = 271,2 + 12 / 2 + 30 = 307,2 \text{ mm}$$

Návrhová tloušťka desky - vnitřní pole:

$$h_{d2} = d_2 + \varnothing_s / 2 + c = 235,0 + 12 / 2 + 30 = 271 \text{ mm}$$

$\varnothing_s = 12 \text{ mm}$ - odhadovaný profil výztuže

Návrh stropní desky 1.PP - vnitřní pole

$h_d = 270 \text{ mm}$

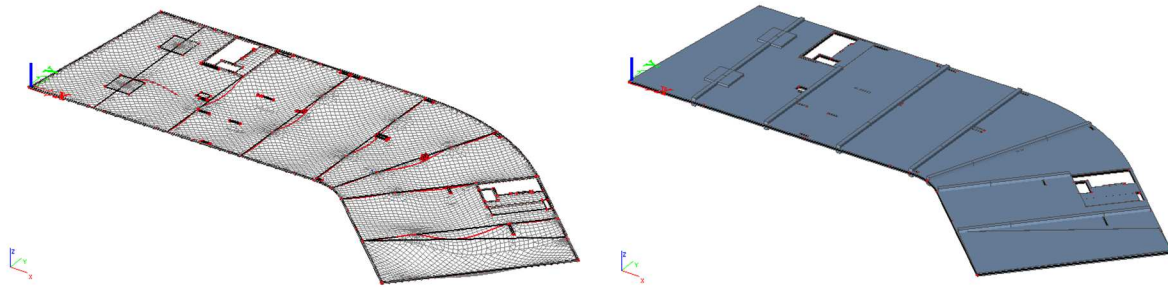
Návrh stropní desky 1.PP - krajní pole

$h_d = 310 \text{ mm}$

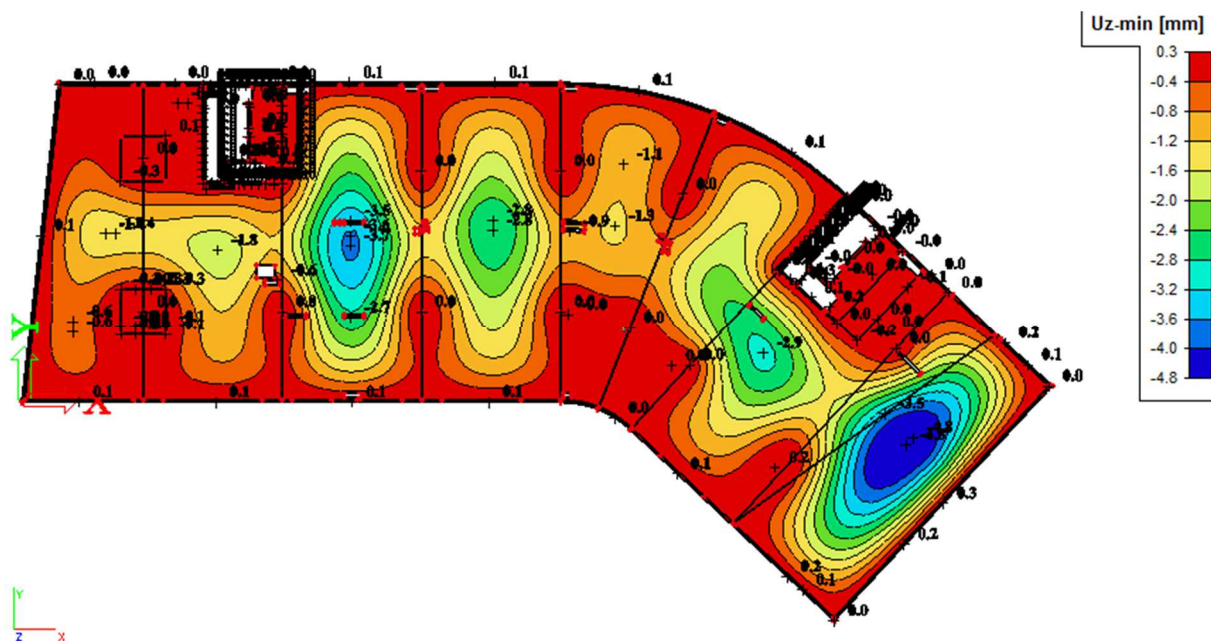


1) Návrhová tloušťka stropní desky:

$$h_{d,1.PP} = 250 \text{ mm}$$



(Obr.72 - Zjednodušený výpočetní model - stropní deska 1.PP - vpravo
Deformace od vlastní tíhy - stropní deska 1.PP - vlevo)



(Obr.74 - Výsledné hodnoty y_{el} pro kvazistálou kombinaci zatížení - stropní deska 1.PP)

Výsledné hodnoty pružného průhybu y_{el} :

Max. hodnota v prostředním poli desky: $y_{el} = 3,7 \text{ mm}$

Max. hodnota v oblasti podchodu (krajní pole): $y_{el} = 4,8 \text{ mm}$

Stanovení a posouzení celkového výsledného průhybu y_{tot} - vnitřní pole:

$$\varpi_{tot} \cong \varpi_{el} \cdot 8,50 = 8,50 \cdot 3,7 \cong 31,45 \text{ mm} \Rightarrow \text{NEVYHOVUJE}$$

$$\varpi_{im} = \frac{L_{min}}{250} = \frac{7700}{250} = 30,80 \text{ mm}$$

Stanovení a posouzení celkového výsledného průhybu y_{tot} - podchod:

$$\varpi_{tot} \cong \varpi_{el} \cdot 8,50 = 8,50 \cdot 4,8 \cong 40,80 \text{ mm} \Rightarrow \text{NEVYHOVUJE}$$



$$\varrho_{\text{lim}} = \frac{L_{\text{min}}}{250} = \frac{7625}{250} = 30,50 \text{ mm}$$

2) Nový návrhová tloušťka stropní desky: $h_{d,1.PP} = 280 \text{ mm}$

Stanovení součinitele k_{creep} dotvarování pro stropní desku $h_d = 280 \text{ mm}$:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} = \frac{32000}{1 + 2,3} = 9697 \text{ MPa}$$

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 0,28 \cdot 1,0}{0,28 \cdot 2 + 2 \cdot 1,0} = 0,21875 \text{ m} = 218,8 \text{ mm}$$

OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MANSORY STRUCTURES

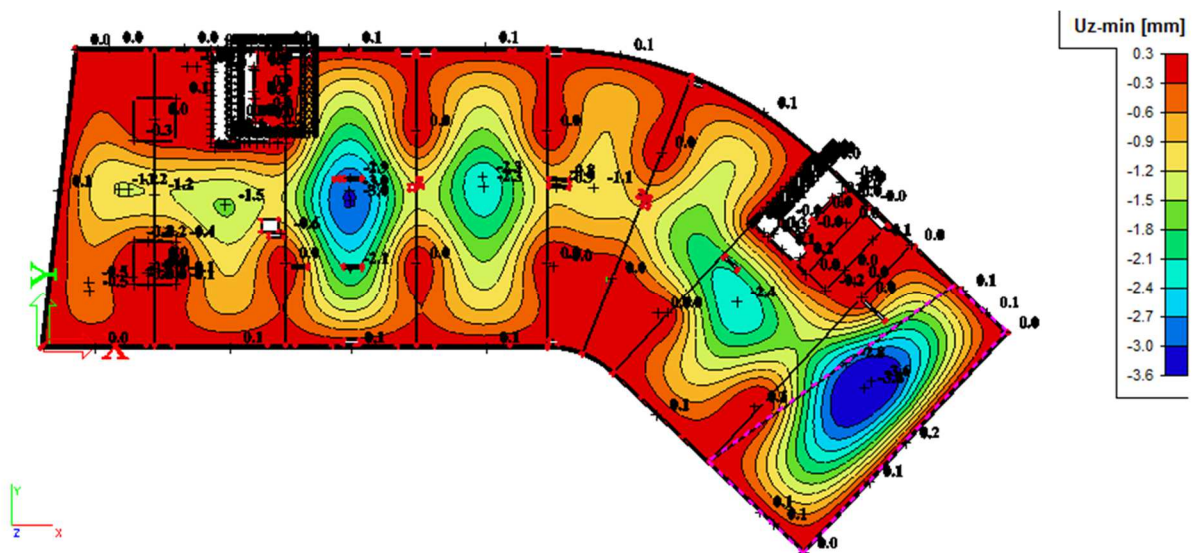
(Obr.75 - Součinitel dotvarování pro běžné podmínky dle ČSN EN 1992-1-1^[9])

$$\varphi(\infty, t_0) = 2,3$$

$$k_{\text{creep}} = \frac{32000}{9697} = 3,3$$

$$k_{\text{cracks}} \cong 2,0 \div 3,0 \Rightarrow k_{\text{cracks}} \cong 2,50$$

$$\varrho_{\text{tot}} \cong \varrho_{\text{el}} \cdot 3,3 \cdot 2,50 \cong 8,25 \cdot y_{\text{el}}$$



(Obr.76 - Výsledné hodnoty y_{el} pro kvazistálou kombinacozatížení - stropní deska 1.PP)

Výsledné hodnoty pružného průhybu y_{el} :

Max. hodnota v prostředním poli desky: $y_{\text{el}} = 3,0 \text{ mm}$



Max. hodnota v oblasti podchodu (krajní pole): $y_{el} = 3,6 \text{ mm}$

Stanovení a posouzení celkového výsledného průhybu y_{tot} - vnitřní pole:

$$y_{tot} \cong y_{el} \cdot 8,25 = 8,25 \cdot 3,0 \cong \mathbf{24,75 \text{ mm}}$$

$$y_{lim} = \frac{L_{min}}{250} = \frac{7700}{250} = \mathbf{30,80 \text{ mm}}$$

Stanovení a posouzení celkového výsledného průhybu y_{tot} - podchod:

$$y_{tot} \cong y_{el} \cdot 8,25 = 8,25 \cdot 3,6 \cong \mathbf{29,70 \text{ mm}}$$

$$y_{lim} = \frac{L_{min}}{250} = \frac{7600}{250} = \mathbf{30,40 \text{ mm}}$$

Posouzení průhybu vnitřní pole desky:

$$y_{tot} \leq y_{lim}$$

$$\mathbf{24,75 \leq 30,80 \text{ [mm]} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}}$$

Posouzení průhybu krajní pole desky:

$$y_{tot} \leq y_{lim}$$

$$\mathbf{29,70 \leq 30,40 \text{ [mm]} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}}$$

Závěr:

Pro prvně uvázanou hodnotu jednotné dimenze stropní desky $h_d=250\text{mm}$ vycházeli nevyhovující výsledné přibližné průhyby, a tak byla stropní deska zesílena na hodnotu $h_d = 280 \text{ mm}$. Silná stropní deska 1.PP je navržena z důvodu výskytu zatížení kategorie C,D a E v komerčních prostorách s vyšší hodnotou užitého charakteristického zatížení, zároveň za účelem omezení svislých deformací od svislého zatížení přenášeného střední podélnou ztužující stěnou z vyšších podlaží a z důvodu změny nosného konstrukčního systému.

Návrh stropní desky 1.PP

$h_d = 280\text{mm}$

4.9 NÁVRH STŘEŠNÍ VODOROVNÉ KONSTRUKCE

Poznámka:

Pro střešní desku bbude navržena dimenze vodorovné konstrukce stejná jako pro stropní desky 3.- 6.NP.

Návrh střešní desky C30/37

$h_d = 220\text{mm}$



4.10 OMEZENÍ ŠÍŘKY TRHLIN PRO VODOROVNÉ KONSTRUKCE STROPNÍ DESKY

A) STROPNÍ DESKA tl.280mm:

Minimální plocha výztuže s ohledem na šířku trhlin:

$$a_{s,min} = K_c \cdot K \cdot f_{ct,eff} \cdot \frac{A_{ct}}{\sigma_s}$$

$K_c = 0,4$ pro ohyb

$K = 1,0$

$f_{ct,eff}$ účinná pevnost betonu při vzniku trhliny; [MPa]

Pro beton třídy C30/37 $\Rightarrow f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2,9$ MPa

A_{ct} tažená oblast průřezu těsně před vznikem trhliny; [m²] $A_{ct} = b \cdot h_d/2$

σ_s maximální napětí ve výztuži po vzniku trhliny; [MPa] $\sigma_s \sim 180 - 200$ MPa

$$a_{s,min} = K_c \cdot K \cdot f_{ct,eff} \cdot \frac{A_{ct}}{\sigma_s} = 0,4 \cdot 1,0 \cdot 2,900 \cdot \frac{0,14}{200 \cdot 10^3} = 8,12 \cdot 10^{-4} m^2 = \mathbf{812 \text{ mm}^2}$$

$$A_{ct} = b \cdot \frac{h_d}{2} = 1,0 \cdot \frac{0,28}{2} = 0,14 \text{ m}^2$$

Předběžný návrh výztuže:

$\emptyset 12$ á 130 mm $\Rightarrow A_{s,prov} = 870 \text{ mm}^2/\text{m}'$

Statically účinná výška desky:

$$d = h_d - c - 0,5 \cdot \emptyset_s = 280 - 30 - 0,5 \cdot 12 = 244 \text{ mm}$$

Posouzení minimální plochy výztuže:

$$A_{s,min} = \max\{A_{s,min1} \geq \frac{0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot d}{f_{yk}}; A_{s,min2} = 0,0013 \cdot b_p \cdot d\}$$

$$A_{s,min1} \geq \frac{0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot d}{f_{yk}} = \frac{0,26 \cdot 2,9 \cdot 1,0 \cdot 0,244}{500} = 3,68 \cdot 10^{-4} m^2$$

$$A_{s,min2} \geq 0,0013 \cdot b \cdot d = 0,0013 \cdot 1,0 \cdot 0,244 = 3,172 \cdot 10^{-4} m^2$$

$$\Rightarrow A_{s,min} = \max\{368; 317,2\} = \mathbf{360 \text{ mm}^2}$$

$$A_{s,prov} = 870 \geq A_{s,min} = 368 \text{ [mm}^2] \Rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

**Předběžný výpočet charakteristické šířky trhliny přímým výpočtem:**

Výpočet šířky trhlin - Stropní deska tl.280mm			
hd	0,28	[m]	-výška průřezu
b	1	[m]	-šířka průřezu
c	0,03	[m]	-krytí výztuže
Es	200000	[MPa]	-modul pružnosti oceli
As	0,00087	[m ²]	-plocha výztuže v tažené oblasti
σs	200,000	[MPa]	-napětí v tažené výztuži pro kvazistálou kombinaci
Øsl	0,012	[m]	-průměr tažené výztuže
fct,eff	2,9	[MPa]	-efektivní pevnost betonu v tahu
ρp,eff	0,01101	[m ²]	-efektivní stupeň vyztužení
xir	0,043	[m]	-výška tlačené oblasti - průřez porušený trhlinou
hc,eff	0,0790	[m]	-efektivní výška
2,5(hd-d)	0,0900	[m]	
(hd-xir)/3	0,0790	[m]	
(hd/2)	0,1400	[m]	
Ac,eff	0,011	[m ²]	
αe	6,25	[-]	-součinitel αe
k1	0,8	[-]	-součinitel
k2	0,5	[-]	-součinitel
k3	3,011	[-]	-součinitel
k4	0,425	[-]	-součinitel
kt	0,4	[-]	-součinitel
Sr,max	0,276	[m]	-maximální vzdálenost trhlin
εsm-εcm	0,00092158		-rozdíl hodnot přetvoření
0,6(σs/Es)	0,00060000	[-]	-omezující podmínka max.vzdálenosti trhlin
εsm-εcm > 0,6*(σs/Es)	OK		-vyhodnocení podmínky
wk	0,120	[mm]	-šířka trhliny

Poznámka:

Teorie výpočtu přímým výpočtem šířky trhlin je uvedena v kapitole 9.3. Výpočet je proveden při předpokladu napětí v ohýbané výztuži $\sigma_s = 200$ MPa při kvazistálé kombinaci zatížení dle rce. 6.16b ČSN EN 1990.

Předběžné posouzení šířky trhlin:

Maximální šířka trhlin pro prostředí XC3 (podzemní garáže) je $w_{\max} = 0,3$ mm.

Předběžné posouzení šířky trhlin:

$$w_k \leq w_{\max}$$

$$0,105 \leq 0,300 \text{ [mm]} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

**B) STROPNÍ DESKA tl.250mm:**

Minimální plocha výztuže s ohledem na šířku trhlin:

$$a_{s,min} = K_c \cdot K \cdot f_{ct,eff} \cdot \frac{A_{ct}}{\sigma_s} = 0,4 \cdot 1,0 \cdot 2900 \cdot \frac{0,125}{200 \cdot 10^3} = 7,25 \cdot 10^{-4} m^2 = \mathbf{725 \text{ mm}^2}$$

$$A_{ct} = b \cdot \frac{h_d}{2} = 1,0 \cdot \frac{0,25}{2} = 0,125 m^2$$

Předběžný návrh výztuže:

$$\mathbf{\varnothing 12 \text{ á } 150 \text{ mm} \Rightarrow A_{s,prov} = 754 \text{ mm}^2 / m'}$$

Statically účinná výška desky:

$$d = h_d - c - 0,5 \cdot \varnothing_s = 250 - 25 - 0,5 \cdot 12 = \mathbf{219 \text{ mm}}$$

Posouzení minimální plochy výztuže:

$$A_{s,min1} \geq \frac{0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot d}{f_{yk}} = \frac{0,26 \cdot 2,9 \cdot 1,0 \cdot 0,219}{500} = 3,30 \cdot 10^{-4} m^2$$

$$A_{s,min2} \geq 0,0013 \cdot b \cdot d = 0,0013 \cdot 1,0 \cdot 0,219 = 2,847 \cdot 10^{-4} m^2$$

$$\Rightarrow A_{s,min} = \max\{330; 284,7\} = \mathbf{330 \text{ mm}^2}$$

$$A_{s,prov} = 754 \geq A_{s,min} = 330 [\text{mm}^2] \Rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

**Předběžný výpočet charakteristické šířky trhliny přímým výpočtem:**

Výpočet šířky trhlin - Stropní deska tl.250mm			
hd	0,25	[m]	-výška průřezu
b	1	[m]	-šířka průřezu
c	0,025	[m]	-krytí výztuže
Es	200000	[MPa]	-modul pružnosti oceli
As	0,000754	[m ²]	-plocha výztuže v tažené oblasti
σs	200,000	[MPa]	-napětí v tažené výztuži pro kvazistálou kombinaci
Ø _{sl}	0,012	[m]	-průměr tažené výztuže
f _{ct,eff}	2,9	[MPa]	-efektivní pevnost betonu v tahu
ρ _{p,eff}	0,01066	[m ²]	-efektivní stupeň vyztužení
x _{ir}	0,038	[m]	-výška tlačené oblasti - průřez porušený trhlinou
h _{c,eff}	0,0707	[m]	-efektivní výška
2,5(hd-d)	0,0775	[m]	
(hd-x _{ir})/3	0,0707	[m]	
(hd/2)	0,1250	[m]	
A _{c,eff}	0,011	[m ²]	
α _e	6,25	[-]	-součinitel α _e
k ₁	0,8	[-]	-součinitel
k ₂	0,5	[-]	-součinitel
k ₃	3,400	[-]	-součinitel
k ₄	0,425	[-]	-součinitel
k _t	0,4	[-]	-součinitel
S _{r,max}	0,276	[m]	-maximální vzdálenost trhlin
ε _{sm} -ε _{cm}	0,00091251		-rozdíl hodnot přetvoření
0,6(σ _s /E _s)	0,00060000	[-]	-omezující podmínka max.vzdálenosti trhlin
ε _{sm} -ε _{cm} > 0,6*(σ _s /E _s)	OK		-vyhodnocení podmínky
w _k	0,116	[mm]	-šířka trhliny

Předběžné posouzení šířky trhlin:

Maximální šířka trhlin pro prostředí XC1 $w_{\max} = 0,4 \text{ mm}$.

Předběžné posouzení šířky trhlin:

$$w_k \leq w_{\max}$$

$$0,116 \leq 0,400 \text{ [mm]} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$



C) STROPNÍ DESKA tl.220mm:

Minimální plocha výztuže s ohledem na šířku trhlin:

$$a_{s,min} = K_c \cdot K \cdot f_{ct,eff} \cdot \frac{A_{ct}}{\sigma_s} = 0,4 \cdot 1,0 \cdot 2900 \cdot \frac{0,110}{200 \cdot 10^3} = 6,38 \cdot 10^{-4} m^2 = \mathbf{638 \text{ mm}^2}$$

$$A_{ct} = b \cdot \frac{h_d}{2} = 1,0 \cdot \frac{0,22}{2} = 0,110 \text{ m}^2$$

Předběžný návrh výztuže:

$$\mathbf{\varnothing 12 \text{ á } 170 \text{ mm} \Rightarrow A_{s,prov} = 665 \text{ mm}^2/\text{m}'}$$

Statically účinná výška desky:

$$\mathbf{d = h_d - c - 0,5 \cdot \varnothing_s = 220 - 25 - 0,5 \cdot 12 = 189 \text{ mm}}$$

Posouzení minimální plochy výztuže:

$$A_{s,min1} \geq \frac{0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot d}{f_{yk}} = \frac{0,26 \cdot 2,9 \cdot 1,0 \cdot 0,189}{500} = 2,85 \cdot 10^{-4} m^2$$

$$A_{s,min2} \geq 0,0013 \cdot b \cdot d = 0,0013 \cdot 1,0 \cdot 0,189 = 2,457 \cdot 10^{-4} m^2$$

$$\Rightarrow A_{s,min} = \max\{285; 245,7\} = 285 \text{ mm}^2$$

$$\mathbf{A_{s,prov} = 665 \geq A_{s,min} = 285 [mm^2] \Rightarrow \text{VYHOVUJE}}$$



Předběžný výpočet charakteristické šířky trhliny přímým výpočtem:

Výpočet šířky trhlin - Stropní deska tl.220mm			
hd	0,22	[m]	-výška průřezu
b	1	[m]	-šířka průřezu
c	0,025	[m]	-krytí výztuže
Es	200000	[MPa]	-modul pružnosti oceli
As	0,000665	[m ²]	-plocha výztuže v tažené oblasti
σs	200,000	[MPa]	-napětí v tažené výztuži pro kvazistálou kombinaci
∅sl	0,012	[m]	-průměr tažené výztuže
fct,eff	2,9	[MPa]	-efektivní pevnost betonu v tahu
ρp,eff	0,01067	[m ²]	-efektivní stupeň vyztužení
xir	0,033	[m]	-výška tlačené oblasti - průřez porušený trhlinou
hc,eff	0,0623	[m]	-efektivní výška
2,5(hd-d)	0,0775	[m]	
(hd-xir)/3	0,0623	[m]	
(hd/2)	0,1100	[m]	
Ac,eff	0,011	[m ²]	
αe	6,25	[-]	-součinitel αe
k1	0,8	[-]	-součinitel
k2	0,5	[-]	-součinitel
k3	3,400	[-]	-součinitel
k4	0,425	[-]	-součinitel
kt	0,4	[-]	-součinitel
Sr,max	0,276	[m]	-maximální vzdálenost trhlin
εsm-εcm	0,00090075		-rozdíl hodnot přetvoření
0,6(σs/Es)	0,00060000	[-]	-omezující podmínka max.vzdálenosti trhlin
εsm-εcm > 0,6*(σs/Es)	OK		-vyhodnocení podmínky
wk	0,116	[mm]	-šířka trhliny

Předběžné posouzení šířky trhlin:

Maximální šířka trhlin pro prostředí XC1 $w_{max} = 0,4 \text{ mm}$.

Předběžné posouzení šířky trhlin:

$$w_k \leq w_{max}$$

$$0,116 \leq 0,400 \text{ [mm]} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Závěr:

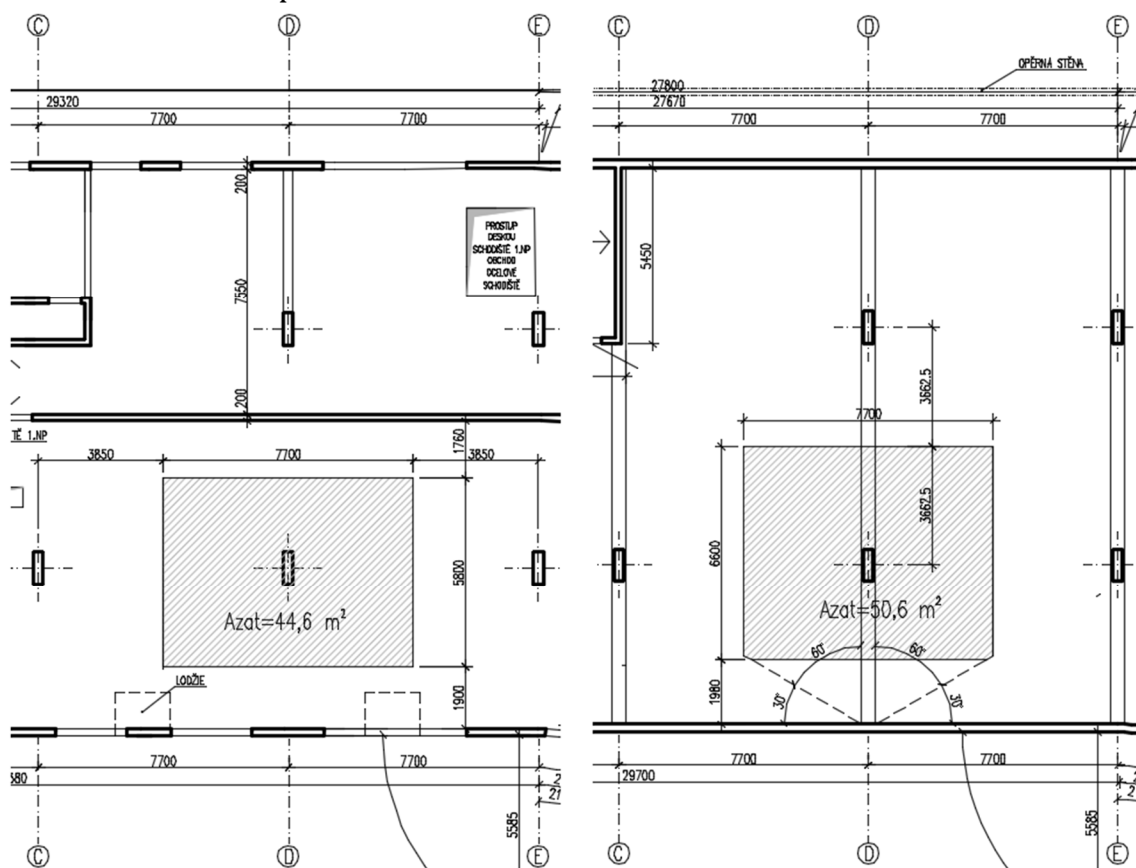
Předběžný návrh výztuže stropních vodorovných konstrukcí s ohledem na šířku trhlin vyhovuje pro všechny navrhované tloušťky stropních vodorovných konstrukcí.



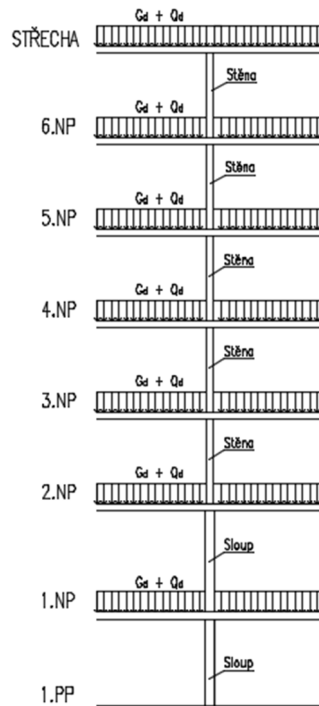
4.11 NÁVRH SLOUP 1.PP - OSA D

1) Vstupní parametry výpočtu:

Materiál:	C35/45
Betonářská výztuž:	B500B
Konstrukční/světlá výška podlaží 1.PP:	3,20 m; 2,40 m
Konstrukční/světlá výška podlaží 1.NP:	3,70 m; 3,48 m
Konstrukční/světlá výška podlaží 2.-6.NP:	3,12 m; 2,90 m
Zatěžovací plocha 1.PP:	$A_{1.PP} = 52,6 \text{ m}^2$
Zatěžovací plocha 1.-6.NP:	$A_{1.-6.NP} = 44,6 \text{ m}^2$
Předpoklad velikosti sloupu:	750x300 mm
Počet podlaží:	7
Redukční součinitel užitého zatížení:	$\alpha_n = 0,80$
Uvažovaná zatěžovací plocha:	



(Obr.77 – Zatěžovací plocha sloup D2 – stropní.kce 1.PP, 2.-6.NP - vpravo)
Zatěžovací plocha sloup D2 – stropní.kce 1.NP- vlevo)



(Obr.78 - Zatěžovací schéma sloup D2)

2) Výpočet zatížení v patě sloupu 1.PP:

Typ zatížení	Výpočet zatížení	$G_k (Q_k)$ [kN]	γ_f	$G_d (Q_d)$ [kN]
Stálé zatížení - 2.-6.NP (střecha) - $A_{2.-6.NP} = 44,6m^2$				
Vl.tíha - stropní kce.	$5 \cdot 0,22 \cdot 25 \cdot 44,6$	1226,5	1,35	1665,8
Vl.tíha - ŽB stěny tl.200mm	$5 \cdot 0,2 \cdot 25 \cdot 2,9 \cdot 5,8$	420,5		567,7
Skladba kce. - střecha	$2,04 \cdot 44,6$	91,0		122,8
Skladba podlahy	$4 \cdot 1,94 \cdot 44,6$	346,1		467,2
Pevné příčky	$4 \cdot 1,1 \cdot 44,6$	196,2		264,9
Technologie VZT (střecha)	$2,0 \cdot 44,6 \cdot 0,75$	66,9		90,3
(75% plochy)				
Stálé zatížení - 1.NP - $A_{1.NP} = 44,6 m^2$				
Vl.tíha - stropní kce.1.NP	$0,22 \cdot 25 \cdot 44,6$	245,3	1,35	331,2
Vl.tíha - sloup 750x300mm	$0,75 \cdot 0,3 \cdot 25 \cdot 3,48$	19,6		26,5
Skladba podlahy	$1,70 \cdot 44,6$	75,8		102,4
Pevné příčky (20m ²)	$1,19 \cdot 20,0$	23,8		32,1
Stálé zatížení - 1.PP - $A_{1.PP} = 50,6 m^2$				
Vl.tíha - stropní kce.1.PP	$0,28 \cdot 25 \cdot 50,6$	354,2	1,35	478,2
Vl.tíha - sloup 750x300mm	$0,75 \cdot 0,3 \cdot 25 \cdot 2,4$	13,5		18,3
Vl.tíha - průvlak 800x400mm	$0,4 \cdot 0,52 \cdot 25 \cdot 6,6$	34,3		46,3
Skladba podlahy	$1,94 \cdot 50,6$	98,2		132,5
Pevné příčky (23,8m ²)	$4,23 \cdot 23,8$	100,7		135,9
Σ Stálé zatížení celkem [kN]		3312,6		4472,0
Proměnná zatížení - Stropní kce. 2.-6.NP (střecha) - $A_{2.-6.NP} = 44,6 m^2$; $\alpha_n = 0,8$				
Kategorie A	$4 \cdot 1,5 \cdot 44,6 \cdot 0,8$	214,1	1,50	321,1
Střecha - Kategorie H	$0,75 \cdot 44,6$	33,6		50,4
Střecha - Sníh	$0,8 \cdot 44,6$	35,7		53,5
Přemístitelné příčky	$4 \cdot 44,6 \cdot 0,8$	142,7		214,1



Proměnná zatížení – Stropní kce. 1.NP - $A_{1, NP} = 44,6 \text{ m}^2$; $\alpha_n = 0,8$				
Kategorie A	$1,5 \cdot 44,6 \cdot 0,8$	53,5	1,50	80,3
Přemístitelné příčky	$0,8 \cdot 44,6$	35,7		53,5
Proměnná zatížení – Stropní kce. 1.PP - $A_{1, PP} = 50,6 \text{ m}^2$; $\alpha_n = 0,8$				
Kategorie E1 (7,6m ²)	$7,5 \cdot 7,6$	57,0	1,50	85,5
Kategorie D1 (27,8m ²)	$5,0 \cdot 27,8 \cdot 0,8$	111,2		166,8
Kategorie A (15,2m ²)	$1,5 \cdot 15,2 \cdot 0,8$	18,2		27,3
Přemístitelné příčky	$0,8 \cdot 50,6$	40,5		60,7
Σ Proměnné zatížení celkem [kN]		742,1		1113,2
Σ Celkové zatížení v patě sloupu 1.PP [kN]		4054,7		5585,2

G_k - charakteristické stálé zatížení; [kN]

Q_k - charakteristické užité zatížení; [kN]

G_d - návrhové stálé zatížení; [kN]

Q_d - návrhové užité zatížení; [kN]

3) Předběžný návrh rozměrů sloupu 1.PP - dostředný tlak:

Návrhová síla: $N_{Ed} = 5585,2 \text{ kN}$

Předpoklad stupně vyztužení: $\rho_s = 2,0 \%$

Podmínka únosnosti v patě sloupu: $N_{Rd} = 0,8 \cdot f_{cd} \cdot A_c + \sigma_s \cdot A_s$

$$A_s = \rho_s \cdot A_c$$

$A_{c, req}$ Minimální požadovaná plocha sloupu; [m²]

A_s Plocha výztuže -> $A_s = A_c \cdot \rho_s$; [m²]

σ_s Maximální napětí ve výztuži -> $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s = 200 \cdot 10^3 \cdot 0,002 = 400 \text{ MPa}$

N_{Rd} Únosnost konstrukce v patě sloupu; [kN]

Minimální plocha sloupu:

$$A_{c, req} \geq \frac{N_{Ed}}{0,8 \cdot f_{cd} + \sigma_s \cdot \rho_s} = \frac{5585,2 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 23,33 \cdot 10^6 + 400 \cdot 10^6 \cdot 0,02} = 0,209 \text{ m}^2$$

Návrhová plocha sloupu: $A_c = 0,225 \text{ m}^2 > A_{c, req} = 0,209 \text{ m}^2 \Rightarrow$ **VYHOVUJE**

Návrhové rozměry sloupu: 750x300 mm

4) Posouzení únosnosti v patě sloupu:

$$N_{Rd} = 0,8 \cdot f_{cd} \cdot A_c + \sigma_s \cdot A_s = 0,8 \cdot 23,33 \cdot 10^3 \cdot 0,225 + 400 \cdot 10^3 \cdot 0,02 \cdot 0,225$$

$$N_{Rd} = 5999,4 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}$$

$$5585,2 \leq 5999,4 \text{ [kN]} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

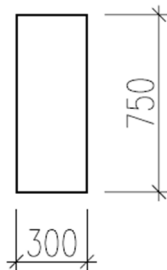


Závěr:

Navržený průřez sloupu je navržen jako obdélníkový průřez, při zachování co nejmenší šířky sloupu z dispozičních důvodů garážových parkovacích stání v 1.PP. Ve sloupu je navržena přibližně 7,5% tlaková rezerva, avšak v případě významného namáhání sloupu momentovým účinkem budou rozměry sloupu upraveny.

Návrh dimenze sloupu v 1.PP - C 35/45

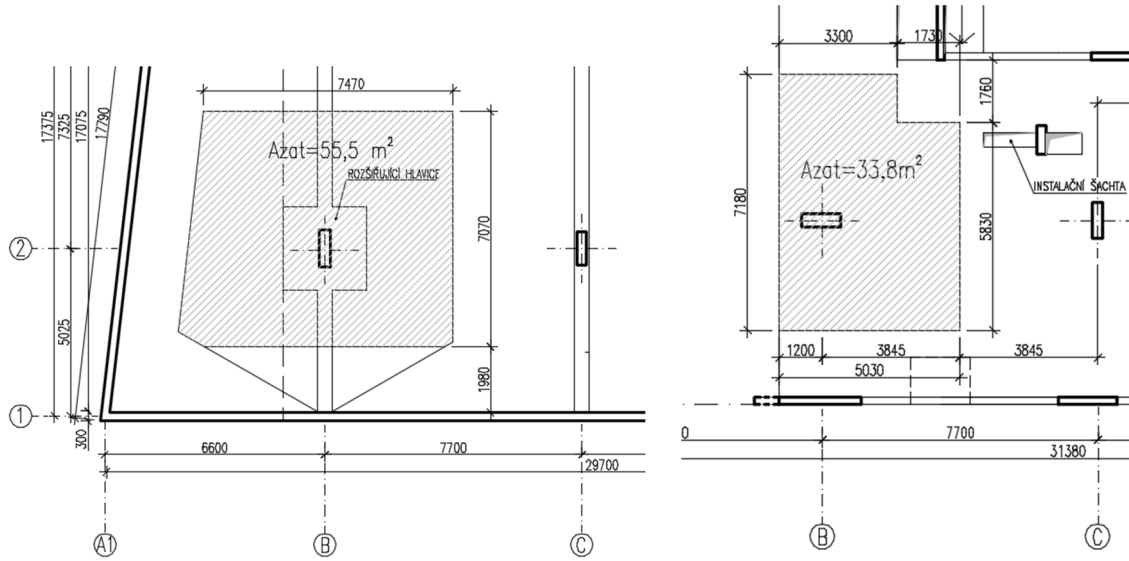
**$h_c = 750 \text{ mm}$
 $b_c = 300 \text{ mm}$**



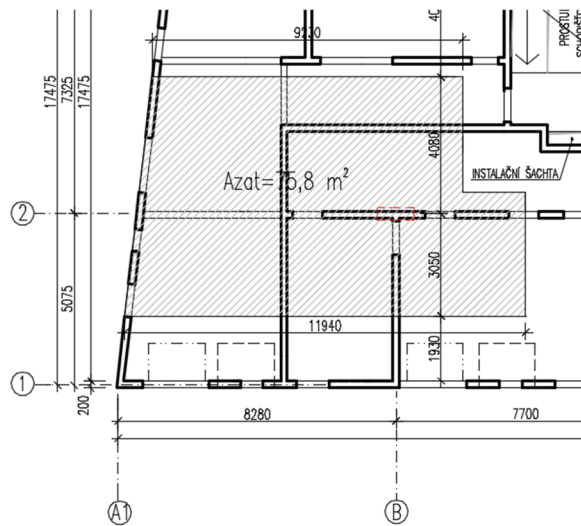
4.12 NÁVRH SLOUPU 1. A 2.NP – KAVÁRNA (SLOUP B2)

1) Vstupní parametry výpočtu:

Materiál:	C35/45
Betonářská výztuž:	B500B
Konstrukční/světlá výška podlaží 1.PP:	3,20 m; 2,40 m
Konstrukční/světlá výška podlaží 1.NP:	3,70 m; 3,48 m
Konstrukční/světlá výška podlaží 2.-6.NP:	3,12 m; 2,90 m
Zatěžovací plocha 1.PP:	$A_{1.PP} = 75,8 \text{ m}^2$
Zatěžovací plocha 1.NP:	$A_{1.NP} = 33,8 \text{ m}^2$
Zatěžovací plocha 2.-6.NP:	$A_{2.-6.NP} = 55,5 \text{ m}^2$
Předpoklad velikosti sloupu:	1000x300 mm
Počet podlaží:	7
Redukční součinitel užitého zatížení:	$\alpha_n = 0,80$
Uvažované zatěžovací plochy:	



(Obr.79 – Uvažovaná zatěžovací plocha stropní kce. 1.PP – vlevo
Uvažovaná zatěžovací plocha stropní kce. 1.NP - vpravo)



(Obr.80 – Uvažovaná zatěžovací plocha stropní kce. typické podlaží – vykonzolovaná část objektu)



2) Výpočet zatížení v patě sloupu 1.PP:

Typ zatížení	Výpočet zatížení	G _k (Q _k) [kN]	γ _f	G _d (Q _d) [kN]
Stálé zatížení - 2.-6.NP (střecha) - A_{2.-6.NP} = 75,8m²				
Vl.tíha - stropní kce.	5 · 0,22 · 25 · 75,8	2084,5	1,35	2814,1
Vl.tíha - ŽB stěny tl.200mm	5 · 0,2 · 25 · 2,9 · 24,1	1747,3		2358,8
Skladba kce. - střecha	2,04 · 75,8	154,6		208,8
Skladba podlahy (6.NP-4.NP)	3 · 0,85 · 75,8	193,3		261,0
Skladba podlahy 3.NP	1,11 · 46,5 + 0,85 · 29,3	76,5		103,3
Pevné příčky	4 · 1,10 · 75,8	333,5		450,3
Technologie VZT (střecha) (50% plochy)	2,0 · 75,8 · 0,50	75,8		102,3
Stálé zatížení - 1.NP - A_{1.NP} = 33,8 m²				
Vl.tíha - stropní kce. 1.NP	0,25 · 25 · 33,8	211,3	1,35	285,2
Vl.tíha - sloup 900x300mm	0,9 · 0,3 · 25 · 3,48	23,5		31,7
Skladba podlahy	1,70 · 33,8	57,5		77,6
Stálé zatížení - 1.PP - A_{1.PP} = 55,5 m²				
Vl.tíha - stropní kce.1.PP	0,28 · 25 · 55,5	388,5	1,35	524,5
Vl.tíha - sloup 900x300mm	0,9 · 0,3 · 25 · 2,4	16,2		21,9
Vl.tíha - průvlak 800x400mm	0,4 · 0,52 · 25 · 4,5	23,4		31,6
Rozšiřující hlavice (stejná výška jako průvlak 2,5 x 2,5 x 0,8 m)	2,5 · 2,5 · 0,52 · 25	81,3		109,7
Skladba podlahy	1,94 · 55,5	107,7		145,4
Σ Stálé zatížení celkem [kN]		5574,9		
Promenné zatížení - Stropní kce. 2.-6.NP (střecha) - A_{2.-6.NP} = 75,8 m²; α_n = 0,8				
Kategorie A	4 · 1,5 · 75,8 · 0,8	363,8	1,50	545,8
Střecha - Kategorie H	0,75 · 75,8	56,9		76,7
Střecha - Sníh	0,8 · 75,8	60,6		91,0
Přemístitelné příčky	4 · 75,8 · 0,8	242,6		327,5
Promenné zatížení - Stropní kce. 1.NP - A_{1.NP} = 33,8 m²; α_n = 0,8				
Kategorie C1 - kavárna	3,0 · 75,8 · 0,8	181,9	1,50	272,9
Přemístitelné příčky	0,8 · 75,8	60,6		91,0
Promenné zatížení -Stropní kce. 1.PP - A_{1.PP} = 55,5m²; α_n = 0,8				
Kategorie C – kavárna (36,1m ²)	3,0 · 36,1 · 0,8	86,7	1,50	130,0
Kategorie D1 – veřejné (19,4m ²)	5,0 · 19,4 · 0,8	77,6		116,4
Přemístitelné příčky	0,8 · 55,5	44,4		66,6
Σ Promenné zatížení celkem [kN]		1175,1		1762,7
Σ Celkové zatížení v patě sloupu 1.PP [kN]		6750,0		9288,8

3) Předběžný orientační návrh rozměrů sloupu 1.PP - dostředný tlak:

Návrhová síla: $N_{Ed} = 9514,0$ kN

Předpoklad stupně vyztužení: $\rho_s = 2,0$ %

Podmínka únosnosti v patě sloupu: $N_{Rd} = 0,8 \cdot f_{cd} \cdot A_c + \sigma_s \cdot A_s$



$$A_s = \rho_s \cdot A_c$$

Minimální plocha sloupu:

$$A_{c,req} \geq \frac{N_{Ed}}{0,8 \cdot f_{cd} + \sigma_s \cdot \rho_s} = \frac{9288,8 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 23,33 \cdot 10^6 + 400 \cdot 10^6 \cdot 0,02} = 0,348 \text{ m}^2$$

Návrhová plocha sloupu: $A_c = 0,385 \text{ m}^2 > A_{c,req} = 0,348 \text{ m}^2 \Rightarrow$ VYVHOUIJE

Návrhové rozměry sloupu: 1100x350 mm

4) Posouzení únosnosti v patě sloupu:

$$N_{Rd} = 0,8 \cdot f_{cd} \cdot A_c + \sigma_s \cdot A_s = 0,8 \cdot 23,33 \cdot 10^3 \cdot 0,385 + 400 \cdot 10^3 \cdot 0,02 \cdot 0,385$$

$$N_{Rd} = 10265,6 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}$$

9288,8 ≤ 10265,6 [kN] ⇒ VYHOUIJE

Závěr:

Sloupy v oblasti pod vykonzolovanou částí objektu budou navrženy jako masivnější prvky za účelem zvýšení tuhosti lokální podpory vykonzolované části stropní desky 3.NP. Sloupy v 1. a 2.NP budou zároveň pootočený o 90° ve směru vykonzolované části nosné konstrukce oproti sloupům v 1.PP, aby sloup byl namáhán ohybovým momentem ve směru jeho tuhé hlavní osy od zatížení vykonzolované části konstrukce. Dimenze sloupu jsou v předběžném návrhu orientační vzhledem k uvažovaným zatěžovacím plochám. Pro detailnější určení rozměrů průřezu by bylo vhodné použít 3D prostorový model, který by přesněji znázornil výsledné prostorové chování vykonzolované části konstrukce a skutečné namáhání sloupu.

Návrh dimenze sloupu v 1.NP - C 35/45

$h_c = 1100 \text{ mm}$

$b_c = 350 \text{ mm}$

4) Předběžné ověření protlačení stropní desky 1.NP v prostoru kavárny:

Pro lokálně podepřenou desku je nutné ověření následujících podmínek:

1. $v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$ - podmínka únosnosti tlačené diagonály
2. $v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$ - ověření nutnosti výztuže na protlačení
3. $v_{Ed} \leq k_{max} \cdot v_{Rd,c}$ - ověření zajištění dostatečného kotvení výztuže na protlačení

v_{Ed} účinek návrhového zatížení v kontrolovaném obvodu; [MPa]

$v_{Rd,max}$ únosnost v protlačení v obvodu u_0 (únosnost tlakové diagonály); [MPa]



- $v_{Rd,c}$ únosnost v protlačení bez výztuže na protlačení v kontrolovaném obvodu u_1 ; [MPa]
 $v_{Rd,cs}$ únosnost v protlačení v obvodu u_0 s výztuží na protlačení; [MPa]

Odhad účinné výšky stropní desky:

$$d_1 = h_{d,1.NP} - c - \frac{\phi_s}{2} = 250 - 25 - \frac{12}{2} = 219 \text{ mm}$$

$$d_2 = h_{d,1.NP} - c - \phi_s - \frac{\phi_s}{2} = 250 - 25 - 12 - \frac{12}{2} = 207 \text{ mm}$$

$$d = (d_1 + d_2)/2 = \frac{219 + 207}{2} = 213 \text{ mm}$$

Předpoklad velikosti průměru hlavní nosné výztuže $\Rightarrow \phi_s = 12 \text{ mm}$ (pro oba směry)

OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

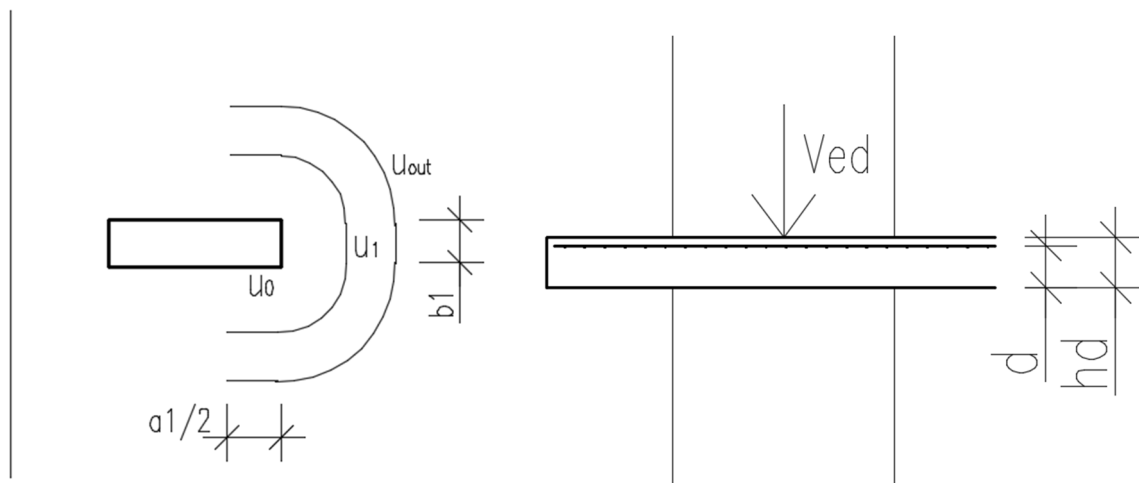
(Obr.81- Omezení délky kontrolovaného obvodu u_1)^[17]

$a = 350 \text{ mm}$ – kratší rozměr sloupu, $b = 1100 \text{ mm}$ – delší rozměr sloupu

$$a_1 = \min \{b; 3d\} = \{1100; 654\} = 654 \text{ mm}$$

$$b_1 = \min \{a; 2b; 6d - b_1\} = \{350; 2200; 6 \cdot 218 - 654\}$$

$$b_1 = \min \{350; 2200; 654\} = 350 \text{ mm}$$



(Obr.82 - Schéma kontrolovaných obvodů)



Délka kontrolovaného obvodu u_0 v líci podpory:

$$u_0 = 2 \cdot \left(\frac{a_1}{2}\right) + b_1 = 2 \cdot \left(\frac{654}{2}\right) + 350 = 1004 \text{ mm}$$

Délka základního kontrolovaného obvodu u_1 :

$$u_1 = 2 \cdot \left(\frac{a_1}{2}\right) + b_1 + \pi \cdot 2d = 2 \cdot \left(\frac{654}{2}\right) + 350 + \pi \cdot 2 \cdot 213 = 2342,3 \text{ mm}$$

Ověření protlačení stropní konstrukce 2.NP:

1.podmínka:

$$v_{Ed,0} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} \leq v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd}$$

β součinitel vlivu velikost nevyrovnaných ohybových momentů, zjednodušeně stanovený dle polohy sloupu; [-] $\Rightarrow \beta=1,4$ - krajní sloup

d staticky účinná výška tloušťka desky; [m]

v součinitel zmenšující pevnost betonu v tlaku, který vyjadřuje vliv přídavného namáhání; [-]

Stanovení působící smykové síly:

Typ zatížení	Výpočet zatížení	$G_k (Q_k)$ [kN]	γ_f	$G_d (Q_d)$ [kN]
Stálé zatížení – Stropní kce. 1.NP – $A_{1.NP} = 33,8 \text{ m}^2$				
Vl.tíha - stropní kce.	$0,22 \cdot 25 \cdot 33,8$	185,9	1,35	251,0
Skladba podlahy 3.NP	$1,70 \cdot 33,8$	57,5		77,6
Σ Stálé zatížení celkem [kN]		243,4		328,6
Proměnné zatížení – Stropní kce 1.NP – $A_{1.NP} = 33,8 \text{ m}^2$; $\alpha_n = 0,8$				
Kategorie-C1 kavárna	$3,0 \cdot 33,8 \cdot 0,8$	81,1	1,50	121,7
Přemístitelné příčky	$33,8 \cdot 0,8$	27,0		40,6
Σ Proměnné zatížení celkem [kN]		108,1		162,2
Σ Smyková síla stropní kce. 1.NP V_{Ek}, V_{Ed}, [kN]		351,5		490,8

$$v_{Ed,0} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} = \frac{1,4 \cdot 490,8}{1,004 \cdot 0,213} = \mathbf{3213,0 \text{ Kpa}}$$

$$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot 0,528 \cdot 20 \cdot 10^3 = \mathbf{4224 \text{ Kpa}}$$

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

Posouzení 1.podmínky v kontrolovaném obvodě u_0 :

$$v_{Ed,0} = \mathbf{3,213} \leq v_{Rd,max} = \mathbf{4,224} \text{ [Mpa]} \Rightarrow \mathbf{VYHOVUJE 1. PODMÍNKA}$$

2.podmínka:

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} \leq v_{Rd,c} = \frac{C_{Rd,c}}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \geq v_{min}$$

ρ_l stupeň vyztužení smykovou výztuží na protlačení \Rightarrow odhad $\rho_l=0,005 \Rightarrow 0,5\%$



$$C_{Rd,c} = 0,18$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 ; k = 1 + \sqrt{\frac{200}{213}} = 1,97$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 1,97^{\frac{3}{2}} \cdot 30^{\frac{1}{2}} = 0,530 \text{ MPa} = \mathbf{530 \text{ KPa}}$$

$$v_{Ed,1} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = \frac{1,4 \cdot 490,8}{2,3423 \cdot 0,213} = \mathbf{1377,2 \text{ KPa}}$$

$$v_{Rd,c} = \frac{C_{Rd,c}}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} = \frac{0,18}{1,5} \cdot 1,97 \cdot (100 \cdot 0,005 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} =$$

$$v_{Rd,c} = 0,583 \text{ MPa} = \mathbf{583 \text{ KPa}} \geq v_{min} = \mathbf{530 \text{ KPa}} \Rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

Posouzení 2.podmínky v základním kontrolovaném obvodu u_1 :

$$v_{Ed,1} = \mathbf{1,3772} \geq v_{Rd,c} = \mathbf{0,583} [\text{MPa}] \Rightarrow \mathbf{NEVYHOVUJE 2. PODMÍNKA}$$

\Rightarrow **NUTNÝ NÁVRH VÝZTUŽE NA PROTLAČENÍ, ČI JINÉ KONSTRUKČNÍ OPATŘENÍ**

3.podmínka:

Posouzení 3.podmínky:

$$v_{Ed,1} = \mathbf{1,3772} \leq k_{max} \cdot v_{Rd,c} = \mathbf{1,475} \cdot \mathbf{0,583} = \mathbf{0,859} [\text{MPa}] \Rightarrow \mathbf{NEVYHOVUJE}$$

k_{max} součinitel maximální únosnosti, jehož hodnota závisí na typu výztuže na protlačení;
[-] $k_{max} = \mathbf{1,475}$ pro desku tl. $h_d = 250 \text{ mm}$ (interpolací)

\Rightarrow **NEJÍ MOŽNÉ SPOLEHLIVĚ ZAKOTVIT SMYKOVOU VÝZTUŽ**

Obvod bez smykové výztuže u_{out} :

$$u_{out} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{v_{Rd,c} \cdot d} = \frac{1,4 \cdot 490,8}{0,583 \cdot 0,211} = \mathbf{5,585 \text{ m}} = \mathbf{1,002} + 2\pi r_{out} \Rightarrow r_{out} = \mathbf{0,729 \text{ m}}$$

5) Rozšiřující hlavice:

-návrh rozšiřující hlavice (zesílení stropní desky na tl. 450 mm)

$$d = d_{původní} + h_h = 213 + 200 = 413 \text{ mm}$$

$$a_1 = \min \{b; 3d\} = \{1100; 1239\} = 1100 \text{ mm}$$

$$b_1 = \min \{a; 2b; 6d - b_1\} = \{350; 2200; 6 \cdot 413 - 1239\} =$$

$$b_1 = \min \{350; 2200; 1239\} = 350 \text{ mm}$$

Délka kontrolovaného obvodu u_0 v líci podpory:

$$u_0 = 2 \cdot \left(\frac{a_1}{2}\right) + b_1 = 2 \cdot \left(\frac{1239}{2}\right) + 350 = 1589 \text{ mm}$$



Délka základního kontrolovaného obvodu u_1 :

$$u_1 = 2 \cdot \left(\frac{a_1}{2}\right) + b_1 + \pi \cdot 2d = 2 \cdot \left(\frac{1100}{2}\right) + 350 + \pi \cdot 2 \cdot 413 = 4045 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 ; k = 1 + \sqrt{\frac{200}{413}} = 1,696$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 1,696^{\frac{3}{2}} \cdot 30^{\frac{1}{2}} = 0,423 \text{ MPa} = \mathbf{423 \text{ KPa}}$$

$$v_{Rd,c} = \frac{C_{Rd,c}}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} = \frac{0,18}{1,5} \cdot 1,696 \cdot (100 \cdot 0,005 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} =$$

$$v_{Rd,c} = 0,502 \text{ MPa} = \mathbf{502 \text{ KPa}} \geq v_{min} = \mathbf{423 \text{ KPa}} \Rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

1.podmínka:

$$v_{Ed,0} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} = \frac{1,4 \cdot 490,8}{1,589 \cdot 0,213} = \mathbf{1047,0 \text{ KPa}}$$

Posouzení 1.podmínky v kontrolovaném obvodě u_0 :

$$v_{Ed,0} = \mathbf{1,047} \leq v_{Rd,max} = \mathbf{4,224} \text{ [MPa]} \Rightarrow \mathbf{VYHOVUJE 1. PODMÍNKA}$$

2.podmínka:

$$v_{Ed,1} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = \frac{1,4 \cdot 490,8}{4,045 \cdot 0,213} = 411,3 \text{ KPa} = \mathbf{0,4113 \text{ MPa}}$$

Posouzení 2.podmínky v základním kontrolovaném obvodě u_1 :

$$v_{Ed,1} = \mathbf{0,4113} \leq v_{Rd,c} = \mathbf{0,502} \text{ [MPa]} \Rightarrow \mathbf{VYHOVUJE 2. PODMÍNKA}$$

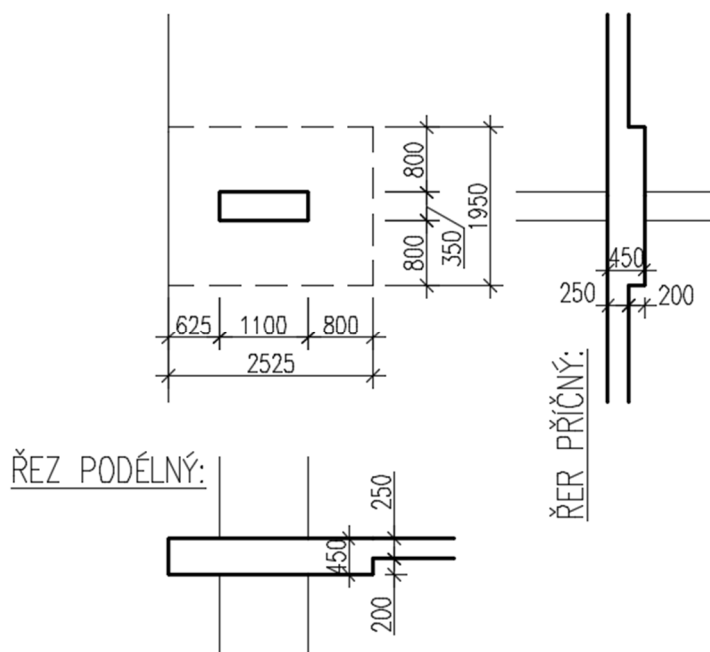
3.podmínka:

$$v_{Ed,1} = \mathbf{0,4113} \leq k_{max} \cdot v_{Rd,c} = \mathbf{1,56} \cdot \mathbf{0,502} = \mathbf{0,856} \text{ [MPa]} \Rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

$$k_{max} = 1,56 \text{ (interpolací)}$$

Závěr:

Půdorysné rozměry rozšiřující hlavice sloupu B2 a B3 jsou v předběžném návrhu stanoveny orientačně, tak že hrany rozšiřující hlavice jsou od vnějšího líce sloupu budou ve vzdálenosti $a > r_{out} = 0,729 \text{ m}$ (vzdálenost kontrolovaného obvodu u_{out} , u kterého již není nutná výztuž na protlačení pro stropní desku tl.250 mm) \Rightarrow návrh $a = \mathbf{0,8 \text{ m}}$. Celkové půdorysné rozměry rozšiřující hlavice dle předběžného návrhu budou 2525 x 1950 x 450 mm. Stejná rozšiřující hlavice bude navržena i pro sloup B3.



(Obr.83 - Schéma geometrie rozšiřující hlavice sloupy B2 a B3)

4.13 NÁVRH SUTERÉNNÍ ŽB STĚNY 1.PP

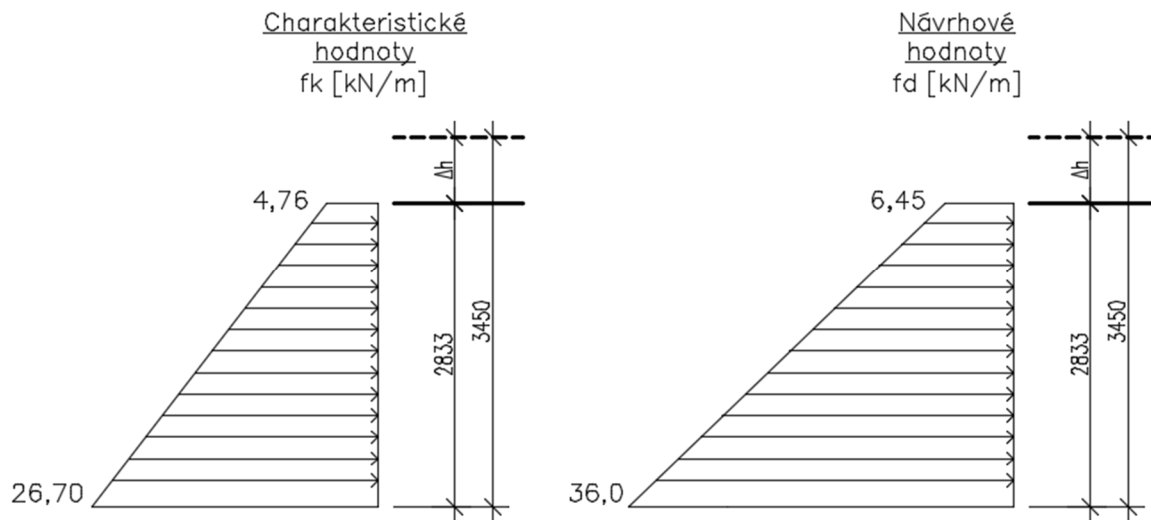
Spodní stavba objektu bude navržena jako kombinace „bílé“ a „černé“ vany z důvodu zajištění kvalitní hydroizolační obálky spodní stavby proti účinkům tlakové vody v případě zvýšení sezónního průtoku v nedaleké řece Ostravici a následného zvýšení kolísavé hladiny podzemní vody, která se nachází přibližně v rozmezí 2,5 – 3,5 m pod úrovní základové spáry. Objekt se současně nachází v záplavovém území řeky Ostravice. Suterénní stěna bude uvažována ve dvou případech v závislosti na podmínkách uložení stěny. V prvním případě bude stěna uvažována jako oboustranně vetknutý nosník a ve druhém případě suterénní stěna bude staticky působit jako konzola – dočasná opěrná stěna. Následně bude tloušťka stěny navržena pro nejvíce nepříznivý stav. Suterénní stěna může staticky působit jako konzola například, pokud by došlo na její určité části k zahrnutí zeminou z technologických důvodů během výstavby před dokončením stropní vodorovné konstrukce nad 1.PP.



a) VSTUPNÍ PARAMETRY NÁVRHU:

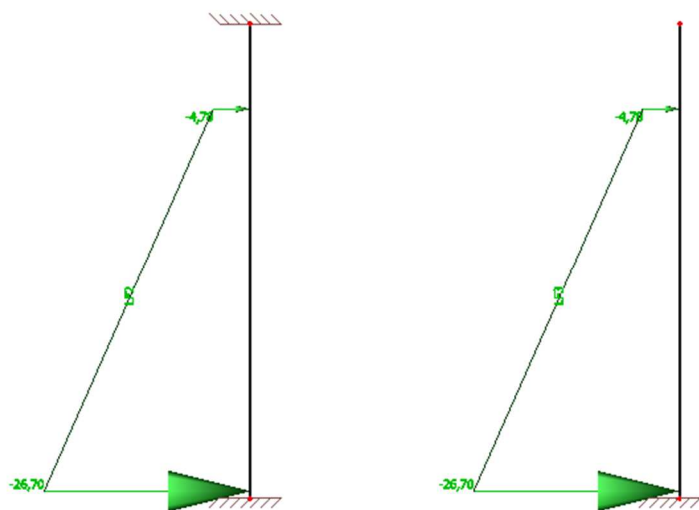
Výška stěny: 3,2 m
Materiál: Beton - C30/37 => $f_{cd} = 20$ MPa
Ocel - B500B => $f_{yd} = 434,78$ MPa
Tloušťka krycí vrstvy: $c_{\text{exteriér}} = 50$ mm; $c_{\text{interiér}} = 30$ mm
Předpokladaná tloušťka stěny: $t = 300$ mm

Schéma zatížení suterénní železobetonové stěny, viz kapitola 3.1.4:



(Obr.84 – Uvažované zatížení na suterénní stěnu od zemního tlaku v klidu)

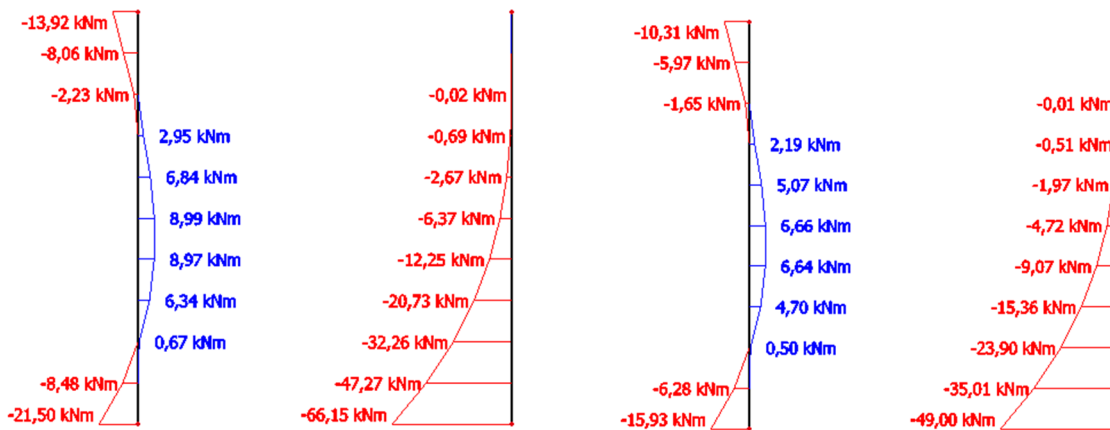
Uvažované modely suterénní stěny:



(Obr.85 – Uvažované zatížení na suterénní stěnu od zemního tlaku v klidu)



Výpočet vnitřních síl:



(Obr.86 – Vnitřní návrhové síly pro MSÚ – vlevo

Vnitřní návrhové síly pro MSP – charakteristická kombinace – vpravo)

Návrhové vnitřní síly MSÚ: $M_{Ed,max1} = -21,50 \text{ kNm/m'}$

$$M_{Ed,max2} = -66,15 \text{ kNm/m'}$$

Návrhové vnitřní síly MSP (charakteristická kombinace):

$$M_{Ek,max1} = -15,93 \text{ kNm/m'}$$

$$M_{Ek2, max} = -49,00 \text{ kNm/m'}$$

b) NÁVRH DIMENZE SUTERÉNNÍ STĚNY DLE MSÚ:

Návrh tloušťky stěny v MSÚ pomocí tabulkových hodnot μ za předpokladu poměrné výšky tlačené oblasti ξ . Následně je stanovena minimální účinná výška průřezu stěny d .

Předpoklad návrhu:

-Poměr výšky tlačené oblasti/účinné výšce průřezu:

- $\xi = 0,15 \Rightarrow \mu = 0,115$ (viz statické tabulky dle [11])

Materiál: C30/37 $\Rightarrow f_{cd} = 20 \text{ MPa}$

ξ poměrná výška tlačené oblasti a účinné výšky průřezu; [mm]

$$\mu = \frac{M_{Ed,max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \Rightarrow d = \sqrt{\frac{M_{Ed,max}}{b \cdot \mu \cdot f_{cd}}}$$

Účinná výška průřezu:

$$d_{min} = \sqrt{\frac{66,15}{1,0 \cdot 0,078 \cdot 20 \cdot 10^3}} = 0,1695 \text{ m} = \mathbf{169,5 \text{ mm}}$$



Minimální navrhovaná tloušťka suterénní stěny:

$$t_{\min} = C_{\text{exteriér}} + \varnothing + \varnothing_s/2 + d = 50+12+12/2+159,5 = \mathbf{227,5 \text{ mm}}$$

-předpokládaný profil hlavní výztuže: $\varnothing_s = 12 \text{ mm}$

-předpokládaný profil příčné výztuže: $\varnothing = 12 \text{ mm}$

c) NÁVRH DIMENZE SUTERÉNNÍ STĚNY DLE MSP:

Návrh tloušťky stěny dle MSP je proveden z podmínky omezení maximálního napětí v krajních tažených vláknech při charakteristické kombinaci zatížení, která má v tomto případě stejné hodnoty jako kombinace kvazistálá (přetížení zeminy není redukováno součinitelem $\psi_{0,2}$). Aby byl částečně omezen vznik trhlin, tak nesmí napětí v krajních vláknech překročit střední hodnotu pevnosti betonu v tahu f_{ctm} . Napětí v krajních vláknech se stanoví při předpokladu pružného chování betonové konstrukce ze vztahu $\sigma_{cr} = M_{cr}/W$, kde jako mezní hodnota napětí je střední pevnost betonu v tahu f_{ctm} pro třídu betonu C30/37 $\Rightarrow \sigma_{cr} = f_{ctm}$.

Střední pevnost betonu v tahu: $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$

Průřezový modul: $W = \frac{1}{6} \cdot b \cdot t^2$

Moment na mezi vzniku trhlin: $M_{cr} = \sigma_{cr} \cdot W = f_{ctm} \cdot \frac{1}{6} \cdot b \cdot t^2$

Vztah pro předběžný návrh: $M_{cr} = M_{Ek,max} = 49,0 \text{ kNm}$

Minimální návrhová tloušťka stěny: $M_{Ek,max} = f_{ctm} \cdot \frac{1}{6} \cdot b \cdot t^2$

$$t_{\min} = \sqrt{\frac{M_{Ek,max} \cdot 6}{b \cdot f_{ctm}}}$$

$$t_{\min} = \sqrt{\frac{49,0 \cdot 6}{1,0 \cdot 2,9 \cdot 10^3}} = 0,318 \text{ m} = \mathbf{318 \text{ mm}}$$

Návrh dimenze ŽB suterénní stěny:

t = 300mm

Poznámka:

Návrhovaná dimenze suterénních ŽB stěn byla zvětšena oproti výpočtovému návrhu dle MSÚ cca o 25% z důvodu vlivu prostředí (XC4, XA1) a s ohledem na provádění technologie suterénní stěny jako „bílé“ vany budou obvodové suterénní stěny tl. 300 mm.

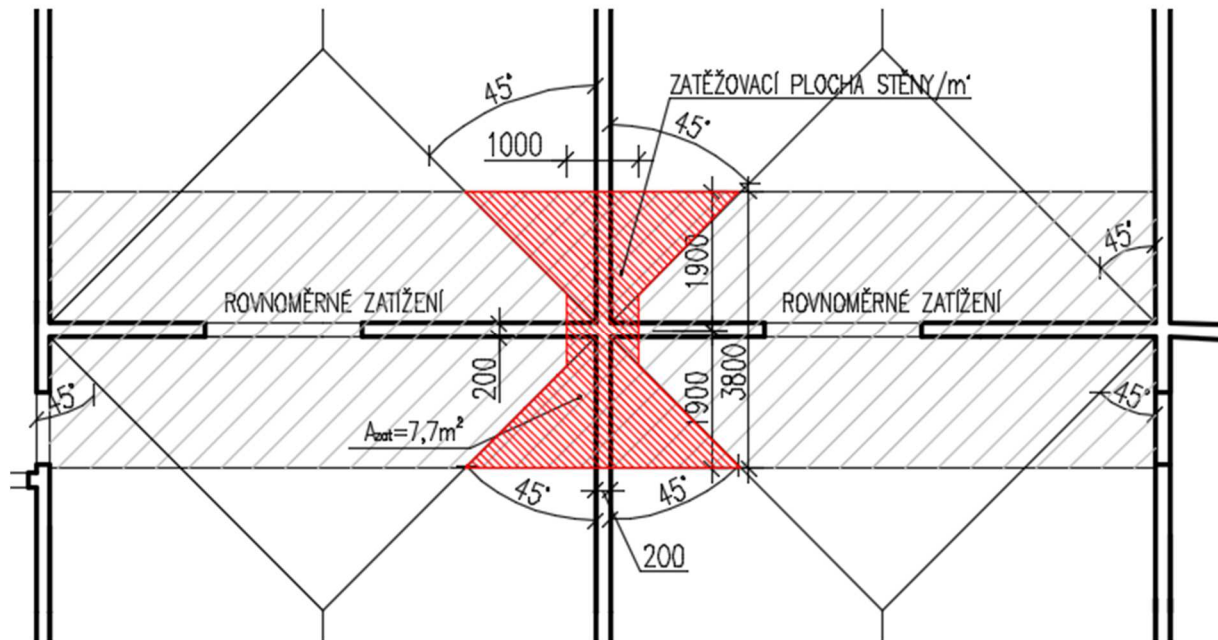


4.14 NÁVRH VNITŘNÍ ŽB STĚNY

Návrh vnitřní železobetonové podélné ztužující stěny bude proveden v místě předpokladu výskytu nejvyššího zatížení v patě stěny v 1.NP na ose D. Na stěnu je uvažováno rovnoměrné zatížení s výsekem zatěžovacího pásu šířky 1 m v místě exponovém zatížením stropních konstrukcí a zatížení příčné stěny.

A) Vstupní parametry výpočtu:

Materiál:	C30/37
Betonářská výztuž:	B500B
Konstrukční/světlá výška podlaží 1.PP:	3,20 m; 2,40 m
Konstrukční/světlá výška podlaží 1.NP:	3,70 m; 3,48 m
Konstrukční/světlá výška podlaží 2.-6.NP:	3,12 m; 2,90 m
Zatěžovací pás 1.-6.NP:	$A_{1.-6.NP} = 7,7 \text{ m}^2$
Předpoklad tloušťky stěn:	$t = 200 \text{ mm}$
Počet podlaží:	6
Redukční součinitel užitého zatížení:	$\alpha_n = 0,80$
Uvažovaný zjednodušený zatěžovací pás stěny:	



(Obr.86 – Zatěžovací pás středová stěna osa D –1.-6.NP)

**B) Výpočet zatížení na 1bm v patě stěny 1NP:**

Typ zatížení	Výpočet zatížení	G _k (Q _k) [kN]	γ _f	G _d (Q _d) [kN]
Stálé zatížení - 2.-6.NP (střecha) - A_{2.-6.NP} = 7,7 m²				
Vl.tíha - stropní kce.	5 · 0,22 · 25 · 7,7	211,8	1,35	285,9
Vl.tíha - ŽB stěny tl.200mm	5 · 0,2 · 25 · 2,9 · 4,6	333,5		450,2
Skladba kce. - střecha	2,04 · 7,7	15,7		23,6
Skladba podlahy	4 · 1,97 · 7,7	60,7		81,9
Pevné příčky	4 · 1,1 · 7,7	33,9		45,7
Technologie VZT (střecha)	2,0 · 7,7	15,4		20,8
Stálé zatížení - 1.NP - A_{1.NP} = 7,7 m²				
Vl.tíha - stropní kce.1.NP	0,22 · 25 · 7,7	48,1	1,35	65,0
Vl.tíha - ŽB stěny tl.200mm	0,2 · 25 · 3,48 · 1,0	17,4		23,5
Skladba podlahy	1,97 · 7,7	15,2		20,5
Pevné příčky (7,7m ²)	1,19 · 7,7	9,2		12,4
Σ Stálé zatížení celkem [kN/m²]		760,9		1027,2
Proměnné zatížení - Stropní kce. 1.-6.NP (střecha) - A_{2.-6.NP} = 7,7 m²; α_n = 0,8				
Kategorie A	5 · 1,5 · 7,7 · 0,8	46,2	1,50	69,3
Střecha - Kategorie H	0,75 · 7,7	5,8		8,7
Střecha - Sníh	0,8 · 7,7	6,2		9,3
Přemístitelné příčky	5 · 7,7 · 0,8	30,8		46,2
Σ Proměnné zatížení celkem [kN/m²]		89,0		133,5
Σ Celkové zatížení v patě stěny 1.NP [kN/m²]		849,9		1160,7

c) Návrh rozměrů středové ztužující stěny - dostředný tlak:

Návrhová síla: $N_{Ed} = 1138,2 \text{ kN/m}'$

Předpoklad stupně vyztužení stěny: $\rho_s = 1,0 \%$

Podmínka únosnosti v patě stěny: $N_{Rd} = 0,8 \cdot f_{cd} \cdot A_c + \sigma_s \cdot A_s$

$$A_s = \rho_s \cdot A_c$$

Minimální plocha stěny:

$$A_{c,req} \geq \frac{N_{Ed}}{0,8 \cdot f_{cd} + \sigma_s \cdot \rho_s} = \frac{1160,7 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 20 \cdot 10^6 + 400 \cdot 10^6 \cdot 0,01} = 0,057 \text{ m}^2$$

Návrhová tloušťka stěny: $t = 200 \text{ mm} \Rightarrow A_c = b \cdot t = 1,0 \cdot 0,2 = 0,2 \text{ m}^2$

Posouzení plochy stěny: $A_c = 0,200 \text{ m}^2 > A_{c,req} = 0,057 \text{ m}^2 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$

d) Posouzení únosnosti v patě stěny 1.NP:

$$N_{Rd} = 0,8 \cdot f_{cd} \cdot A_c + \sigma_s \cdot A_s = 0,8 \cdot 20 \cdot 10^3 \cdot 0,2 + 400 \cdot 10^3 \cdot 0,01 \cdot 0,2$$

$$N_{Rd} = 4000 \text{ kN/m}'$$

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}$$

$$1138,2 \leq 4000 \text{ [kN/m}'] \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$



Závěr:

S ohledem na provádění svislých konstrukcí, velkému množství otvorů a jejich tvarové variabilitě budou navrženy primárně nosné vnitřní a obvodové stěny tl. 200mm. Současně dimenze stěn jsou navrženy, neboť některé stěny budou působit jako ztužující prvek přenášející vodorovné účinky od zatížení větrem na nosnou konstrukci objektu a příčné stěny 2.NP nad kombinovaným stěnovým a skeletovým konstrukčním systémem v 1.NP budou působit jako „stěnové nosníky“. Stěnový systém ve vykonzolované části bude tvořit nosné prvky přenášející vodorovné účinky zatížení vykonzolované části objektu do tuhé části nosné konstrukce. Ostatní vnitřní železobetonové stěny budou tl.180mm (výťahová šachta, stěna hlavní schodiště 1.PP atd.).

Primárně nosné ŽB vnitřní stěny:	t = 200mm
Ostatní ŽB vnitřní stěny:	t = 180mm

4.15 NÁVRH ZESÍLENÍ ZÁKLADOVÉ DESKY 1.PP

Zesílení základové desky pod sloupy 1.PP bude v předběžném návrhu nadimenzováno dle ověření protlačení základové desky od svislé reakce sloupu D2, kde je předpokládáno největší zatížení.

A) VSTUPNÍ PARAMETRY A PŘEDPOKLADY VÝPOČTU:

V předběžném návrhu je uvažována varianta založení objektu formou plošných základů, kde se v základové spáře přibližně 4,0 m pod úrovní upraveného terénu nachází vrstva terasových stěrků, které byly zatříděny dle ČSN 731001 do kategorie G3 – stěrk s příměsí jemnozrné zeminy. Dle provedeného inženýrsko-geologického průzkumu [20] byla stanovena přibližná orientační únonost vrstvy terasových stěrků:

$$R_{dt} = 0,65 \cdot (300 \div 700) = 195 \div 455 \text{ kPa} \Rightarrow R_{dt} = 340 \text{ kPa}$$

Dále je předpokládáno v předbežném orientačním návrhu rovnoměrné rozdělení napětí v základové spáře. Ovšem je nutné zdůraznit, že objekt má náročné základové poměry a návrh by měl být proveden dle 3. geotechnické kategorie dle ČSN EN 1997-1 – Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí. Pro předběžný návrh postačí výše uvedené předpoklady

Navrhová normálová síla v patě sloupu D2: $N_{Ed} = V_{Ed} = 5585,2 \text{ kN}$

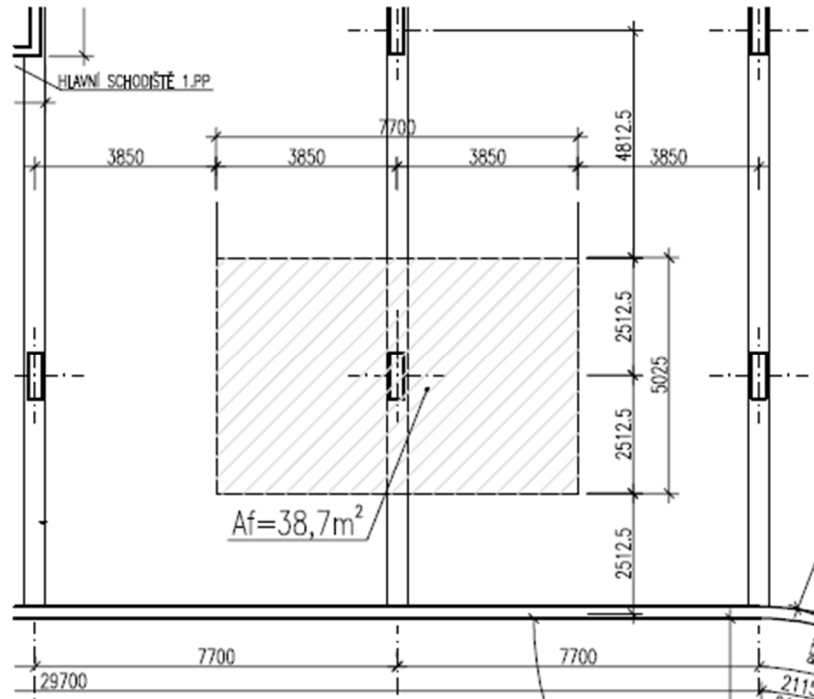
Materiál základové desky $C 30/37 \rightarrow f_{cd} = 20 \text{ MPa}$

Tloušťka základové desky: $h_d = 500 \text{ mm}$



Tloušťka krycí vrstvy: $c = 50 \text{ mm}$

Předpokládaná účinná plocha základové desky přenášející zatížení od svislé reakce ze sloupu:



(Obr.87 – Předpokládaná plocha přenášející svislou reakci ze sloupu do základové spáry)

Šířka předpokládané účinné plochy: $b_f = 7700 \text{ mm}$

Šířka předpokládané účinné plochy: $l_f = 5025 \text{ mm}$

Předpokládané zesílení základové desky: $h_f = 900 \text{ mm}$

Předpokládána plocha desky přenášející zatížení do základové spáry:

$$A_f = b_f \cdot l_f = 7,7 \cdot 5,025 = 38,7 \text{ m}^2$$

Předběžné rozměry sloup:

Výška sloupu: $c_1 = 750 \text{ mm}$

Šířka sloupu: $c_2 = 300 \text{ mm}$

Charakteristiky vyztužení průřezu:

Předpoklad stupně vyztužení základové desky: $\rho = 0,005 \Rightarrow 0,5 \%$

Statically účinná výška zesílení desky:

$$d = h_f - c - \frac{(\phi_{s1} + \phi_{s2})}{2} = 900 - 50 - \frac{(20 + 20)}{2} = \mathbf{830 \text{ mm}}$$

- Předpoklad profilů vyztuže zesilují patky základové desky směr $x \phi_{s1} = 20 \text{ mm}$

- Předpoklad profilů vyztuže zesilují patky základové desky směr $y \phi_{s2} = 20 \text{ mm}$



B) STANOVENÍ KONTAKTNÍHO NAPĚTÍ V ZÁKLADOVÉ SPÁŘE:

Zatížení od základové desky a skladby podlahy 1.PP do základové spáry:

Typ zatížení	Výpočet zatížení	g_k [kN]	γ_f	g_d [kN]
Stálé zatížení ($A_{\text{footing}} = 38,7 \text{ m}^2$)				
Skladba podlahy 1.PP (vč. Základové desky a podkladních betonových vrstev)	$38,7 \cdot 19,23$	774,2	1,35	1045,2
Zesílení desky (předpokládané rozměry 0,4x3,25x2,75m)	$0,4 \cdot 3,25 \cdot 2,75 \cdot 25$	89,4		120,7
Σ Stálé zatížení celkem [kN]		863,7		1165,9
Užitné zatížení ($A_{\text{footing}} = 38,7 \text{ m}^2$)				
Kategorie F - dopravní a parkovací plochy (lehká vozidla $\leq 30kN$)	$2,5 \cdot 38,7$	96,8	1,50	145,1
Σ Užitné zatížení celkem [kN]		96,8		145,1
Σ Celková svislá síla do základové spáry G_k, G_d [kN]		960,5		1311,0

$$G_k = G_f = 1311,0 \text{ kN}$$

Poznámka:

Celková přibližná výsledná návrhová svislá od zatížení základové konstrukce je vypočtena na základě předpokládané uvažované roznášecí plochy zatížení $A_f = 38,7 \text{ m}^2$

Celkové návrhové zatížení do základové spáry:

$$N_{Ed,patka} = N_{Ed} + G_f = 5585,2 + 1311 = 6896,2 \text{ kN}$$

Napětí v základové spáře:

$$\sigma_{gd} = \frac{N_{Ed,patka}}{A_{\text{footing}}} = \frac{6896,2}{38,7} = 178,2 \text{ kPa}$$

Únosnost základové zeminy:

$$R_{dt} = 0,65 \cdot (300 \div 700) = 340 \text{ kPa}$$

Posouzení únosnosti v základové spáře:

$$R_{dt} \geq \sigma_{gd}$$

$$325 \geq 178,2 \text{ [kPa]} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$



C) TEORIE VÝPOČTU:

Pro předběžné posouzení na protlačení zesílené části základové desky byl použit excelový výpočetní program poskytnutý Ing. Hanou Hanzalovou, CSc.. Excelový výpočetní program posuzuje protlačení základových patek od svislé reakce ze sloupu. Pro posouzení na protlačení základových patek musí být splněny následující podmínky:

1.podmínka:

$$v_{Ed,max} \leq V_{Rd,max}$$

$v_{Ed,max}$ maximální návrhové smykové napětí v líci sloupu; [MPa]

$v_{Rd,max}$ maximální návrhová hodnota únosnosti ve smyku při protlačení bez výztuže na protlačení; [MPa]

2.podmínka:

$$v_{Ed,a} \leq V_{Rd,c(a)}$$

$v_{Ed,a}$ smykové napětí v kontrolovaném obvodě ve vzdálenosti a (viz obr.88); [MPa]

$V_{Rd,c(a)}$ smyková únosnost v kontrolovaném obvodě ve vzdálenosti a od líce sloupu (viz obr.88) ; [MPa]

OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

(Obr.88 - Protlačení základovou patkou podle EC2 a DIN 1045)^[21]

Při kontrole protlačení základové desky lze redukovat reakci podloží o tu část zatížení, která se přenáší přímo do sloupu podle vztahu:

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed}$$

V_{Ed} působící posouvající síla; [MN]

ΔV_{Ed} síla působící směrem vzhůru uvnitř uvažovaného kontrolovaného obvodu, tj. reakce zemního tlaku zmenšená o vlastní tíhu základu; [MN]

Reakce – vztlak podloží:

$$\Delta V_{Ed} = \sigma_{gd} \cdot A(a)$$

σ_{gd} návrhové napětí v kontaktní základové spáře; [MPa]



$A(a)$ plocha kontrolovaného průřezu, [m]
 $A(a) = \pi \cdot a^2 + c_1 \cdot c_2 + 2a(c_1 + c_2)$

Obvod kontrolovaného průřezu:

$$u(a) = 2\pi a + 2(c_1 + c_2)$$

Smykové redukované napětí v kontrolovaném obvodu:

$$v_{Ed(a)} = \frac{V_{Ed,red}}{u_{(a)} \cdot d}$$

Smyková únosnost v kontrolovaném obvodu je určena dle následujícího vztahu:

$$v_{Rd,c(a)} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{2d}{a} \geq v_{min} \cdot \frac{2d}{a}$$

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

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$

d staticky účinná výška zesílení základové desky; [m]

Cílem výpočtu je stanovit kritický průřez na protlačení, který bude ve vzdálenosti $a=a_{crit}$, při které bude rozdíl $(v_{Rd,c(a)} - v_{Ed(a)})$ minimální. Kritická vzdálenost a_{crit} bude následně použita pro předběžný návrh půdorysných rozměrů zesílené části základové desky. Obecně platí, že u poddajných základových patek, u nichž je vzdálenost od okraje patky do líce sloupu větší než $2d$, se kritický průřez na protlačení nachází přibližně ve vzdálenosti d . V našem případě můžeme zesílenou část desky považovat za poddajnou, neboť uvažovaná kontaktní plocha v základové spáře A_f přesahuje svými rozměry oblast ve vzdálenosti $2d$ od líce sloupu.

D) KONTROLA PROTLAČENÍ ZÁKLADOVÉ DESKY PRO ZESÍLENÍ $h_f = 900$ mm:

1. Kontrola únosnosti v protlačení v líci sloupu (1.podmínka):

Maximální návrhová hodnota napětí únosnosti ve smyku při protlačení v líci sloupu:

$$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,528 \cdot 20 = 4,224 \text{ MPa}$$

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

Smykové napětí v patě sloupu:

$$v_{Edmax} = \frac{V_{Ed}}{u_{(0)} \cdot d} = \frac{5,5852}{2,1 \cdot 0,82} = 3,24 \text{ MPa}$$

Délka kontrolovaného obvodu u_0 :

$$u_0 = 2(c_1 + c_2) = 2(0,75 + 0,3) = 2,1 \text{ m}$$

Posouzení smykového napětí při protlačení v líci sloupu:



$$v_{Ed,max} = 3,24 \leq V_{Rd,max} = 4,224 [MPa] \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

2. Kontrola únosnosti v protlačení v kritickém průřezu (2.podmínka):

Doplňující parametry použité ve výpočtu v excelovém výpočetním programu:

$$d = 830 \text{ mm}$$

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{830}} = 1,491$$

$\beta = 1,0$ – předpoklad centrického zatížení v předběžném návrhu

$\sigma_{gd} = 174,7 \text{ KPa}$ – napětí v kontaktní základové spáře

Tabulka hodnot pro ověření smykové únosnosti patky při protlačení:

-výstupní hodnoty z excelového výpočetního programu vypočtené dle parametrů specifikovaných v části **a** této kapitoly.

	a	u(a)	A(a)	V_{Ed,red(a)}	v_{Ed(a)}	v_{Rd,c(a)}	v_{min}2d/a	Δ=v_{Rd,c(a)}-v_{Ed(a)}	$\frac{v_{Ed(a)}}{v_{Rd,c(a)}}$
	[m]	[m]	[m ²]	[MN]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]
0,50 d	0,41	4,676	1,614	5,303	1,383	1,768	1,400	0,385	VYHOVUJE
0,60 d	0,49	5,191	2,019	5,232	1,229	1,474	1,167	0,245	VYHOVUJE
0,70 d	0,57	5,707	2,465	5,154	1,101	1,263	1,000	0,162	VYHOVUJE
0,80 d	0,66	6,222	2,955	5,069	0,994	1,105	0,875	0,112	VYHOVUJE
0,90 d	0,74	6,737	3,486	4,976	0,901	0,982	0,778	0,082	VYHOVUJE
1,00 d	0,82	7,252	4,059	4,876	0,820	0,884	0,700	0,064	VYHOVUJE
1,10 d	0,9	7,767	4,675	4,768	0,749	0,804	0,636	0,055	VYHOVUJE
1,20 d	0,98	8,283	5,333	4,653	0,685	0,737	0,583	0,052	VYHOVUJE
1,30 d	1,07	8,798	6,034	4,531	0,628	0,680	0,538	0,052	VYHOVUJE
1,40 d	1,15	9,313	6,776	4,401	0,576	0,632	0,500	0,055	VYHOVUJE
1,50 d	1,23	9,828	7,561	4,264	0,529	0,589	0,467	0,060	VYHOVUJE
1,60 d	1,31	10,344	8,388	4,120	0,486	0,553	0,438	0,067	VYHOVUJE
1,70 d	1,39	10,859	9,257	3,968	0,446	0,520	0,412	0,075	VYHOVUJE
1,80 d	1,48	11,374	10,169	3,809	0,408	0,491	0,389	0,083	VYHOVUJE
1,90 d	1,56	11,889	11,123	3,642	0,374	0,465	0,368	0,092	VYHOVUJE
2,00 d	1,64	12,404	12,119	3,468	0,341	0,442	0,350	0,101	VYHOVUJE

Z tabulky výsledných hodnot výpočtu je patrné, že nejmenší hodnota rozdílu $\Delta = v_{Rd,c(a)} - v_{Ed(a)}$ se nachází ve vzdálenosti 1,2d - 1,3d, lze předpokládat, že v těchto vzdálenostech se bude nacházet i kritický kontrolovaný obvod a_{crit} pro posouzení na protlačení v zesílené části základové desky.



Vzdálenost kritického průřezu na protlačení:

$$a_{crit} = 1,3d = 1,3 \cdot 0,82 = 1,07 \text{ m}$$

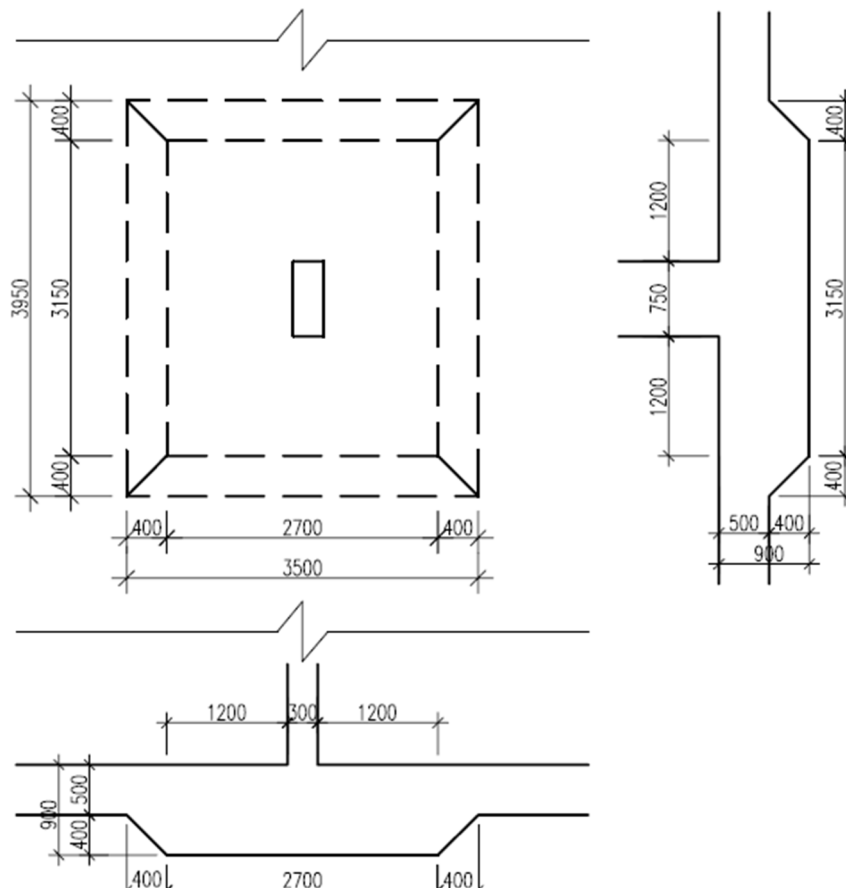
E) PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH GEOMETRIE ZESÍLENÍ ZÁKLADOVÉ DESKY:

Minimální návrhová vzdálenost šířky zesílení základové desky od líce sloupy:

$$b_{rozšíření,min} = a_{crit} + c = 1,07 + 0,05 = 1,12 \text{ m}$$

=> Návrh rozšíření $b_{rozšíření} = 1,20 \text{ m}$

Návrh geometrie zesílení základové desky:



(Obr.89 - Návrhovaná geometrie zesílení základové desky pod sloupy v 1.PP)

Návrh dimenze základové desky 1.PP:

$h_d = 500\text{mm}$

Návrh zesílení základové desky 1.PP:

$h_f = 900\text{mm}$

Závěr:

Posouzení únosnosti v úrovni základové spáry pod sloupem D21 dle výpočtu v předběžném návrhu vyhovuje podmínce únosnosti, avšak tento výpočet je spíše jen velmi orientační, jelikož poskytnutá data z provedeného inženýrsko-geologického průzkumu udávají jen orientační tabulkové únosnosti základové půdy a výčet parametrů



jednotlivých vrstev podloží pod úrovní základové spáry je nedostatečný. Dále návrh založení objektu byl měl být proveden dle 3. geotechnické kategorie, která vyžaduje podrobnou analýzu interakce základové desky s podložím objektu, a také by bylo nutné provést detailní inženýrsko-geologický rozbor.

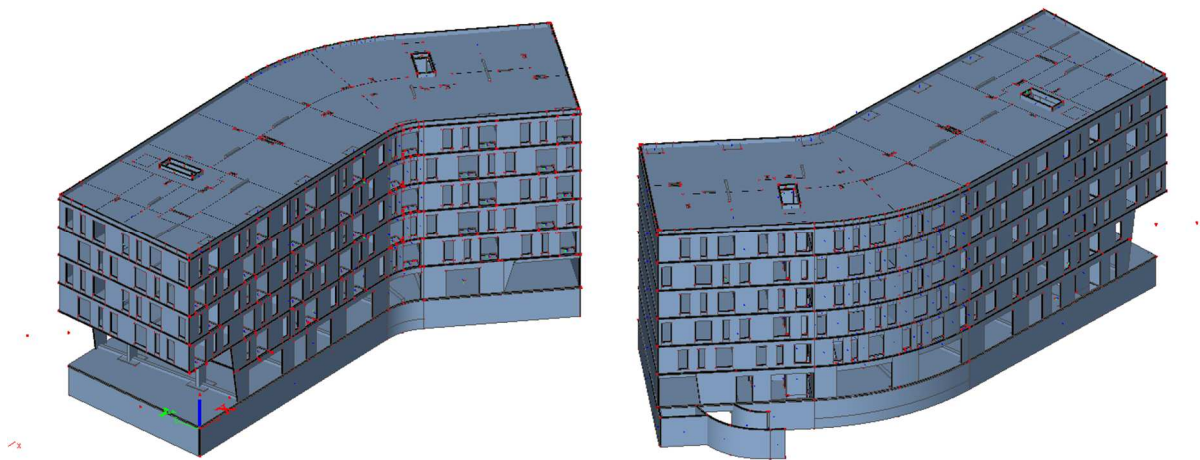
Pokud by například v podrobném návrhu základových konstrukcí byla nevyhovující varianta plošného založení základovou deskou se zesílenými patkami pod sloupy, tak jako alternativní návrh založení objektu by bylo vhodné zvážit variantu založení formou kombinace plošných a hlubinných základů - základová deska s pilotami.

V případě úpravy rozměrů sloupu v podrobnější analýze rámové konstrukce, tak půdorysné rozměry zesílené části základové desky budou zvětšeny o velikost zvětšení sloupu 750x300 mm.

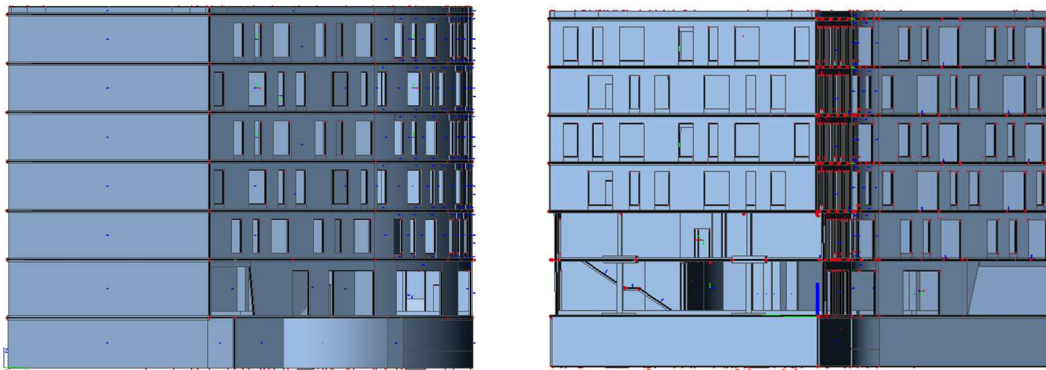


5 KOMPLEXNÍ 3D MODEL

Po vytvoření předběžného návrhu velikosti hlavních nosných prvků želebetonové konstrukce objektu byl vytvořen 3D komplexní výpočtý model budovy ve výpočetním statickém programu Scia Engineer 15. Na model byla aplikována veškerá uvažovaná zatěžzení uvedená v kapitole 3, kromě klimatického zatížení větrem a zatížení suterénních stěn od zemního tlaku v klidu. V patě suterénních stěn a sloupů 1.NP je styk se základovou deskou nahrazen pevnými podporami simulujícími vetknutí.

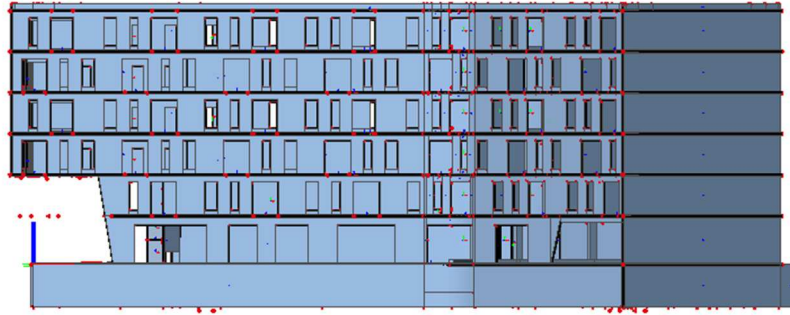


(Obr.90 – Axonometrie 3D model nosné konstrukce)



(Obr.91 – Pohled 3D model – severozápadní – vpravo)

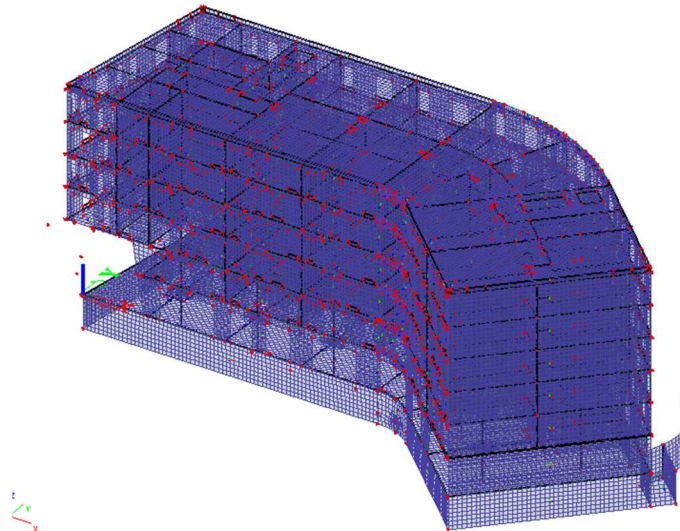
(Pohled 3D model – jihovýchodní – vlevo)



(Obr.92 – Pohled 3D model –boční)

5.1 PARAMETRY VÝPOČTU

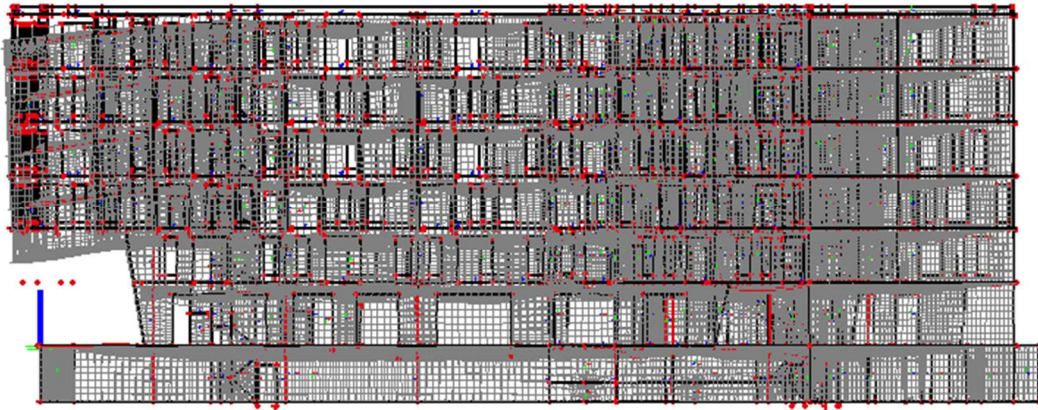
Výpočetní statický software Scia Engineer používá pro výpočet metodu konečných (MKP), kde přesnost výsledného řešení se odvíjí od velikosti jednotlivých prvků vygenerované sítě na 3D modelu. Pro plošné prvky je doporučována min. velikost jednoho rovinného prvku 0,5x0,5m a pro prutové prvky alespoň 10 bodů na jednom prutu. Pro výpočet byla zvolena síť s prvky o velikosti 0,4x0,4 m, která by měla zajistit dostatečně přesné výsledky a na prutových prvcích (sloupy, nosníky) bylo zvoleno 10 bodů pro výpočet MKP. V místě napojení prutových prvků na stropní desky bylo použito plošné zjemnění sítě prvků. Výpočet výsledků MKP byl proveden metodou lineárního výpočtu (lineárně pružná analýza).



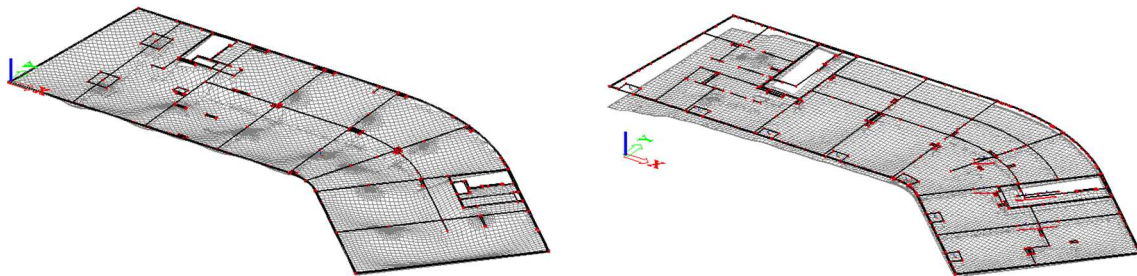
(Obr.93 – 3D model – síť pro výpočet MKP)



5.2 KONTROLA KOMPLEXNÍHO 3D MODELU



(Obr.94 – 3D model – deformace od vlastní tíhy nosní konstrukce objektu)



(Obr. 95.– 3D model – deformace od vlastní tíhy stropní konstrukce 1.PP - vlevo)

(3D model – deformace od vlastní tíhy stropní konstrukce 2.NP - vpravo)

Z výše uvedených obrázků deformací konstrukce od vlastní tíhy je patrné, že model potvrdil předpokládané deformace nosných prvků objektu a současně nevykazuje známky geometrických nepřesností, či výpočetních chyb.

5.3 ZATÍŽENÍ NA 3D MODELU:

Na komplexním 3D modelu je uvažováno celkem 12 základních zatěžovacích stavů, které odpovídají zatížením v kapitole 3. Stálé rovnoměrné zatížení pevnými příčkami bylo rozmístěno na konstrukci dle zatěžovacích schémat v kapitole 3.1.2. Stálé zatížení skladbami podlah bylo aplikováno na model do jednotlivých oblastí, kde se daný typ podlahy nachází.



Proměnná užitná zatížení jsou v jednotlivých podlažích rozmístěna, tak aby došlo k vyvození největšího namáhání na jednotlivých prvcích konstrukce. Celkem je uvažováno 5 variant rozmístění užitného zatížení:

-plné plošné užitné zatížení

-4 varianty šachovnicového rozmístění užitného zatížení (viz obr.64).

Pro čtyři varianty rozmístění šachovnicového užitného zatížení jsou vytvořeny samostatné zatěžovací stavy, které jsou kombinované s ostatními základními zatěžovacími stavy.

Zatěžovací stavy jsou mezi sebou kombinovány dle méně příznivé kombinace 6.10a a 6.10b pro mezní stav únosnosti pro trvalé a dočasné návrhové situace dle ČSN EN 1990 viz kapitola 3. Celkem bylo vytvořeno 10 kombinací zatížení pro MSÚ a jedna kombinace pro plné plošné zatížení s koeficienty $\gamma_G = 1,35$ pro stálá zatížení a $\gamma_Q = 1,5$ pro užitná zatížení, tato kombinace slouží k porovnání výsledků v 3D modelu s výsledky ručních výpočtů a výpočtů z předběžného návrhu.

Pro MSP bylo vytvořeno celkem 5 charakteristických kombinací (plné plošné + 4x šachovnicové užitné zatížení) dle kombinační rovnice 6.14b a 5 kvazistálých kombinací (plné plošné + 4x šachovnicové užitné zatížení) dle rovnice 6.16b uvedené v ČSN EN 1990.

Tabulka uvažovaných základních zatěžovacích stavů:

Základní zatěžovací stavy	
ZS1	Vlastní tíha nosné konstrukce
ZS3	Stálé – skladby podlah
ZS4	Stálé – pevné příčky
ZS5	Stálé – technologie VZT
ZS6	Proměnné - sníh
ZS7	Užitné – kategorie A
ZS8	Užitné – kategorie C
ZS9	Užitné – kategorie D
ZS10	Užitné – kategorie E
ZS11	Užitné – kategorie H
ZS12	Užitné – rovnoměrné přemístelnými příčkami



5.4 OVĚŘENÍ MODELU

5.4.1 OVĚŘENÍ NORMÁLOVÝCH SIL VE SLOUPECH

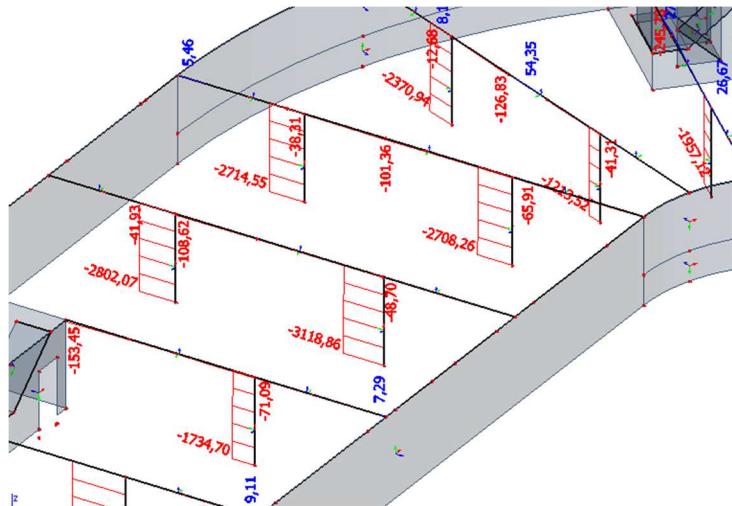
Ověření normálové síly v patě sloupu 1.PP bude provedeno v místě přepodkladu nejvíce zatížením exponovaného sloupu nacházejícím se na ose D2 na základě porovnání hodnoty stanovené dle orientační zatěžovací plochy v předběžném návrhu.

Normálová síla v patě sloupu D2:

Předběžný návrh: $N_{Ed} = -5585,2 \text{ kN}$ – redukováno užité zatížení koeficientem α_n

$N_{Ed} = -5732,2 \text{ kN}$ – plné plošné zatížení bez redukce užitého
zatížení koeficientem α_n

Výpočetní model: $N_{Ed} = -3118,9 \text{ kN}$ – plné plošné zatížení



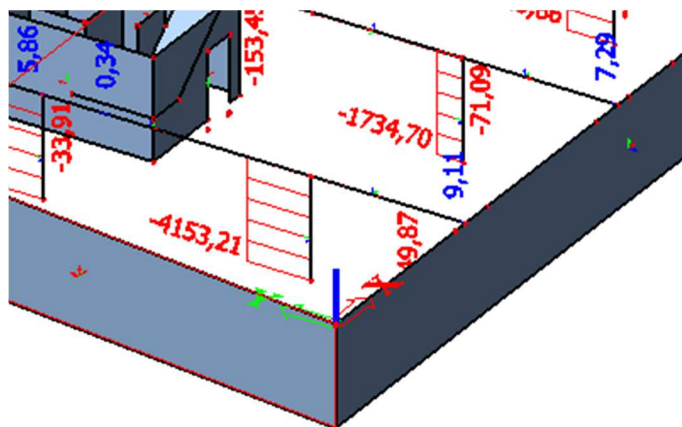
(obr.96 – Normálové síly v patě sloupů 1.PP – plné plošné zatížení)

Normálová síla v patě sloupu B2:

Předběžný návrh: $N_{Ed,B2} = -9288,8 \text{ kN}$ – redukováno užité zatížení koeficientem α_n

$N_{Ed,B2} = -9555,1 \text{ kN}$ – plné plošné zatížení bez redukce užitého
zatížení koeficientem α_n

Výpočetní model: $N_{Ed,B2} = -4153,1 \text{ kN}$ – plné plošné zatížení

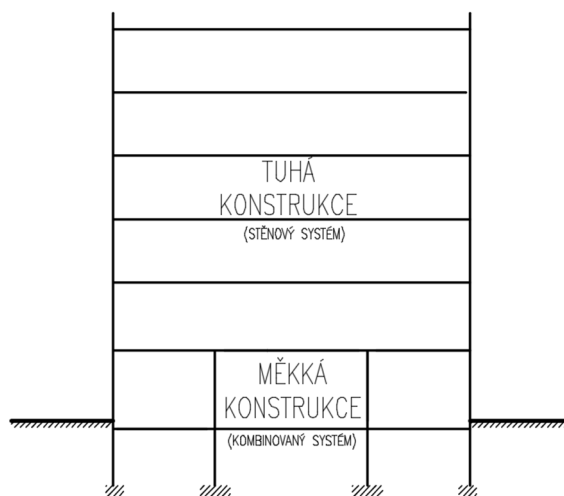


(obr.97 – Normálové síly v patě sloupů 1.PP – plné plošné zatížení)

Závěr:

Výsledné hodnoty zatížení v patě sloupu D2 nejnižšího podlaží se v 3D modelu shodují pouze na 54 % a pro sloup B2 jen na 43% což je pro relevantnost výsledků velmi závadějící odchylka. Při výpočtu MKP jsou výsledné hodnoty ovlivněny v 3D modelu rozdělením prostorové tuhosti na nosné konstrukce.

Dle přednášky Modelování betonových konstrukcí budov [22] od autorů doc. Ing. Jaroslava Navrátila, CSc. a Ing. Viktora Borzoviče, PhD. může ve 3D modelech betonových konstrukcí, které mají horní část budovy silně ztuženou a spodní část nosné konstrukce budovy měkkou (skeletový systém, či kombinovaný skeletový a stěnový nosný systém – viz obr.98, docházet v důsledku přerozdělení tuhosti v 3D modelu k výraznému zkreslení výsledných vnitřních sil na jednotlivých prvcích ve spodní (měkké) části budovy.

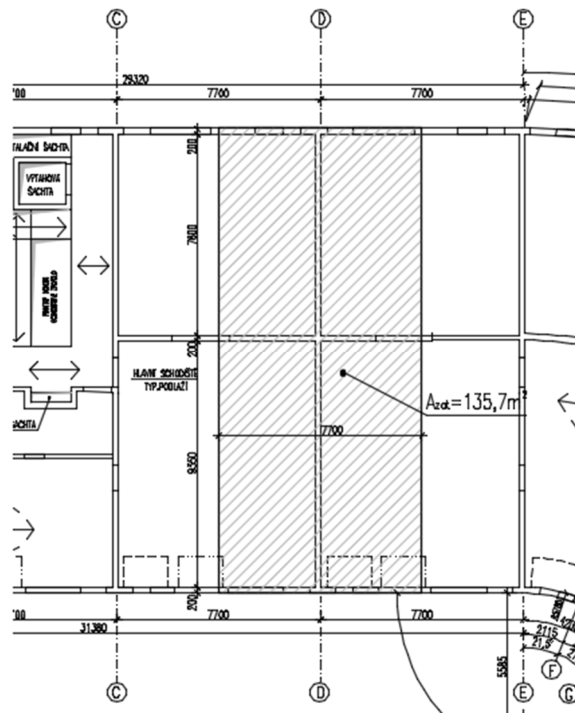


(obr.98 – Schéma rozdělení tuhosti na nosné konstrukci objektu)



5.4.2 OVĚŘENÍ ZATÍŽENÍ V PATĚ SVISLÝCH KONSTRUKCÍ NEJNIŽŠÍHO PODLAŽÍ

Pro ověření teorie o zkraslení výsledků vnitřních sil na nosných prvcích ve spodní části nosné konstrukce dle [22] bude proveden ruční výpočet celkového zatížení na výseku nosné konstrukce (osa D) přes všechna podlaží. Součet celkového ručně vypočteného zatížení svislých reakcí v patě sloupů a stěn 1.PP bude následně porovnán se výsledným součtem svislých reakcí z lineárního výpočtu MKP v 3D modelu.



(obr.99 – Uvažovaný výsek nosné konstrukce na ose D)

Ruční výpočet celkového zatížení v patě svislých konstrukcí 1.PP na výseku konstrukce:

Typ zatížení	Výpočet zatížení	$G_k (Q_k)$ [kN]	γ_f	$G_d (Q_d)$ [kN]
Stálé zatížení - 6.NP (střecha) - $A_{ZAT} = 135,7m^2$				
Vl.tíha - stropní kce.	$0,22 \cdot 25 \cdot 135,7$	746,4	1,35	1007,6
Vl.tíha - atika	$0,12 \cdot 25 \cdot 15,4 \cdot 0,8$	37,0		50,0
Vl.tíha - ŽB stěny tl.200mm	$0,2 \cdot 25 \cdot 31,9 \cdot 2,9$	462,6		624,4
Skladba kce. - střecha	$2,04 \cdot 133,9$	273,2		368,8
Technologie VZT (střecha) (75% plochy)	$2,0 \cdot 135,7 \cdot 0,75$	203,6		274,8
Stálé zatížení - 3.NP - 5.NP - $A_{ZAT} = 135,7m^2$				
Vl.tíha - stropní kce.	$3 \cdot 0,22 \cdot 25 \cdot 135,7$	2239,1	1,35	3022,8
Vl.tíha - ŽB stěny tl.200mm	$3 \cdot 0,2 \cdot 25 \cdot 31,9 \cdot 2,9$	1387,8		1873,5
Skladba podlahy	$3 \cdot 1,97 \cdot 135,7$	802,0		1082,7
Pevné příčky	$3 \cdot 1,10 \cdot 135,7$	447,8		604,5
Stálé zatížení - 2.NP - $A_{ZAT} = 135,7m^2$				



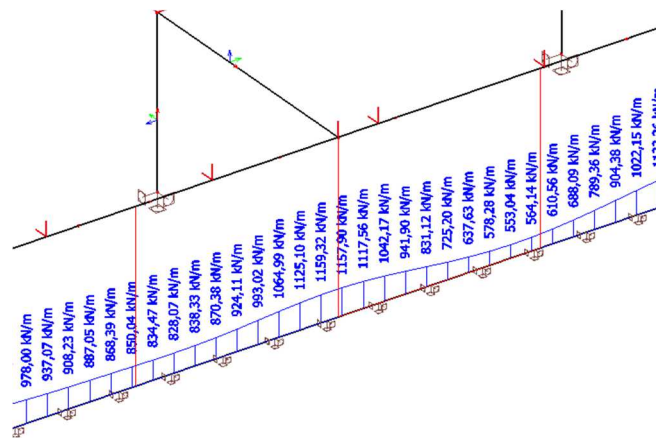
NÁVRH ŽELEZOBETONOVÉ KONSTRUKCE

Návrh vybraných nosných prvků polyfunkčního objektu

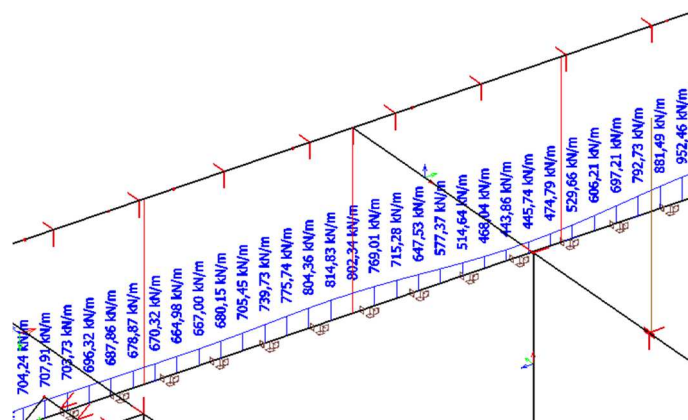
Bc. Aleš Kubík

Vl.tíha - stropní kce.	$0,22 \cdot 25 \cdot 135,7$	746,4		1007,6
Vl.tíha - ŽB stěny tl.200mm	$0,2 \cdot 25 \cdot 38,3 \cdot 2,9$	555,4	1,35	749,7
Skladba podlahy	$1,97 \cdot 135,7$	267,3		360,9
Pevné příčky	$1,10 \cdot 135,7$	149,3		201,6
Stálé zatížení - 1.NP - $A_{ZAT} = 135,7m^2$				
Vl.tíha - stropní kce.	$0,22 \cdot 25 \cdot 135,7$	746,4		1007,6
Vl.tíha - ŽB stěny tl.200mm	$0,2 \cdot 25 \cdot 7,7 \cdot 3,48$	134,0		180,9
Vl.tíha - sloupy	$2 \cdot 0,3 \cdot 0,75 \cdot 25 \cdot 3,48$	39,2		52,9
Vl.tíha - nosník D3-D4	$0,3 \cdot (0,55 - 0,23) \cdot 25 \cdot 4,6$	9,7	1,35	13,0
Skladba podlahy	$1,94 \cdot 135,7$	263,3		355,4
Pevné příčky (74,8 m ²)	$1,19 \cdot 74,8$	89,0		120,2
Stálé zatížení - 1.PP - $A_{ZAT} = 135,7m^2$				
Vl.tíha - stropní kce.	$0,28 \cdot 25 \cdot 135,7$	746,4		1007,6
Vl.tíha - ŽB stěny tl.300mm	$0,2 \cdot 25 \cdot 7,7 \cdot 3,48$	134,0		180,9
Vl.tíha - sloupy	$2 \cdot 0,3 \cdot 0,75 \cdot 25 \cdot 2,4$	27,0		36,5
Vl.tíha - průvlak 800x400mm	$0,4 \cdot (0,8 - 0,28) \cdot 25 \cdot 17,175$	89,3	1,35	120,6
Skladba podlahy	$1,70 \cdot 135,7$	230,7		311,4
Pevné příčky (26,6 m ²)	$4,23 \cdot 26,6$	112,5		151,9
Σ Stálé zatížení celkem [kN]		10939,4		14768,2
Užitné zatížení - Stropní kce. 6.NP (střecha) - $A_{ZAT} = 135,7m^2$				
Střecha - Kategorie H	$0,75 \cdot 135,7$	101,8	1,50	152,7
Střecha - Sníh	$0,8 \cdot 135,7$	108,6		162,8
Užitné zatížení - Stropní kce. 2.NP - 5.NP - $A_{ZAT} = 135,7m^2$				
Kategorie A	$4 \cdot 1,5 \cdot 135,7$	814,2	1,50	1221,3
Přemístitelné příčky	$4 \cdot 0,8 \cdot 135,7$	434,2		651,4
Užitné zatížení - Stropní kce. 1.NP - $A_{ZAT} = 135,7m^2$				
Kategorie D1 (31,1m ²)	$5,0 \cdot 31,1$	155,5		233,3
Kategorie A - sklepy (29,8m ²)	$3,0 \cdot 29,8$	89,4		134,1
Kategorie A - obytné míst. (74,8m ²)	$1,5 \cdot 74,8$	112,2	1,50	168,3
Přemístitelné příčky	$0,8 \cdot 135,7$	108,6		162,8
Užitné zatížení - Stropní kce. 1.PP - $A_{ZAT} = 135,7m^2$				
Kategorie E1 (11,2m ²)	$7,5 \cdot 11,2$	84,0		126,0
Kategorie D1 (98,2m ²)	$5,0 \cdot 98,2$	491,0		736,5
Kategorie A - hyg. zázemí (26,3m ²)	$1,5 \cdot 26,3$	39,5	1,50	59,3
Přemístitelné příčky	$0,8 \cdot 135,7$	108,6		162,8
Σ Užitné zatížení celkem [kN]		2647,6		3971,4
Σ Celkový součet zatížení v patě sloupů a stěn 1.PP[kN]		13586,8		18739,4

Poznámka: Síly pro jednotlivá podlaží jsou vypočtena součtem zatížení ze svislých konstrukcí daného podlaží a součtu zatížení stropní konstrukce nad uvažovaným podlažím.



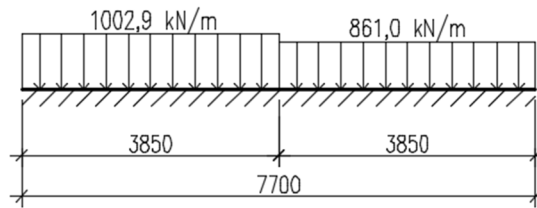
(obr.100 – Výsledné zatížení - reakce R_z v patě stěn 1.PP na ose 1 – 3D model– kombinace plné plošné zatížení)



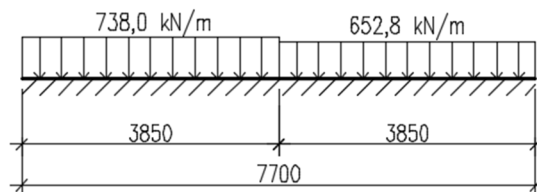
(obr.101 – Výsledné zatížení - reakce R_z v patě stěn 1.PP na ose 4 – 3D model– kombinace plné plošné zatížení)



SUTERÉNNÍ STĚNA OSA 1:



SUTERÉNNÍ STĚNA OSA 4:



(obr.102 - Zatížení v patě stěn 1.PP - 3D komplexní model)

Výsledné normálové síly v patě sloupů D2 a D3:

$$N_{Ed,D2} = -3118,9 \text{ kN} - \text{plné plošené zatížení}$$

$$N_{Ed,D3} = -2801,2 \text{ kN} - \text{plné plošené zatížení}$$

Součet zatížení svislých reakcí v patě stěn 1.PP osa 1 a osa 4:

$$N_{Ed,osa1} = 1002,9 \cdot 3,85 + 861 \cdot 3,85 = 7176,0 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,osa4} = 738,0 \cdot 3,85 + 652,8 \cdot 3,85 = 5354,6 \text{ kN}$$

Součet všech zatížení na výseku nosné konstrukce v patě svislých konstrukcí 1.PP:

$$N_{Ed,celkem} = -(N_{Ed,D2} + N_{Ed,D3}) + N_{Ed,osa1} + N_{Ed,osa4}$$

$$N_{Ed,celkem} = -(-3118,9 - 2801,2) + 7176,0 + 5354,6 = \mathbf{18450,6 \text{ kN}}$$

Porovnání výsledků ručního výpočtu a výpočtu dle MKP na 3D modelu:

$$\frac{G_{d,celkem}}{N_{Ed,celkem}} = \frac{18739,4}{18450,6} = 1,016 \Rightarrow \text{odchylka } \mathbf{1,6 \%}$$

Závěr:

Porovnáním součtů celkového zatížení v patě svislých konstrukcí 1.PP na výseku nosné konstrukce na ose D dle zjednodušeného ručního výpočtu a výpočtu dle MKP v 3D modelu bylo ověřeno, že vlivem rozdělení tuhosti v 3D modelu dochází k přenosu zatížení do obvodových stěn. Přenos zatížení do obvodových stěn je pravděpodobně způsoben tuhostí stropních konstrukcí a především stěnového systému v horní části nosné konstrukce. Výsledné vnitřní síly na rámové konstrukci 1.PP a nosných prvcích v 1.NP (měkká část konstrukce) jsou nepřesné a potvrzují teorii o zkreslení výsledků dle [22]. Použitím výsledných vnitřních sil z tohoto 3D modelu jako návrhových sil pro



návrh rámové konstrukce 1.PP by mohlo dojít k nebezpečnému poddimenzování spodní části nosné konstrukce objektu.

5.4.3 OVĚŘENÍ OHYBOVÝCH MOMENTŮ

Ověření ohybových momentů ve výpočetním 3D modelu bude provedeno na výseku stropní konstrukce 3.NP (podlaží typické) mezi osami C-E, kde má stropní deska jednotlivá pole o přibližně stejné velikosti. Ověření bude provedeno ručním výpočtem ohybových nadpodporových momentů a momentů v poli desek pomocí tabulek pro výpočet po obvodě podepřených desek.



Schéma desek a jejich typ uložení:

Jednotlivé desky jsou uvažovány jako typ 5 s kloubovým uložením desky v obvodových stěnách z důvodu oslabení obvodové konstrukce okenními otvory.

Stanovení zatížení stropní desky na 1 m²:

Typ konstrukce		g_k [kN/m ²]	γ_G	g_d [kN/m ²]
Stálé zatížení - stropní deska 3.NP				
VI. tíha stropní deska 220 mm	0,22 · 25	5,5		7,43
Skladba podlaha		1,97	1,35	2,66
Pevné příčky		1,1		1,49
Celkem Σ stálé zatížení [kN/m²]		8,57	1,35	11,57
		q_k [kN/m ²]	γ_Q	q_d [kN/m ²]
Proměnné zatížení - stropní deska 3.NP				
Kategorie A - plochy pro domácí a obytné činnosti		1,50		2,25
Přemístitelné příčky		0,8	1,50	1,20
Celkem Σ užité zatížení [kN/m²]		2,30		3,45
Celkov zatížení stropní desky f_d [kN/m²]		10,87		15,02



Stanovení koeficientů α :

$$\alpha_1 = \frac{l_{y,1}}{l_x} = \frac{9680}{7700} = 1,257$$

$$\alpha_2 = \frac{l_{y,2}}{l_x} = \frac{7750}{7700} = 1,006$$

Tabulkové koeficienty:

Tabulkové koeficienty jsou stanoveny intepolační metodou dle tabulek pro výpočet ohybových momentů desek nepoddajně podepřených, rovnoměrně zatížených dle teorie pružnosti [16]. Tabulkové koeficienty již zahrnují vliv krouticích momentů.

$$\alpha_1 = 1,257 \Rightarrow a_{5,1} = 32,0; b_{5,1} = 98,9; c_{5,1} = 0,836$$

$$\alpha_2 = 1,006 \Rightarrow a_{5,2} = 44,2; b_{5,2} = 50,6; c_{5,2} = 0,667$$

Přerozdělení zatížení do jednotlivých směrů:

$$f_{dx,1} = c_{5,1} \cdot f_d = 0,836 \cdot 15,02 = 12,56 \text{ kN/m'}$$

$$f_{dy,1} = (1 - c_{5,1}) \cdot f_d = (1 - 0,836) \cdot 15,02 = 2,46 \text{ kN/m'}$$

$$f_{dx,2} = c_{5,2} \cdot f_d = 0,667 \cdot 15,02 = 10,0 \text{ kN/m'}$$

$$f_{dy,2} = (1 - c_{5,2}) \cdot f_d = (1 - 0,667) \cdot 15,02 = 5,0 \text{ kN/m'}$$

Výpočet momentů vnitřní pole:

$$m_{x,1} = \frac{1}{a_{5,1}} \cdot f_d^2 \cdot l_x^2 = \frac{1}{32,0} \cdot 15,02 \cdot 7,7^2 = 27,8 \frac{\text{kNm}}{\text{m'}}$$

$$m_{y,1} = \frac{1}{b_{5,1}} \cdot f_d^2 \cdot l_x^2 = \frac{1}{98,9} \cdot 15,02 \cdot 9,68^2 = 14,2 \text{ kNm/m'}$$

$$m_{x,2} = \frac{1}{a_{5,2}} \cdot f_d^2 \cdot l_x^2 = \frac{1}{44,2} \cdot 15,02 \cdot 7,7^2 = 20,1 \text{ kNm/m'}$$

$$m_{y,2} = \frac{1}{b_{5,2}} \cdot f_d^2 \cdot l_x^2 = \frac{1}{50,6} \cdot 15,02 \cdot 7,75^2 = 17,1 \text{ kNm/m'}$$

Zvětšení ohybových momentů v poli desek:

$$m_{x,1} = 27,8 \cdot 1,15 = \mathbf{32,0 \text{ kNm/m'}}$$

$$m_{y,1} = 14,2 \cdot 1,15 = \mathbf{16,3 \text{ kNm/m'}}$$

$$m_{x,2} = 20,1 \cdot 1,15 = \mathbf{23,1 \text{ kNm/m'}}$$

$$m_{y,2} = 17,1 \cdot 1,15 = \mathbf{20,5 \text{ kNm/m'}}$$

Poznámka:

Momentové účinky v poli desek byly zvětšeny přibližně o 15%.



Výpočet momentů podpory:

$$m_{y,podpora} = -\frac{1}{8} \cdot \frac{(f_{dy,1} + f_{dy,1})}{2} \cdot \left(\frac{l_{y,1} + l_{y,2}}{2}\right) = -\frac{1}{8} \cdot \frac{(2,46 + 5,0)}{2} \cdot \left(\frac{7,75 + 9,68}{2}\right)^2$$

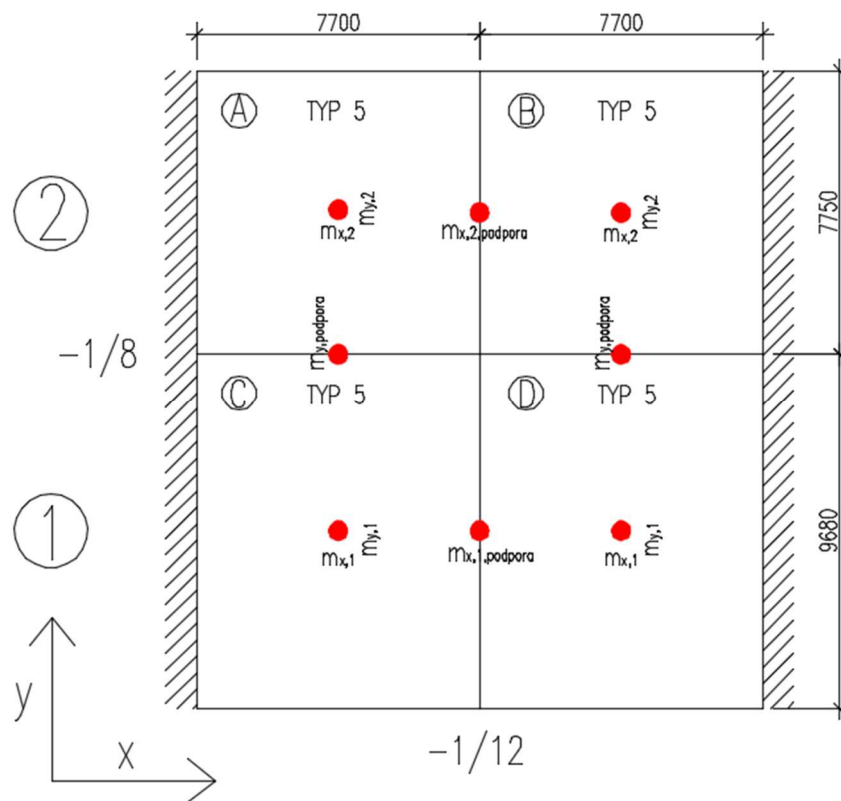
$$m_{y,podpora} = -62,1 \text{ kNm/m'}$$

$$m_{x,1,podpora} = -\frac{1}{12} \cdot \frac{(f_{dx,1} + f_{dx,1})}{2} \cdot \left(\frac{l_{x,1} + l_x}{2}\right) = -\frac{1}{12} \cdot \frac{(12,56 + 12,56)}{2} \cdot \left(\frac{7,7 + 7,7}{2}\right)^2$$

$$m_{x,1,podpora} = -70,8 \text{ kNm/m'}$$

$$m_{x,2,podpora} = -\frac{1}{12} \cdot \frac{(f_{dx,2} + f_{dx,2})}{2} \cdot \left(\frac{l_x + l_x}{2}\right) = -\frac{1}{12} \cdot \frac{(10,0 + 10,0)}{2} \cdot \left(\frac{7,7 + 7,7}{2}\right)^2$$

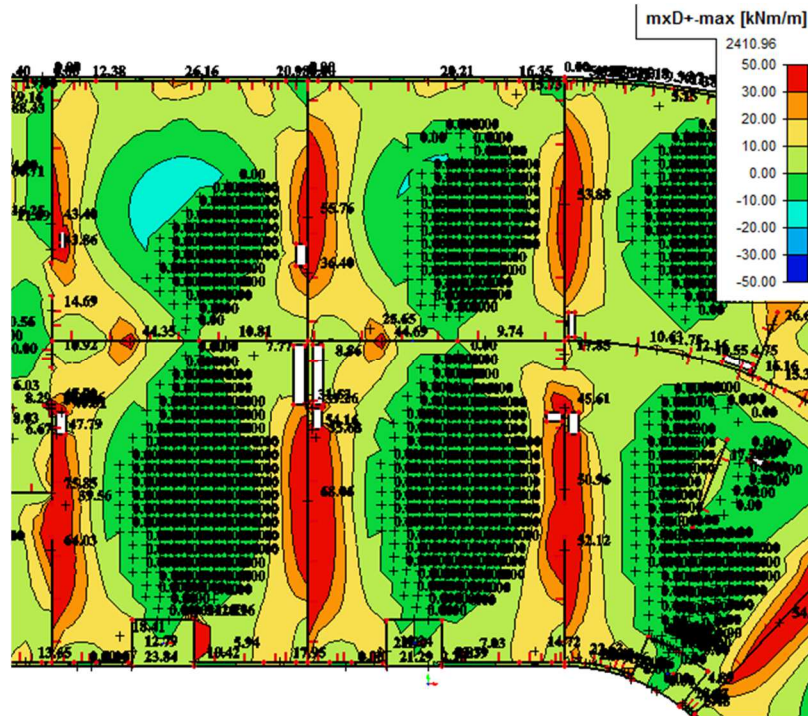
$$m_{x,2,podpora} = -49,4 \text{ kNm/m'}$$



(obr. 103 – Schéma polohy momentů vypočtených ručním výpočtem na výseku stropní kce. 3.NP)

Poznámka:

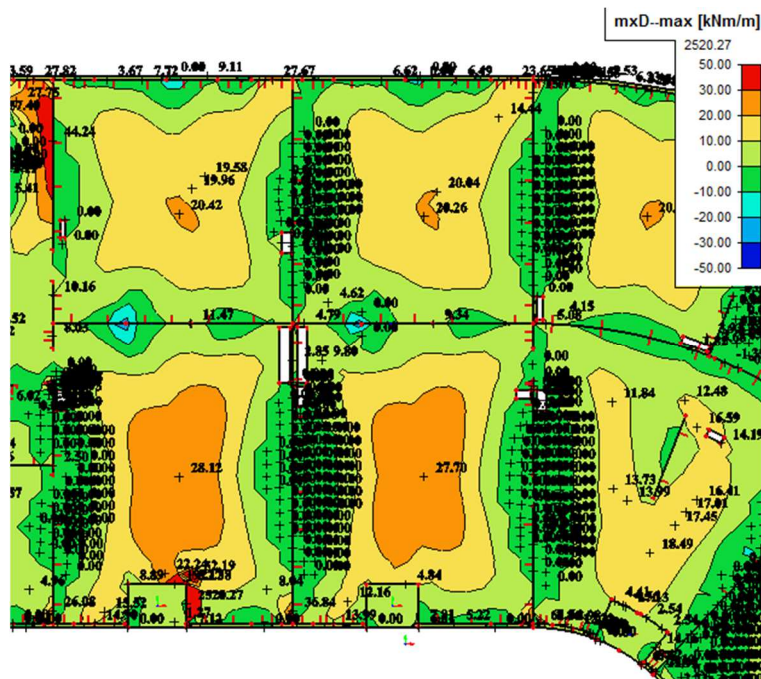
Pro nadporové momenty ve směru x je uvažována velikost momentu rovna 1/12, neboť se jedná o vnitřní pole spojitě desky (osa A – I).



(obr.104 - Výsledné dimenzační momenty m_{xD+} na výseku stropní desky 3.NP)

$$m_{D_{xCD,podpora}} = 68,1 \text{ kNm/m'}$$

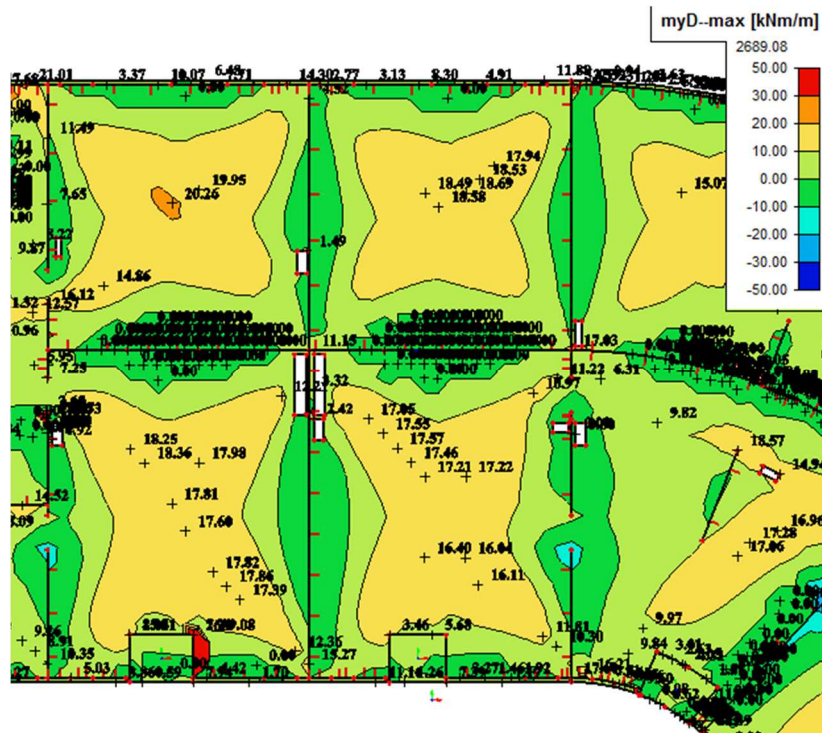
$$m_{D_{xAB,podpora}} = 55,8 \text{ kNm/m'}$$



(obr.105 - Výsledné dimenzační momenty m_{xD-} na výseku stropní desky 3.NP)

$$m_{D_{xC,pole}} = 28,1 \text{ kNm/m'}; \quad m_{D_{xD,pole}} = 27,7 \text{ kNm/m'}$$

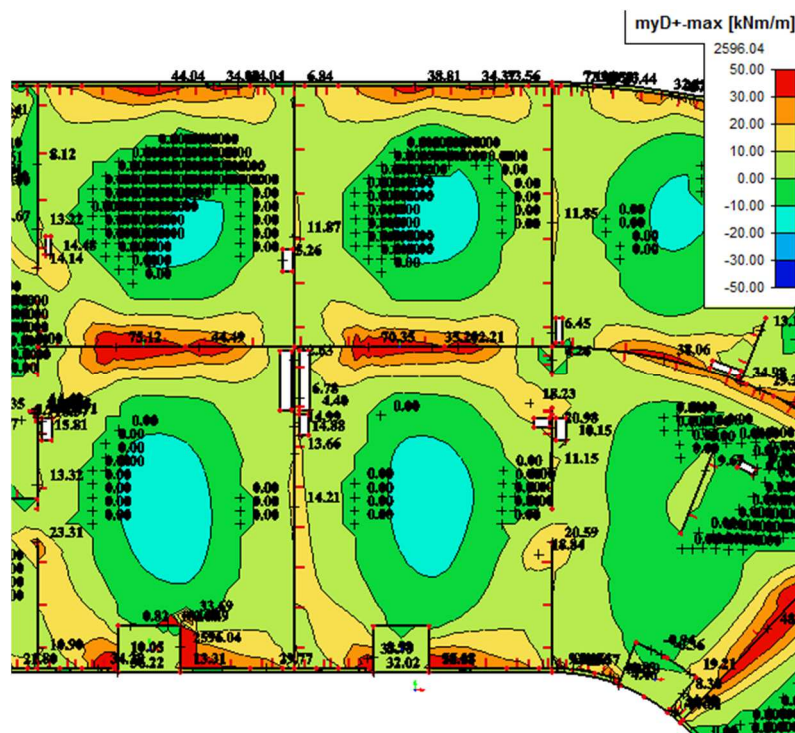
$$m_{D_{xA,pole}} = 20,4 \text{ kNm/m'}; \quad m_{D_{xB,pole}} = 20,3 \text{ kNm/m'}$$



(obr. 106 – Výsledné dimenzační momenty m_{yD} - na výseku stropní desky 3.NP)

$$m_{D_{yC,pole}} = 17,8 \text{ kNm/m}'; \quad m_{D_{yD,pole}} = 17,2 \text{ kNm/m}'$$

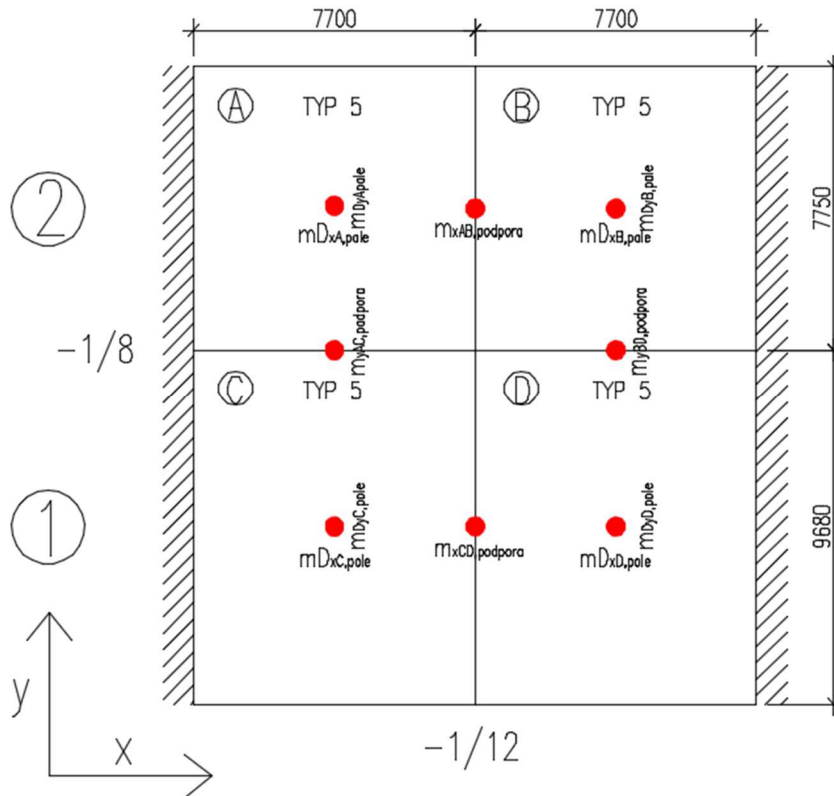
$$m_{D_{yA,pole}} = 20,3 \text{ kNm/m}'; \quad m_{D_{yB,pole}} = 18,6 \text{ kNm/m}'$$



(obr.107 – Výsledné dimenzační momenty m_{yD+} na výseku stropní desky 3.NP)

$$m_{D_{yAC,podpora}} = 75,1 \text{ kNm/m}'$$

$$m_{D_{yBD,podpora}} = 70,4 \text{ kNm/m}'$$



(obr.108 – Schéma polohy dimenzačních momentů vypočtených MKP na výseku stropní kce. 3.NP)

Porovnání výsledků ručního výpočtu s dimenzačními momenty dle výpočtu MKP:

Momenty v poli desek:

$$\frac{mD_{xC,pole}}{m_{x,1}} = \frac{28,1}{32,0} = 0,878 \Rightarrow \text{odchylka } 12,1 \%$$

$$\frac{mD_{xD,pole}}{m_{x,1}} = \frac{27,7}{32,0} = 0,865 \Rightarrow \text{odchylka } 13,5 \%$$

$$\frac{mD_{xA,pole}}{m_{x,2}} = \frac{20,4}{23,1} = 0,883 \Rightarrow \text{odchylka } 11,7 \%$$

$$\frac{mD_{xB,pole}}{m_{x,2}} = \frac{20,3}{23,1} = 0,878 \Rightarrow \text{odchylka } 12,2 \%$$

$$\frac{mD_{yC,pole}}{m_{y,1}} = \frac{17,8}{16,3} = 1,092 \Rightarrow \text{odchylka } 9,2 \%$$

$$\frac{mD_{yD,pole}}{m_{y,1}} = \frac{17,2}{16,3} = 1,055 \Rightarrow \text{odchylka } 5,5 \%$$

$$\frac{mD_{yA,pole}}{m_{y,2}} = \frac{20,3}{20,5} = 0,99 \Rightarrow \text{odchylka } 1,0 \%$$

$$\frac{mD_{yB,pole}}{m_{y,2}} = \frac{18,6}{20,5} = 0,907 \Rightarrow \text{odchylka } 9,3 \%$$

Momenty v podporách:

$$\frac{m_{y,podpora}}{mD_{yAC,podpora}} = \frac{-70,8}{-75,1} = 0,942 \Rightarrow \text{odchylka } 5,8 \%$$

$$\frac{m_{y,podpora}}{mD_{yBD,podpora}} = \frac{-70,8}{-70,4} = 1,006 \Rightarrow \text{odchylka } 0,6 \%$$

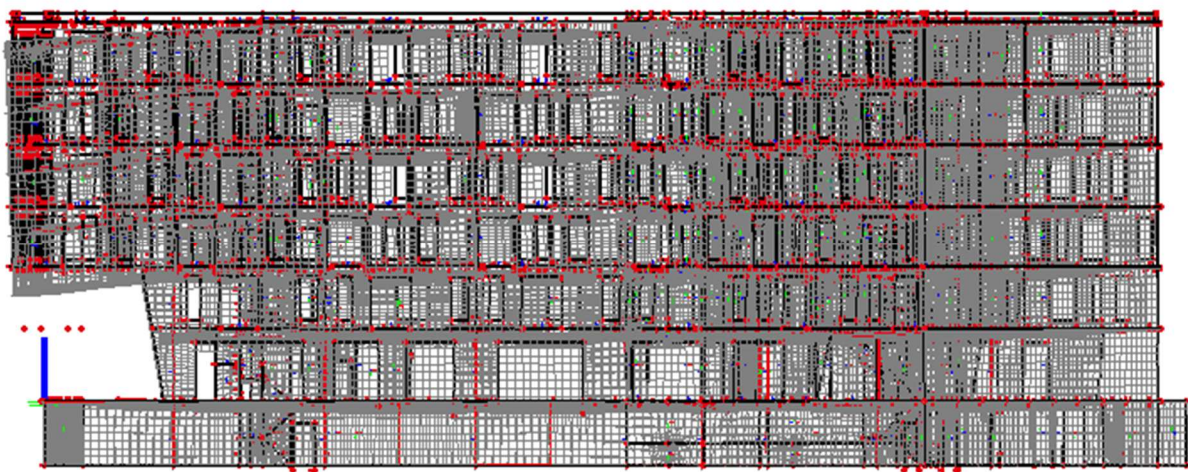
$$\frac{m_{x,1,podpora}}{mD_{xCD,podpora}} = \frac{-68,1}{-62,1} = 1,096 \Rightarrow \text{odchylka } 9,6 \%$$

$$\frac{m_{x,2,podpora}}{mD_{xAB,podpora}} = \frac{-49,4}{-55,8} = 0,885 \Rightarrow \text{odchylka } 11,5 \%$$

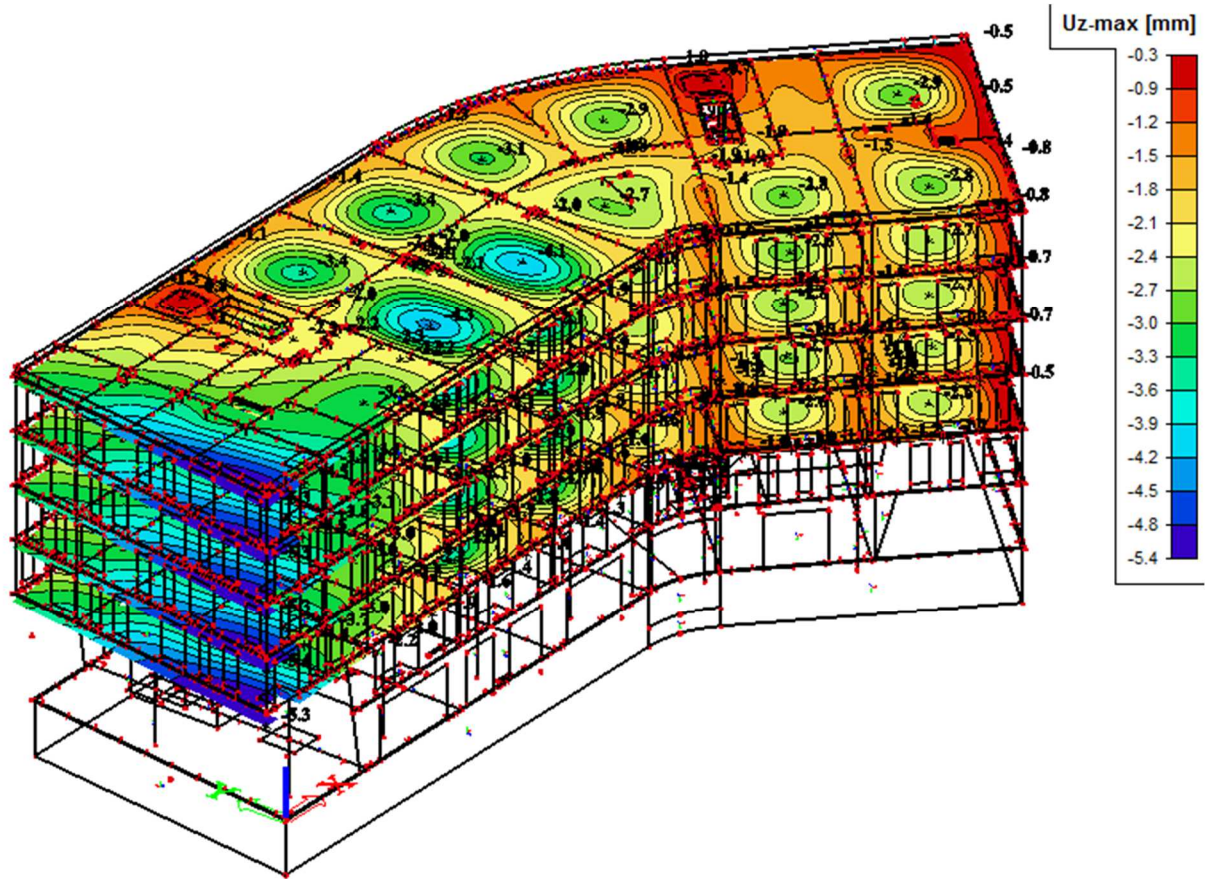
Závěr:

Výsledné porovnání momentů v poli desek a nadpodporových momentů ručním výpočtem s výslednými hodnotami dimenzačních momentů z MKP na 3D modelu se shodují velmi přesně, řádově se odchylky pohybují přibližně okolo 10%. Vzhledem k uvážení, že výsledné hodnoty momentů v poli jsou zvětšeny odhadem o 15%, obvodové stěny jsou uvažovány zjednodušeně jako kloubové nepoddajné uložení stropních desek, celkovému zjednodušení a idealizaci konstrukce výseku stropní desky, tak výsledky dimenzačních momentů vypočtených MKP lze považovat za dostatečně přesné.

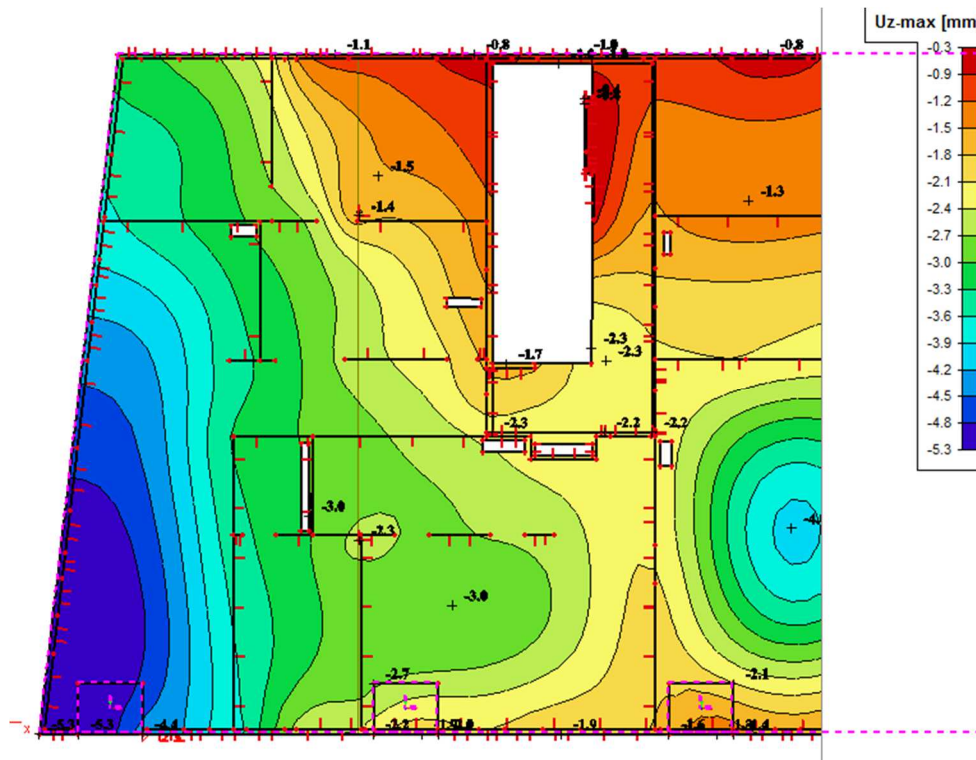
5.5 VYHODNOCENÍ PRŮHYHU VYKONZOLOVANÉ ČÁSTI NOSNÉ KONSTRUKCI



(obr109. – Deformace od vl.tíhy nosné konstrukce objektu)



(obr.110 – Výsledné deformace u_z na stropních deskách 2.-6.NP pro kvazistálou kombinaci zatížení)



(obr.111 – Výsledné deformace u_z na stropní desce 2.NP)

Hodnoty pružného průhybu y_{el} v místě nejmenšího vyložení nosné kce. – osa 4:Max. hodnota v uložení: $y_{el,1} = 1,1 \text{ mm}$ Max. hodnota na okraji stropní desky: $y_{el,2} = 3,4 \text{ mm}$ Výsledný pružný průhyb stropní desky: $y_{el} = y_{el,1} - y_{el,2} = 3,4 - 1,1 = 2,3 \text{ mm}$ Hodnoty pružného průhybu y_{el} – v místě největšího vyložení – osa 1:Max. hodnota v uložení: $y_{el,1} = 2,4 \text{ mm}$ Max. hodnota na okraji stropní desky: $y_{el,2} = 5,3 \text{ mm}$ Výsledný pružný průhyb stropní desky: $y_{el} = y_{el,1} - y_{el,2} = 5,3 - 2,4 = 2,9 \text{ mm}$ Součinitel dotvarování pro stropní desku tl.220mm: $\varphi(\infty, t_0) = 2,5 \Rightarrow k_{creep} = 3,5$ $k_{cracks} \cong 2,0 \div 3,0 \Rightarrow k_{cracks} \cong 2,80 \Rightarrow$ konzervativnější hodnota pro vykonzolovanou konstrukci $\eta_{tot} \cong \eta_{el} \cdot k_{creep} \cdot k_{cracks} = \eta_{el} \cdot 3,5 \cdot 2,80 \cong 9,80 \cdot \eta_{el}$ Stanovení a posouzení celkového výsledného průhybu y_{tot} – stropní desky 2.NP – osa 4: $\eta_{tot} \cong 9,80 \cdot \eta_{el} = 9,80 \cdot 2,3 \cong 22,54 \text{ mm}$ $\eta_{lim} = \frac{L_{max}}{250} = \frac{6220}{250} = 24,88 \text{ mm}$ Stanovení a posouzení celkového výsledného průhybu y_{tot} – stropní desky 2.NP – osa 1: $\eta_{tot} \cong 9,80 \cdot \eta_{el} = 9,80 \cdot 2,9 \cong 28,42 \text{ mm}$ $\eta_{lim} = \frac{L_{max}}{250} = \frac{8300}{250} = 33,20 \text{ mm}$ **Posouzení výsledného přibližného průhybu v místě největšího vyložení – osa 4:** $y_{tot} \leq y_{lim}$ **22,54 ≤ 24,88 [mm] => VYHOVUJE****Posouzení výsledného přibližného průhybu v místě největšího vyložení – osa 1:** $y_{tot} \leq y_{lim}$ **28,42 ≤ 33,20 [mm] => VYHOVUJE****Závěr:**

Prostorovým 3D modelem byla ověřeno, že vykonzolovaná část nosné konstrukce budovy se skutečně chová jako prostorová konstrukce a působí jako jeden tuhý celek, neboť deformace jednotlivých stropních konstrukcí 2.-6.NP jsou podobné. Celková tuhost daná kombinací stropních desek a stěnového dispozičního systému se „stěnovými



nosníky“ ve vykonzolované části se zdá být dostačující. Pro určení přesnějšího chování celé vykonzolované části nosné konstrukce a stanovení návrhových vnitřních sil by bylo vhodné vytvořit další modely konstrukce např. 3D prutový model.

Dále můžeme na základě výsledků z 3D komplexního modelu předpokládat, že vykonzolovanou část konstrukce lze vyztužit pomocí běžné betonářské výztuže. V případě stanovení návrhových vnitřních sil neumožňující vyztužení konstrukce běžnou betonářskou výztuží, tak jako alternativní řešení by se nabízelo např. dodatečné předpínání stropních konstrukcí ve vykonzolované části objektu. Předpínací lana ve stropních deskách by byla fixována v tuhé části nosné konstrukce.



6 OVĚŘENÍ NAPĚTÍ V PATĚ STĚN 1.PP

Pro ověření dostatečného prostorového ztužení objektu proti horizontálním účinkům od zatížení větrem na fasády objektu bude v této kapitole ověřeno napětí v patě stěn 1.PP. Na vytvořený 3D model bylo vymodelováno zatížení větrem působící ze čtyř různých stran na objekt. Účinky zatížení větru jsou významné především působením větru v tlaku na návětrné straně budovy a sáním na závětrné straně budovy.

Zatížení bylo na model aplikováno zjednodušeným způsobem, tak že do každého patra po obvodě stropních desek bylo vloženo horizontální liniové zatížení od charakteristického zatížení tlaku větru w_k v jednotlivých zatěžovacích zónách. Zatížení je orientováno, tak aby vystihovalo účinky působení tlakem, či sáním v jednotlivých zónách.

Hodnoty horizontálního liniového zatížení aplikovaného na 3D model pro každý směr působení větru jsou stanoveny dle následujícího vztahu:

$$w_{i.NP} = w_k \cdot h_{ef,i.NP}$$

$w_{i.NP}$ charakteristické výsledné zatížení tlaku větru pro jednotlivé podlaží; [kN/m]

w_k charakteristická hodnota tlaku větru na fasádu objektu; [kN/m²]

h_{ef} účinná zatěžovací výška pro jednotlivá podlaží

Účinná výška pro jednotlivá podlaží:

$$h_{ef,1.NP} = \frac{3,70}{2} = 1,85 \text{ m}$$

$$h_{ef,2.NP} = \frac{3,70 + 3,12}{2} = 3,41 \text{ m}$$

$$h_{ef,3.-6.NP} = 3,12 \text{ m}$$

$$h_{ef,střecha} = \frac{3,12}{2} = 1,56 \text{ m}$$

Uvažované zatěžovací stavy:

Zatěžovací stav	
ZS1	Vlastní tíha nosné konstrukce
ZS2	Vítr podélný zleva
ZS3	Vítr podélný zprava
ZS4	Vítr příčný zleva
ZS5	Vítr příčný zprava



Uvažované zatěžovací kombinace:

Pro ověření napětí v patě stěn jsou uvažovány dvě hlavní kombinace zatížení:

1. Charakteristický účinek zatížení vítr:

$$\gamma_G \cdot ZS_1 + \gamma_Q \cdot ZS_i = 1,0 \cdot ZS_1 + 1,0 \cdot ZS_i$$

ZS_i zatěžovací stav vítr pro daný směr

γ_G součinitel zatížení pro vlastní tíhu nosné konstrukce

γ_Q součinitel zatížení pro zatěžovací stavy od účinků větru

2. Extrémní účinek vítr:

$$\gamma_G \cdot ZS_1 + \gamma_Q \cdot ZS_i = 1,0 \cdot ZS_1 + 1,5 \cdot ZS_i$$

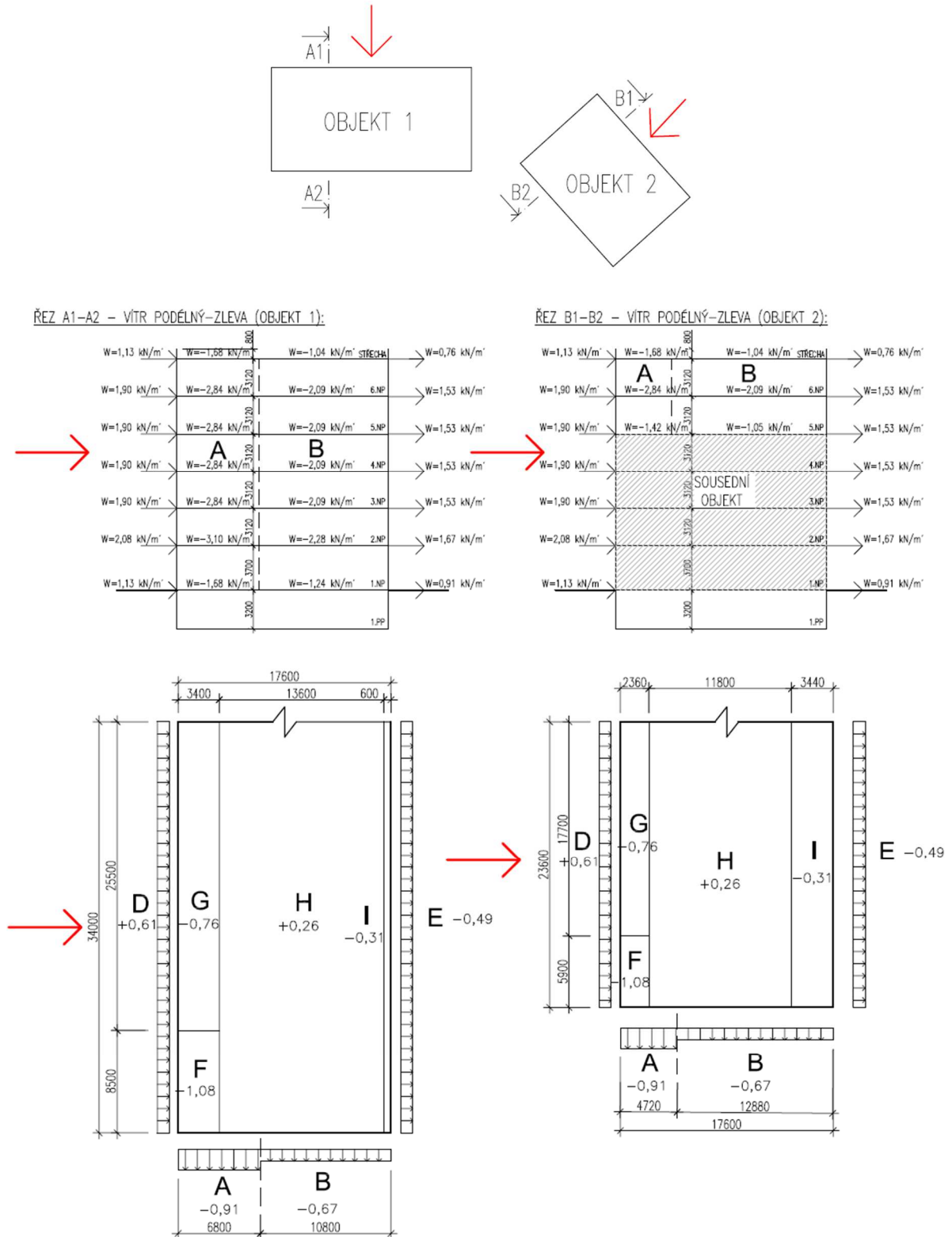
Poznámka:

Celkem bylo vytvořeno 8 kombinací zatížení (4 kombinace – charakteristický účinek zatížení vítr a 4 kombinace – extrémní účinek zatížení vítr).



6.1 ZATĚŽOVACÍ SCHÉMA VÍTR

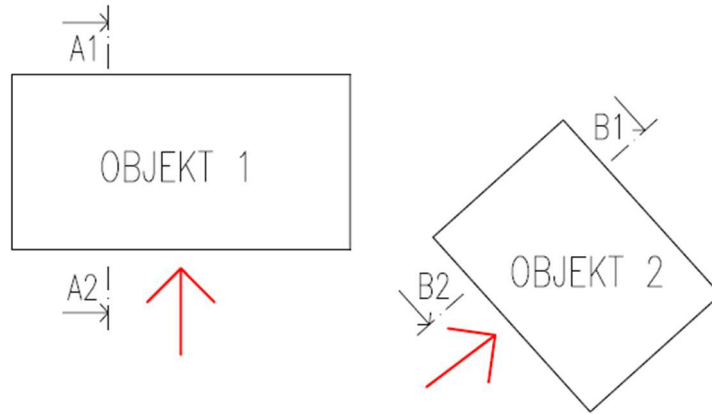
A) Zatěžovací schéma na objekt - Vítr podélný zleva:



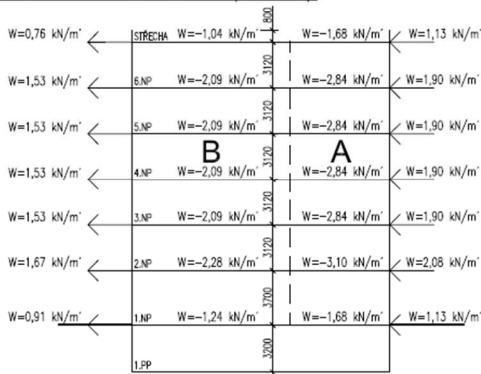
(Obr.112 - Zatěžovací schéma - vítr podélný zleva)



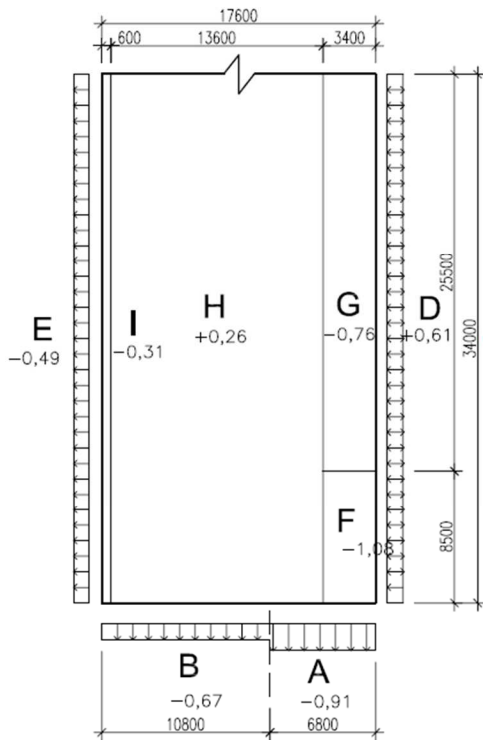
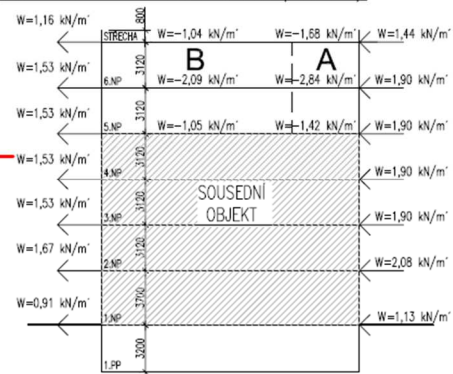
B) Zatěžovací schéma na objekt – vítr podélný zprava:



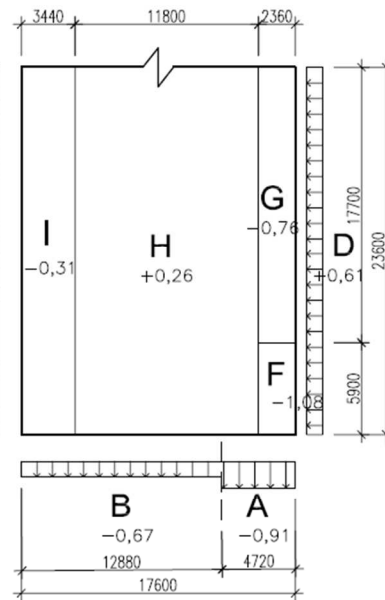
ŘEZ A1-A2 – VÍTR PODÉLNÝ-ZPRAVA (OBJEKT 1):



ŘEZ B1-B2 – VÍTR PODÉLNÝ-ZPRAVA (OBJEKT 2):



-0,49 E

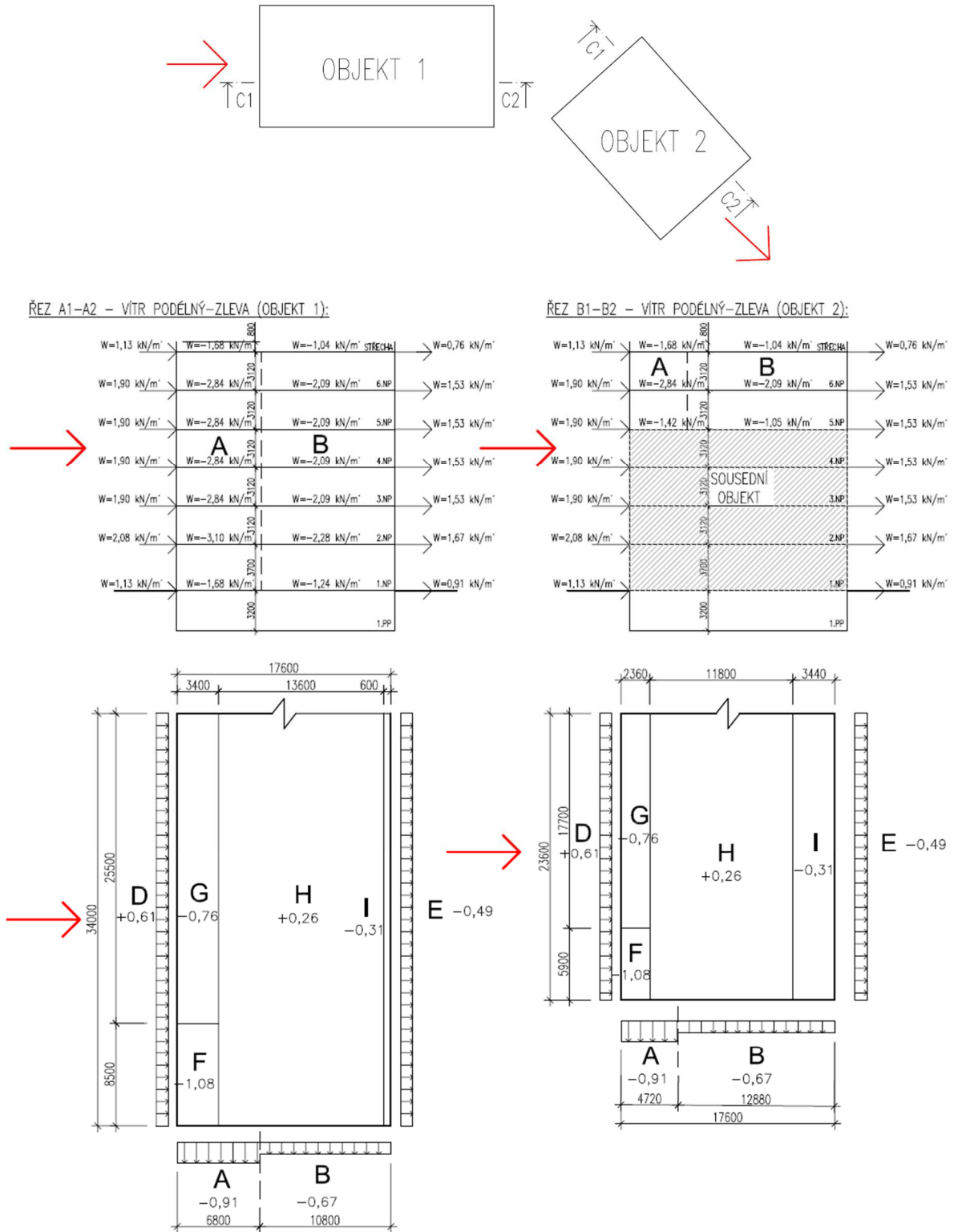


-0,76 D

(Obr.113 – Zatěžovací schéma – vítr podélný zprava)



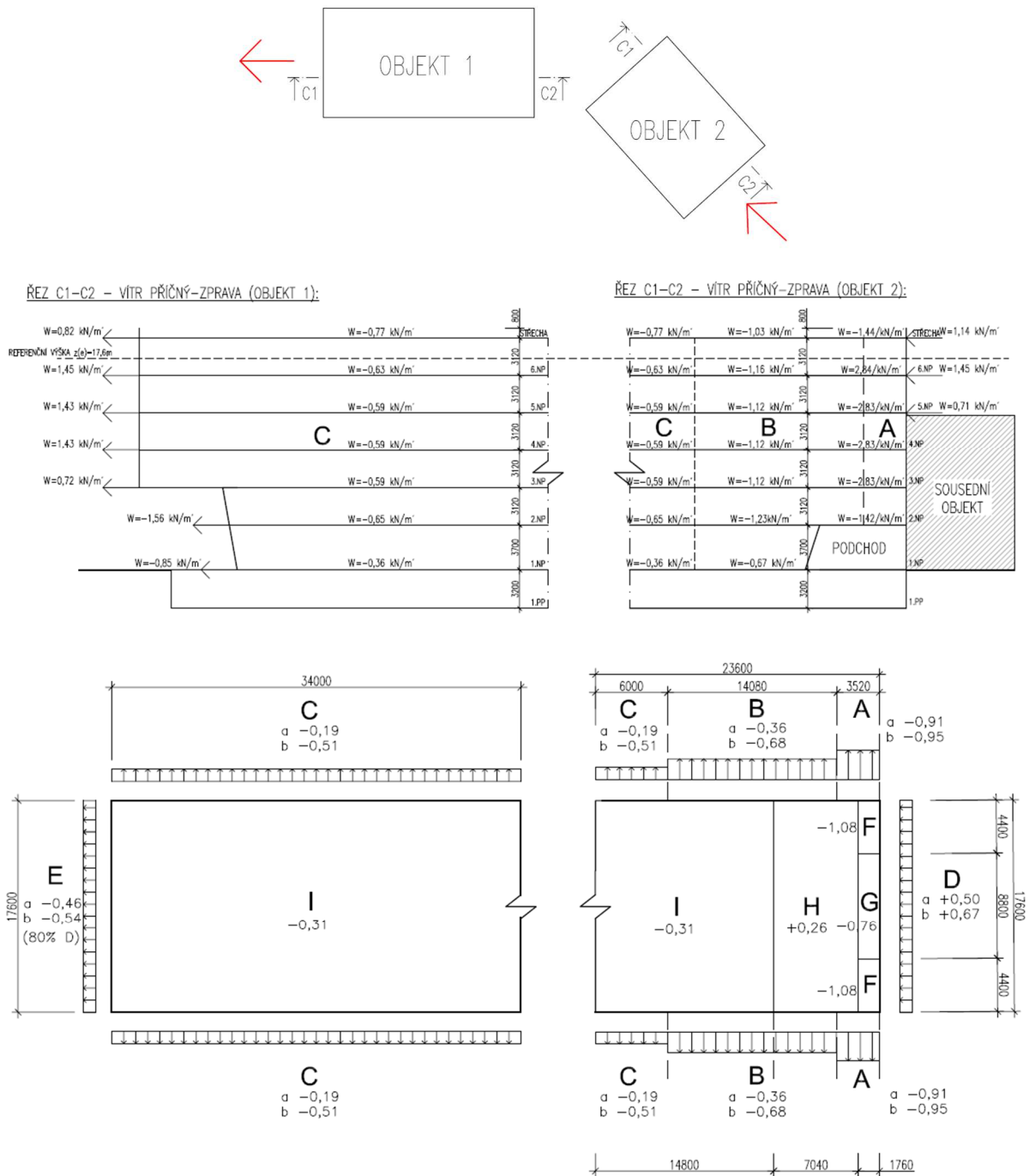
C) Zatěžovací schéma na objekt – Vítr příčný zleva:



(Obr.114 – Zatěžovací schéma – vítr příčný zleva)



D) Zatěžovací schéma na objekt – Vítr příčný zprava:



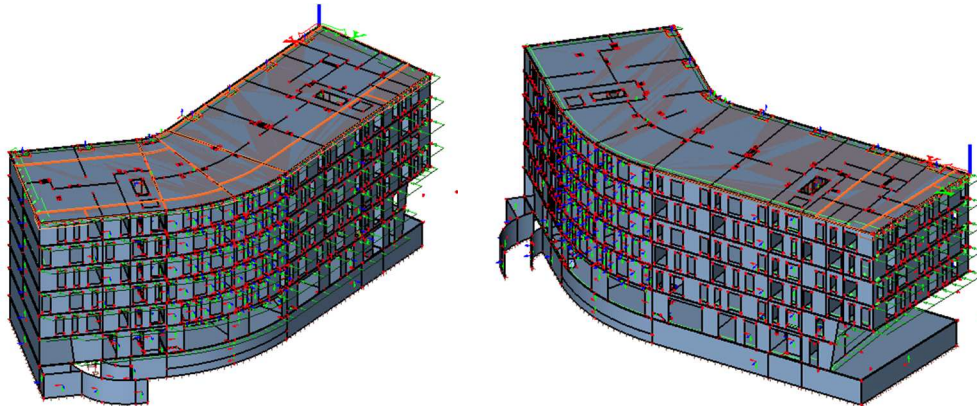
(Obr.115 – Zatěžovací schéma – vítr příčný zprava)

Poznámka:

Hodnoty **a** představují výsledný tlak na vnější stěny do referenční výšky $z_e = 17,6\text{m}$ a hodnoty **b** jsou hodnoty pro referenční výšku $19,8\text{m} > z_e > 17,6\text{m}$. Pro jednotlivé zatěžovací zóny je vždy uvažována nejnepříznivější hodnota tlaku nebo sání větru v konkrétní zóně. Hodnoty vycházejí ze zatěžovacích schémat uvedených

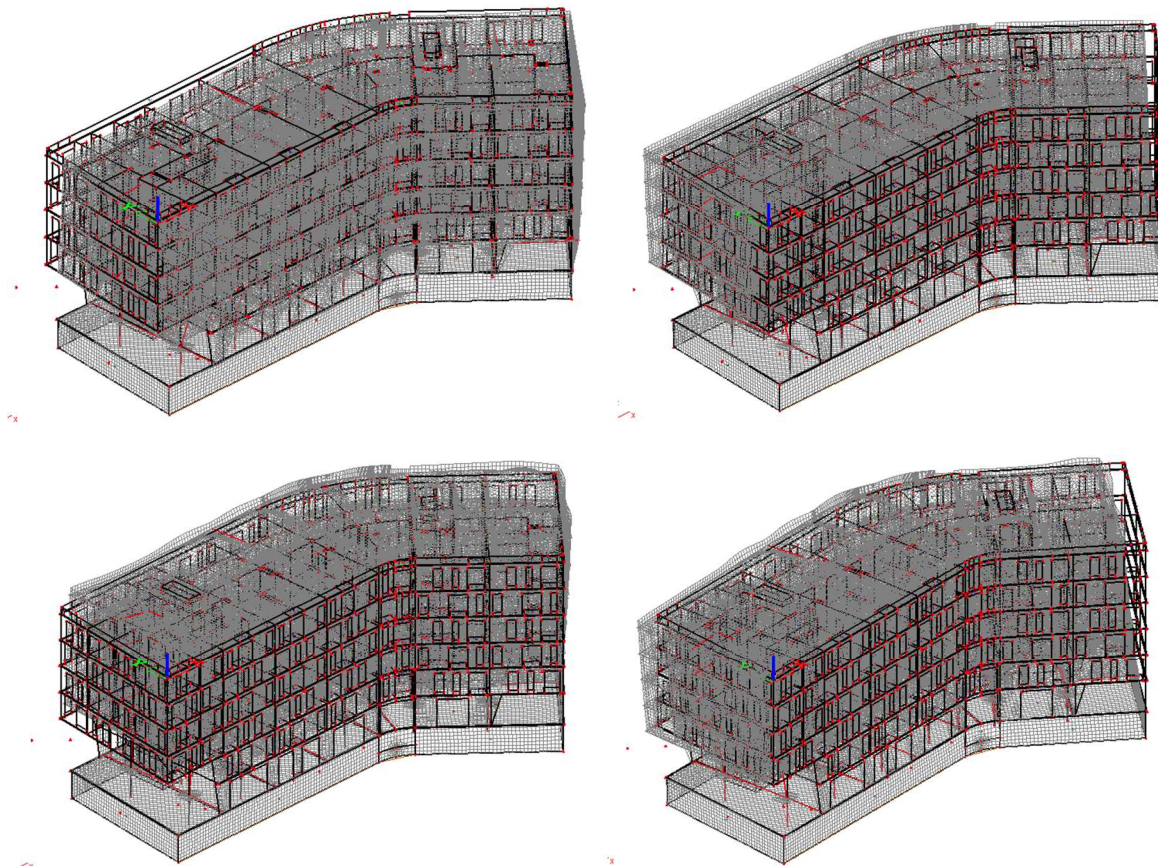


v kapitole 3.2.2, čárka hodnota se znaménkem mínus (-) představují sání a hodnoty se znaménkem plus (+) značí tlak větru.



(Obr.116 – Příklady aplikace zatížení na model)

Deformace nosné konstrukce objektu od účinků zatížení větrem z různých směrů:



(Obr.117 – Deformace konstrukce od zatížení větrem z různých směrů)

(Deformace od zatěžovacího stavu – vítr podélný zleva – vlevo nahoře)

Deformace od zatěžovacího stavu – vítr podélný zprava – vpravo nahoře

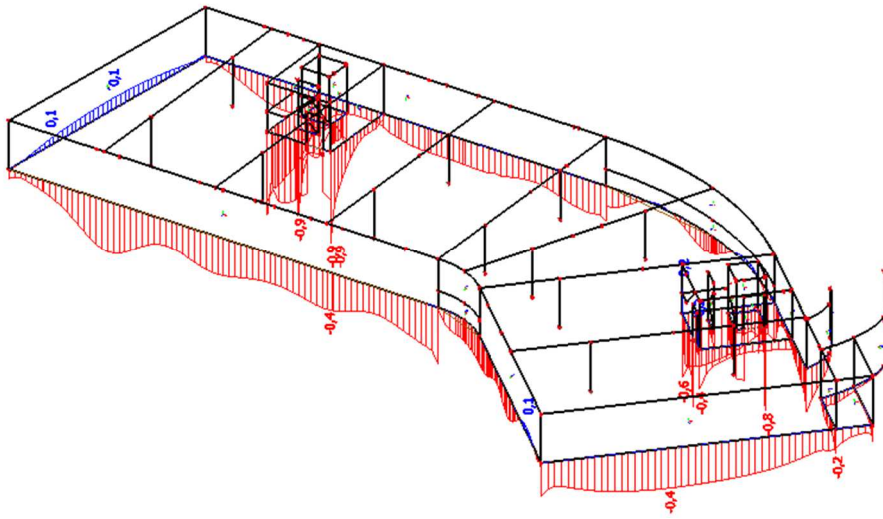
Deformace od zatěžovacího stavu – vítr příčný zprava – vpravo dole

Deformace od zatěžovacího stavu – vítr příčný zleva – vlevo dole)

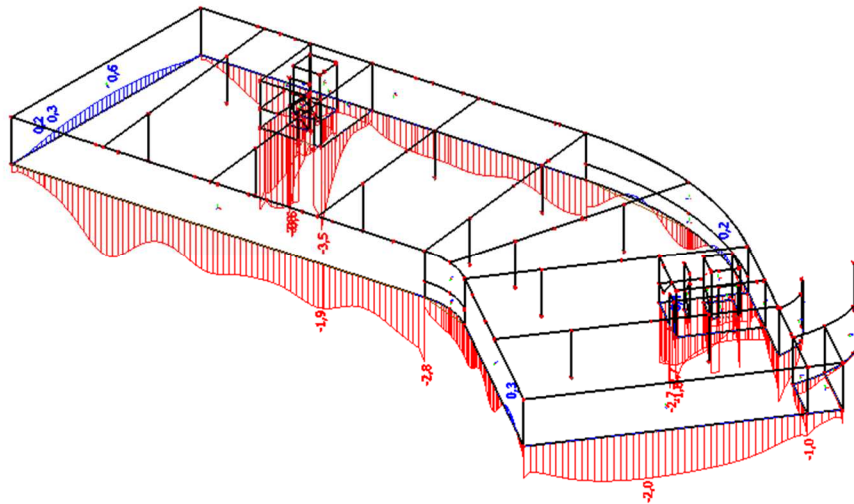


6.2 VÝSLEDNÁ NAPĚTÍ V PATĚ STĚN 1.PP

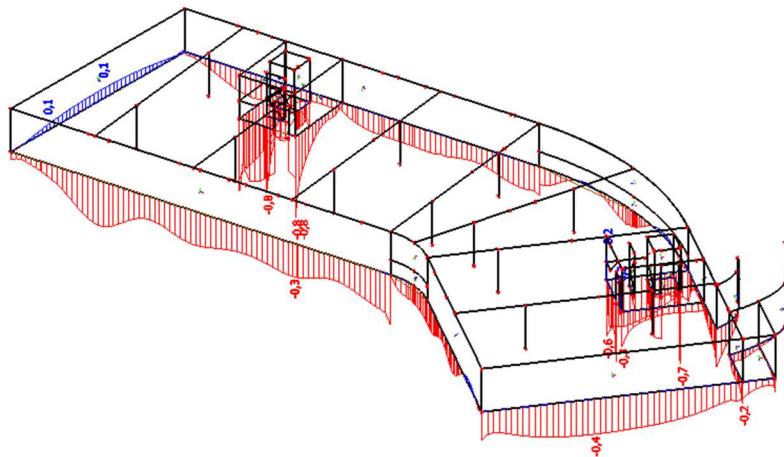
Výsledná napětí v patě stěn 1.PP:



(Obr.118– Výsledné napětí σ_x pro obálku kombinací – charakteristický vítr)

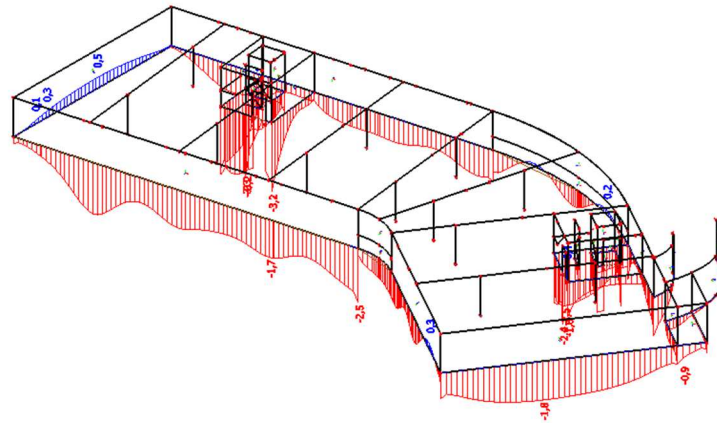


(Obr.119 – Výsledné napětí σ_y pro obálku kombinací – charakteristický vítr)





(Obr. 120 – Výsledné napětí σ_x pro obálku kombinací – extrémní vítr)



(Obr.121 – Výsledné napětí σ_y pro obálku kombinací – extrémní vítr)

Závěr:

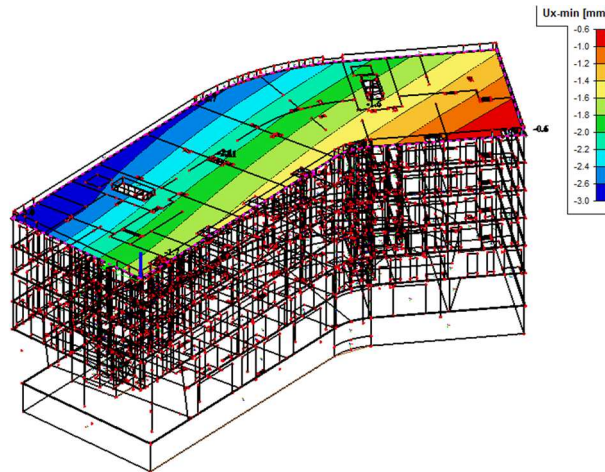
Lineárním výpočtem ve statickém vypočetním programu Scia Engineer byla ověřena prostorová tuhost objektu zjednodušenou metodou aplikace zatížení větrem na nosnou konstrukci objektu.

Výpočtem bylo prokázáno, že v patě stěn 1. PP vycházejí převážně tlaková napětí, pouze v boční stěně a lokálně v obvodových stěnách se vyskytují menší tahová napětí při charakteristické, popř. extrémní kombinaci zatížení větrem, která však vzhledem k jejich velikosti při charakteristické kombinaci jsou zanedbatelná. Tahová napětí v boční stěně pod vykonzolovanou částí objektu mohla vzniknout v důsledku použití zjednodušené aplikace liniového zatížení větru na 3D model.

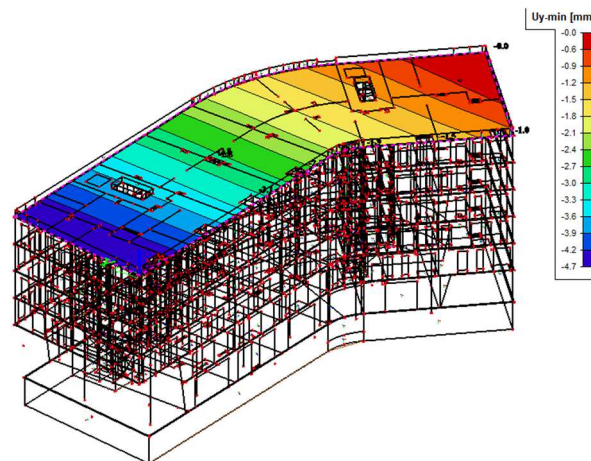
V oblasti hlavních ztužujících prvků nosné konstrukce – železobetonová schodišťová jádra jsou pouze tlaková napětí, která jsou rozhodující pro zajištění prostorové tuhosti celého objektu, a z tohoto hlediska je možno považovat celkovou prostorovou tuhost nosné konstrukce za dostačující a odolnou proti působení zatížení od charakteristického, či extrémního větru.



6.3 POSOUZENÍ HORIZONTÁLNÍ DEFORMACE – STŘEŠNÍ VODOROVNÁ KONSTRUKCE



(Obr.122 – Vodorovné deformace u_x střešní desky pro kombinaci zatížení extrémní vítr)



(Obr.123 – Vodorovné deformace u_y střešní desky pro kombinaci zatížení extrémní vítr)

Maximální horizontální deformace na střešní desce pro kombinaci zatížení extrémní vítr:

$$u_x = 3,0 \text{ mm} ; u_y = 4,7 \text{ mm}$$

$$u_{max} = \max\{3,0; 4,7\} = 4,7 \text{ mm}$$

Posouzení horizontálních defomarcí:

Dle [16] maximální horizontální deformace po výšce ztuženého objektu by neměla překročit hodnotu $u_{horinzotal,lim} = h/800$, kde h je výška objektu.

$$u_{horinzotal,lim} = \frac{h}{800} = \frac{19300}{800} = 24,75 \text{ mm}$$

$$u_{horinzotal,lim} = 24,75 \text{ mm} \geq u_{max} = 4,7 \text{ mm} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$



Závěr:

Ověření maximální horizontální deformace konstrukce s nejvyšším patře polyfunkční budovy (střešní vodorovná konstrukce) vyhovělo dle očekávání bez problémů vzhledem k relativně malé výšce objektu.



7 ANALÝZA RÁMOVÉ KONSTRUKCE 1.PP

V této kapitole budou prvky rámové konstrukce v 1.PP (sloupy a rámová příčle) podrobeny detailnější analýze a budou na nich stanoveny vnitřní návrhové síly pro MSÚ a MSP. Rámová konstrukce 1.PP bude analyzována na ose D, kde je předpoklad výskytu největšího zatížení vzhledem k výskytu obchodních prostor v 1.NP a 2.NP s vyšší hodnotou užitného zatížení, středové podélné ztužující stěny a největšího rozpětí pole stropní konstrukce 1.PP.

Při analýze a stanovení výsledných vnitřních sil na rámové konstrukci 1.PP bylo celkem vytvořeno celkem 7 různých modelů, které budou podrobněji popsány v této kapitole.

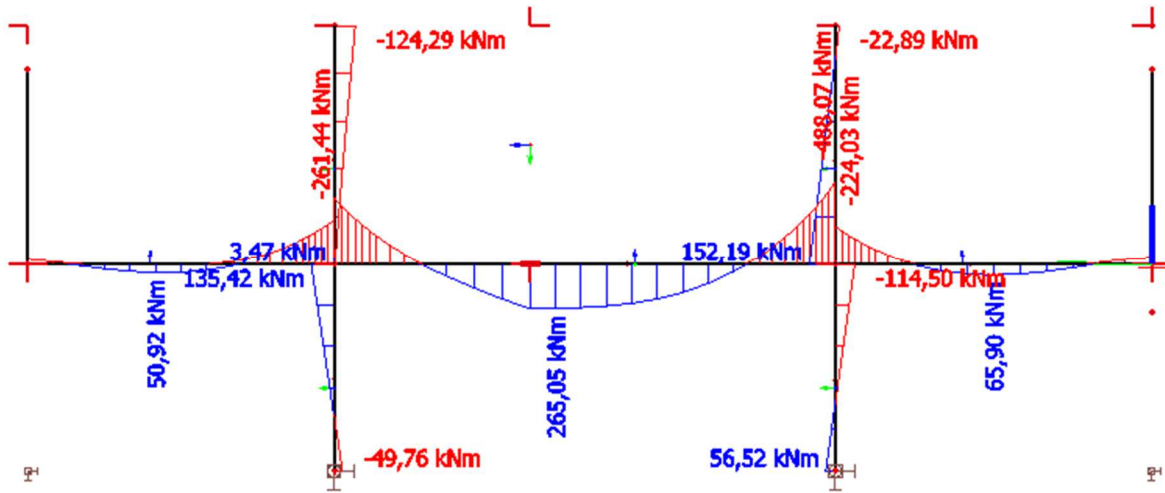
- Model č.1: 3D pružný model
- Model č.2: Změkčený 3D pružný model
- Model č.3: Zjednodušený 2D model rámové konstrukce přes 1 podlaží (1.PP)
- Model č.4: Zjednodušený 2D model rámové konstrukce přes 1 podlaží (1.PP – 1.NP)
- Model č.5: Upravený 3D pružný model rámové konstrukce přes 2 podlaží (1.PP – 1.NP)
- Model č.6: Zjednodušený 2D model rámové konstrukce přes 2 podlaží (1.PP – 1.NP) se stěnovým nosníkem v 2.NP
- Model č.7: Zjednodušený 2D model rámové konstrukce přes 2 podlaží (1.PP – 1.NP) se stěnovým nosníkem v 2.NP

7.1 VARIANTNÍ MODELY RÁMOVÉ KONSTRUKCE 1.PP

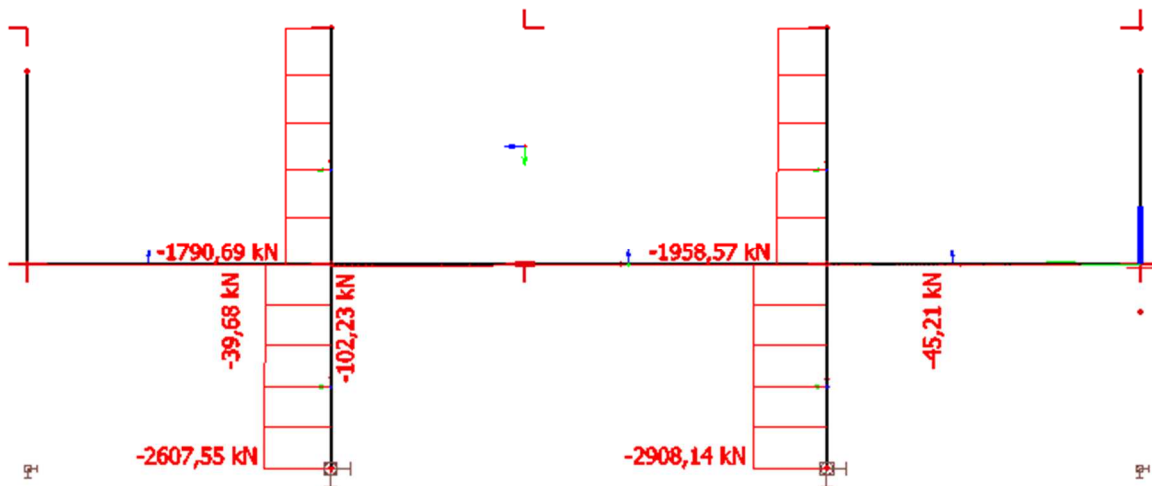
7.1.1 3D PRUŽNÝ MODEL (MODEL Č.1)

V předchozí kapitole bylo nastíněno, že v 3D modelu vlivem rozdělení tuhostí při výpočtu MKP může docházet ke značnému zkreslení vnitřních sil na nosných prvcích konstrukce v 1.PP a 1.NP, neboť zatížení je přenášeno do obvodových konstrukcí vlivem prostorového spolupůsobení tuhé horní části nosné konstrukce (2.-6.NP). Avšak pokud uvážíme, že středová podélná stěna působí jako nosná přes 6 podlaží objektu, tak lze očekávat, že rámová konstrukce bude více exponovaná zatížením od svislých reakcí středové nosné stěny, než jak dokládají výsledné vnitřní síly z 3D pružného modelu na rámové konstrukci 1.PP.

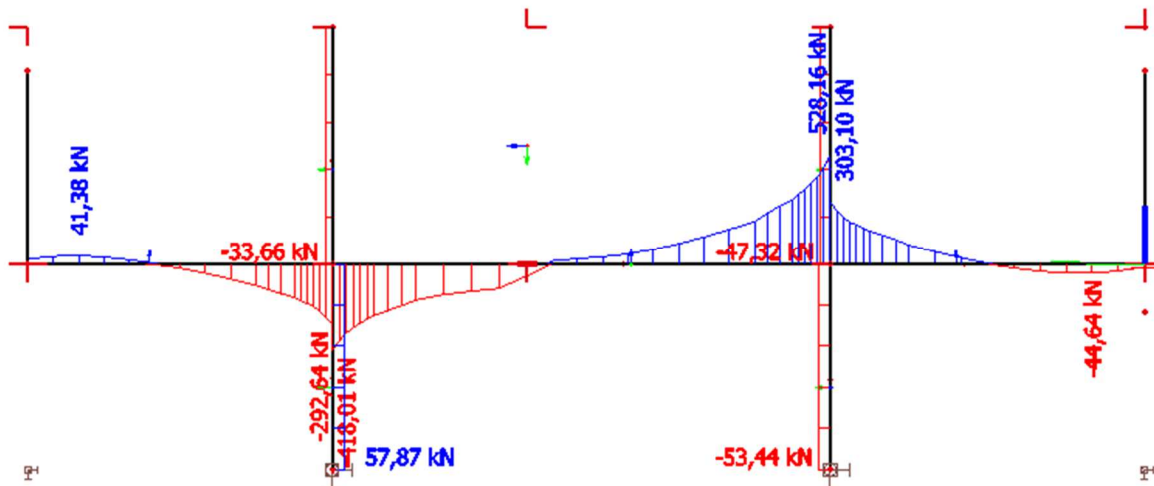
Výsledné vnitřní síly rámové konstrukce na ose D dle kombinací 6.10a a 6.10b.:



(Obr.124 - Výsledné hodnoty momentových sil M_y - rám 1.PP – MSÚ – Model č.1)



(Obr.125 - Výsledné hodnoty normálových sil N - rám 1.PP – MSÚ – Model č.1)



(Obr.126 - Výsledné hodnoty posouvajících sil Vz - rám 1.PP – MSÚ – Model č.1)

Například hodnoty normálových reakcí v patě sloupu D2 pro plné plošné zatížení se oproti hodnotě vypočtené v předběžném návrhu liší téměř o 50%, a tak tyto výsledné síly jsou velmi podhodnocené a mohli by vést k nebezpečnému poddimenzování konstrukce.

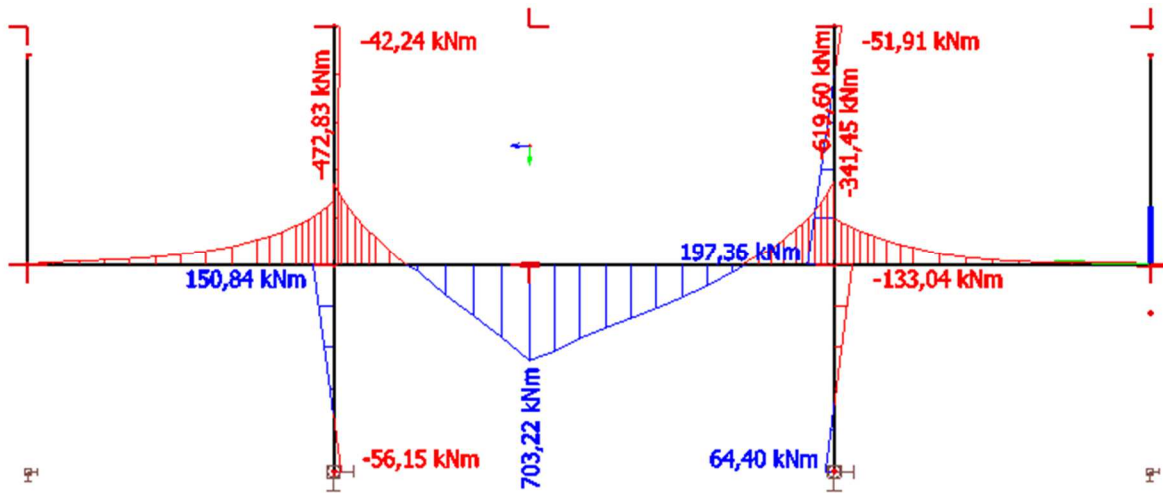
7.1.2 ZMĚKČENÝ 3D PRUŽNÝ MODEL (MODEL Č.2)

Primární úpravou provedenou pro získání přesnějších výsledků vnitřních sil na rámové konstrukci v 1.PP bylo provedeno celkové změkčení 3D modelu použitím rozdílného modulu pružnosti E_{cm} pro stěnové konstrukce a pro sloupy a vodorovné konstrukce.

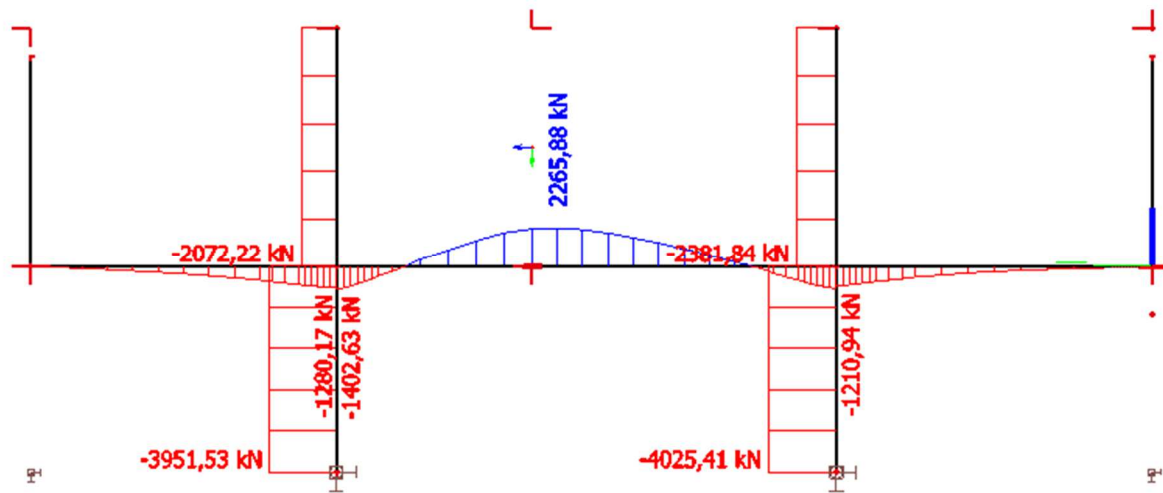
Pro svislé stěnové konstrukce 3D modelu byl použit ve výpočtu modul pružnosti $E_{cm} = 10,7$ GPa, která odpovídá přibližně 1/3 hodnoty hodnoty $E_{cm} = 32,0$ GPa pro třídu betonu C30/37. Ostatním prvkům byla ponechána původní hodnota modulu pružnosti $E_{cm} = 32,0$ GPa pro prvky z materiálu C30/37 a pro sloupy $E_{cm} = 34,0$ GPa z materiálu C35/45.

Výsledné vnitřní síly na rámové konstrukci pro celkově změkčený 3D model (OSA D):

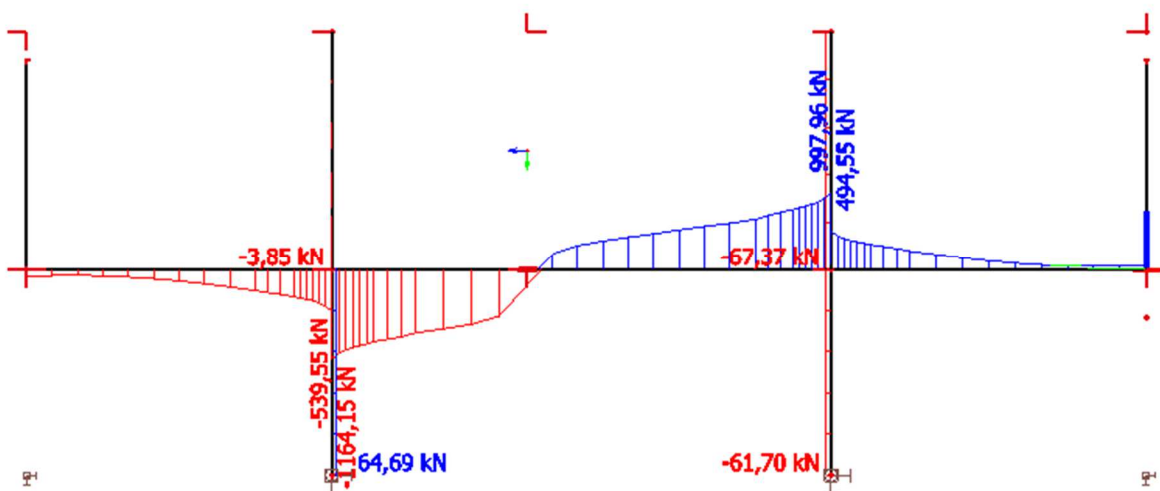
Výsledky pro nejnepriznivější případ MSÚ pro kombinace 6.10a a 6.10b.



(Obr.127 - Výsledné hodnoty momentových sil M_y - rám 1.PP - MSÚ - 6.10a, 6.10.b - Model č.2)



(Obr.128 - Výsledné hodnoty normálových sil N - rám 1.PP - MSÚ - 6.10a, 6.10.b - Model č.2)

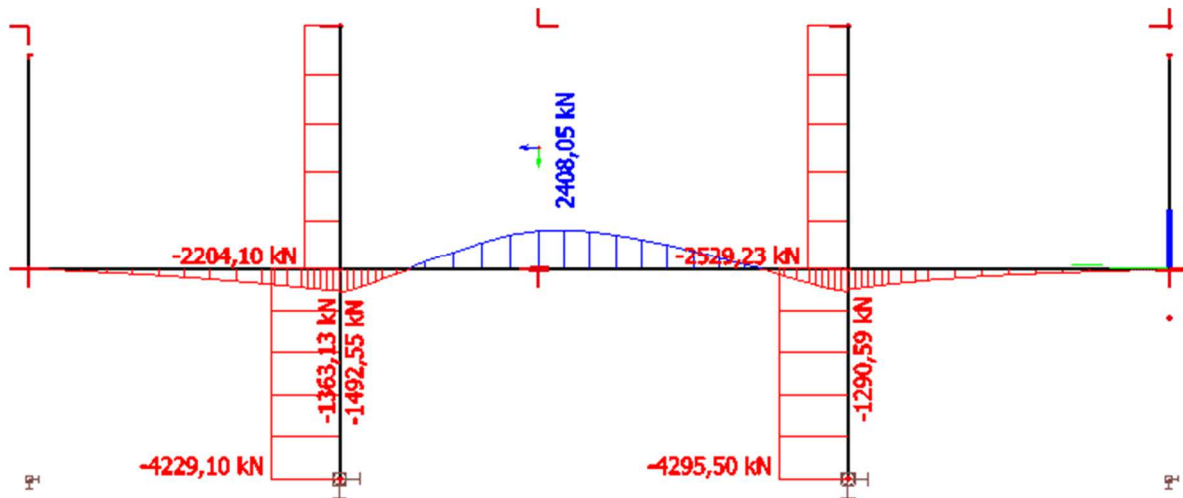


(Obr.129 - Výsledné hodnoty posouvajících sil V_z - rám 1.PP - MSÚ - 6.10a, 6.10.b - Model č.2)



OVĚŘENÍ NORMÁLOVÝCH SIL VE SLOUPECH (OSA D):

Výsledky normálových pro plné plošné zatížení:



(Obr.130 - Výsledné hodnoty normálových sil N - rám 1.PP - MSÚ - plné plošné zatížení - Model č.2)

Normálová síla sloup D2 předběžný návrh:

$N_{Ed,D2} = - 5732,2 \text{ kN}$ - plné plošné zatížení bez redukce užitého
zatížení koeficientem α_n

$N_{Ed,D2,model \text{ č.2}} = - 4295,5 \text{ kN}$ - plné plošné zatížení 3D změkčený model (Model č.2)

$$\frac{N_{Ed,D2,model \text{ č.2}}}{N_{Ed,D2}} = \frac{- 4295,5}{- 5732,2} = 0,749 \Rightarrow \text{odchylka } 25\%$$

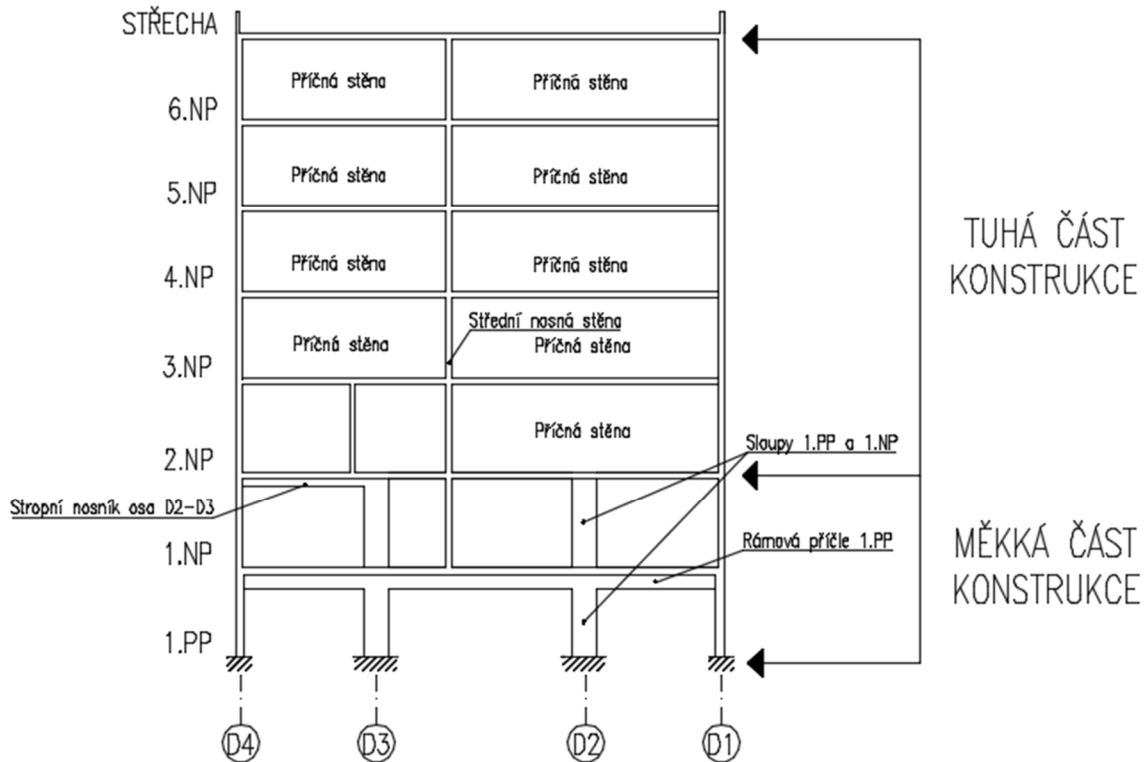
Závěr:

Po změkčení 3D pružného modelu se výsledná hodnota normálové síly v patě sloupu D2 liší přibližně o 25% oproti ručně vypočtené hodnotě svislé reakce v předběžném návrhu. Další změkčení stěn 3D modelu by mohlo již silně a nepříznivě ovlivnit celkový charakter výsledného chování konstrukce.

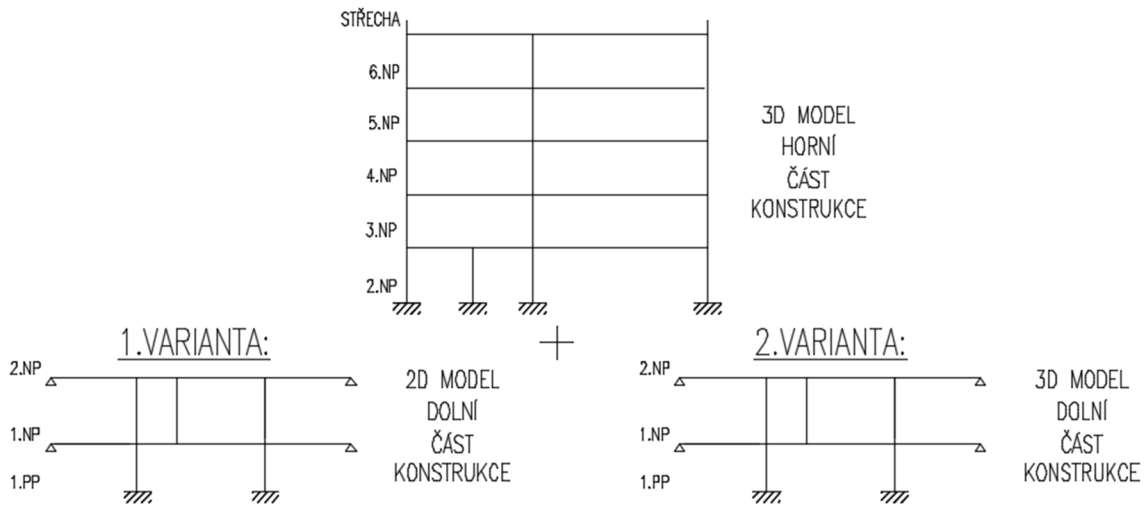
Dle teorie přednášky [22] doc. Ing. Jaroslava Navrátila, CSc. a Ing. Viktora Borzoviče, PhD. je vhodné pro vyšetření výsledných vnitřních sil ve spodní (měkké) části nosné konstrukce rozdělit model celé konstrukce na dva samostatné modely horní (tuhé) části nosné konstrukce a spodní části nosné konstrukce (viz obr.131a).



ŘEZ OBJEKTEM OSA D:



(Obr.131a – Schematický řez objektem na ose D)



(Obr.131b – Rozdělení nosné konstrukce na dva samostatné modely)

Následně byly vytvořeny dvě varianty modelů spodní části nosné konstrukce. První varianta jsou zjednodušené 2D prutové modely výseku spodní části konstrukce přes jedno nebo dvě podlaží, které budou reálněji vystihovat výsledné chování rámové konstrukce 1.PP. Druhá varianta je 3D model spodní části konstrukce. Obě varianty

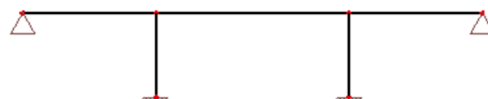
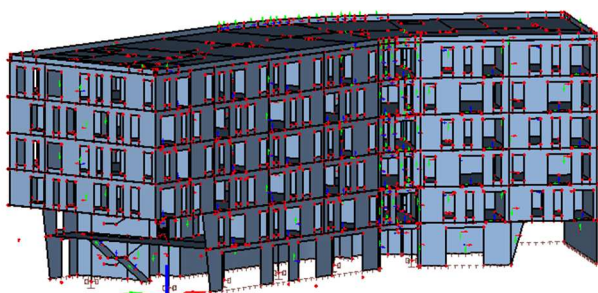


modelů budou zatíženy výslednými nejnepříznivějšími svislými reakcemi v patě stěn z 3D modelu horní části nosné konstrukce.

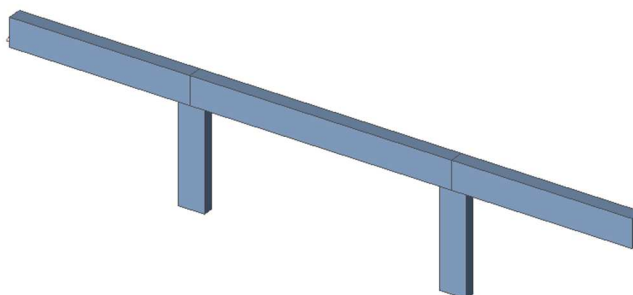
Jednotlivé modely představují rozdílnou tuhost nosné konstrukce objektu s ohledem na konstrukční systém v jednotlivých podlažích budovy (měkká a tuhá část konstrukce nosné konstrukce).

7.1.3 ZJEDNODUŠENÝ 2D MODEL RÁMOVÉ KONSTRUKCE PŘES 1 PODLAŽÍ (1.PP) – MODEL Č.3

Zjednodušený prutový 2D model rámové konstrukce 1.PP byl zatížen svislými reakcemi z 3D pružného modelu s 6 podlažími (1.-6.NP). 2D model je uvažován s kloubovými podporami v uložení suterénních stěn a v patě sloupů se nachází vetknutí. Pro svislé stěnové konstrukce v 3D pružném modelu byl použit ve výpočtu modul pružnosti $E_{cm} = 10,7$ GPa. Ostatním prvky mají hodnotu modulu pružnosti $E_{cm} = 32,0$ GPa a sloupy mají modul pružnosti $E_{cm} = 34,0$ GPa. V patě stěn 1.NP ve 3D modelu byly umístěny tuhé podpory.



(Obr.132 – 3D pružný model přes 6 podlaží – vlevo
2D model rámové konstrukce 1.PP přes 1 podlaží - vpravo)



(Obr. 133 – Pohled – 2D rámový model)

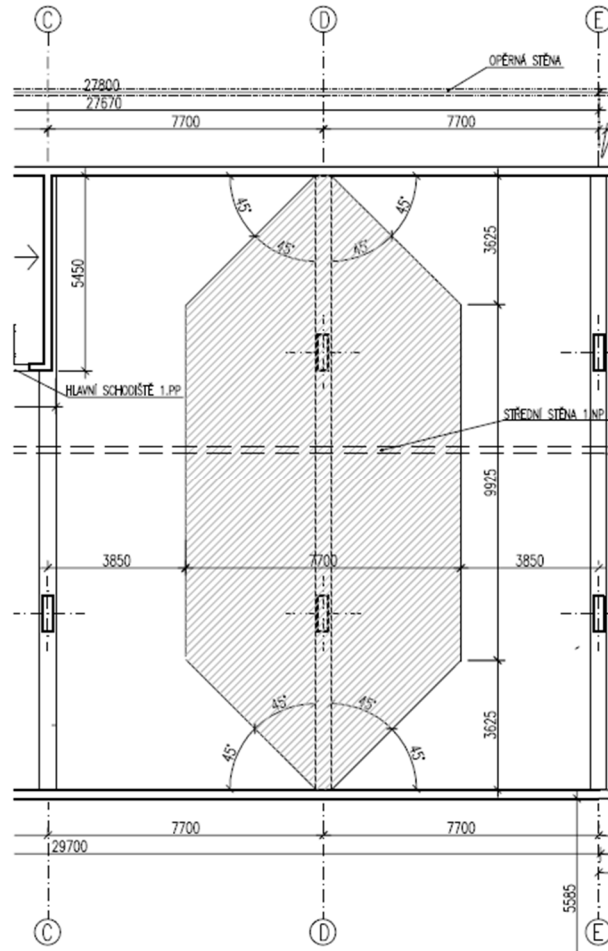


Dimenze nosných prvků na rámové konstrukci dle předběžného návrhu:

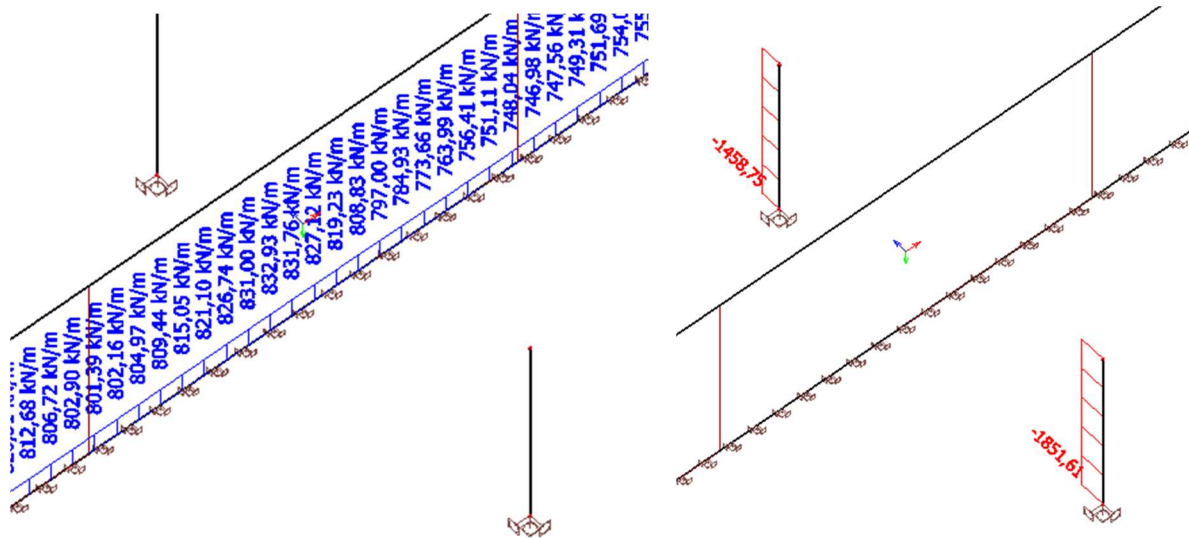
Sloupy: 750x300 mm – C35/45

Rámová příčle: 800x400 mm – C30/37

Uvažovaná zatěžovací plocha stropní konstrukce 1.PP



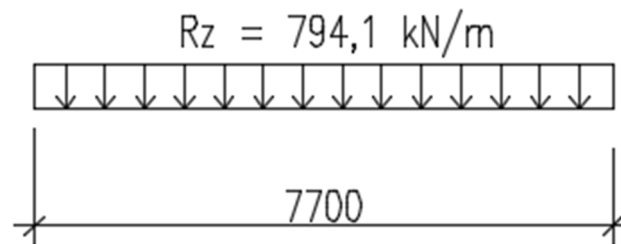
(Obr. 134 – Uvažovaná zatěžovací plocha stropní konstrukce 1.PP na rámové konstrukci 1.PP)



(Obr.135 – Výsledné intenzity svislých reakcí R_z – MSÚ – kombinace 6.10a,b středová stěna– vlevo)

Normálové síly v patě sloupů D2 a D3 – MSÚ – kombinace 6.10a,b– vpravo)

Zprůměrovaná hodnota intenzit svislých reakcí R_z pod středovou stěnou:



Svislé reakce na rámové konstrukci (MSÚ – kombinace 6.10a a 6.10b):

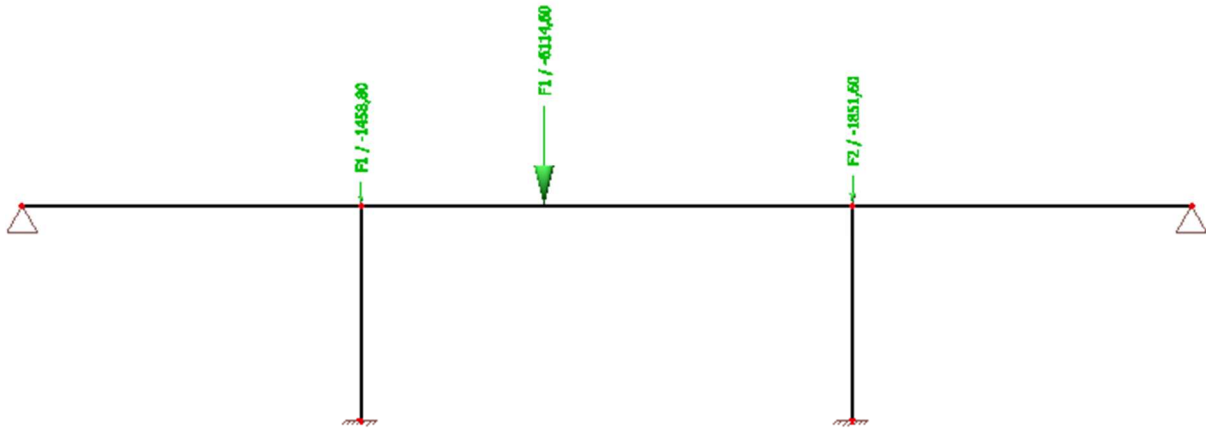
$$R_{z1} = 7,7 \cdot 794,1 = 6114,6 \text{ kN} - \text{reakce od střední stěny}$$

$$R_{z,D2} = -1851,6 \text{ kN} - \text{reakce od sloupu D2 v 1.NP}$$

$$R_{z,D3} = -1458,8 \text{ kN} - \text{reakce od sloupu D3 v 1.NP}$$

Poznámka:

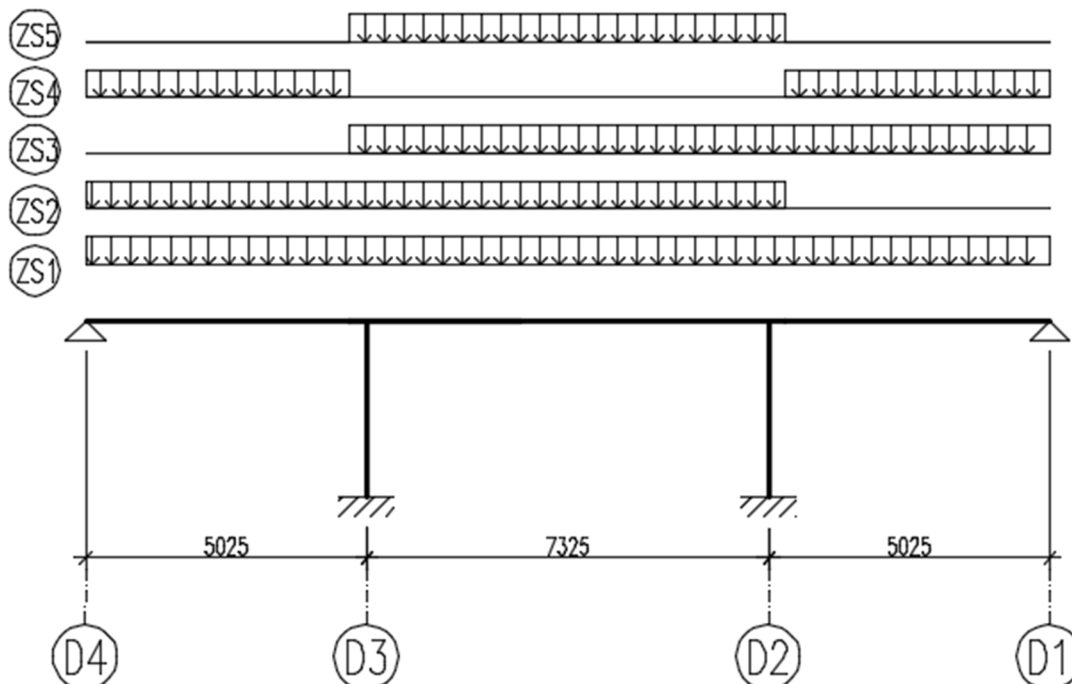
Zatížení od ostatních reakcí bylo zanedbáno pro jeho minimální hodnoty a není tak rozhodující.



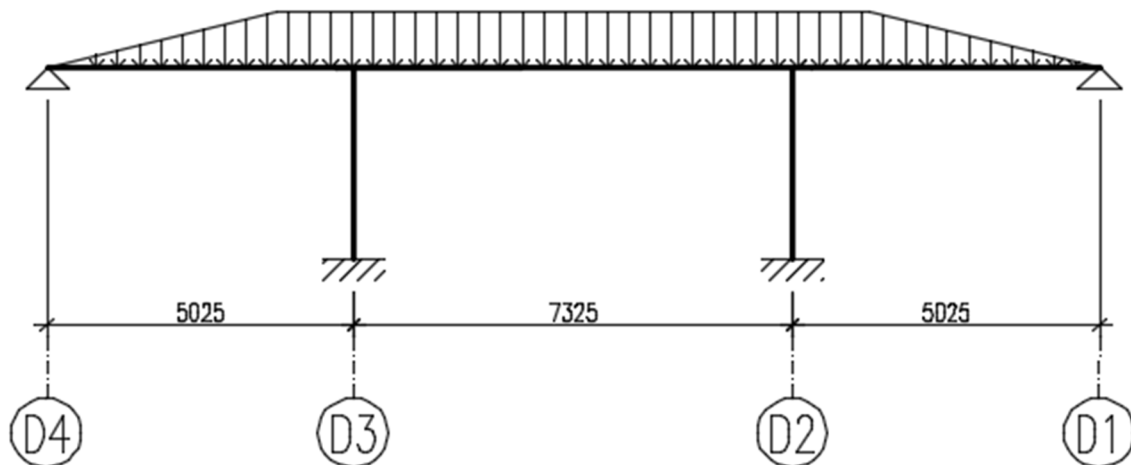
(Obr.136 – Zatížení svislými reakci na 2D rám 1.PP přes 1 podlaží)

Na model byla aplikována stálá zatížení (skladby podlah, vl.tíhy stropní konstrukce 1.PP , pevnými příčkami) a proměnná zatížení (užitné zatížení kategorie A, D a E podle umístění v dispozici, kde se nacházejí a rovnoměrné zatížení přemístelnými příčkami). Všechna zatížení byla aplikována dle schémat uvedených v kapitole 3.

Dále je vhodné pro vyvození extrémních účinků na konstrukci uvažovat pohyb šachovnicové uspořádání pro užitná zatížení. Na 2D modelu byly vytvořeno celkem 5 doplňkových zatěžovacích stavů (viz obr.137), které uvažují variabilní rozmístění užitného zatížení v jednotlivých polích stropní konstrukce 1.PP.

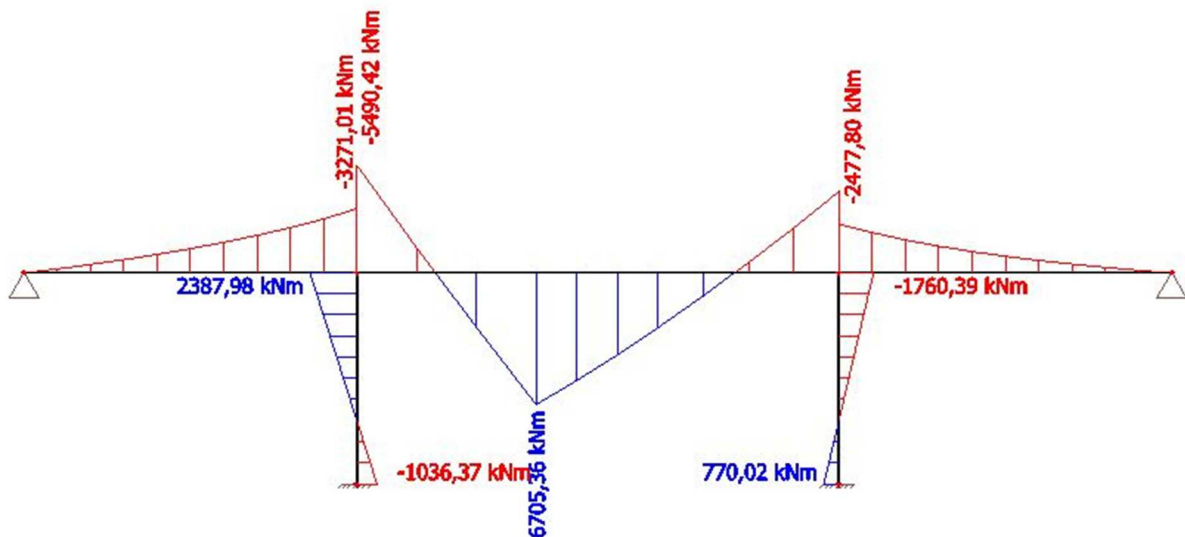


(Obr.137 – Schéma rozmístění užitného zatížení na stropní konstrukci 1.PP)

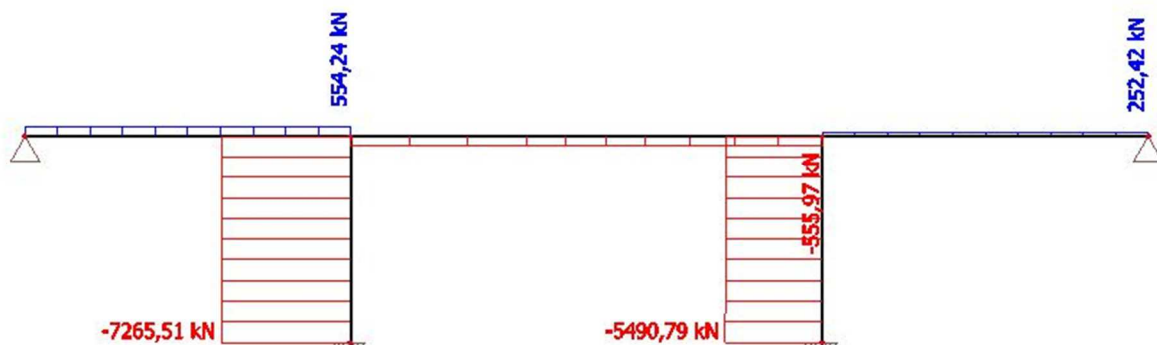


(Obr.138 – Schéma lichoběžníkového zatížení stálého zatížení od skladby podlah, vl.tíhy stropní desky a proměnného rovnoměrného zatížení přemístitelnými příčkami)

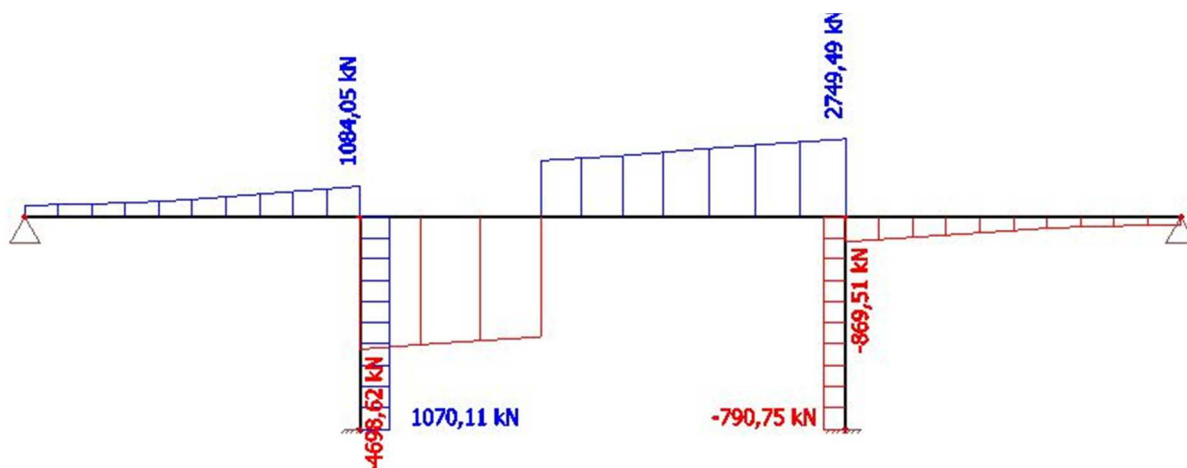
Výsledné vnitřní síly na rámové konstrukci 1.PP – 2D model přes 1 podlaží (OSA D):



(Obr.139 - Výsledné hodnoty momentových sil M_y - rám 1.PP – 6.10a, 6.10.b – Model č.3)



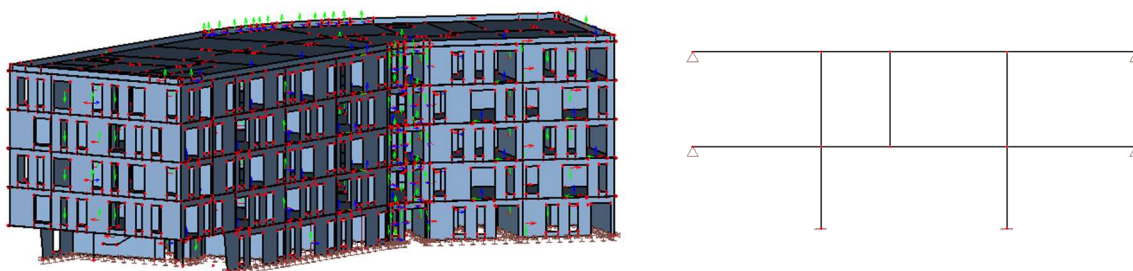
(Obr.140 - Výsledné hodnoty normálových sil N - rám 1.PP – 6.10a, 6.10.b – Model č.3)



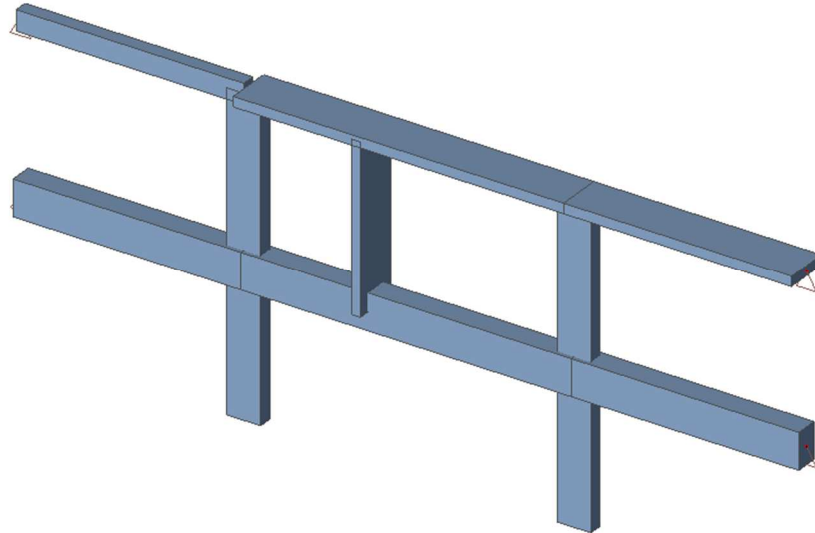
(Obr.141 - Výsledné hodnoty posouvajících sil V_z - rám 1.PP – 6.10a, 6.10.b – Model č.3)

7.1.4 ZJEDNODUŠENÝ 2D MODEL RÁMOVÉ KONSTRUKCE PŘES 2 PODLAŽÍ (1.PP-1.NP) – MODEL Č.4

Zjednodušený prutový 2D model rámové konstrukce přes dvě podlaží (1.PP a 1.NP) byl zatížen svislými reakcemi z 3D pružného modelu s 5 podlažími (2.-6.NP). V 3D pružném modelu a na 2D zjednodušeném byli aplikovány stejné vstupní parametry jako v předchozím modelu (modul pružnosti pro stěny $E_{cm}=10,7$ GPa a ostatním konstrukcím byl ponechán modul pružnosti $E_{cm}=32,0$ GPa, sloupy mají modul pružnosti $E_{cm} = 34,0$ GPa podpory v patě stěn 2.NP jsou simulovány jako tuhé podpory).



(Obr.142 – 3D pružný model přes 5 podlaží – vlevo
2D model rámové konstrukce 1.PP přes 2 podlaží - vpravo)



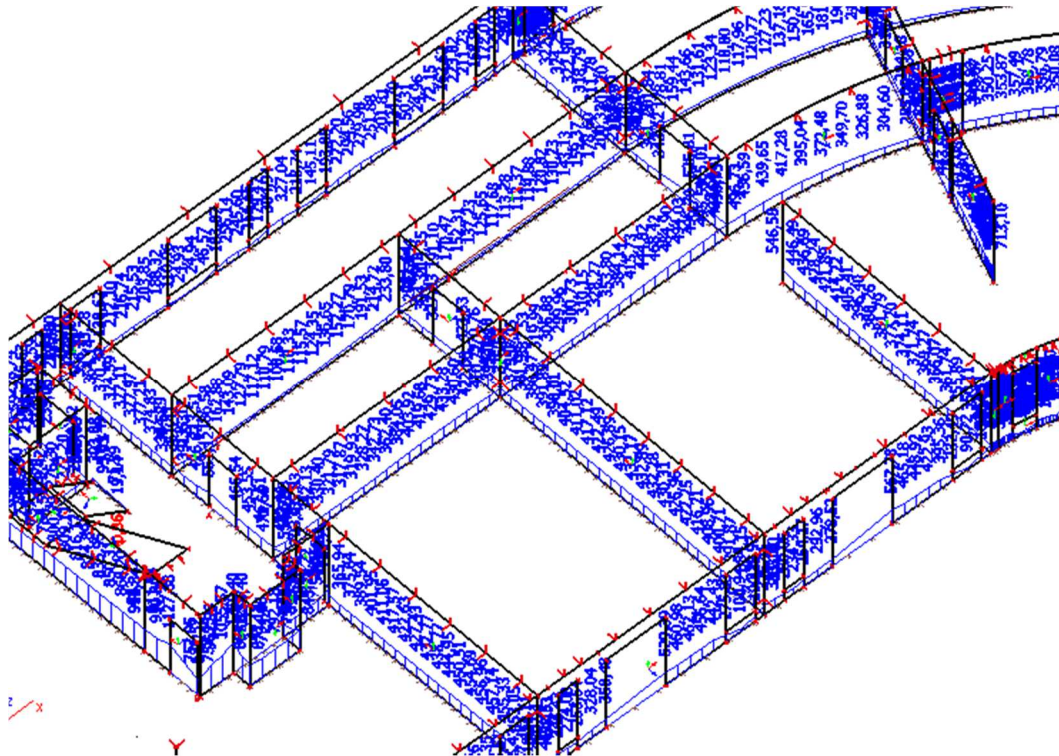
(Obr.143 – Pohled – 2D rámový model)

Dimenze nosných prvků na rámové konstrukci dle předběžného návrhu:

Sloupy:	750x300 mm – C35/45
Rámová příčle:	800x400 mm – C30/37
Stropní nosník osa D3-D4 :	450x300 mm – C30/37
Stropní deska 1.NP:	tl.220 mm – C30/37
Střední podélná stěna:	tl.200 mm – C30/37

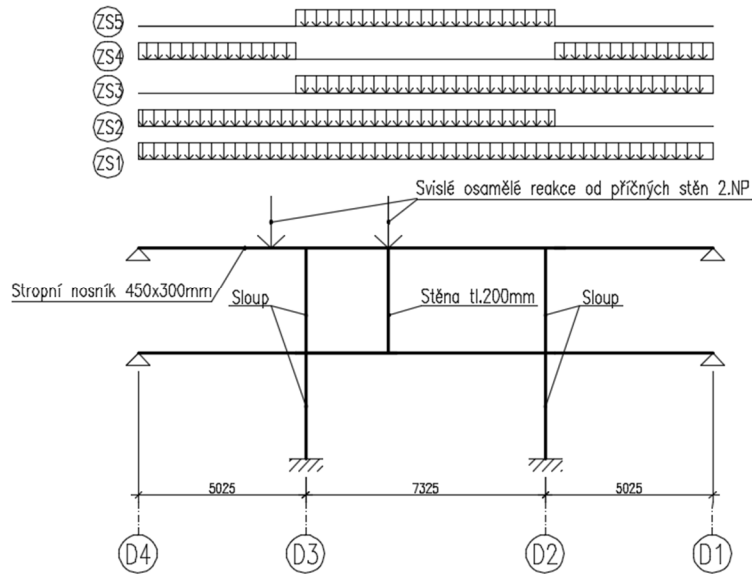
Poznámka:

Vlastní tíha stropní desky je nastavena jako nulová, neboť zatížení od stropní konstrukce je zahrnuto v lichoběžníkovém stálém zatížení na stropní desce 1.NP.

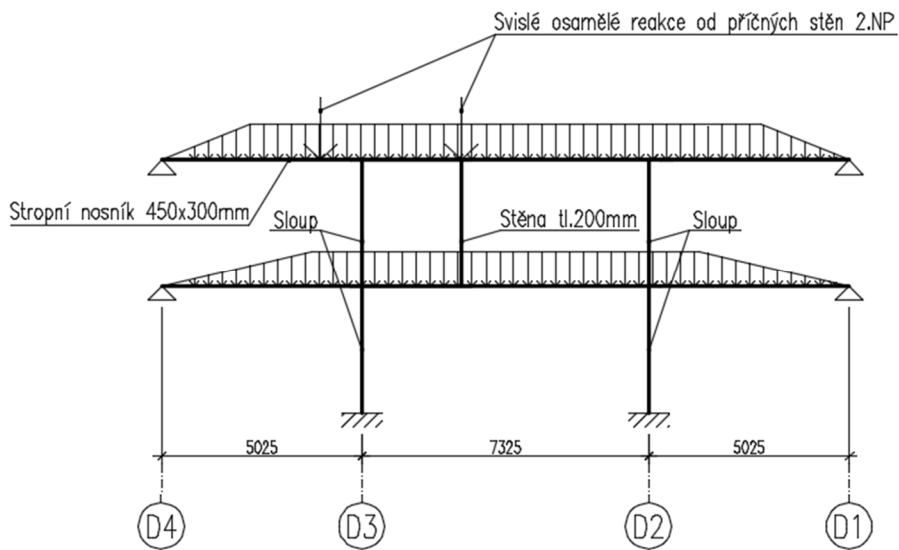


(Obr.144 – Výsledné intenzity svislých reakcí R_z – MSÚ – kombinace 6.10 a,b v patě stěn 2.NP)

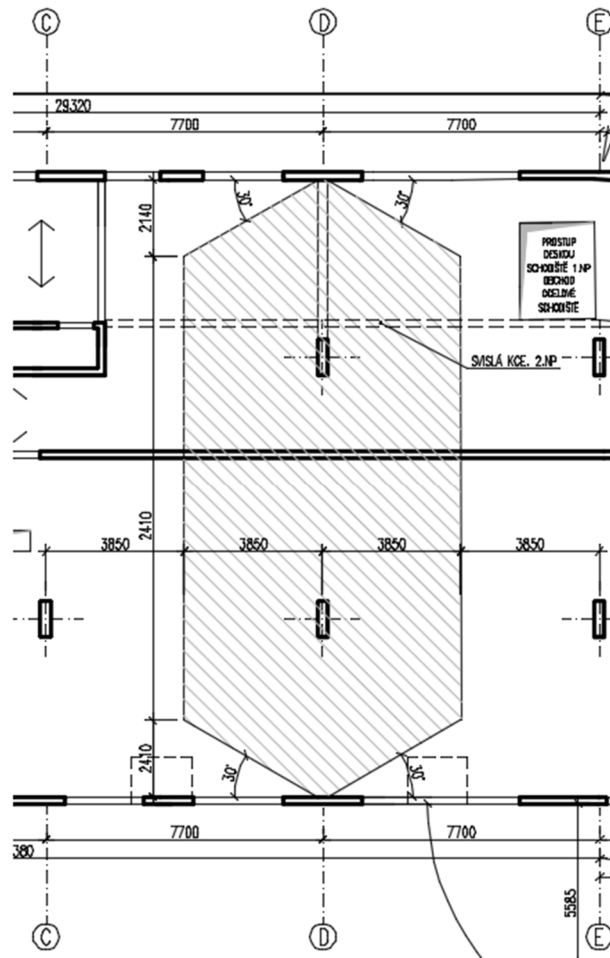
Výsledné intenzity svislých reakcí byly rovněž jako v předchozím modelu č.3 zlinearizovány na uvažované zatěžovací ploše stropní konstrukce 1.NP (zatěžovací šířka 7,7m). Svislé reakce příčné stěny 1.NP ve směru osy D byly aplikovány na model jako rovnomerné zatížení a svislé reakce kolmých stěn byly přepočteny na osamělé síly. Pro stropní konstrukci 1.NP je uvažována zatěžovací plocha (viz obr.147), zatěžovací plocha stropní kce. 1.PP je stejná jako v předchozím modelu. Rozmístění užitého zatížení je uvažováno obdobně jako v předchozím modelu (viz obr.137). Opět byla aplikována na model všechna stálá a proměnná zatížení dle uvažovaných zatěžovacích ploch jednotlivých stropních konstrukcí. Dále bylo přidáno ještě zatížení od vl.tíhy střední podélné stěny přes zatěžovací šířku 7,7m. Prutový prvek stropní desky má nastavenou nulovou vlastní tíhu, neboť vlastní tíha stropní konstrukce na zatěžovací ploše je aplikována na model jako stálé lichoběžníkové zatížení.



(Obr.145 – Schéma rozmístění užitečného zatížení na stropních kciích. rámového výseku 1.PP a 1.NP)



(Obr.146 – Schéma lichoběžníkového zatížení stálého zatížení od skladby podlah, vl.tíhy stropní desky a proměnného rovnoměrného zatížení přemístitelnými příčkami na stropních kciích. rámového výseku 1.PP a 1.NP)



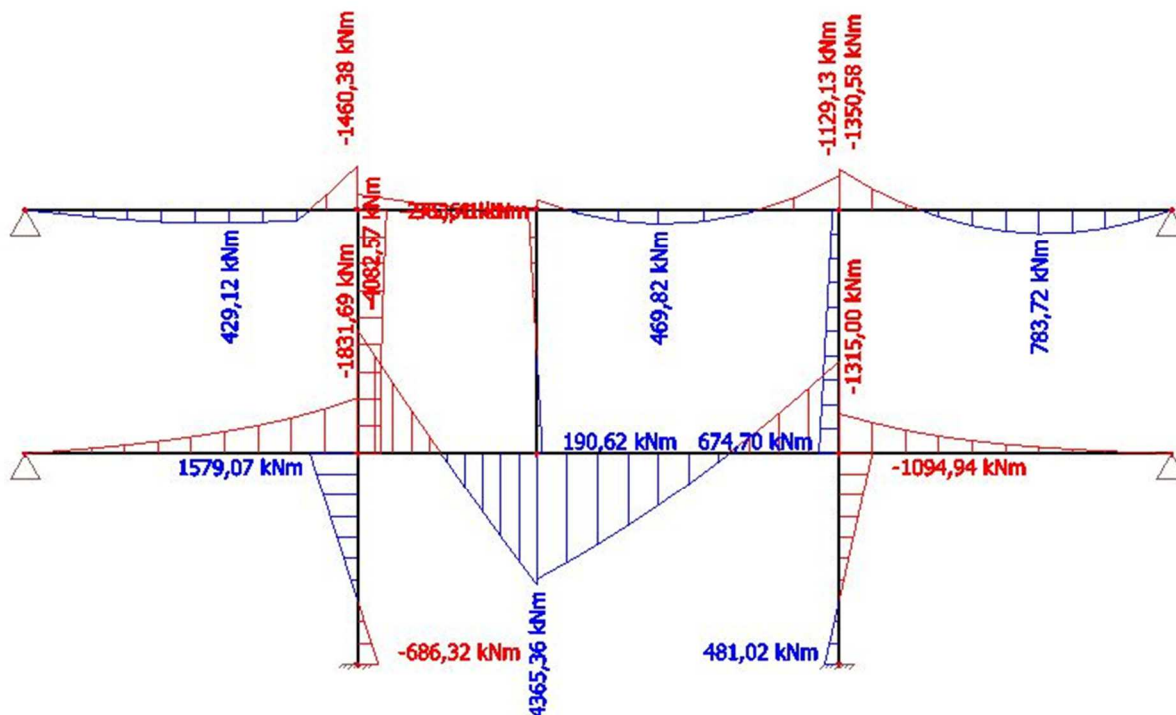
(Obr. 147 – Uvažovaná zatěžovací plocha stropní konstrukce 1.NP na rámové konstrukci 1.PP)



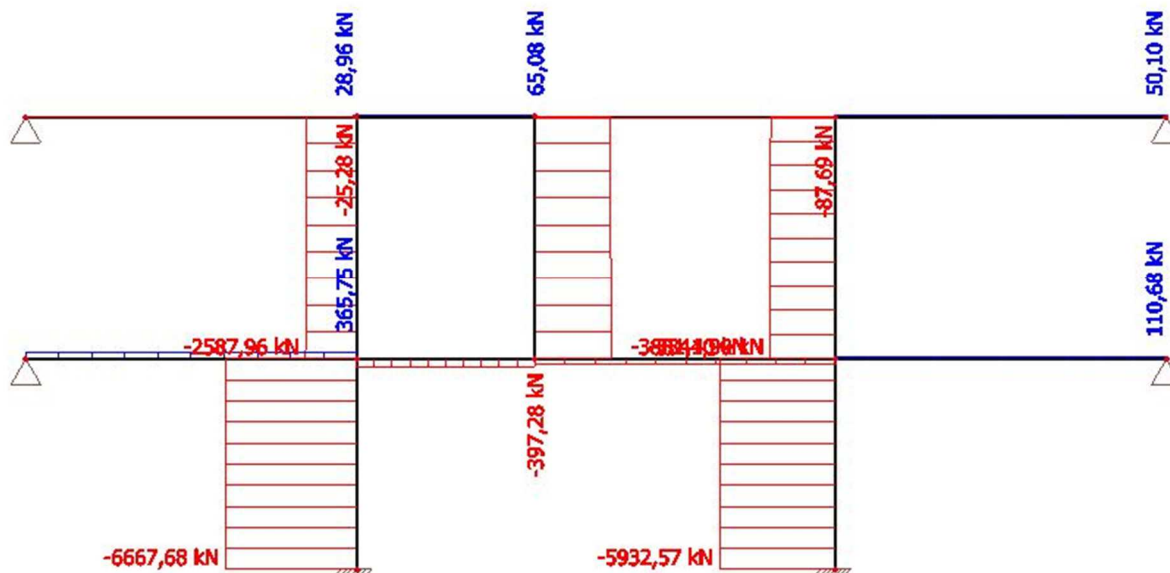
(Obr. 148 -Zatížení 2D rámového modelu přes dvě podlaží svislými reakcemi od 3D modelu přes 5 podlaží)



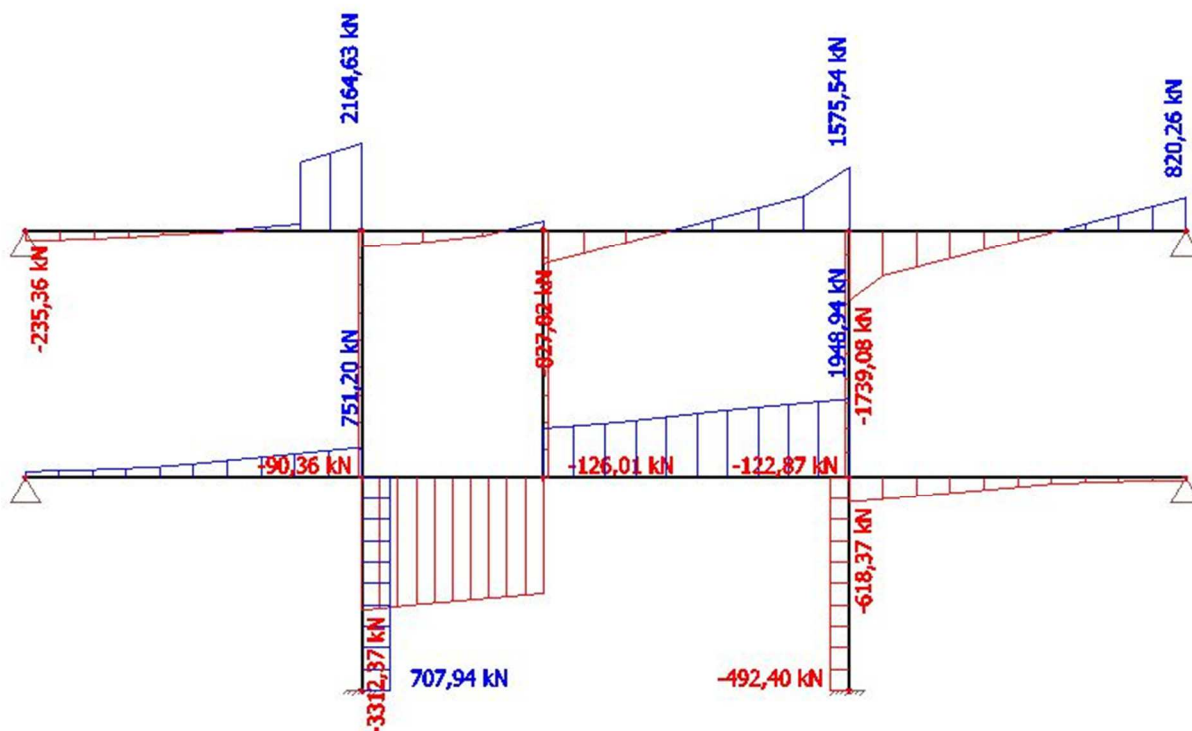
Výsledné vnitřní síly na rámové konstrukci 1.PP – 2D model přes 2 podlaží (OSA D):



(Obr.149 - Výsledné hodnoty momentových sil M_y - rám 1.PP – 6.10a, 6.10.b – Model č.4)



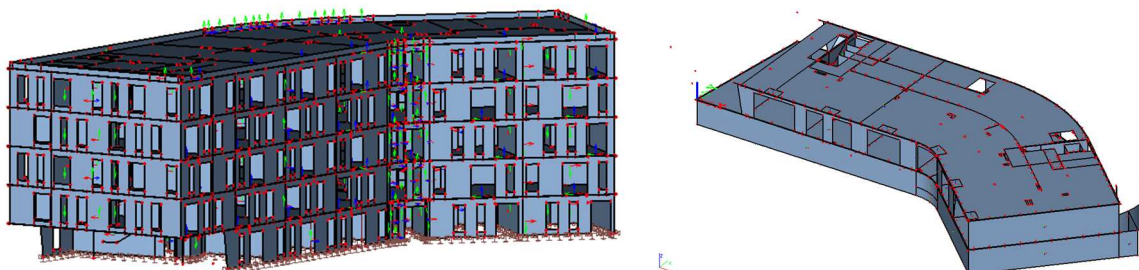
(Obr.150 - Výsledné hodnoty normálových sil N - rám 1.PP – 6.10a, 6.10.b – Model č.4)



(Obr.151 - Výsledné hodnoty posouvajících sil Vz - rám 1.PP – 6.10a, 6.10.b – Model č.4)

7.1.5 UPRAVENÝ 3D PRUŽNÝ MODEL RÁMOVÉ KONSTRUKCE PŘES 2 PODLAŽÍ (1.PP – 1.NP) – MODEL Č.5

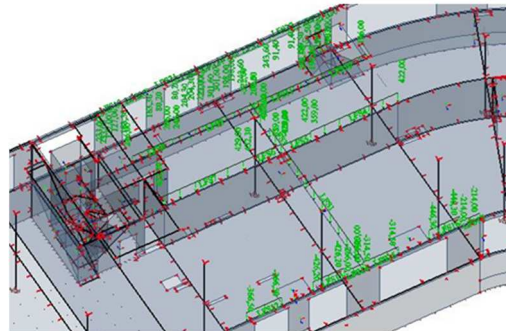
Upravený 3D pružný model (spodní měkké části konstrukce) 1.PP a 1.NP byl zatížen svislými reakcemi z 3D pružného modelu s 5 podlažími (2.-6.NP). Na obou 3D modelech byly zachovány vstupní parametry jako v předchozích modelech (modul pružnosti pro stěny $E_{cm}=10,7$ GPa a ostatním konstrukcím byl ponechán modul pružnosti $E_{cm}=32,0$ GPa, sloupy mají modul pružnosti $E_{cm} = 34,0$ a podpory jsou v patě stěn 2.NP jsou simulovány jako tuhé podpory).



(Obr.152 – 3D pružný model přes 5 podlaží (2.NP – 6.NP) – vlevo
3D pružný model přes 2 podlaží (1.PP – 1.NP) – vpravo)

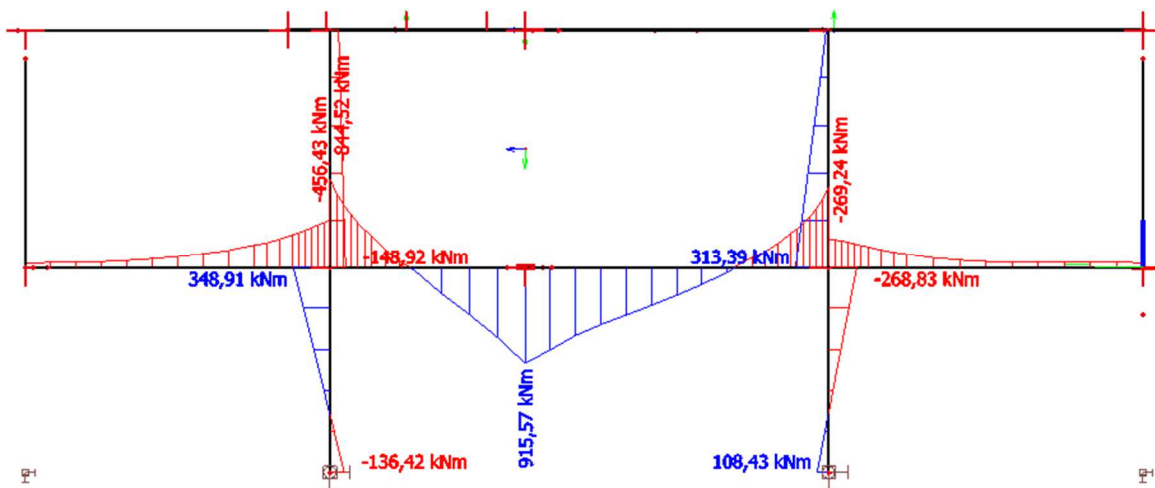


Velikosti prvků v 3D modelu přes 2 podlaží jsou stejné dimenze jako v 3D modelech č.1 a č.2.

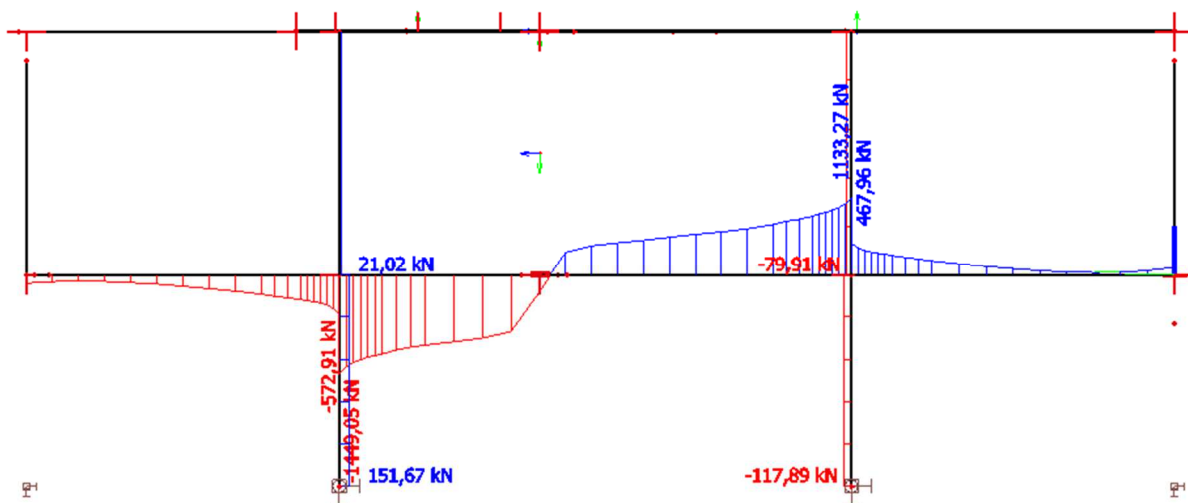


(Obr.153 – Aplikované zatížení od intenzit zatížení v patě stěn 2.NP (3D model 5 podlaží) na 3D model přes 2 podlaží)

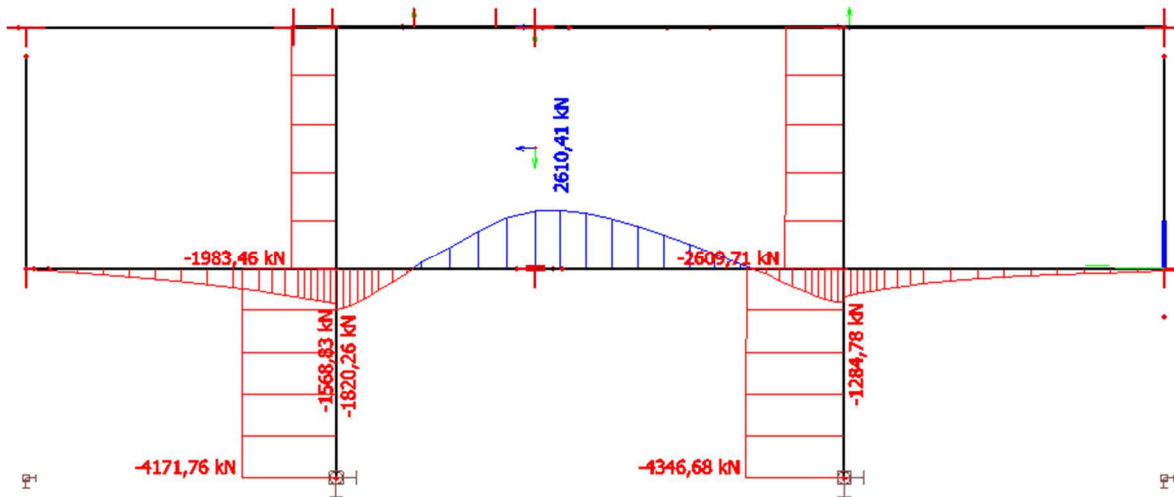
Výsledné vnitřní síly na rámové konstrukci 1.PP – 3D model přes 2 podlaží (OSA D):



(Obr.154 - Výsledné hodnoty momentových sil M_y - rám 1.PP – 6.10a, 6.10.b – Model č.5)



(Obr.155 - Výsledné hodnoty posouvajících sil V_z - rám 1.PP – 6.10a, 6.10.b – Model č.5)

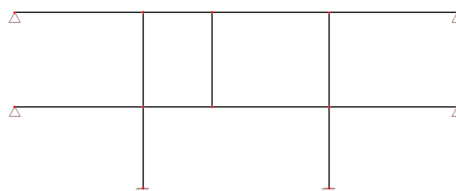
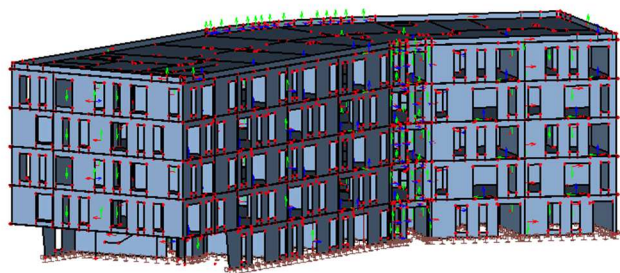


(Obr.156 - Výsledné hodnoty normálových sil N - rám 1.PP – 6.10a, 6.10.b – Model č.5)

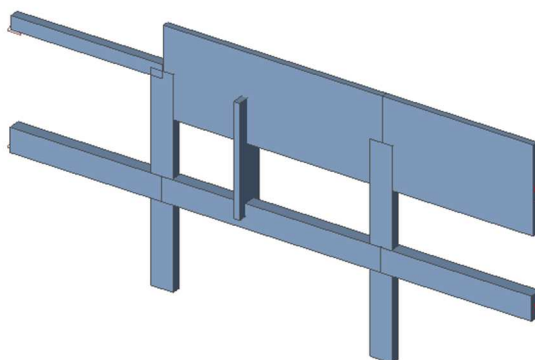
7.1.6 ZJEDNODUŠENÝ 2D MODEL RÁMOVÉ KONSTRUKCE PŘES 2 PODLAŽÍ (1.PP A 1.NP) SE STĚNOVÝM NOSNÍKEM V 2.NP - MODEL Č.6

Ve zjednodušeném 2D modelu rámové konstrukce č.6 jsou uvažovány stejné parametry velikosti průřezů a mají stejné moduly pružnosti jako u modelu č.4. Pouze v místě stropní konstrukce 1.NP byla stropní deska tl.220 mm a šířky 1,0 m nahrazena stěnovým nosníkem výšky 2,9 m a tl. 200 mm, který se nachází v příčném směru ve 2.NP, v prostředním a krajním poli. Stěnovému nosníku byl přiřazen upravený modul pružnosti $E_{cm} = 10,7$ GPa.

Model byl opět zatížen svislými nejnepríznivějšími reakcemi v patě stěn 2.NP ze 3D modelu přes pět podlaží objektu (2.NP – 6.NP). Zatěžovací plochy stropní konstrukce 1.PP a 1.NP jsou uvažovány stejně jako u modelu č.4 a zároveň platí i stejné zatěžovací schéma pro šachovnicové uspořádání užitého zatížení a lichoběžníkové zatížení pro rovnoměrné zatížení přemístitelnými příčkami, vl. tíhu stropní konstrukce a skladby podlah. Stěnovému nosníku byla nastavena nulová vlastní tíha, neboť jeho vlastní tíha je již zohledněna ve výsledných svislých reakcích 3D modelu.

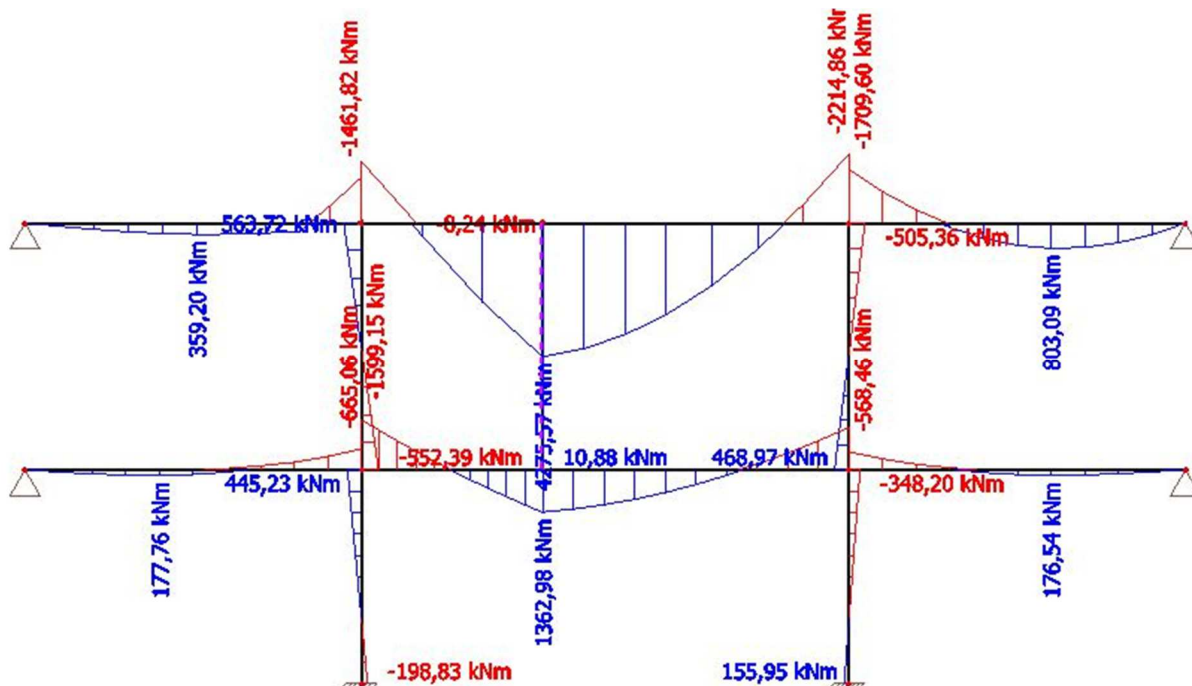


(Obr.157 – 3D pružný model přes 5 podlaží - vlevo
2D model rámové konstrukce 1.PP přes 2 podlaží - vpravo)

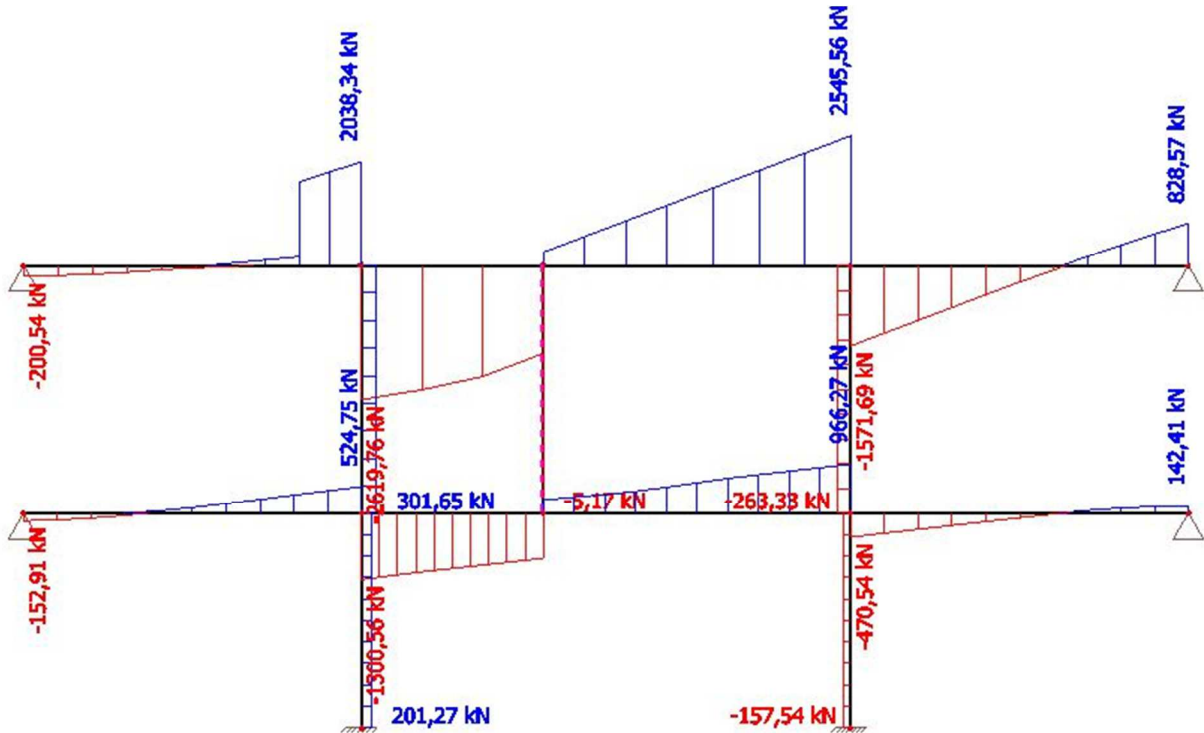


(Obr. 158 – Pohled – 2D rámový model č.6 se stěnovým nosníkem)

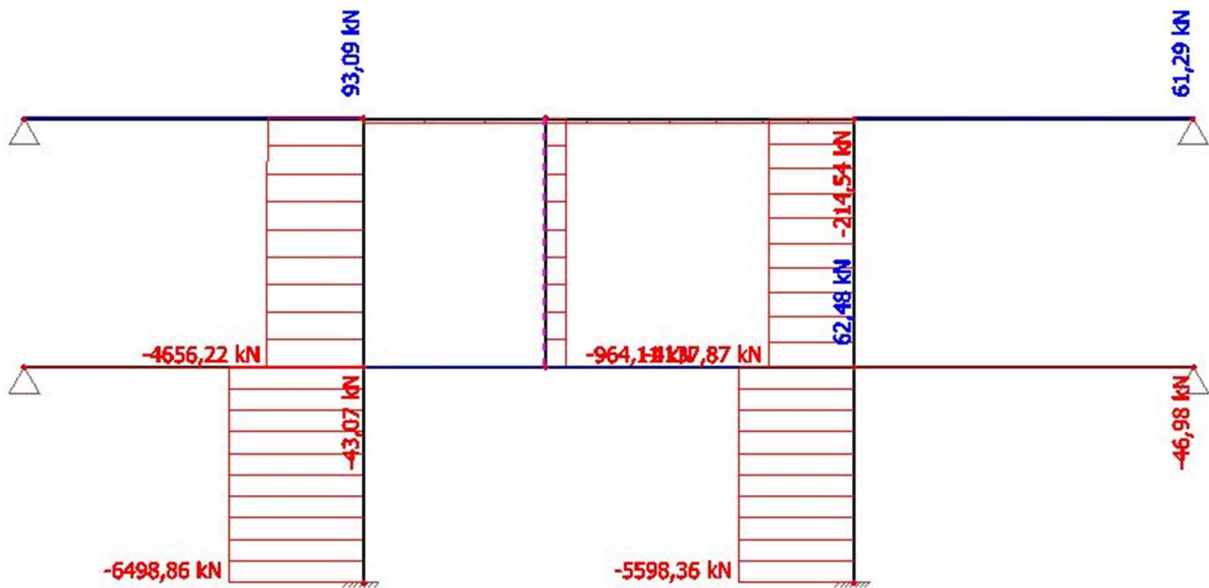
Výsledné vnitřní síly na rámové konstrukci 1.PP – 2D model přes 2 podlaží - stěnový nosník – model č.6 (OSA D):



(Obr.159 - Výsledné hodnoty momentových sil M_y - rám 1.PP – 6.10a, 6.10.b – Model č.6)



(Obr. - Výsledné hodnoty posouvajících sil V_z - rám 1.PP - 6.10a, 6.10.b - Model č.6)



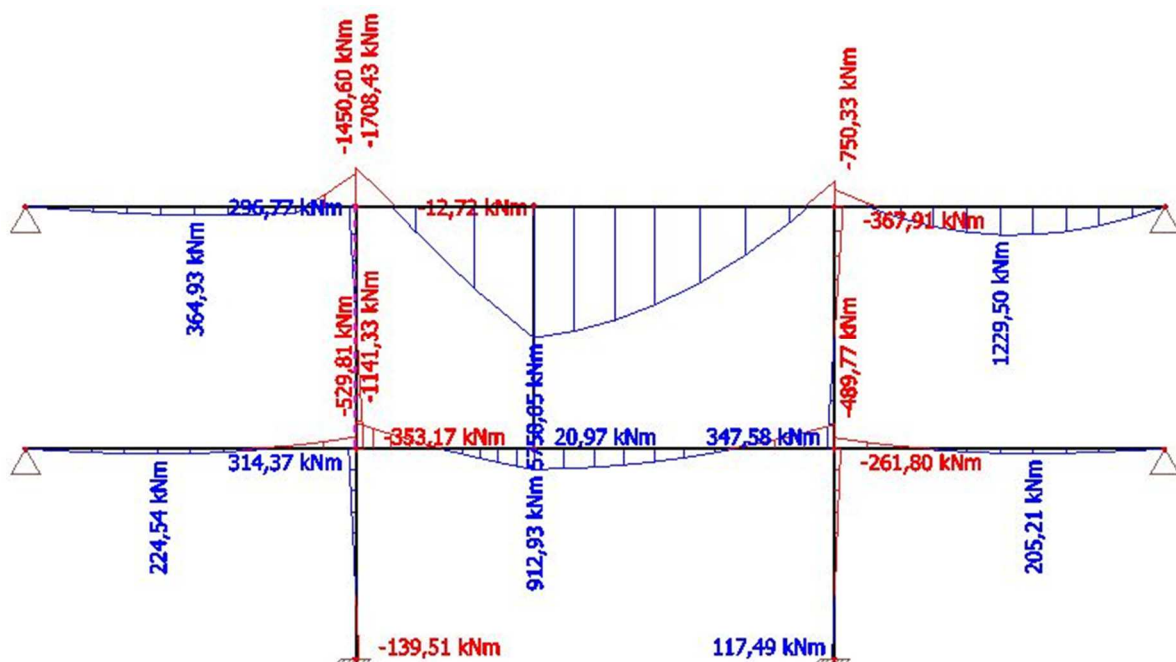
(Obr. 160 - Výsledné hodnoty normálových sil N - rám 1.PP - 6.10a, 6.10.b - Model č.6)



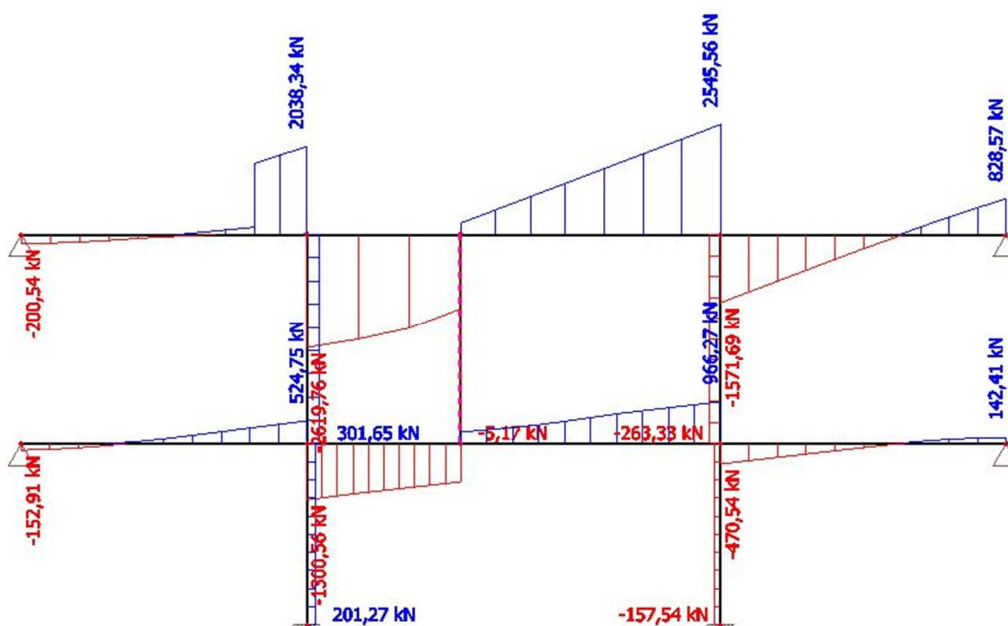
7.1.7 ZJEDNODUŠENÝ 2D MODEL RÁMOVÉ KONSTRUKCE PŘES 2 PODLAŽÍ (1.PP A 1.NP) SE STĚNOVÝM NOSNÍKEM V 2.NP - MODEL Č.7

Model č.7 má naprosto shodné parametry jako model č.6, pouze byl stěnovému nosníku nadefinován modul pružnosti $E_{cm} = 32,0 \text{ GPa}$ pro třídu betonu C30/37.

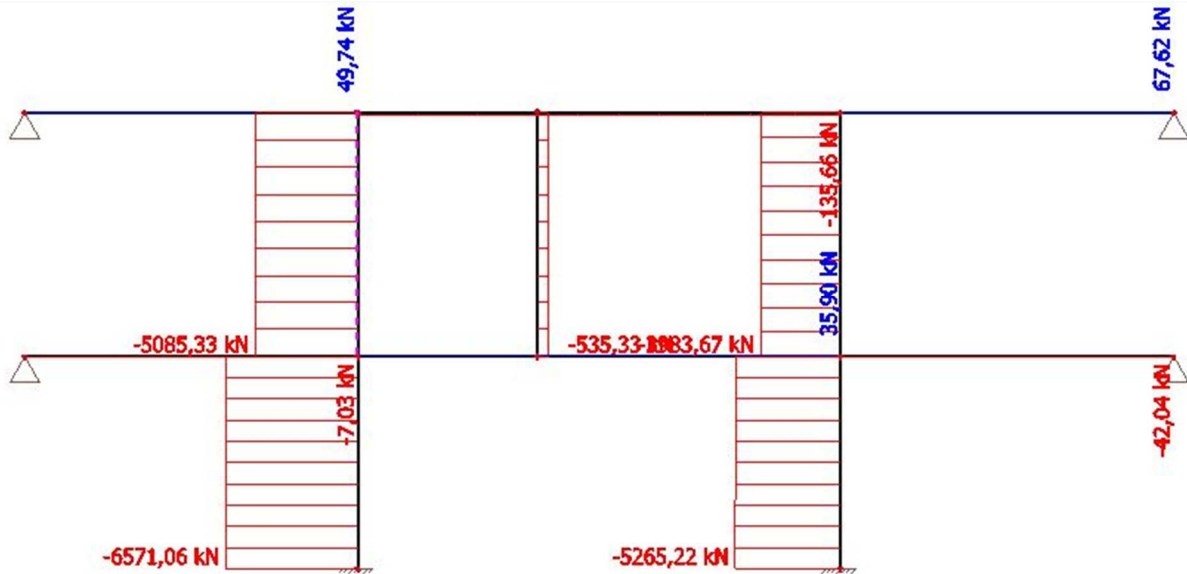
Výsledné vnitřní síly na rámové konstrukci 1.PP – 2D model přes 2 podlaží - stěnový nosník – model č.7 (OSA D):



(Obr.161 - Výsledné hodnoty momentových sil M_y - rám 1.PP – 6.10a, 6.10.b – Model č.7)



(Obr.162- Výsledné hodnoty posouvajících sil V_z - rám 1.PP – 6.10a, 6.10.b – Model č.7)



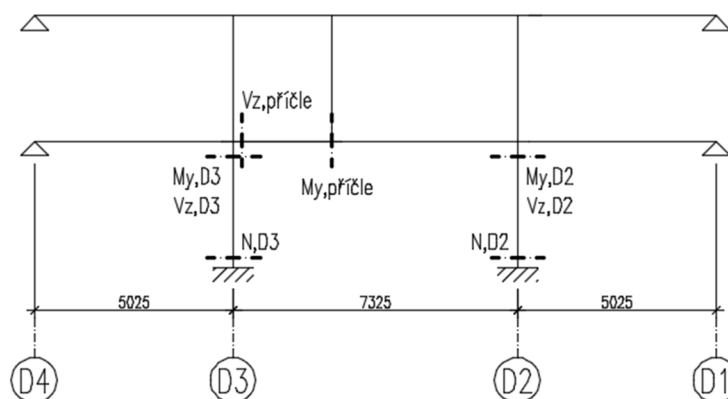
(Obr.163 - Výsledné hodnoty normálových sil N - rám 1.PP - 6.10a, 6.10.b - Model č.7)

Poznámka:

Všechny výsledné vnitřní síly na jednotlivých modelech jsou vztaženy k teoretické střednici jednotlivých prvků.

7.1.8 VYHODNOCENÍ VARIANTNÍCH MODELŮ RÁMOVÉ KONSTRUKCE 1.PP

V následující tabulce jsou shrnuty výsledné návrhové vnitřní síly v průřezech určených k porovnání výsledných vnitřních na jednotlivých modelech pro extrémní hodnotu kombinací zatížení na MSÚ dle vztahu 6.10a a 6.10b.



(Obr. 164 - Poloha průřezu pro srovnání hodnot výsledných vnitřích sil na jednotlivých modelech)



Tabulka výsledných vnitřních sil v porovnávacích průřezech.

	Rámová příčle		Sloup D2			Sloup D3		
	My [kNm]	Vz [kN]	N [kN]	My [kNm]	Vz [kN]	N [kN]	My [kNm]	Vz [kN]
Model 1	+265,1	-418,0	-2908,3	-114,5	-53,4	-2607,6	+135,4	+57,9
Model 2	+703,2	-1164,2	-3951,5	-133,0	-61,7	-4025,4	+150,8	+64,7
Model 3	+6705,4	-4698,6	-5490,8	-1760,4	-790,8	-7265,5	+2388,0	+1070,1
Model 4	+4365,4	-3312,4	-5932,6	-1094,4	-492,4	-6667,7	+1579,1	+707,9
Model 5	+915,6	-1449,1	-4346,7	-268,8	-117,9	-4171,8	+348,9	+151,7
Model 6	+1363,0	-1300,6	-5598,4	-348,2	-157,5	-6498,9	+445,2	+201,3
Model 7	+912,9	-968,5	-5265,2	-261,8	-118,5	-6571,1	+314,4	+141,8

Z výsledných hodnot vnitřních sil je zřejmé, že výsledné hodnoty jsou pro jednotlivé modely velmi odlišné. Například velikost momentového účinku zatížení M_y v nejvíce namáhaném průřezu rámové příčle je oproti výchozí hodnotě z 3D pružného modelu (model č.1) v modelech č.3 a 4 16x – 25x větší.

U modelu č.3 lze předpokládat, že velikost osamělé síly přes zatěžovací šířku bude menší, neboť podélná středová stěna bude vynášena částečně tuhostí stropních desek v jednotlivých podlažích. Model č.3 zanedbává působení stěny v příčném směru na ose D, která bude působit jako stěnový nosník. Modely č.3 a č.4 by mohli vést k předimenzování.

Nejblíže shodu velikosti vnitřních sil mají modely č.5 a č.7. Model č.5 je optimálním řešením dle [22] pro rozdělení celkového 3D modelu na dva menší 3D modely horní tuhé a spodní měkké části nosné konstrukce. Model č.7 zohledňuje působení příčné stěny v 2.NP jako stěnového nosníku. Model č.5 současně zohledňuje prostorové spolupůsobení konstrukce vlivem rozdělení tuhosti jednotlivých prvků.

Ve změkčeném 3D pružného modelu č.2 vycházejí přibližně poloviční hodnoty vnitřních sil oproti modelům č.5 a č.7. S ohledem na rozdílné výsledky v jednotlivých modelech bude pro stanovení návrhových vnitřních sil použit v rámci bezpečného a konzervativního návrhu model č.6. Výsledné hodnoty vnitřních sil na modelu č.6 se stěnovým nosníkem ($E_{cm} = 10,7$ GPa) vytváří určitou „interpolaci“ mezi extrémními výsledky modelů č.3 a 4 a nejvíce si odpovídajícími výsledky modelů č.5 a č.7, které částečně zohledňují tuhost horní části nosné konstrukce. Snížená přibližně třetinová



hodnota $E_{cm} = 10,7$ GPa pro stěnové konstrukce částečně charakterizuje například skutečný vliv oslabení tuhosti stěn v důsledku napojení stěn v pracovních spárách, nedokonolaném technologickém provedení a výskytu lokálních imperfekcí v konstrukci.

Ověření normálové síly v patě sloupu D2 (model č.6):

Pro porovnání výsledné hodnoty normálové reakce v patě sloupu D2 s hodnotou vypočtenou v předběžném návrhu byly stanoveny rovněž vnitřní síly na rámové konstrukci každého modelu pro kombinace plného plošného zatížení s koeficienty $\gamma_G = 1,35$ pro stálé zatížení a $\gamma_Q = 1,50$ pro proměnná zatížení.

Výsledné extrémní hodnoty vnitřních sil v kontrolovaných průřezech:

	Rámová příčle		Sloup D2			Sloup D3		
	My [kNm]	Vz [kN]	N [kN]	My [kNm]	Vz [kN]	N [kN]	My [kNm]	Vz [kN]
Model 1	+292,0	-668,0	-3103,9	-124,4	-58,0	-2793,1	+152,8	+65,6
Model 2	+746,0	-1244,4	-4295,5	-140,6	-65,2	-4229,1	+160,9	+69,1
Model 3	+7082,6	-4943,0	-5756,3	-1855,5	-833,5	-7638,9	+2519,9	+1129,2
Model 4	+4535,9	-3431,2	-5983	-1158,1	-520,1	-7487	+1672,4	+749,4
Model 5	+974,6	-1450,7	-4567,3	-179,3	-79,7	-4421,2	+220,6	+97,3
Model 6	+1448,3	-1381,7	-5931,6	-370,2	-167,5	-7033,8	+475,2	+214,8
Model 7	+977,1	-1035,7	-5580,1	-280,0	-126,8	-7108,5	+338,0	+152,5

Porovnání normálové síly ve sloupu D2 z předběžného návrhu s normálovou silou sloupu D2 v rozhodujícím modelu č.6:

$N_{Ed,D2} = - 5732,2$ kN – plné plošné zatížení bez redukce užitého zatížení koeficientem α_n

$$N_{Ed,D2,model\check{c}.6} = - 5931,6$$
 kN

$$\frac{N_{Ed,D2,model\check{c}.6}}{N_{Ed,D2}} = \frac{- 5931,6}{- 5732,2} = 1,034 \Rightarrow \text{odchylka } 3,4 \%$$

Závěr:

Výsledná reakce normálové síly v patě sloupu D2 se s předpokládanou hodnotou z předběžného výpočtu se shoduje velmi přesně.



7.2 ANALÝZA RÁMOVÉ KONSTRUKCE 1.PP – MODEL Č.6

Na základě zvolení modelu č.6 v předchozí kapitole 7.1 jako výchozího modelu pro stanovení návrhových vnitřních sil na rámové konstrukci 1.PP (osa D) bude provedena další analýza modelu suvážením různých způsobů uložení rámové konstrukce v krajních podporách (obvodové stěny). A na základě vybraného modelu s vhodným způsobem uložení rámové konstrukce bude případně provedena velikost dimenze prvků rámové konstrukce navržených v předběžném návrhu.

7.2.1 VARIANTNÍ ÚVAHA PODPOR MODELU Č.6

Celkem jsou uvažovány čtyři různé způsoby uložení vodorovných konstrukcí do obvodových stěn. Rozdílné okrajové podmínky způsobu uložení budou ovlivňovat rozložení vnitřních sil na konstrukci a celkový průhyb stropní rámové příčle v prostředním poli.

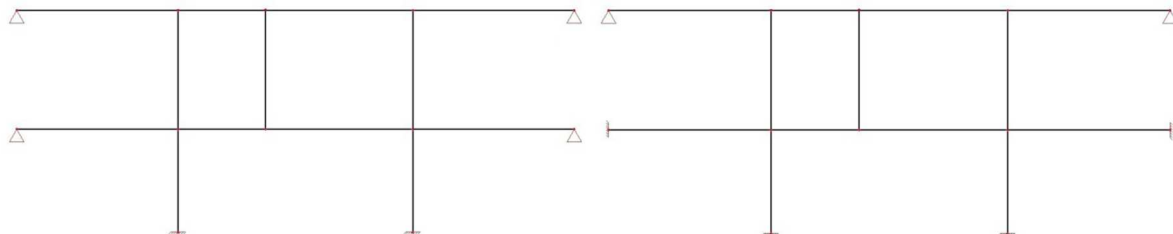
Uvažované způsoby uložení vodorovných konstrukcí:

Model č.1: Kloubové uložení 1.PP a 1.NP

Model č.2: Vetknutí 1.PP a 1.NP

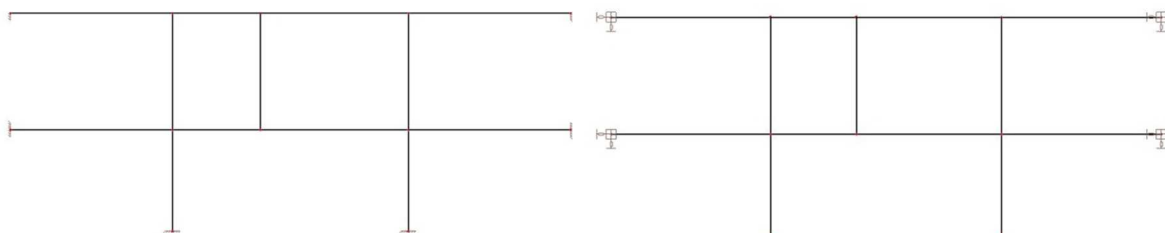
Model č.3: Kloubové uložení 2.NP a vetknutí rámové příčle do suterénní stěny 1.PP

Model č.4: Polotuhé uložení 1.PP a 1.NP



(Obr. 165 – 2D zjednodušený model rámu 1.PP – klouby - model č.1 - vlevo)

(2D zjednodušený model rámu 1.PP – klouby + vetknutí model č.3 - vpravo)



(Obr. 166 – 2D zjednodušený model rámu 1.PP – vetknutí - model č.2 - vlevo)

2D zjednodušený model rámu 1.PP – tuhosti podpor model č.4 - vpravo)



Poznámka:

Na modelech jsou uvažovány stejné vstupní parametry, velikosti průřezů, velikosti zatížení jako na modelu č.6 v předchozí kapitole.

Dimenze nosných prvků na rámové konstrukci dle předběžného návrhu v modelu č.6:

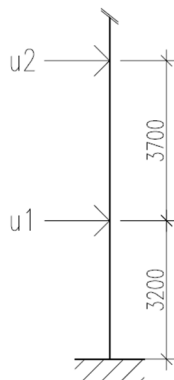
Sloupy:	750x300 mm – C35/45 ($E_{cm} = 34,0$ GPa)
Rámová příčle:	800x400 mm – C30/37 ($E_{cm} = 32,0$ GPa)
Stropní nosník osa D3-D4 :	450x300 mm – C30/37 ($E_{cm} = 32,0$ GPa)
Stěnový nosník	2900x 200 mm – C30/37 ($E_{cm} = 10,7$ GPa)
Střední podélná stěna:	tl.200 mm – C30/37 ($E_{cm} = 10,7$ GPa)

7.2.2 STANOVENÍ ORIENTAČNÍCH TUHOSTÍ ULOŽENÍ V KRAJNÍCH PODPORÁCH

Tuhosti v uložení do obvodových stěn pro částečně pružné uložení (polotuhý spoj) bude stanoveno na základě zjednodušeného orientačního výpočtu. Obvodové stěny budou zidealizovány jako vetknuté konzoly do základové desky.

A) VÝPOČET VODOROVNÉ TUHOSTI OBVODOVÉ STĚNY:

Rovnice pro výpočet průhybu konzoly:



$$u_i = \frac{F \cdot L^3}{3 \cdot E_c I_z}$$

$E_{cm} = 32\,000$ MPa - modul pružnosti betonu C30/37

F – jednotkové zatížení

(Obr.167 – Model vetknuté obvodové stěny – průhyb)

Střední tloušťka obvodové stěny:

$$b_1 = 0,3 \text{ m} ; b_2 = 0,2 \text{ m} \Rightarrow b = \frac{b_1 + b_2}{2} = \frac{0,3 + 0,2}{2} = 0,25 \text{ m}$$

b_1 tloušťka stěny v 1.PP

b_2 tloušťka stěny v 1.NP – 6.NP

Poznámka:

Pro zjednodušení výpočtu tuhosti uložení v 1.NP bude uvažována zidealizována jednotná tloušťka stěny $b = 0,25$ m.



Moment setrvačnosti obvodové stěny:

$$I_{z1} = \frac{b^3 \cdot h}{12} = \frac{0,30^3 \cdot 7,7}{12} = 0,017325 \text{ m}^4$$

$$I_{z2} = \frac{b^3 \cdot h}{12} = \frac{0,25^3 \cdot 7,7}{12} = 0,693 \text{ m}^4$$

Poznámka:

Jako účinná výška h obvodové stěny ve směru její menší tuhosti I_z bude pro stanovení vodorovné tuhosti uvažována zatěžovací šířka rámové konstrukce 7,7 m.

Výpočet vodorovných deformací od jednotkového zatížení:

$$u_1 = \frac{F \cdot L^3}{3 \cdot E_c I_{z1}} = \frac{1 \cdot 3,2^3}{3 \cdot 32 \cdot 10^9 \cdot 0,017325} = 6,0125 \cdot 10^{-10} \text{ m}$$

$$u_2 = \frac{F \cdot L^3}{3 \cdot E_c I_{z2}} = \frac{1 \cdot 6,9^3}{3 \cdot 32 \cdot 10^9 \cdot 0,693} = 4,938 \cdot 10^{-9} \text{ m}$$

Stanovení tuhosti stěn ve vodorovném směru pro jednotlivá podlaží:

$$k_{x1} = \frac{1}{u_1} = \frac{1}{6,0125 \cdot 10^{-10}} = 1663,2 \cdot 10^6 \text{ N/m} = \mathbf{1663,2 \text{ MN/m}}$$

$$k_{x2} = \frac{1}{u_2} = \frac{1}{4,938 \cdot 10^{-9}} = 202,5 \cdot 10^6 \text{ N/m} = \mathbf{202,5 \text{ MN/m}}$$

Poznámka:

Výsledné tuhosti podpor pro jednotlivá podlaží jsou pro aplikaci na 2D model příliš velké, a tak vzhledem k tomu, že v konstrukci bude docházet k rozvoji trhlin, dotvarování a smršťování, je možné zmenšit výsledné tuhosti odhadem přibližně na 25% vypočtené hodnoty vodorovné deformace obvodové stěny u_i . Současně snížení hodnoty vodorovné tuhosti zahrnuje pokles tuhosti podpor v důsledku otvorů ve stěně 1.NP. Výsledné navrhované hodnoty tuhostí jsou následující:

$$k_{x1} = \mathbf{415,8 \text{ MN/m}}$$

$$k_{x2} = \mathbf{50,6 \text{ MN/m}}$$

B) VÝPOČET AXIÁLNÍ TUHOSTI OBVODOVÉ STĚNY:

$$k_{z1} = \frac{E_c \cdot A}{L_1} = \frac{32 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 1,0}{3,2} = \mathbf{3000 \text{ MN/m}}$$

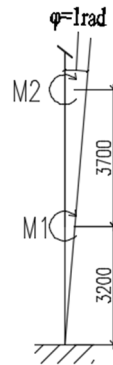
$$k_{z2} = \frac{E_c \cdot A}{L_2} = \frac{32 \cdot 10^3 \cdot 0,25 \cdot 1,0}{6,9} = \mathbf{1159,4 \text{ MN/m}}$$

Poznámka:

Moment setrvačnosti je vypočten 1 bm metr stěny (šířka uložení mezi otvory ve stěně 1.NP).



C) VÝPOČET TUHOSTI V NATOČENÍ V KRAJNÍ PODPOŘE:



(Obr.168 - Model vetknuté obvodové stěny - pootočení)

Rovnice pro výpočet natočení na vetknuté konzole:

$$\varphi = \frac{F \cdot L_i^2}{2 \cdot E_c I_{zi}} \cdot \left(1 - \left(\frac{x}{L_i}\right)^2\right) \Rightarrow x = 0 \Rightarrow F = \frac{2 \cdot E_c I_{zi}}{L_i^2}$$

Moment setrvačnosti:

$$I_{z1} = \frac{b^3 \cdot h}{12} = \frac{0,30^3 \cdot 1,0}{12} = 2,25 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_{z2} = \frac{b^3 \cdot h}{12} = \frac{0,25^3 \cdot 1,0}{12} = 1,302 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Poznámka:

Moment setrvačnosti je vypočten 1 bm metr stěny (šířka uložení mezi otvory ve stěně 1.NP).

Výpočet posouvající síly při jednotkovém pootočení φ :

$$F_1 = \frac{2 \cdot E_c I_{z1}}{L_1^2} = \frac{2 \cdot 32 \cdot 10^3 \cdot 2,25 \cdot 10^{-3}}{3,2^2} = 14,06 \text{ MN}$$

$$F_2 = \frac{2 \cdot E_c I_{z2}}{L_2^2} = \frac{2 \cdot 32 \cdot 10^3 \cdot 1,302 \cdot 10^{-3}}{6,9^2} = 1,75 \text{ MN}$$

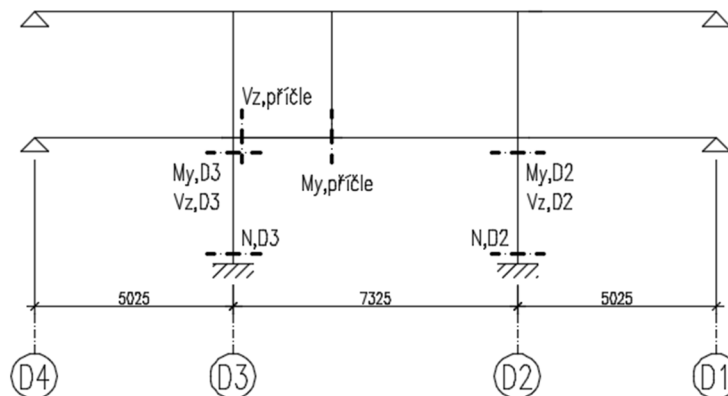
Stanovení tuhosti podpor pro jednotlivá podlží při jednotkovém pootočení:

$$k_{\varphi 1} = \frac{M_1}{\varphi_1} = \frac{F_1 \cdot L_1}{\varphi_1} = \frac{14,06 \cdot 3,2}{1} = 45,0 \text{ MNm/rad}$$

$$k_{\varphi 2} = \frac{M_2}{\varphi_1} = \frac{F_2 \cdot L_2}{\varphi_1} = \frac{1,75 \cdot 6,9}{1} = 12,08 \text{ MNm/rad}$$



7.2.3 VÝSLEDNÉ VNITŘNÍ SÍLY NA VARIANTNÍCH MODELECH



(Obr. 169 - Poloha průřezu pro srovnání hodnot výsledných vnitřních sil na jednotlivých modelech)

Tabulka výsledných vnitřních sil v porovnávacích průřezích pro kombinace 6.10a a 6.10b - MSÚ:

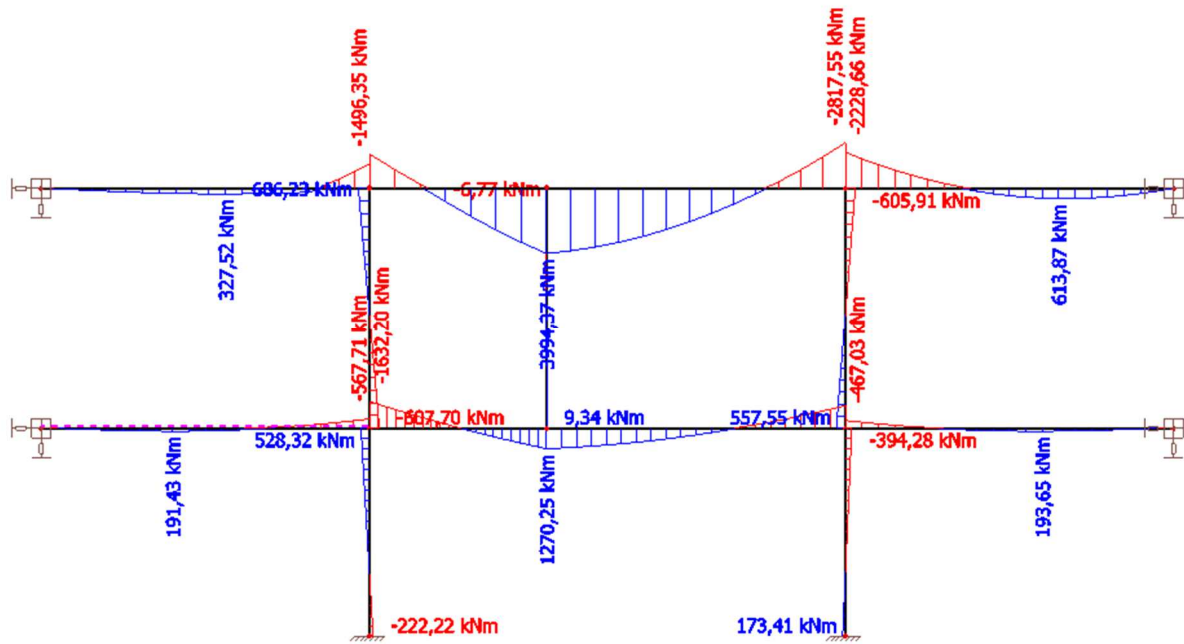
	Rámová příčle		Sloup D2			Sloup D3		
	My [kNm]	Vz [kN]	N [kN]	My [kNm]	Vz [kN]	N [kN]	My [kNm]	Vz [kN]
Model 1	+1290,2	-1300,9	-5581,5	-390,6	-174,4	-6547,1	+506,9	+226,3
Model 2	+1285,3	-1281,7	-5478,0	-439,7	-196,2	-6428,1	+553,5	+247,0
Model 3	+1273,1	-1280,9	-5749,9	-393,5	-177,0	-6401,7	+529,3	+234,8
Model 4	+1279,6	-1278,5	-5742,8	-394,3	-177,3	-6426,9	+528,3	+234,3

Závěr:

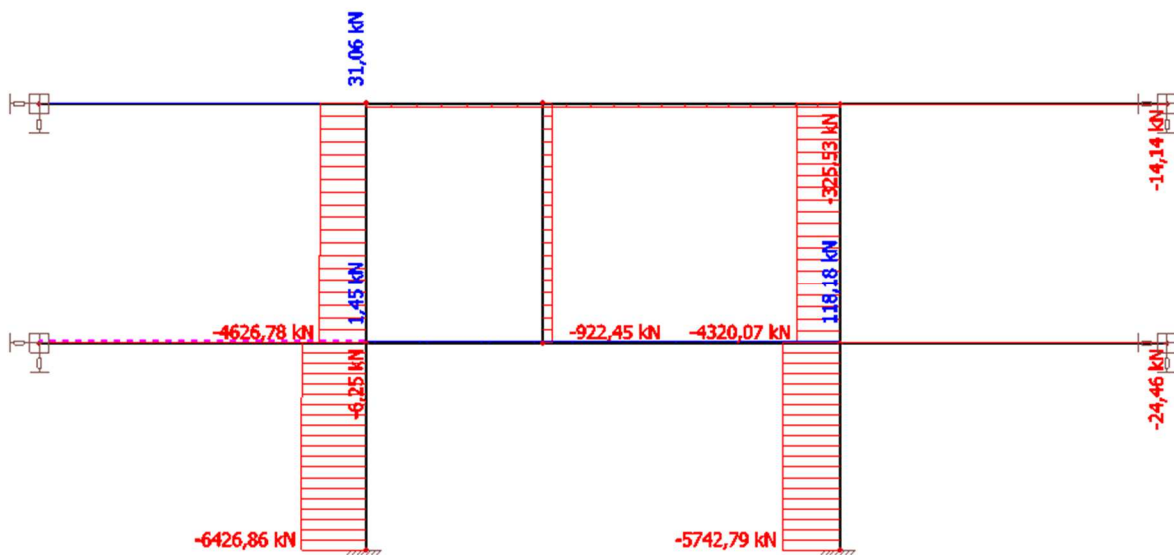
Model č.4 s polotuhými spoji nejvíce odpovídá modelem č.3 s kloubovými podporami v 1.NP a vetknutím v 1.PP. Pro stanovení návrhových vnitřních sil bude použit model č.4 s polotuhým uložením v krajních podporách. Z důvodu bezpečného návrhu bude v krajních podporách navržena ohybová výztuž při horním okraji rámové příčle, neboť model č.2 se simulovaným vetknutím vykazoval nezanedbatelné hodnoty ohybových momentů v krajních podporách.



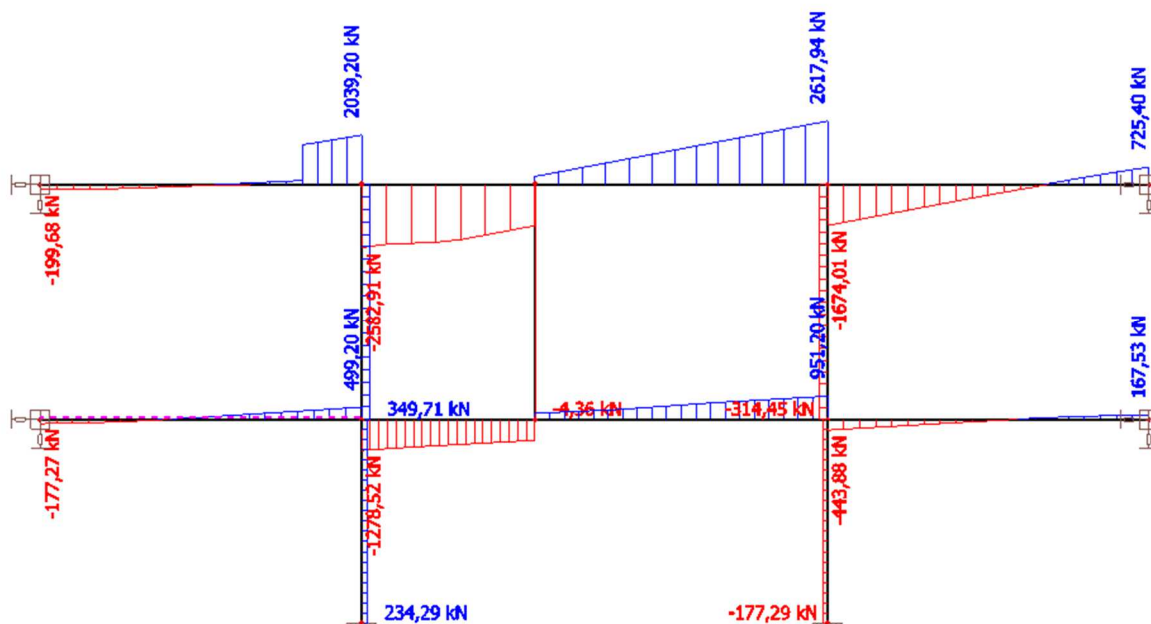
Výsledné hodnoty vnitřních sil na zvoleném modelu č.4:



(Obr. 170 - Výsledné hodnoty ohybových momentů M_y - rámové příčle 800x400 mm - rám 1.PP)



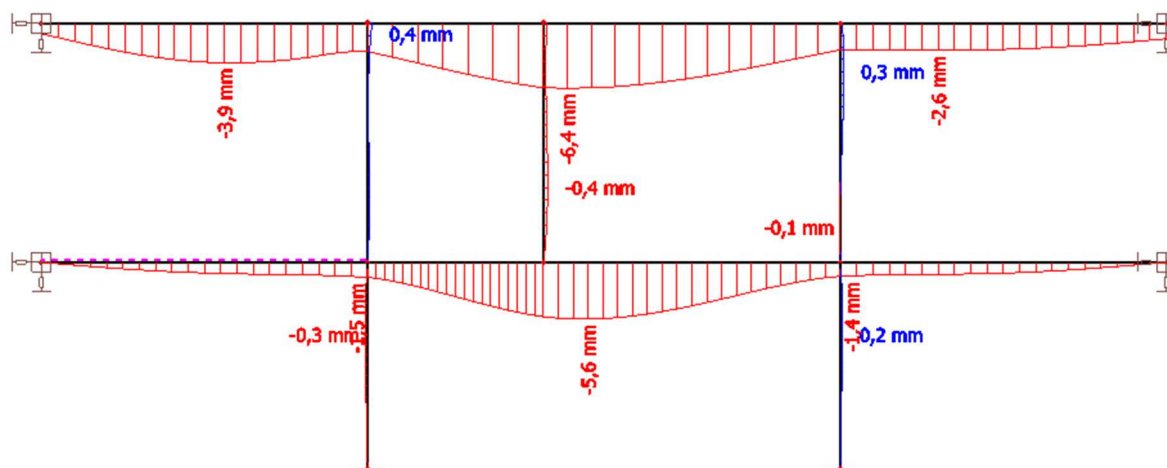
(Obr.171 - Výsledné hodnoty normálových sil N - rámové příčle 800x400 mm - rám 1.PP)



(Obr. 172 - Výsledné hodnoty posouvajících sil V_z - rámová příčle 800x400 mm - rám 1.PP)

7.2.4 ÚPRAVA DIMENZE PRVKŮ RÁMOVÉ KONSTRUKCE 1.PP

Velikost dimenze prvku rámové příčle bude navržen s ohledem na průhyb, který je v nejvíce namáhaném průřezu v prostředním poli pod podélnou stěnou rozhodující. Nejprve bude ověřen průhyb stanovením metodou přibližného průhybu pro dimenzi rámové příčle 800x400 mm navrženou v předběžném návrhu.



(Obr. 172 - Výsledné hodnoty deformací u_z - rámová příčle 800x400 mm - rám 1.PP při kvazistálé kombinaci zatížení)



$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 0,80 \cdot 0,4}{0,4 \cdot 2 + 2 \cdot 0,8} = 0,368m = \mathbf{266,7 \text{ mm}}$$

OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MANSORY STRUCTURES

(Obr.173 - Součinitel dotvarování pro průřez 800x400mm dle ČSN EN 1992-1-1^[9])

$$\varphi(\infty, t_0) = 2,30$$

Efektivní modul pružnosti betonu:

$$E_{c,eff} = \frac{32000}{1 + 2,30} = 9696 \text{ MPa}$$

Součinitel pro dotvarování:

$$k_{creep} = \frac{32000}{9696} = 3,3$$

$$y_{tot} \cong y_{el} \cdot k_{creep} \cdot k_{cracks}$$

$$y_{el} = 4,1 \text{ mm (pružný průhyb vůči podporám sloupů D2 a D3)}$$

$$k_{cracks} \cong 2,75 \Rightarrow \text{konzervativní hodnota (zatížení lokální osamělou silou od stěny 2.NP)}$$

Celkový přibližný výsledný průhyb uprostřed rámové příčle od dotvarování a rozvoje trhlin:

$$y_{tot} \cong y_{el} \cdot k_{creep} \cdot k_{cracks} \cong 4,1 \cdot 3,3 \cdot 2,75 = \mathbf{37,21 \text{ mm}} \Rightarrow \mathbf{NEVYHOVUJE}$$

Kritérium obecné použitelnosti prvku:

$$y_{lim} = \frac{l_{max}}{250} = \frac{7325}{250} = \mathbf{29,3 \text{ mm}}$$

Závěr:

Rámová příčle nevyhovuje na průhyb, bude nutné zvětšit její průřez. Současně ve sloupu D3 se nachází svislá normálová reakce o velikosti $N_{Ed,D3} = 6426,9 \text{ kN}$, která je větší než navrhovaná hodnota únosnosti sloupu o rozměrech 750x300 mm ($N_{Rd} = 5999,4 \text{ kN}$).



7.3 NOVÝ NÁVRH ROZMĚRŮ PŘÍČLE A SLOUPŮ RÁMOVÉ KONSTRUKCE 1.PP

Nový návrh rozměrů sloupu: 1000x300 mm (C35/45)

Nový návrh rozměrů příčle: 850x650 mm (C30/37)

Poznámka:

Návrh rozměrů rámové příčle je navržen s ohledem na zachování minimální podjízdny výšky 2200 mm v podzemních garážích za předpokladu tl. 150 mm skladby pojízdné podlahové konstrukce 1.PP. Současně za účelem snížení velikosti průhybu rámové příčle ve středním poli je navržen sloup o rozměrech 1000x300 mm s vyšší tuhostí. Zároveň je navržen větší průřez z důvodu významného namáhání ohybovým momentem v místě styku s rámovou příčlí. Sloup je navržen jako obdélníkový průřez z důvodu omezení jeho maximální šířky vzhledem k zachování světlé šířky mezi sloupy pro parkovací stání.

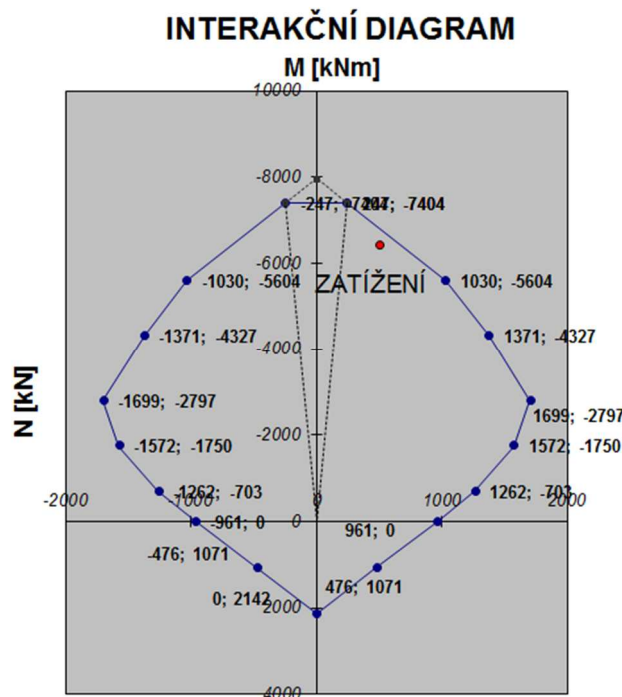
A) PŘEDBĚŽNÉ POSOUZENÍ SLOUP D3:

$N_{Ed,D3} = -6426,9 \text{ kN}$

$M_{Ed,D3} = +508 \text{ kNm}$ (zredukováná hodnota k vnějšímu lící rámové příčle $h_p/2 = 850/2 = 425 \text{ mm}$)

Předpoklad vyztužení:

Symetrická výztuž $4\text{Ø}28 \Rightarrow A_{s1,prov} = 2468 \text{ mm}^2$



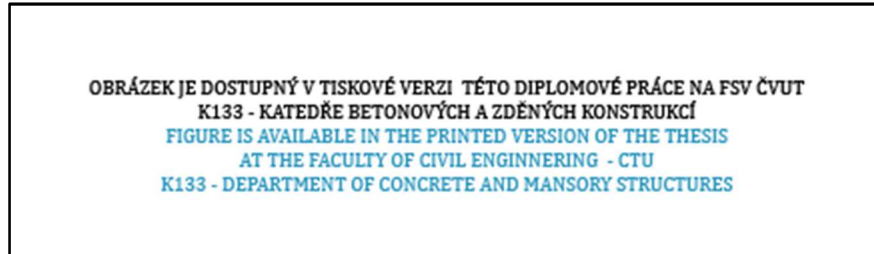
(Obr.174 – Předbežné posouzení interakční diagram M+Nsloupu D3 o rozměrech 1000x300mm)



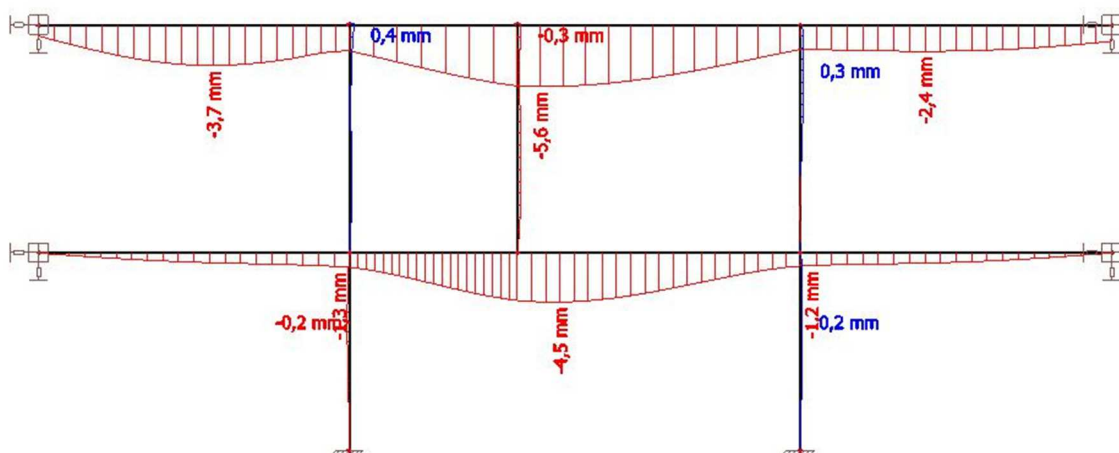
Poznámka:

Předběžné posouzení bylo provedeno ve výpočetním excelovém souboru převzatého [23].

B) POSOUZENÍ PŘIBLIŽNÉHO PRŮHYBU RÁMOVÉ PŘÍČLE 850x650 mm:



(Obr. 175 - Součinitel dotvarování pro průřez 850x650 mm dle ČSN EN 1992-1-1^[9])



(Obr. 176 – výsledná deformace rámové příčle 850x650 mm při kvazistálé kombinaci zatížení)

$$\varphi(\infty, t_0) = 2,14$$

Efektivní modul pružnosti betonu:

$$E_{c,eff} = \frac{32000}{1 + 2,14} = 9696 \text{ MPa}$$

Součinitel pro dotvarování:

$$k_{creep} = \frac{32000}{10191} = 3,14$$

$$y_{tot} \cong y_{el} \cdot k_{creep} \cdot k_{cracks}$$

$$y_{el} = 3,3 \text{ mm (pružný průhyb vůči podporám sloupů D2 a D3)}$$

$$k_{cracks} \cong 2,75 \Rightarrow \text{konzervativní hodnota (zatížení lokální osamělou silou od stěny 2.NP)}$$

Celkový přibližný výsledný průhyb uprostřed rámové příčle od dotvarování a rozvoje trhlin:

$$y_{tot} \cong y_{el} \cdot k_{creep} \cdot k_{cracks} \cong 3,3 \cdot 3,14 \cdot 2,75 = \mathbf{28,49 \text{ mm}}$$

Kritérium obecné použitelnosti prvku:



$$y_{lim} = \frac{l_{max}}{250} = \frac{7325}{250} = 29,3 \text{ mm}$$

Posouzení:

$$y_{tot} \leq y_{lim}$$

28,49 ≤ 29,3 [mm] => VYHOVUJE

Závěr:

Návrh rámová příčle rámové konstrukce 1.PP:

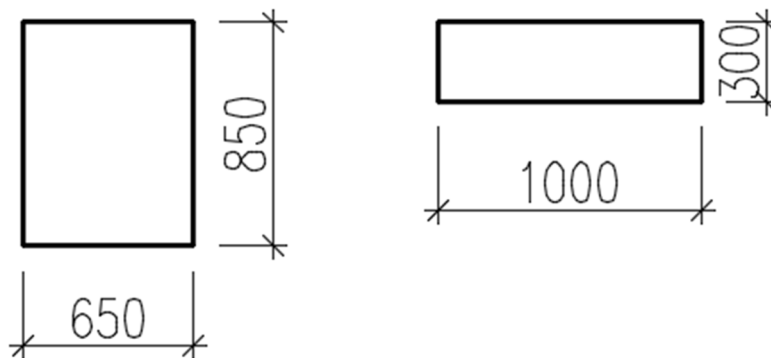
$h_p = 850 \text{ mm}$

$b_p = 650 \text{ mm}$

Návrh sloup D2 a D3 rámová příčle:

$h_c = 1000 \text{ mm}$

$b_c = 300 \text{ mm}$



Poznámka:

Výsledné vnitřní návrhové síly na rámové konstrukci 1.PP jsou uvedeny v následující kapitole 8.1.



8 NÁVRH RÁMOVÉ KONSTRUKCE – MSÚ

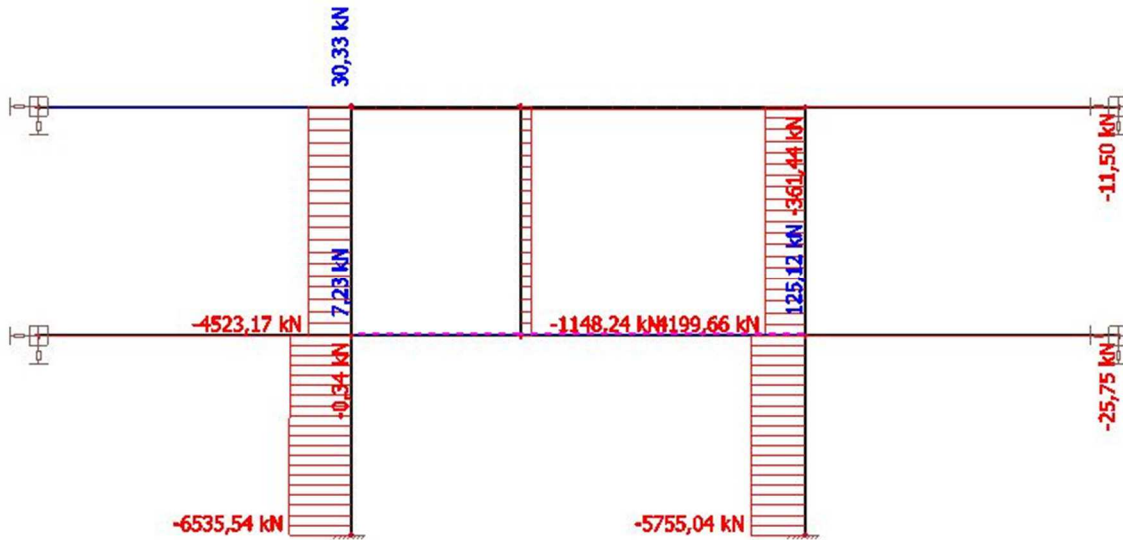
V podrobném návrhu rámové konstrukce 1.PP na ose D bude navržena hlavní nosná a smyková výztuž rámové příčle a podélná nosná výztuž sloupů D2 a D3.

8.1 VÝLEDNÉ VNITŘNÍ NÁVRHOVÉ SÍLY RÁMOVÁ KCE.

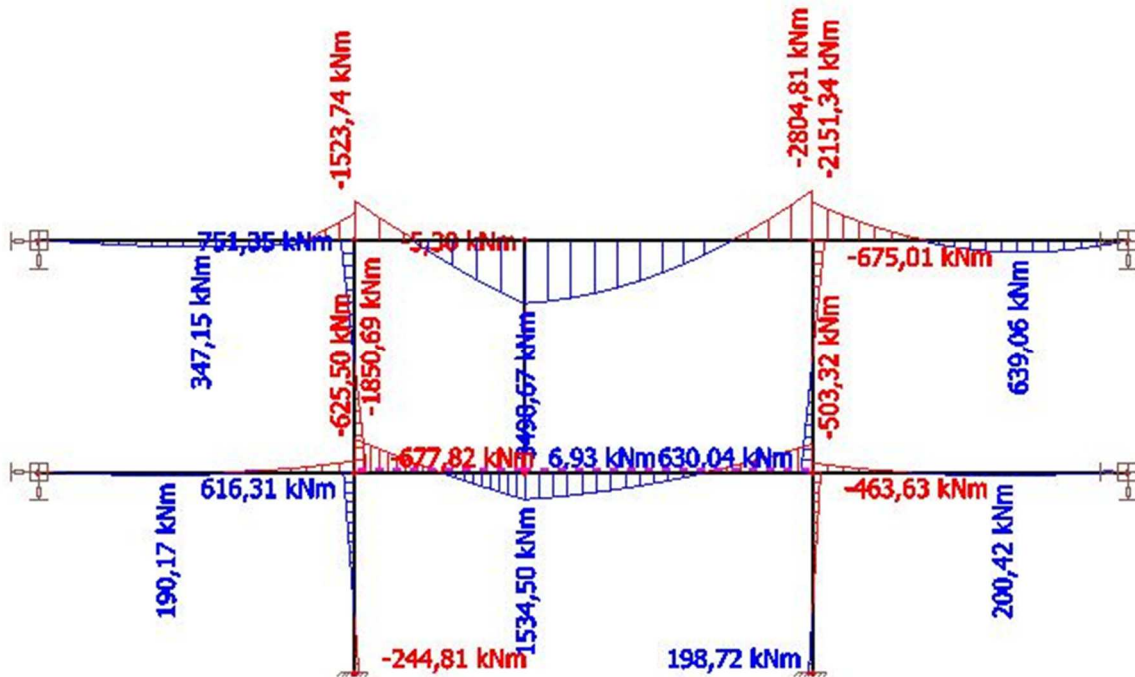
Návrhové vnitřní síly na nosném rámu 1.PP pro obálku kombinací 6.10a a 6.10b dle ČSN EN 1990 zatížení na MSÚ pro zatěžovací stavy uvažované v předchozí kapitole:



(Obr.177 - Výsledné hodnoty posouvajících sil V_z – rámové příčle 850x650 mm - rám 1.PP)



(Obr.178 - Výsledné hodnoty normálových sil N - rámové přičle 850x650 mm - rám 1.PP)



(Obr.179 - Výsledné hodnoty ohybových momentů M_y - rámové přičle 850x650 mm - rám 1.PP)



8.2 NÁVRH RÁMOVÉ PŘÍČLE 1.PP - MSÚ OHYB JEDNOSTRANNĚ VYZTUŽENÝ PRŮŘEZ

A) VSTUPNÍ PARAMETRY VÝPOČTU:

Rozměry průřezu: $h_p = 850 \text{ mm}$

$b_p = 650 \text{ mm}$

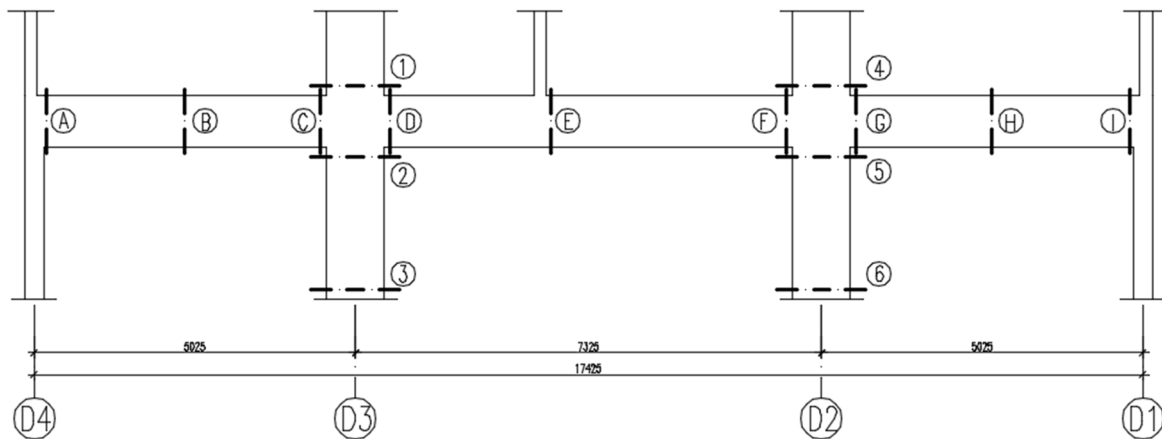
Rozpětí průvlaku: $l = 7325 \text{ mm}$

Materiály: Beton C 30/37 - $f_{cd} = 20 \text{ MPa}$, $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$, $\alpha_{cc} = 1,0$, $\eta = 1,0$, $\lambda = 0,8$

Ocel B500B - $f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$, $\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{434,78}{200} = 2,175\text{‰}$

$$\xi_{bal,1} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} = \frac{3,5}{3,5 + 2,175} = 0,617$$

Krycí vrstva: $c = 35 \text{ mm}$ – prostředí XC3



(Obr.180 – Poloha posuzovaných průřezů na rámové konstrukci 1.PP – osa D)

8.2.1 VÝPOČET V PRŮŘEZU E (VNITŘNÍ POLE)

A) VSTUPNÍ PARAMETRY VÝPOČTU:

Návrhová vnitřná síla v průřezu E: $M_{Ed} = 1534,5 \text{ kNm}$

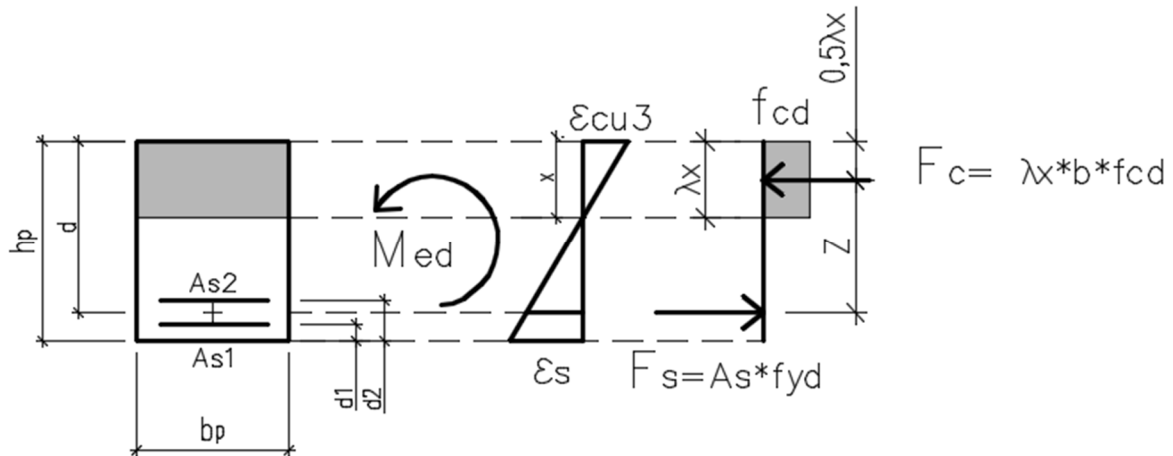
B) NÁVRH OHYBOVÉ VÝZTUŽE PŘÍMÝM VÝPOČTEM - VNITŘNÍ POLE:

Účinná výška průřezu:

$$d = h_p - c - \phi_{sw} - 0,5 \cdot \phi_{sl} = 850 - 35 - 10 - 0,5 \cdot 28 = 791 \text{ mm}$$

=>Předpoklad průměru hl. nosné výztuže $\phi_{sl} = 28 \text{ mm}$

=>Předpoklad průměru výztuže třmínek $\phi_{sw} = 10 \text{ mm}$



(Obr.181 – Posouzení únosnosti průřezu)

Minimální nutná plocha výztuže:

$$A_{s,min,req} = \frac{d \cdot b_p \cdot \eta \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{Ed}}{b_p \cdot d^2 \cdot \eta \cdot f_{cd}}} \right)$$

$$A_{s,min,req} = \frac{0,791 \cdot 0,65 \cdot 1,0 \cdot 20}{434,78} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,5345}{0,65 \cdot 0,791^2 \cdot 1,0 \cdot 20}} \right) = 49,87 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

NÁVRH VÝZTUŽE 12 Ø 28 => A_{s,prov} = 7390 mm²

Návrh výztuže ve dvou řadách:

1.ŘADA - 6 Ø 28 --> A_{s1} = 3695 mm²

2.ŘADA - 6 Ø 28 --> A_{s2} = 3695 mm²

CELKEM VÝZTUŽ - A_{s,prov} = A_{s1} + A_{s2} = 3695 + 3695 = 7390 mm²

Kontrola šířky rámové příčle:

$$b_{min} = 2 \cdot c + 6 \cdot \phi_{sl} + 2 \cdot \phi_{sw} + 5 \cdot 1,2 \cdot \phi_{sl} = 2 \cdot 35 + 6 \cdot 28 + 2 \cdot 10 + 5 \cdot 1,2 \cdot 28 = 426,2 \text{ mm}$$

b_{min} = 426,2 mm < b_p = 650 mm => **VYHOVUJE**

Posouzení plochy navržené ohybové výztuže:

$$A_{s,prov} = 7390 \text{ mm}^2 > A_{s,min,req} = 4987 \text{ mm}^2 => \text{VYHOVUJE}$$

Poznámka:

Průřez je navržen jako silně vyztužený z důvodu splnění požadavků návrhu průřezu na mezní stavy použitelnosti. Současně je nutné průřez silně vyztužit z důvodu omezení velikosti napětí v krajních tlačných vláknech průřezu, jelikož se předpokládá, že v průřezu budou vznikat vysoké hodnoty napětí v tlačené části průřezu z důvodu



působení osamělé síly od svislé reakce středové stěny nacházející se mezi osami D2 a D3.

Výpočet těžiště ohybové výztuže:

-Předpoklad plného využití ohybové výztuže v obou řadách při spodním okraji průřezu.

$$d_1 = c + \phi_{sw} + \frac{\phi_{sl}}{2} = 35 + 10 + \frac{28}{2} = 59 \text{ mm}$$

$$d_2 = c + \phi_{sw} + \phi_{sl} + 1,2 \cdot \phi_{sl} + \frac{\phi_{sl}}{2} = 35 + 10 + 28 + 1,2 \cdot 28 + \frac{28}{2} = 120,6 \text{ mm}$$

$$h_{1,2} = \frac{6 \cdot d_1 + 6 \cdot d_2}{12} = \frac{6 \cdot 59 + 6 \cdot 120,6}{12} = \mathbf{89,8 \text{ mm}}$$

Účinná výška průřezu pro střed těžiště výztuže:

$$d = h_p - h_{1,2} = 850 - 89,8 = 760,2 \cong 760 \text{ mm}$$

Návrh konstrukční výztuže:

Tlačený okraj průřezu: Návrh **6Ø18** -> $A_{s3} = 1272 \text{ mm}^2$

Středová část průřezu: Návrh **6Ø10** -> $A_{s4} = 471 \text{ mm}^2$

Celková plocha výztuže v průřezu:

$$A_{s,celkem} = A_{s1} + A_{s2} + A_{s3} + A_{s4} = 3695 + 3695 + 1272 + 471 = \mathbf{9132 \text{ mm}^2}$$

C) KONTROLA VYZTUŽENÍ PŘÍČLE - VNITŘNÍ POLE

Posouzení míry vyztužení:

Minimální plocha výztuže:

$$A_{s,min} = \max\left\{A_{s,min} \geq \frac{0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_p \cdot d}{f_{yk}}; A_{s,min} = 0,0013 \cdot b_p \cdot d\right\}$$

$$A_{s,min} \geq \frac{0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_p \cdot d}{f_{yk}} = \frac{0,26 \cdot 2,9 \cdot 0,65 \cdot 0,76}{500} = 7,449 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{s,min} \geq 0,0013 \cdot b_p \cdot d = 0,0013 \cdot 0,65 \cdot 0,76 = 6,422 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow A_{s,min} = \max\{744,9; 644,2\} = \mathbf{744,9 \text{ mm}^2}$$

Posouzení minimální plochy ohybové výztuže:

$$A_{s,prov} = 7390 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = \mathbf{744,9 \text{ mm}^2} \Rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

Maximální plocha veškeré výztuže v průřezu:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot b_p \cdot h_p = 0,04 \cdot 0,65 \cdot 0,85 = 0,0221 \text{ m}^2 = \mathbf{22 \ 100 \text{ mm}^2}$$

$$A_{s,celkem} = 9132 \text{ mm}^2 \leq A_{s,max} = \mathbf{22100 \text{ mm}^2} \Rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

Minimální světlá vzdálenost ohybové výztuže:

$$s_n = \max\{1,2 \cdot \phi_{l,max}; d_g + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm}\} = \max\{1,2 \cdot 28; 16 + 5; 20\} = \max\{33,6; 21; 20\}$$

$$= \mathbf{33,6 \text{ mm}}$$

**D) POSOUZENÍ JEDNOSTRANNĚ VÝZTUŽENÉHO PRŮŘEZU BEZ ZAPOČTENÍ TLAČENÉ VÝZTUŽE - VNITŘNÍ POLE**

Je předpokládáno maximální využití obou řad spodní tažené výztuže v průřezu. $\varepsilon_{s1} \geq \varepsilon_{yd}$; $\varepsilon_{s2} \geq \varepsilon_{yd}$. Výpočet polohy neutrální osy je proveden s uvažováním účinné výšky průřezu od těžiště spodní tažené výztuže. Horní tlačená konstrukční výztuž není uvažována ve výpočtu. Moment na mezi únosnosti průřezu je vypočten s předpokladem ramene vnitřních sil od těžiště spodní tažené výztuže.

OVĚŘENÍ PŘEDPOKLADŮ PRO VÝPOČET:

Nový výpočet polohy neutrální osy:

$$x = \frac{(A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd}}{b_p \cdot \lambda \cdot f_{cd} \cdot \eta} = \frac{73,90 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78}{0,65 \cdot 0,8 \cdot 20 \cdot 1,0} = \mathbf{0,309 \text{ m}}$$

Kontrola výšky tlačené oblasti:

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{0,309}{0,760} = 0,407 \leq \xi_{bal,1} = 0,450 \Rightarrow \mathbf{VYHOVUJE} \Rightarrow \sigma_{s1,2} = f_{yd}$$

Rameno vnitřních sil:

$$z_1 = d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x = 0,760 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,309 = 0,6264 \text{ m} = \mathbf{626,4 \text{ mm}}$$

VÝPOČET ÚNOSNOSTI PRŮŘEZU:

Moment na mezi únosnosti:

$$M_{Rd} = A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot z_1$$

$$M_{Rd} = 73,9 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 \cdot 0,6264 = \mathbf{2012,6 \text{ kNm}}$$

Posouzení:

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

$$\mathbf{2012,6 \geq 1534,5 \text{ [kNm]} \rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}}$$

Využití: 76,24 %

Poznámka:

Stanovením momentu únosnosti v kritickém průřezu E je možné si všimnout cca 25 % předimenzování hodnoty únosnosti průřezu z důvodu omezení tlakových napětí v krajních vláknech průřezu a vyhovění dalším omezujícím podmínkám mezních stavů použitelnosti.



8.2.2 VÝPOČET V PRŮŘEZU C A D – (SLOUP D3)

A) VSTUPNÍ PARAMETRY VÝPOČTU:

Návrhové vnitřní síly v průřezu C a D: $M_{Ed,C} = -1850,7 \text{ kNm}$; $M_{Ed,D} = -625,5 \text{ kNm}$
 $\Rightarrow M_{Ed,C} = -1850,7 \text{ kNm}$

Redukce nadpodporového momentu k vnějšímu líci sloupu D3:

$$M_{Ed,red} = \max\{M_{Ed,fac}; 0,65M_{Ed,fix}\}$$

$$M_{Ed,C} = M_{Ed,sup} = -1850,7 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,fac} \approx M_{Ed,sup} - V_{Ed} \cdot t \approx M_{Ed,sup} - 1461,5x - 157,8 \frac{x^2}{2} =$$
$$= -1850,7 - 1461,5(0,5) - 157,8 \frac{0,5^2}{2} = 1139,67 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,red} = \max\{1139,7; 1202,95\} = 1202,95 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,red} = M_{Ed}$$

(momentová síla ve vzdálenosti 0,50m od střednice teoretické podpory)

B) NÁVRH OHYBOVÉ VÝZTUŽE PŘÍMÝM VÝPOČTEM – PRŮŘEZ C,D

Účinná výška průřezu:

$$d = h_p - c - \phi_{sw} - 0,5 \cdot \phi_{sl} = 850 - 35 - 10 - 0,5 \cdot 28 = 791 \text{ mm}$$

---> Předpoklad průměru hl. nosné výztuže $\phi_{sl} = 28 \text{ mm}$

---> Předpoklad průměru výztuže třmíneků $\phi_{sw} = 10 \text{ mm}$

Maximální přípustná výška tlačené oblasti v průřezu:

Minimální nutná plocha výztuže:

$$A_{s,min,req} = \frac{0,791 \cdot 0,65 \cdot 1,0 \cdot 20}{434,78} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,203}{0,65 \cdot 0,791^2 \cdot 1,0 \cdot 20}} \right) = 3,803 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

NÁVRH VÝZTUŽE 8 Ø 28 => $A_{s,prov} = 4926 \text{ mm}^2$

Návrh výztuže ve dvou řadách:

1.ŘADA - 6 Ø 28 --> $A_{s1} = 3695 \text{ mm}^2$

2.ŘADA - 2 Ø 28 --> $A_{s2} = 1232 \text{ mm}^2$

Posouzení plochy navržené ohybové výztuže:

$$A_{s,prov} = 4926 \text{ mm}^2 > A_{s,min,req} = 3803 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Kontrola šířky rámové příčle:

$$b_{min} = 2 \cdot c + 6 \cdot \phi_{sl} + 2 \cdot \phi_{sw} + 5 \cdot 1,2 \cdot \phi = 2 \cdot 35 + 6 \cdot 28 + 2 \cdot 10 + 5 \cdot 1,2 \cdot 28 =$$
$$= 426 \text{ mm}$$

$$b_{min} = 426 \text{ mm} < b_p = 650 \text{ mm} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Výpočet těžiště ohybové výztuže:

-Předpoklad plného využití ohybové výztuže v obou řadách při spodním okraji průřezu.

$$d_1 = c + \phi_{sw} + \frac{\phi_{sl}}{2} = 35 + 10 + \frac{28}{2} = 59 \text{ mm}$$

$$d_2 = c + \phi_{sw} + \phi_{sl} + 1,2 \cdot \phi_{sl} + \frac{\phi_{sl}}{2} = 35 + 10 + \frac{28}{2} + 1,2 \cdot 28 + \frac{28}{2} = 120,6 \text{ mm}$$

$$d_2 = 120,6 \text{ mm}$$

$$h_{1,2} = \frac{6 \cdot d_1 + 2 \cdot d_2}{8} = \frac{6 \cdot 59 + 2 \cdot 120,6}{8} = 74,4 \text{ mm}$$

Účinná výška průřezu pro střed těžiště výztuže:

$$d = h_p - h_{1,2} = 850 - 74,4 = 775,6 \cong 776 \text{ mm}$$

Návrh konstrukční výztuže:

Tlačený okraj průřezu: Návrh **6 Ø 14** -> $A_{s,3} = 924 \text{ mm}^2$

Středová část průřezu: Návrh **6 Ø 10** -> $A_{s,4} = 471 \text{ mm}^2$

Celková plocha výztuže v průřezu:

$$A_{s,\text{celkem}} = A_{s,1} + A_{s,2} + A_{s,3} + A_{s,4} = 4926 + 924 + 471 = 6321 \text{ mm}^2$$

C) KONTROLA VYZTUŽENÍ PŘÍČLE

Posouzení míry vyztužení:

Minimální plocha výztuže:

$$A_{s,\text{min}} \geq \frac{0,26 \cdot 2,9 \cdot 0,65 \cdot 0,776}{500} = 7,606 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{s,\text{min}} \geq 0,0013 \cdot 0,65 \cdot 0,776 = 6,557 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow A_{s,\text{min}} = \max\{760,6; 655,7\} = 760,6 \text{ mm}^2$$

Posouzení minimální plochy ohybové výztuže:

$$A_{s,\text{prov}} = 4926 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{min}} = 760,6 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Maximální plocha veškeré výztuže v průřezu:

$$A_{s,\text{max}} = 0,04 \cdot 0,65 \cdot 0,85 = 0,0221 \text{ m}^2 = 22100 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\text{celkem}} = 6321 \text{ mm}^2 \leq A_{s,\text{max}} = 22100 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Minimální světlá vzdálenost ohybové výztuže:

$$s_n = \max\{1,2 \cdot 28; 116 + 5; 20\} = \max\{33,6; 21; 2\} = 33,6 \text{ mm}$$

**D) POSOUZENÍ JEDNOSTRANNĚ VÝZTUŽENÉHO PRŮŘEZU BEZ ZAPOČTENÍ
TLAČENÉ VÝZTUŽE - PRŮŘEZ C a D**Výpočet polohy neutrální osy:

$$x = \frac{A_{s,prov} \cdot f_{yd}}{b_p \cdot \lambda \cdot f_{cd}} = \frac{49,26 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78}{0,65 \cdot 0,8 \cdot 20} = \mathbf{0,206\ m}$$

Kontrola výšky tlačené oblasti:

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{0,206}{0,776} = 0,265 \leq \xi_{bal,1} = 0,450 \Rightarrow \mathbf{VYHOVUJE} \Rightarrow \varepsilon_{s1} > \varepsilon_{yd} = 1,704\ ‰$$

Rameno vnitřních sil:

$$z = d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x = 0,776 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,206 = 0,6936\ m = \mathbf{693,6\ mm}$$

Výpočet únosnosti průřezu:Moment na mezi únosnosti:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z = 49,26 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 \cdot 0,6936 = \mathbf{1485,5\ kNm}$$

Posouzení:

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

$$\mathbf{1485,5 \geq 1203,0\ [kNm] \text{ ---> VYHOVUJE}}$$

Využití: 80,98 %



8.2.3 VÝPOČET V PRŮŘEZU F A G – (SLOUP D2)

A) VSTUPNÍ PARAMETRY VÝPOČTU

Návrhové vnitřní síly v průřezu C a D: $M_{Ed,F} = 758,7 \text{ kNm}$; $M_{Ed,G} = -503,3 \text{ kNm}$
 $\Rightarrow M_{Ed} = -1551,9 \text{ kNm}$

Redukce nadpodporového momentu k vnějšímu líci svislé kce. sloupu D2:

$$M_{Ed,red} = \max\{M_{Ed,fac}; 0,65M_{Ed,fix}\}$$

$$M_{Ed,fac} \approx M_{Ed,sup} - V_{Ed} \cdot t \approx M_{Ed,sup} - 1059,6x - 160,2 \frac{x^2}{2} =$$

$$= 1551,9 - 1059,6(0,5) - 160,2 \frac{0,5^2}{2} = \phi_{sl}$$

$$M_{Ed,red} = \max\{1002,8; 1008,7\} = \mathbf{1008,7 \text{ kNm}}$$

$$M_{Ed,red} = M_{Ed}$$

$$\mathbf{M_{Ed} = -1008,7 \text{ kNm}}$$

(momentová síla ve vzdálenosti 0,50m od střednice teoretické podpory)

B) NÁVRH OHYBOVÉ VÝZTUŽE PŘÍMÝM VÝPOČTEM - VNITŘNÍ POLE

Účinná výška průřezu:

$$d = h_p - c - \phi_{sw} - 0,5 \cdot \phi_{sl} = 800 - 35 - 10 - 0,5 \cdot 28 = \mathbf{791 \text{ mm}}$$

---> Předpoklad průměru hl. nosné výztuže $\phi_{sl} = 28 \text{ mm}$

---> Předpoklad průměru výztuže třmíneků $\phi_{sw} = 10 \text{ mm}$

Minimální nutná plocha výztuže:

$$A_{s,min,req} = \frac{0,791 \cdot 0,65 \cdot 1,0 \cdot 20}{434,78} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,0087}{0,65 \cdot 0,791^2 \cdot 1,0 \cdot 20}} \right) = \mathbf{3,142 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2}$$

$$\mathbf{NÁVRH VÝZTUŽE 8 \phi 25 \Rightarrow A_{s,prov} = 3927 \text{ mm}^2}$$

Návrh výztuže ve dvou řadách:

$$\mathbf{1.ŘADA - 6 \phi 25 \rightarrow A_{s1} = 2945 \text{ mm}^2}$$

$$\mathbf{2.ŘADA - 2 \phi 25 \rightarrow A_{s2} = 982 \text{ mm}^2}$$

Posouzení plochy navržené ohybové výztuže:

$$\mathbf{A_{s,prov} = 3927 \text{ mm}^2 > A_{s,min,req} = 3142 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}}$$

Kontrola šířky rámové příčle:

$$b_{min} = 2 \cdot c + 6 \cdot \phi_{sl} + 2 \cdot \phi_{sw} + 5 \cdot 1,2 \cdot \phi = 2 \cdot 35 + 6 \cdot 25 + 2 \cdot 10 + 5 \cdot 1,2 \cdot 25 = \\ = \mathbf{390 \text{ mm}}$$

$$b_{min} = 390 \text{ mm} < b_p = \mathbf{650 \text{ mm} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}}$$



Výpočet těžiště ohybové výztuže:

-Předpoklad plné využití ohybové výztuže v obou řadách při spodním okraji průřezu.

$$d_1 = c + \varnothing_{sw} + \frac{\varnothing_{sl}}{2} = 35 + 10 + \frac{25}{2} = 57,5 \text{ mm}$$

$$d_2 = c + \varnothing_{sw} + \frac{\varnothing_{sl}}{2} + 1,2 \cdot \varnothing_{sl} + \frac{\varnothing_{sl}}{2} = 35 + 10 + \frac{25}{2} + 1,2 \cdot 25 + \frac{25}{2} = 100 \text{ mm}$$

$$h_{1,2} = \frac{6 \cdot d_1 + 2 \cdot d_2}{8} = \frac{6 \cdot 57,5 + 2 \cdot 100}{8} = \mathbf{68,1 \text{ mm}}$$

Účinná výška průřezu pro střed těžiště výztuže:

$$d = h_p - h_{1,2} = 850 - 68,1 = 781,9 \cong \mathbf{782 \text{ mm}}$$

Návrh konstrukční výztuže:

Tlačený okraj průřezu: Návrh **6 Ø 14** -> $A_{s,3} = 924 \text{ mm}^2$

Středová část průřezu: Návrh **6 Ø 10** -> $A_{s,4} = 471 \text{ mm}^2$

Celková plocha výztuže v průřezu:

$$A_{s,celkem} = A_{s,1} + A_{s,2} + A_{s,3} + A_{s,4} = 2945 + 982 + 924 + 471 = \mathbf{5322 \text{ mm}^2}$$

C) KONTROLA VYZTUŽENÍ PŘÍČLE

Posouzení míry vyztužení:

Minimální plocha výztuže:

$$A_{s,min} \geq \frac{0,26 \cdot 2,9 \cdot 0,65 \cdot 0,782}{500} = \mathbf{7,655 \cdot 10^{-4} m^2}$$

$$A_{s,min} \geq 0,0013 \cdot 0,65 \cdot 0,782 = \mathbf{6,607 \cdot 10^{-4} m^2}$$

$$\Rightarrow A_{s,min} = \max\{765,5; 660,7\} = \mathbf{765,5 \text{ mm}^2}$$

Posouzení minimální plochy ohybové výztuže:

$$A_{s,prov} = 4310 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = \mathbf{765,5 \text{ mm}^2} \Rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

Maximální plocha veškeré výztuže v průřezu:

$$A_{s,max} = 22 \text{ 100 } \text{ mm}^2$$

$$A_{s,celkem} = 5322 \text{ mm}^2 \leq A_{s,max} = \mathbf{22 \text{ 100 } \text{ mm}^2} \Rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

Minimální světlá vzdálenost ohybové výztuže:

$$s_n = \max\{1, 2 \cdot 25; 16 + 5; 20\} = \max\{30, 6; 21; 20\} = \mathbf{30 \text{ mm}}$$

**D) POSOUZENÍ JEDNOSTRANNĚ VYZTUŽENÉHO PRŮŘEZU BEZ ZAPOČTENÍ
TLAČENÉ VYZTUŽE - PRŮŘEZ F a G**



OVĚŘENÍ PŘEDPOKLADŮ PRO VÝPOČET:

Výpočet polohy neutrální osy:

$$x = \frac{A_{s,prov} \cdot f_{yd}}{b_p \cdot \lambda \cdot f_{cd}} = \frac{39,27 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78}{0,65 \cdot 0,8 \cdot 20} = \mathbf{0,164 \text{ m}}$$

Kontrola výšky tlačené oblasti:

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{0,164}{0,782} = 0,210 \leq \xi_{bal,1} = 0,450 \Rightarrow \mathbf{VYHOVUJE} \Rightarrow \varepsilon_{s1} \Rightarrow \varepsilon_{yd} = 3,363 \text{ ‰}$$

Rameno vnitřních sil:

$$z = d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x = 0,782 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,164 = 0,7164 \text{ m} = \mathbf{716,4 \text{ mm}}$$

Výpočet únosnosti průřezu:

Moment na mezi únosnosti:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z = 39,27 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 \cdot 0,7164 = \mathbf{1237,8 \text{ kNm}}$$

Posouzení:

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

$$\mathbf{1223,1 \geq 1008,7 \text{ [kNm]} \Rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}}$$

Využití: 82,47 %



8.2.4 VÝPOČET V PRŮŘEZU A A I – OSA D1,D4 (KRAJNÍ PODPORA)

Pro bezpečný návrh bude navržena výztuž v krajních podporách při uvážení uložení rámové příčle do obvodové suterénní stěny jako vetknutí.

A) VSTUPNÍ NÁVRHOVÉ HODNOTY VÝPOČTU:

Návrhové vnitřní síly v průřezu A: $M_{Ed,A} = -491,8 \text{ kNm}$

Návrhové vnitřní síly v průřezu I: $M_{Ed,I} = -472,0 \text{ kNm}$

$M_{Ed} = -491,8 \text{ kNm}$

B) NÁVRH OHYBOVÉ VÝZTUŽE PŘÍMÝM VÝPOČTEM:

Účinná výška průřezu:

$$d = h_p - c - \phi_{sw} - 0,5 \cdot \phi_{sl} = 850 - 35 - 10 - 0,5 \cdot 20 = 795 \text{ mm}$$

---> Předpoklad průměru hl. nosné výztuže $\phi_{sl} = 20 \text{ mm}$

---> Předpoklad průměru výztuže třmínků $\phi_{sw} = 10 \text{ mm}$

Minimální nutná plocha výztuže:

$$A_{s,min,req} = \frac{0,795 \cdot 0,65 \cdot 1,0 \cdot 20}{434,78} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0,4918}{0,65 \cdot 0,795^2 \cdot 1,0 \cdot 20}} \right) = 1,468 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

NÁVRH VÝZTUŽE 6Ø20=> $A_{s,prov} = 1885 \text{ mm}^2$

Posouzení plochy navržené ohybové výztuže:

$A_{s,prov} = 1885 \text{ mm}^2 > A_{s,min,req} = 1468 \text{ mm}^2 \Rightarrow$ **VYHOVUJE**

Kontrola šířky rámové příčle:

$$b_{min} = 2 \cdot c + 6 \cdot \phi_{sl} + 2 \cdot \phi_{sw} + 5 \cdot s_n = 2 \cdot 35 + 6 \cdot 20 + 2 \cdot 10 + 5 \cdot 27 = 415 \text{ mm}$$

Minimální světlá vzdálenost ohybové výztuže:

$$s_n = \max\{1, 2 \cdot 20; 16 + 5; 20\} = \max\{24; 21; 2\} = 24 \text{ mm}$$

$b_{min} = 415 \text{ mm} < b_p = 650 \text{ mm} \Rightarrow$ **VYHOVUJE**

Návrh konstrukční výztuže:

Tlačený okraj průřezu: Návrh **4Ø12**-> $A_{s,2} = 452 \text{ mm}^2$

Středová část průřezu: Návrh **2Ø10** -> $A_{s,3} = 157 \text{ mm}^2$

Celková plocha výztuže v průřezu:

$$A_{s,celkem} = A_{s,1} + A_{s,2} + A_{s,3} = 1527 + 452 + 157 = 2494 \text{ mm}^2$$

C) KONTROLA VYZTUŽENÍ PŘÍČLE

Posouzení míry vyztužení:



Minimální plocha výztuže:

$$A_{s,min} \geq \frac{0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_p \cdot d}{f_{yk}} = \frac{0,26 \cdot 2,9 \cdot 0,65 \cdot 0,795}{500} = 7,792 \cdot 10^{-4} m^2$$

$$A_{s,min} \geq 0,0013 \cdot b_p \cdot d = 0,0013 \cdot 0,65 \cdot 0,795 = 6,717 \cdot 10^{-4} m^2$$

$$\Rightarrow A_{s,min} = \max\{779,2; 671,7\} = \mathbf{779,2 \text{ mm}^2}$$

Posouzení minimální plochy ohybové výztuže:

$$A_{s,prov} = 1885 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = \mathbf{779,2 \text{ mm}^2} \Rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

Maximální plocha veškeré výztuže v průřezu:

$$A_{s,max} = 22 \text{ } 100 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,celkem} = 2494 \text{ mm}^2 \leq A_{s,max} = \mathbf{19200 \text{ mm}^2} \Rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

D) POSOUZENÍ JEDNOSTRANNĚ VÝZTUŽENÉHO PRŮŘEZU BEZ ZAPOČTENÍ TLAČENÉ VÝZTUŽE - PRŮŘEZ C a D

OVĚŘENÍ PŘEDPOKLADŮ PRO VÝPOČET:

Výpočet polohy neutrální osy:

$$x = \frac{A_{s,prov} \cdot f_{yd}}{b_p \cdot \lambda \cdot f_{cd}} = \frac{18,85 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78}{0,65 \cdot 0,8 \cdot 20} = \mathbf{0,078 \text{ m}}$$

Kontrola výšky tlačené oblasti:

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{0,078}{0,795} = 0,093 \leq \xi_{bal,1} = 0,450 \Rightarrow \mathbf{VYHOVUJE} \Rightarrow \varepsilon_{s1} > \varepsilon_{yd} = 2,175 \text{ ‰}$$

Rameno vnitřních sil:

$$z = d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x = 0,795 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,078 = 0,7638 \text{ m} = \mathbf{763,8 \text{ mm}}$$

Výpočet únosnosti průřezu:

Moment na mezi únosnosti:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z = 18,85 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 \cdot 0,7638 = \mathbf{626,0 \text{ kNm}}$$

Posouzení:

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

$$\mathbf{626,0 \geq 491,8 \text{ [kNm]} \Rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}}$$

Využití: 78,56 %



8.2.5 VÝPOČET V PRŮŘEZU B A H – (VNĚJŠÍ POLE)

A) VSTUPNÍ NÁVRHOVÉ HODNOTY VÝPOČTU:

Návrhové vnitřní síly v průřezu B: $M_{Ed,B} = 190,2 \text{ kNm}$

Návrhové vnitřní síly v průřezu H: $M_{Ed,H} = 200,4 \text{ kNm}$

$M_{Ed} = 200,4 \text{ kNm}$

B) NÁVRH OHYBOVÉ VÝZTUŽE PŘÍMÝM VÝPOČTEM :

Účinná výška průřezu:

$$d = h_p - c - \phi_{sw} - 0,5 \cdot \phi_{sl} = 850 - 35 - 10 - 0,5 \cdot 16 = \mathbf{797 \text{ mm}}$$

---> Předpoklad průměru hl. nosné výztuže $\phi_{sl} = 16 \text{ mm}$

---> Předpoklad průměru výztuže třmínků $\phi_{sw} = 10 \text{ mm}$

Minimální nutná plocha výztuže:

$$A_{s,min,req} = \frac{0,797 \cdot 0,65 \cdot 1,0 \cdot 20}{434,78} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0,2004}{0,65 \cdot 0,795^2 \cdot 1,0 \cdot 20}} \right) = \mathbf{5,885 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2}$$

NÁVRH VÝZTUŽE 4Ø16=> $A_{s,prov} = 804 \text{ mm}^2$

Posouzení plochy navržené ohybové výztuže:

$$A_{s,prov} = 804 \text{ mm}^2 > A_{s,min,req} = 588,5 \text{ mm}^2 \Rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

Kontrola šířky rámové příčle:

$$b_{min} = 2 \cdot c + 4 \cdot \phi_{sl} + 2 \cdot \phi_{sw} + 3 \cdot s_n = 2 \cdot 35 + 4 \cdot 20 + 2 \cdot 10 + 3 \cdot 27 = \mathbf{251 \text{ mm}}$$

Minimální světlá vzdálenost ohybové výztuže:

$$s_n = \max\{1, 2 \cdot 16; 16 + 5; 20\} = \max\{19, 2; 21; 2\} = \mathbf{21 \text{ mm}}$$

$$b_{min} = 251 \text{ mm} < b_p = 650 \text{ mm} \Rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

Návrh konstrukční výztuže:

Tlačený okraj průřezu: Návrh **2Ø12**-> $A_{s,2} = 226 \text{ mm}^2$

Středová část průřezu: Návrh **2Ø10** -> $A_{s,3} = 157 \text{ mm}^2$

Celková plocha výztuže v průřezu:

$$A_{s,celkem} = A_{s,1} + A_{s,2} + A_{s,3} = 885 + 226 + 157 = \mathbf{1268 \text{ mm}^2}$$

C) KONTROLA VYZTUŽENÍ PŘÍČLE

Posouzení míry vyztužení:

Minimální plocha výztuže:

$$A_{s,min} \geq \frac{0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_p \cdot d}{f_{yk}} = \frac{0,26 \cdot 2,9 \cdot 0,65 \cdot 0,797}{500} = \mathbf{7,81 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2}$$

$$A_{s,min} \geq 0,0013 \cdot b_p \cdot d = 0,0013 \cdot 0,65 \cdot 0,797 = \mathbf{6,73 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2}$$



$$\Rightarrow A_{s,min} = \max\{781; 673\} = 781 \text{ mm}^2$$

Posouzení minimální plochy ohybové výztuže:

$$A_{s,prov} = 1885 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 781 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Maximální plocha veškeré výztuže v průřezu:

$$A_{s,max} = 22\,100 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,celkem} = 1268 \text{ mm}^2 \leq A_{s,max} = 19200 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

D) POSOUZENÍ JEDNOSTRANNĚ VÝZTUŽENÉHO PRŮŘEZU BEZ ZAPOČTENÍ TLAČENÉ VÝZTUŽE - PRŮŘEZ C a D

OVĚŘENÍ PŘEDPOKLADŮ PRO VÝPOČET:

Výpočet polohy neutrální osy:

$$x = \frac{A_{s,prov} \cdot f_{yd}}{b_p \cdot \lambda \cdot f_{cd}} = \frac{8,04 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78}{0,65 \cdot 0,8 \cdot 20} = 0,034 \text{ m}$$

Kontrola výšky tlačené oblasti:

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{0,034}{0,797} = 0,042 \leq \xi_{bal,1} = 0,450 \Rightarrow \text{VYHOVUJE} \Rightarrow \varepsilon_{s1} > \varepsilon_{yd} = 2,175 \text{ ‰}$$

Rameno vnitřních sil:

$$z = d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x = 0,797 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,034 = 0,7834 \text{ m} = 783,4 \text{ mm}$$

Výpočet únosnosti průřezu:

Moment na mezi únosnosti:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z = 8,05 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 \cdot 0,7834 = 274,2 \text{ kNm}$$

Posouzení:

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

$$274,2 \geq 200,8 \text{ [kNm]} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Využití: 73,23 %



8.3 VÝPOČET KOTEVNÍCH A PŘESAHOVÝCH DÉLEK

MEZNÍ NAPĚTÍ V SOUDRŽNOSTI:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

- η_1 součinitel závislý na kvalitě podmínek soudržnosti a poloze prutu během betonáže, [-]
pro dobré podmínky $\eta_1 = 1,0$
pro ostatní případy $\eta_1 = 0,7$
- η_2 součinitel závislý na velikosti prutu [-]
 $\eta_2 = 1,0$ pro $\phi \leq 32\text{mm}$
- f_{ctd} návrhová hodnota pevnosti betonu v tahu dle čl. 3.1.6 (2)P – EN 1992-1-1
 $f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}$
- $\alpha_{ct} = 1,0$ jsoučinitel zohledňující dlouhodobé účinky na pevnost v tahu a nepříznivé účinky vyplývající ze způsobu zatěžování
 $f_{ctk,0,05} = 2,0 \text{ MPa}$ pro beton třídy C 30/37
 $f_{ctk,0,05} = 2,2 \text{ MPa}$ pro beton třídy C 35/45
 $f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = 1,0 \cdot \frac{2,0}{1,5} = 1,33 \text{ MPa}$ pro beton třídy C 30/37
 $f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = 1,0 \cdot \frac{2,2}{1,5} = 1,46 \text{ MPa}$ pro beton třídy C 35/45

ZÁKLADNÍ KOTEVNÍ DÉLKA:

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}$$

- ϕ průměr prutu, [mm]
- f_{bd} mezní napětí v soudržnosti, [MPa]
- σ_{sd} návrhové napětí prutu v místě, od kterého se měří kotevní délka [MPa]
 $\sigma_{sd} = \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \cdot f_{yd}$

NÁVRHOVÁ KOTEVNÍ DÉLKA:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$$

- α_1 součinitel vyjadřující vliv tvaru prutu za předpokladu odpovídající krycí vrstvy, [-]
- α_2 součinitel vyjadřující vliv minimální betonové krycí vrstvy, [-]
- α_3 součinitel vyjadřující vliv ovinutí příčnou výztuží, [-]
- α_4 součinitel vyjadřující vliv jednoho či více příčně přivařených prutů, [-]
- α_5 vyjadřuje vliv kolmému tlaku na rovinu odstěpování betonu v návrhové kotevní délce, [-]

Omezující podmínka pro součinitele:

$$\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \geq 0,7$$



MINIMÁLNÍ KOTEVNÍ DÉLKA:

$$l_{b,min} > \max\{0, 3 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \phi; 100mm\} - \text{pro kotevní výztuže v tahu}$$

$$l_{b,min} > \max\{0, 6 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \phi; 100mm\} - \text{pro kotevní výztuže v tlaku}$$

NÁVRHOVÁ PŘESAHOVÁ DÉLKA:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$$

α_6 součinitel vyjadřující množství stykovaných prutů k celkové ploše výztuže,
[-]

MINIMÁLNÍ PŘESAHOVÁ DÉLKA:

$$l_{0,min} \geq \max\{0, 3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}; 15 \cdot \phi; 200mm\}$$

8.3.1 VÝPOČET NÁVRHOVÝCH KOTEVNÍCH DÉLEK

1) NÁVRH PŘÍMÝ PRUT STŘEDOVÉ POLE PŘÍČLE:

Dimenze prutu: $\phi = 28mm$

Poloha prutu: Ohybová výztuž při spodním okraji příčle

Mezní napětí v soudržnosti:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,33 = 3,0 \text{ MPa}$$

$\eta_1 = 1,0$ (dobré podmínky soudržnosti)

$$f_{cta} = 1,33 \text{ MPa pro beton třídy C30/37}$$

Základní kotevní délka:

$$l_{b,rqd} = \frac{28}{4} \cdot \frac{293,4}{3,0} = 684,6 \text{ mm}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \cdot f_{yd} = \frac{4987}{7390} \cdot 434,78 = 293,4 \text{ MPa}$$

Minimální kotevní délka:

$$l_{b,min} > \max\{205,4; 280; 100mm\} = 280 \text{ mm (pro kotevní výztuže v tahu)}$$

Návrhová kotevní délka:

$$l_{bd} = 1,0 \cdot 0,96 \cdot 0,96 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 684,6 = 657,2 \text{ mm} \geq 280 \text{ mm}$$

$\alpha_1 = 1,0$ (přímý prut)

$$\alpha_2 = 1 - 0,15 \cdot \frac{(c_d - \phi)}{\phi} = 1 - 0,15 \cdot \frac{(35 - 28)}{28} = 0,96$$

$$c_d = \min\left\{\frac{a}{2}; c_1; c\right\} = \min\left\{\frac{78,4}{2}, 35,35\right\} = 35 \text{ mm}$$

$$\alpha_3 = 1 - K \cdot \lambda = 1 - 0,05 \cdot 0,9 = 0,96 (\lambda = 0,9 - \text{odhad})$$



$$\alpha_4 = 1,0$$

$$\alpha_5 = 1,0$$

$$\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 = 0,96 \cdot 0,96 \cdot 1,0 = 0,92 \geq 0,7 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Návrh a posouzení kotevní délky:

$$\boxed{\text{Návrh } l_{bd} = 675 \text{ mm}}$$

$$l_{bd} = 675 \text{ mm} \geq l_{b,min} 280 \text{ mm} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

2) NÁVRH PRUT KRAJNÍ POLE PŘÍČLE:

Dimenze prutu: $\varnothing = 16 \text{ mm}$

Poloha prutu: Ohybová výztuž při spodním okraji příčle

Mezní napětí v soudržnosti:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,33 = 3,0 \text{ MPa}$$

$$\eta_1 = 1,0 \text{ (dobré podmínky soudržnosti)}$$

$$f_{cta} = 1,33 \text{ MPa pro beton třídy C30/37}$$

Základní kotevní délka:

$$l_{b,rqd} = \frac{16}{4} \cdot \frac{318,2}{3,0} = 424,3 \text{ mm}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \cdot f_{yd} = \frac{588,5}{804} \cdot 434,78 = 318,2 \text{ MPa}$$

Minimální kotevní délka:

$$l_{b,min} > \max\{127,3; 160; 100 \text{ mm}\} = 160,0 \text{ mm} \text{ (pro kotvení výztuže v tahu)}$$

Návrhová kotevní délka:

$$l_{bd} = 1,0 \cdot 0,82 \cdot 0,96 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 424,3 = 334,0 \text{ mm} \geq 160,0 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 = 1,0 \text{ (jiný než přímý prut, přímý prut)}$$

$$\alpha_2 = 1 - 0,15 \cdot \frac{(c_d - \varnothing)}{\varnothing} = 1 - 0,15 \cdot \frac{(35 - 16)}{16} = 0,82$$

$$c_d = \min\left\{\frac{a}{2}; c_1; c\right\} = \min\left\{\frac{165,3}{2}, 35,35\right\} = 35 \text{ mm}$$

$$\alpha_3 = 1 - K \cdot \lambda = 1 - 0,05 \cdot 0,9 = 0,96 \text{ } (\lambda = 0,9 - \text{odhad})$$

$$\alpha_4 = 1,0$$

$$\alpha_5 = 1,0$$

$$\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 = 0,82 \cdot 0,96 \cdot 1,0 = 0,78 \geq 0,7 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Návrh a posouzení kotevní délky:

$$\boxed{\text{Návrh } l_{bd} = 350 \text{ mm}}$$



$$l_{bd} = 350 \text{ mm} \geq l_{b,min} = 160 \text{ mm} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

3) NÁVRH PŘÍMÝ PRUT PODPORA - OSA D3:

Dimenze prutu: $\varnothing = 28 \text{ mm}$

Poloha prutu: Ohybová výztuž při horním okraji přičle

Mezní napětí v soudržnosti:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1,33 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\eta_1 = 0,7 \text{ (špatné podmínky soudržnosti)}$$

$$f_{ctd} = 1,33 \text{ MPa pro beton třídy C30/37}$$

Základní kotevní délka:

$$l_{b,rqd} = \frac{28}{4} \cdot \frac{336}{2,1} = 1120 \text{ mm}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \cdot f_{yd} = \frac{3807}{4926} \cdot 434,78 = 336,0 \text{ MPa}$$

Minimální kotevní délka:

$$l_{b,min} > \max\{336; 280; 100\text{mm}\} = 336 \text{ mm (pro kotvení výztuže v tahu)}$$

Návrhová kotevní délka:

$$l_{bd} = 1,0 \cdot 0,96 \cdot 0,96 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1120 = 1032,2 \text{ mm} \geq 336 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 = 1,0 \text{ (přímý prut)}$$

$$\alpha_2 = 1 - 0,15 \cdot \frac{(c_d - \varnothing)}{\varnothing} = 1 - 0,15 \cdot \frac{(35 - 28)}{28} = 0,96$$

$$c_d = \min\left\{\frac{a}{2}; c_1; c\right\} = \min\left\{\frac{78,4}{2}, 35, 35\right\} = 35 \text{ mm}$$

$$\alpha_3 = 1 - K \cdot \lambda = 1 - 0,05 \cdot 0,9 = 0,96 \text{ } (\lambda = 0,9 - \text{odhad})$$

$$\alpha_4 = 1,0$$

$$\alpha_5 = 1,0$$

$$\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 = 0,96 \cdot 0,96 \cdot 1,0 = 0,92 \geq 0,7 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Návrh a posouzení kotevní délky:

$$\boxed{\text{Návrh } l_{bd} = 1050 \text{ mm}}$$

$$l_{bd} = 1050 \text{ mm} \geq l_{b,min} = 336 \text{ mm} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

4) NÁVRH PŘÍMÝ PRUT PODPORA - OSA D2

Dimenze prutu: $\varnothing = 25 \text{ mm}$

Poloha prutu: Ohybová výztuž při horním okraji přičle

Mezní napětí v soudržnosti:



$$f_{bd} = 2,25 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1,33 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\eta_1 = 0,7 \text{ (špatné podmínky soudržnosti)}$$

$$f_{ctd} = 1,33 \text{ MPa pro beton třídy C30/37}$$

Základní kotevní délka:

$$l_{b,rqd} = \frac{25}{4} \cdot \frac{347,9}{2,1} = \mathbf{1035,3 \text{ mm}}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \cdot f_{yd} = \frac{3142}{3927} \cdot 434,78 = 347,9 \text{ MPa}$$

Minimální kotevní délka:

$$l_{b,min} > \max\{310,6; 250; 100\text{mm}\} = 310,6 \text{ mm (pro kotvení výztuže v tahu)}$$

Návrhová kotevní délka:

$$l_{bd} = 1,0 \cdot 0,96 \cdot 0,96 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1035,3 = 954,1 \text{ mm} \geq 310,6 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 = 1,0 \text{ (přímý prut, jiný než přímý prut)}$$

$$\alpha_2 = 1 - 0,15 \cdot \frac{(c_d - \emptyset)}{\emptyset} = 1 - 0,15 \cdot \frac{(32,1 - 25)}{25} = 0,96$$

$$c_d = \min\left\{\frac{a}{2}; c_1; c\right\} = \min\left\{\frac{64,2}{2}, 35,35\right\} = 32,1 \text{ mm}$$

$$\alpha_3 = 1 - K \cdot \lambda = 1 - 0,05 \cdot 0,9 = 0,96 \text{ } (\lambda = 0,9 - \text{odhad})$$

$$\alpha_4 = 1,0$$

$$\alpha_5 = 1,0$$

$$\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 = 0,96 \cdot 0,96 \cdot 1,0 = 0,92 \geq 0,7 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Návrh a posouzení kotevní délky:

Návrh $l_{bd} = 975 \text{ mm}$

$$l_{bd} = 975 \text{ mm} \geq l_{b,min} = 310,6 \text{ mm} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

5) NÁVRH ZAKŘIVENÝ PRUT PODPORA - KRAINÍ PODPORA (OSA D1 a D4):

Dimenze prutu: $\emptyset = 25\text{mm}$

Poloha prutu: Ohybová výztuž při horním okraji přičle

Mezní napětí v soudržnosti:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1,33 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\eta_1 = 0,7 \text{ (špatné podmínky soudržnosti)}$$

$$f_{ctd} = 1,33 \text{ MPa pro beton třídy C30/37}$$

Základní kotevní délka:

$$l_{b,rqd} = \frac{20}{4} \cdot \frac{338,6}{2,1} = \mathbf{806,2 \text{ mm}}$$



$$\sigma_{sd} = \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \cdot f_{yd} = \frac{1468}{1885} \cdot 434,78 = 338,6 \text{ MPa}$$

Minimální kotevní délka:

$$l_{b,min} > \max\{241,9; 200; 100\text{mm}\} = 241,9 \text{ mm}$$

Návrhová kotevní délka:

$$l_{bd} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,96 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 806,2 = 541,7 \text{ mm} \geq 241,9 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 = 1,0 \text{ (přímý prut)}$$

$$\alpha_2 = 1 - 0,15 \cdot \frac{(c_d - 3 \cdot \emptyset)}{\emptyset} = 1 - 0,15 \cdot \frac{(35 - 3 \cdot 20)}{20} = 1,19 \Rightarrow \alpha_2 = 1,0$$

$$c_d = \min\left\{\frac{a}{2}; c_1; c\right\} = \min\left\{\frac{88}{2}, 35,35\right\} = 35 \text{ mm}$$

$$\alpha_3 = 1 - K \cdot \lambda = 1 - 0,05 \cdot 0,9 = 0,96 \text{ } (\lambda = 0,9 - \text{odhad})$$

$$\alpha_4 = 0,7$$

$$\alpha_5 = 1,0$$

$$\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 = 1,0 \cdot 0,96 \cdot 1,0 = 0,96 \geq 0,7 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Návrh a posouzení kotevní délky:

Návrh $l_{bd} = 550 \text{ mm}$

$$l_{bd} = 550\text{mm} \geq l_{b,min} = 241,9 \text{ mm} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

6) NÁVRH PRUT PODPORA - ZAKOTVENÍ V PATĚ SLOUPŮ D2 a D3:

Dimenze prutu: $\emptyset = 25\text{mm}$

Poloha prutu: Nosná podélná výztuž ve sloupech D2 a D3

Mezní napětí v soudržnosti:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,47 = 3,30 \text{ MPa}$$

$$\eta_1 = 1,0 \text{ (dobré podmínky soudržnosti)}$$

$$\eta_2 = 1,0$$

$$f_{ctd} = 1,47 \text{ MPa pro beton třídy C35/45}$$

Základní kotevní délka:

$$l_{b,rqd} = \frac{25}{4} \cdot \frac{434,78}{3,30} = 823,4 \text{ mm}$$

$$\sigma_{sd} = f_{yd} = 434,78\text{MPa}$$

Minimální kotevní délka:

$$l_{b,min} > \max\{247,0; 250; 100\text{mm}\} = 250 \text{ mm}$$

Návrhová kotevní délka:



$$l_{bd} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,96 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 732,9 = 790,5 \geq 250 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 = 1,0 \text{ (jiný než přímý prut); } c_d < 3\phi$$

$$\alpha_2 = 1 - 0,15 \cdot \frac{(c_d - 3 \cdot \phi)}{\phi} = 1 - 0,15 \cdot \frac{(34,75 - 3 \cdot 20)}{20} = 1,19 \Rightarrow \alpha_2 = 1,0$$

$$c_d = \min \left\{ \frac{a}{2}; c_1; c \right\} = \min \left\{ \frac{69,5}{2}, 35,35 \right\} = 34,75 \text{ mm}$$

$$\alpha_3 = 1 - K \cdot \lambda = 1 - 0,05 \cdot 0,9 = 0,96 \text{ } (\lambda = 0,9 - \text{odhad})$$

$$\alpha_4 = 1,0$$

$$\alpha_5 = 1,0$$

$$\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 = 1,0 \cdot 0,96 \cdot 1,0 = 0,96 \geq 0,7 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Návrh a posouzení kotevní délky:

Návrh $l_{bd} = 800 \text{ mm}$

$$l_{bd} = 800 \text{ mm} \geq l_{b,min} = 250 \text{ mm} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$



8.4 NÁVRH A POSOUZENÍ SMYKOVÉ VÝZTUŽE – MSÚ RÁMOVÁ PŘÍČLE 1.PP

A) NÁVRHOVÉ VSTUPNÍ PARAMETRY VÝPOČTU:

Návrhové vnitřní síly:

$$V_{Ed,D2} = 1059,6 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,D3} = -1461,5 \text{ kN}$$

B) OVĚŘENÍ POTŘEBY NÁVRHU SMYKOVÉ VÝZTUŽE:

-Předpoklad $V_{Rd,c} \leq V_{Ed(x)}$ => podmínka, zda je nutný návrh smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ návrhová smyková únosnost betonu a podélné výztuže

$V_{Ed,(x)}$ posouvající síla v libovolném místě nosníku

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) b_w \cdot d$$

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

$$k_1 \cdot \sigma_{cp} = 0,15 \cdot 0 \Rightarrow \sigma_{cp} = 0 \text{ - se zanedbáním normálové síly}$$

Součinitel výšky:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{760}} = 1,513 \leq 2,000 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Smyková plocha:

$$b_w \cdot d = 0,65 \cdot 0,760 = 0,494 \text{ m}^2$$

Stupeň vyztužení:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{73,92 \cdot 10^{-4}}{0,494} = 0,01496 < 0,02 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Návrhová smyková únosnost betonu a podélné výztuže:

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,513 \cdot (100 \cdot 0,01496 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} + 0 \right] \cdot 494 \text{ 000} = 318 \text{ 736 N} = \mathbf{318,7 \text{ kN}}$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 1,513^{\frac{3}{2}} \cdot 30^{\frac{1}{2}} = 0,356 \text{ MPa}$$

$$(v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) b_w \cdot d = (0,356 + 0) \cdot 494 \text{ 000} = 175 \text{ 864 N} = \mathbf{175,864 \text{ kN}}$$

Posouzení únosnosti tlačené diagonály:

$$V_{Rd,c} = \mathbf{410,4 \text{ kN}} \geq \mathbf{157,8 \text{ kN}} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$V_{Rd,c} = \mathbf{410,4 \text{ kN}} < V_{Ed,D3} = \mathbf{1461,5 \text{ kN}}$$

=> JE NUTNÉ NAVRHNOUT SMYKOVOU VÝZTUŽ

-Pro prvky se svislou smykovou výztuží při $\alpha=90^\circ$ je únosnost následující:



$$V_{Rd} = \min(V_{Rd,max}; V_{Rd,s})$$

C) NÁVRH SMYKOVÉ VÝZTUŽE:

$V_{Ed,D3} = -1461,5 \text{ kN}$ – zatížení v oblasti podpory řada D3

$V_{Ed,D2} = 1059,6 \text{ kN}$ – zatížení v oblasti podpory řada D2

Návrh osové vzdálenosti třmíneků z podmínky únosnosti smykové výztuže:

Předpoklad profilu třmíneků: $\phi_{st} = 10 \text{ mm}$

Předpoklad úhlu tlakové diagonály: $\cot g(\theta) = 1,30 \Rightarrow \theta = 37,5^\circ$

Poznámka:

Je zvolen menší uhel $\theta = 39,8^\circ$ z důvodu snížení sil v podélné výztuži a následného snížení kotevních délek podélné výztuže.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta) \geq V_{Ed,1} \Rightarrow s = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd}}{V_{Ed}} \cdot \cot(\theta)$$

A_{sw} průřezová plocha smykové výztuže

f_{ywd} návrhová mez kluzu smykové výztuže --> $f_{ywd} = 434,78 \text{ MPa}$

$V_{Rd,s1} = V_{Ed,D3}$; $V_{Rd,s2} = V_{Ed,D2}$

Výpočet ramene sil:

$$z \approx 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 0,760 = 0,684 \text{ m} = 684,0 \text{ mm}$$

Návrh smykové výztuže z výpočtu osové vzdálenosti třmíneků:

Předpokládaný návrh třmíneků -> šestistřižný třmínek - $6\phi 10 \rightarrow A_{sw} = 471 \text{ mm}^2$

Návrh výztuže u podpory na ose D3 (prostřední pole příčle):

$$s = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd}}{V_{Ed,1}} \cdot \cot(\theta) = \frac{4,71 \cdot 10^{-4} \cdot 0,684 \cdot 434,78 \cdot 10^3}{1461,5} \cdot 1,3 = 0,1246 \text{ m}$$

$$s = 124,6 \text{ mm}$$

$6\phi 10/120 \rightarrow A_{sw} = 471 \text{ mm}^2$ – šestistřižný třmínek

Návrh výztuže u podpory na ose D2 (prostřední pole příčle):

$$s = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd}}{V_{Ed,1}} \cdot \cot(\theta) = \frac{4,71 \cdot 10^{-4} \cdot 0,684 \cdot 434,78 \cdot 10^3}{1059,6} \cdot 1,3 = 0,172 \text{ m}$$

$$s = 172 \text{ mm}$$

$6\phi 10/170 \rightarrow A_{sw} = 471 \text{ mm}^2$ – šestistřižný třmínek



D) POSOUZENÍ SMYKOVÉ VÝZTUŽE:

Posouzení betonových tlačných diagonál:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot\theta}{1 + \cot^2\theta}$$

$$V_{Rd,max} = 1,0 \cdot 0,65 \cdot 0,684 \cdot 0,54 \cdot 20 \cdot 10^3 \cdot \frac{1,3}{1 + 1,3^2} = \mathbf{2320,4 \text{ kN}}$$

α_{cw} součinitel zohledňující stav napětí v tlačném pásu, $\alpha_{cw} = 1,0$

v redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) = \mathbf{0,54}$$

Posouzení u podpory na ose D3:

$$V_{Rd,max} > V_{Ed,D3}$$

$$\mathbf{2320,4 \geq 1461,5 \text{ [kN]} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}}$$

Posouzení u podpory na ose D2:

$$V_{Rd,max} > V_{Ed,D2}$$

$$\mathbf{2320,4 \geq 1059,6 \text{ [kN]} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}}$$

Únosnost smykové výztuže v oblasti podpory D3:

$$V_{Rd,s1} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{s} \cdot z \cdot \cot(\theta) = \frac{4,71 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3}{0,120} \cdot 0,684 \cdot 1,30 = \mathbf{1517,4 \text{ kN}}$$

Únosnost smykové výztuže v oblasti podpory D2:

$$V_{Rd,s2} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{s} \cdot z \cdot \cot(\theta) = \frac{4,71 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3}{0,170} \cdot 0,684 \cdot 1,30 = \mathbf{1071,1 \text{ kN}}$$

Posouzení u podpory na ose D3:

$$V_{Rd,s1} > V_{Ed,D3}$$

$$\mathbf{1528,5 \geq 1461,5 \text{ [kN]} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}}$$

Posouzení u podpory na ose D2:

$$V_{Rd,s2} > V_{Ed,D2}$$

$$\mathbf{1078,9 \geq 1059,6 \text{ [kN]} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}}$$



E) POSOUZENÍ KONSTRUKČNÍCH ZÁSAD SMYKOVÉ VÝZTUŽE

1) Posouzení smykové výztuže 6Ø10, s=170 mm (sloup D2):

Maximální podélná vzdálenost s mezi třmínky:

$$s_{l,max} = 0,170 \text{ m} \leq 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot\theta) = 0,75 \cdot 0,760 \cdot 2,3 = 1,31 \text{ m} \leq 0,400 \text{ m}$$

$$s = 0,170 \text{ m} \leq s_{l,max} = \mathbf{0,400 \text{ m}} \Rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

Maximální příčná vzdálenost větví třmínků:

$$s_{t,max} = 0,0867 \text{ m} < 0,75 \cdot d = 0,75 \cdot 0,760 = \mathbf{0,570 \text{ m}} \Rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

Vzdálenost větví třmínků:

$$s_t = \frac{b_w \cdot 2 \cdot c \cdot 6 \cdot \phi_{st}}{6} = \frac{650 \cdot 2 \cdot 35 \cdot 6 \cdot 10}{6} = \mathbf{86,7 \text{ mm}}$$

$$s_t = 0,0867 \text{ m} < s_{t,max} = \mathbf{0,582} \Rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

Stupeň smykového vyztužení:

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \sin \alpha} = \frac{4,71 \cdot 10^{-4}}{0,650 \cdot 0,170 \cdot \sin(90^\circ)} = \mathbf{0,004262}$$

Minimální stupeň smykového vyztužení:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{30}}{500} = \mathbf{0,000876}$$

Posouzení stupně smykového vyztužení:

$$\rho_w = 0,004262 \geq \rho_{w,min} = \mathbf{0,000876} \Rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

$$\rho_w = 0,004262 \leq \frac{0,5 \cdot v \cdot f_{cd}}{f_{ywd}} = \frac{0,5 \cdot 0,54 \cdot 20}{434,78} = \mathbf{0,0124} \Rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

2) Posouzení smykové výztuže 6Ø10, s=120 mm (sloup D2):

Maximální podélná vzdálenost s mezi třmínky:

$$s_{l,max} = 0,120 \text{ m} \leq 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot\theta) = 0,75 \cdot 0,760 \cdot 2,3 = 1,31 \text{ m} \leq 0,400 \text{ m}$$

$$s = 0,120 \text{ m} \leq s_{l,max} = \mathbf{0,400 \text{ m}} \Rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

Maximální příčná vzdálenost větví třmínků:

$$s_{t,max} = 0,0867 \text{ m} < 0,75 \cdot d = 0,75 \cdot 0,760 = \mathbf{0,570 \text{ m}} \Rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

Vzdálenost větví třmínků:

$$s_t = \frac{b_w \cdot 2 \cdot c \cdot 6 \cdot \phi_{st}}{6} = \frac{650 \cdot 2 \cdot 35 \cdot 6 \cdot 10}{6} = \mathbf{86,7 \text{ mm}}$$

$$s_t = 0,0867 \text{ m} < s_{t,max} = \mathbf{0,582} \Rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

Stupeň smykového vyztužení:

$$\alpha = 90^\circ$$



$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \sin \alpha} = \frac{4,71 \cdot 10^{-4}}{0,650 \cdot 0,120 \cdot \sin(90^\circ)} = \mathbf{0,006038}$$

Minimální stupeň smykového vyztužení:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{30}}{500} = \mathbf{0,000876}$$

Posouzení stupně smykového vyztužení:

$$\rho_w = 0,006038 \geq \rho_{w,min} = \mathbf{0,000876} \Rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

$$\rho_w = 0,006038 \leq \frac{0,5 \cdot v \cdot f_{cd}}{f_{ywd}} = \frac{0,5 \cdot 0,54 \cdot 20}{434,78} = \mathbf{0,0124} \Rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

Závěr:

U vnějšího líce sloupu D2 budou navrženy šestistřížné třmínky 6Ø10/170mm a u sloupu D3 šestistřížné třmínky 6Ø10/120mm.



8.5 NÁVRH A POSOUZENÍ KONSTRUKČNÍ SMYKOVÉ VÝZTUŽE RÁMOVÉ PŘÍČLE 1.PP

Smyková únosnost průřezu bez smykové výztuže:

$$V_{Rd,c} = 318,7 \text{ kN}$$

Poznámka:

V oblastech s menšími hodnotami posouvajících sil bude navržena slabší smyková výztuž dle konstrukčních zásad. Konstrukční výztuž bude navržena z podmínek maximální vzdálenosti třmínků a omezení stupně vyztužení.

Předpokládaný návrh smykové a konstrukční smykové výztuže:

-čtyřstržný třmínek $4\emptyset 10 \rightarrow A_{sw} = 314 \text{ mm}^2$

-šestistržný třmínek $6\emptyset 10 \rightarrow A_{sw} = 471 \text{ mm}^2$

Návrh smykové výztuže pro ostatní části rámové příčle:

$$(1) \rho_w \geq \rho_{w,min} = 0,000876 \rightarrow s \leq \frac{A_{sw}}{b_w \cdot \rho_{w,min}}$$

- vzdálenost třmínků z podmínky min. stupně smykové výztuže

$$(2) \rho_w < \frac{0,5 \cdot v \cdot f_{cd}}{f_{ywd}} = 0,0124$$

- stupeň vyztužení ρ_w musí splňovat výše uvedenou podmínku

$$(3) V_{Rd,s} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{s} \cdot z \cdot \cot(\theta)$$

-únosnost smykové výztuže, kde $\cot(\theta)=1,3$, $z=0,684 \text{ m}$

Poznámka:

V následující části je proveden návrh smykové výztuže dle výše uvedených omezujících podmínek (1) – (3) pro různé vzdálenosti, čtyř a šestistržných třmínků v průřezu rámové příčle. Dále je v následující tabulce stanoven stupeň vyztužení a ten je posouzen dle výše uvedených konstrukčních zásad.

Tabulka posouzení smykové výztuže pro čtyřstržné třmínky:

Čtyřstržný třmínek	A_{sw}	ρ_w	$\rho_w > \rho_{w,min}$	$\rho_w < (0,5 \cdot v \cdot f_{cd}) / f_{ywd}$	$V_{Rd,s}$
	[mm ²]	[-]	[-]	[-]	[kN]
4Ø10/100	314	0,004831	VYHOVUJE	VYHOVUJE	1222,8
4Ø10/110		0,004392	VYHOVUJE	VYHOVUJE	1111,7
4Ø10/120		0,004026	VYHOVUJE	VYHOVUJE	1019,0
4Ø10/130		0,003716	VYHOVUJE	VYHOVUJE	940,6
4Ø10/140		0,003451	VYHOVUJE	VYHOVUJE	873,4
4Ø10/150		0,003221	VYHOVUJE	VYHOVUJE	815,2



NÁVRH ŽELEZOBETONOVÉ KONSTRUKCE

Návrh vybraných nosných prvků polyfunkčního objektu

Bc. Aleš Kubík

4Ø10/160	0,003019	VYHOVUJE	VYHOVUJE	764,3
4Ø10/170	0,002842	VYHOVUJE	VYHOVUJE	719,3
4Ø10/180	0,002684	VYHOVUJE	VYHOVUJE	679,3
4Ø10/190	0,002543	VYHOVUJE	VYHOVUJE	643,6
4Ø10/200	0,002415	VYHOVUJE	VYHOVUJE	611,4
4Ø10/210	0,0023	VYHOVUJE	VYHOVUJE	582,3
4Ø10/220	0,002196	VYHOVUJE	VYHOVUJE	555,8
4Ø10/230	0,0021	VYHOVUJE	VYHOVUJE	531,7
4Ø10/240	0,002013	VYHOVUJE	VYHOVUJE	509,5
4Ø10/250	0,001932	VYHOVUJE	VYHOVUJE	489,1
4Ø10/260	0,001858	VYHOVUJE	VYHOVUJE	470,3
4Ø10/270	0,001789	VYHOVUJE	VYHOVUJE	452,9
4Ø10/280	0,001725	VYHOVUJE	VYHOVUJE	436,7
4Ø10/290	0,001666	VYHOVUJE	VYHOVUJE	421,7
4Ø10/300	0,00161	VYHOVUJE	VYHOVUJE	407,6
4Ø10/310	0,001558	VYHOVUJE	VYHOVUJE	394,5
4Ø10/320	0,00151	VYHOVUJE	VYHOVUJE	382,1
4Ø10/330	0,001464	VYHOVUJE	VYHOVUJE	370,6
4Ø10/340	0,001421	VYHOVUJE	VYHOVUJE	359,7
4Ø10/350	0,00138	VYHOVUJE	VYHOVUJE	349,4

Tabulka posouzení smykové výztuže pro šestistřížné třmínky:

Šestistřížný třmínek	A_{sw} [mm ²]	ρ_w [-]	$\rho_w > \rho_{w,min}$ [-]	$\rho_w < (0,5 \cdot v \cdot f_{cd}) / f_{ywd}$ [-]	$V_{Rd,s}$ [kN]
6Ø10/100	471	0,007246	VYHOVUJE	VYHOVUJE	1834,2
6Ø10/110		0,006587	VYHOVUJE	VYHOVUJE	1667,5
6Ø10/120		0,006038	VYHOVUJE	VYHOVUJE	1528,5
6Ø10/130		0,005574	VYHOVUJE	VYHOVUJE	1410,9
6Ø10/140		0,005176	VYHOVUJE	VYHOVUJE	1310,2
6Ø10/150		0,004831	VYHOVUJE	VYHOVUJE	1222,8
6Ø10/160		0,004529	VYHOVUJE	VYHOVUJE	1146,4
6Ø10/170		0,004262	VYHOVUJE	VYHOVUJE	1079,0
6Ø10/180		0,004026	VYHOVUJE	VYHOVUJE	1019,0
6Ø10/190		0,003814	VYHOVUJE	VYHOVUJE	965,4
6Ø10/200		0,003623	VYHOVUJE	VYHOVUJE	917,1
6Ø10/210		0,003451	VYHOVUJE	VYHOVUJE	873,4
6Ø10/220		0,003294	VYHOVUJE	VYHOVUJE	833,7
6Ø10/230		0,003151	VYHOVUJE	VYHOVUJE	797,5
6Ø10/240		0,003019	VYHOVUJE	VYHOVUJE	764,3
6Ø10/250		0,002898	VYHOVUJE	VYHOVUJE	733,7
6Ø10/260		0,002787	VYHOVUJE	VYHOVUJE	705,5
6Ø10/270		0,002684	VYHOVUJE	VYHOVUJE	679,3



6Ø10/280		0,002588	VYHOVUJE	VYHOVUJE	655,1
6Ø10/290		0,002499	VYHOVUJE	VYHOVUJE	632,5
6Ø10/300		0,002415	VYHOVUJE	VYHOVUJE	611,4
6Ø10/310		0,002337	VYHOVUJE	VYHOVUJE	591,7
6Ø10/320		0,002264	VYHOVUJE	VYHOVUJE	573,2
6Ø10/330		0,002196	VYHOVUJE	VYHOVUJE	555,8
6Ø10/340		0,002131	VYHOVUJE	VYHOVUJE	539,5
6Ø10/350		0,002070	VYHOVUJE	VYHOVUJE	524,1

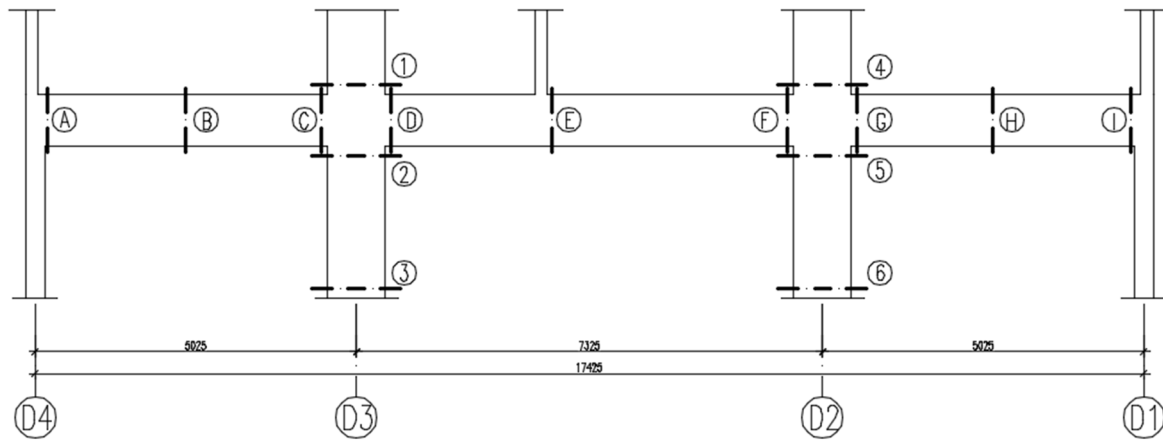
Kontrola vzdálenosti větví třmínků pro dvoustřížný třmínek:

$$s_t = b_w \cdot 2 \cdot c - 2 \cdot \phi_{st} = 650 - 2 \cdot 35 - 10 = 570 \text{ mm}$$

$$s_t = 0,570 \text{ m} < s_{t,max} = 0,582 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$



8.6 MSÚ - NÁVRH SLOUP D2 RÁMOVÉ KONSTRUKCE 1.PP



(Obr.182– Poloha posuzovaných průřezů na rámové konstrukci 1.PP – osa D)

A) VSTUPNÍ PARAMETRY VÝPOČTU:

Návrhové vnitřní síly:	$M_{Ed,4} = 630,0 \text{ kNm}$ - (průřez 4)
	$M_{Ed,5} = -463,6 \text{ kNm}$ - (průřez 5)
	$M_{Ed,6} = 198,7 \text{ kNm}$ - (průřez 6)
	$N_{Ed4} = -4199,7 \text{ kN}$ - (průřez 4)
	$N_{Ed5,6} = -5755,0 \text{ kN}$ - (průřez 5,6)

Poznámka:

Návrhové vnitřní síly jsou určeny k teoretické střednici průřezu sloupů. Návrhové vnitřní síly je možné redukovat v posuzovaných průřezech z důvodu monolitického spojení konstrukcí sloupů a rámové příčle. Sloupy jsou průběžné přes dvě podlaží v místě rámového styčnicku sloupu a příčle, a tak budou redukovány hodnoty návrhových momentových sil k vnějšímu líci rámové příčle. Konkrétně se jedná o vzdálenost $h_p/2 = 0,425 \text{ m}$ od teoretické střednice rámové příčle. Redukce momentových sil zároveň představuje skutečnou šířku podpory ve vodorovném směru – rámové příčle, která je ve výpočetním modelu uvažována jako bodová “podpora”.

V následující tabulce jsou shrnuty návrhové vnitřní síly na sloupu D2 pro jednotlivé uvažované kombinace zatížení 6.10a a 6.10b dle ČSN EN 1990. Hodnoty vnitřních momentových sil jsou redukovány hodnoty ve vzdálenosti 0,425 m teoretické styčnicku rámové příčle a sloupu.



Návrhové hodnoty vnitřních sil pro jednotlivé kombinace zatížení kontrolovaných průřezech 4,5 a 6:

Sloup D2					
Zatěžovací kombinace	$M_{ed,4}$	$M_{ed,5}$	$M_{ed,6}$	$N_{ed,4}$	$N_{ed,6}$
	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
C01	454,4	-366,9	190,8	-4190,4	-5744,6
C02	437,6	-352,8	184,1	-4156,1	-5606,6
C03	479,9	-378,6	198,7	-4155,8	-5650,4
C04	468,2	-368,1	193,8	-4087,8	-5450,3
C05	416,2	-325,6	173,5	-4096,5	-5549
C06	394,7	-307,4	164,3	-4015,3	-5344,6
C07	465,2	-360,4	191,8	-4200	-5755
C08	452,3	-344	184,7	-4143,9	-5585,2
C09	466,9	-382	197,7	-4146,5	-5640
C10	452,7	-372,7	192,4	-4075,1	-5436

Výška průřezu: $h_c = 1000 \text{ mm}$

Šířka průřezu: $b_c = 300 \text{ mm}$

Plocha průřezu: $A_c = 300\,000 \text{ mm}^2 = 0,3 \text{ m}^2$

Světlná výška sloupu: $l = 3200 - b_p = 3200 - 850 = 2350 \text{ mm}$

Materiály: **Beton C 35/45** - $f_{cd} = 23,33 \text{ MPa}$, $f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$, $\alpha_{cc} = 1,0$, $\eta = 1,0$, $\lambda = 0,8$

Ocel B500B - $f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$, $\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{434,78}{200} = 2,175\text{‰}$

$$\varepsilon_{bal,1} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} = \frac{3,5}{3,5 + 2,175} = 0,617$$

$$\varepsilon_{bal,2} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} = \frac{3,5}{3,5 - 2,175} = 2,632$$

B) POSOUZENÍ ŠTÍHLOSTI SLOUPU D2:

Vzpěrná délka sloupu: $l_0 = \beta \cdot l = 0,9 \cdot 2,35 = 2,115 \text{ m}$

Sloup je ve vrcholu spojený s prvky poskytujícími pouze malý odpor proti pootočení, jedná se tedy o poddajné podepření. V patě je sloup vetknutý do základové desky, jedná se o tuhé uložení pro tuto kombinaci způsobu uložení sloupu je součinitel $\beta = 0,9$ dle [12]. Štíhlost sloupu bude posouzena pouze ve směru z roviny rámu, tedy pro menší štíhlost sloupu.



Štíhlost sloupu:

$$\lambda = \frac{l_0}{i_z} = \frac{2,115}{0,0866} = \mathbf{24,42}$$

i_z poloměr setrvačnosti, [m]

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A_c}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} \cdot 1,0 \cdot 0,3^3}{0,3}} = \mathbf{0,0866 \text{ m}}$$

Limitní štíhlost sloupu:

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}}$$

A, B doporučené hodnoty koeficientů $A = 0,7$, $B = 1,1$

$$\lambda_{lim} = \frac{15,4 \cdot C}{\sqrt{n}}$$

$$C = 1,7 - r_m$$

$$r_m = \frac{M_{Ed,6}}{M_{Ed,5}}$$

$$n = \frac{|N_{Ed5,6}|}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Posouzení štíhlosti sloupu:

Poznámka:

Výpočet koeficientu C je nutné provést pro každou uvažovanou kombinaci zatížení MSÚ a ne pouze pro extrémní hodnoty ohybových momentů. Koeficient C ovlivňuje nejvíce výslednou hodnotu limitní štíhlosti λ_m , která by při jejím nesprávném určení mohla vést k poddimenzování konstrukce.



Omezující kritérium štíhlosti tlačeneho prvku dle ČSN EN 1992-1-1:

$$\lambda \leq \lambda_{lim} \leq 75$$

Tabulka posudku posouzení štíhlosti sloupu D2:

Sloup D2					
Zatěžovací kombinace	r_m	n	koeficient C	λ_{lim}	$\lambda_{lim} > \lambda$
	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
C01	-0,520	0,698	2,220	40,9	OK
C02	-0,522	0,693	2,222	41,1	OK
C03	-0,525	0,693	2,225	41,2	OK
C04	-0,526	0,681	2,226	41,5	OK
C05	-0,533	0,683	2,233	41,6	OK
C06	-0,534	0,669	2,234	42,1	OK
C07	-0,532	0,700	2,232	41,1	OK
C08	-0,537	0,691	2,237	41,5	OK
C09	-0,518	0,691	2,218	41,1	OK
C10	-0,516	0,679	2,216	41,4	OK

Poznámka:

Podmínka posouzení štíhlosti sloupu vyhovuje, není nutné uvažovat přidavné hodnoty ohybového momentu od vlivu účinku druhého řadu. Jedná se tedy o masivní tlačeneý prvek

C) NÁVRH VÝZTUŽE SLOUPU D2:

Účinné výšky průřezu:

-Předpoklad profilu podélné výztuže $\varnothing_{sl1} = 25 \text{ mm}$

-Předpoklad profilu výztuže třmínků $\varnothing_{st} = 8 \text{ mm}$

$$d_1 = d_2 = c + 0,5 \cdot \varnothing_{sl} + \varnothing_{st} = 35 + 0,5 \cdot 25 + 8 = 55,5 \text{ mm}$$

$$d = h - d_1 = 1000 - 55,5 = 944,5 \text{ mm}$$

$$d' = h - d_2 = 1000 - 55,5 = 944,5 \text{ mm}$$

Ramena vnitřních sil:

$$z_1 = h/2 - d_1 = 1000/2 - 55,5 = 444,5 \text{ mm}$$

$$z_2 = h/2 - d_2 = 1000/2 - 55,5 = 444,5 \text{ mm}$$

Minimální výstřednost:

$$e_0 = \max \left\{ \frac{h}{30}; 20\text{mm} \right\} = \max \left\{ \frac{1000}{30}; 20\text{mm} \right\} = 33,3 \text{ mm}$$

Stanovení excentricity v průřezu 4:

$$e_4 = \frac{M_{Ed}}{|N_{Ed}|} = \frac{479}{|-4200|} = 0,114 \text{ m} = 114 \text{ mm}$$



Stanovení excentricity v průřezu 5:

$$e_5 = \frac{M_{Ed}}{|N_{Ed}|} = \frac{-382}{|-5755,0|} = -0,066 \text{ m} = -66,6 \text{ mm}$$

Stanovení excentricity v průřezu 6:

$$e_6 = \frac{M_{Ed}}{|N_{Ed}|} = \frac{198,7}{|-5755,0|} = 0,0345 \text{ m} = 34,5 \text{ mm}$$

$$e_4, e_5, e_6 > e_0 = 33,3 \text{ mm} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Poznámka: N

Není nutné zvětšovat návrhové momenty od vlivu excentricity, neboť hodnoty splňují podmínku minimální výstřednosti předepsanou EN 1992-1-1.

Stanovení způsobu namáhání na sloupu:

$$N_{c,bal} = \lambda \cdot \varepsilon_{bal,1} \cdot b \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd} = 0,8 \cdot 0,617 \cdot 0,3 \cdot 0,9445 \cdot 1,0 \cdot 23,33 \cdot 10^3 = 3263,0 \text{ kN}$$

Průřez 4:

$$|N_{Ed}| = 4200 \text{ kN} > N_{c,bal} = 3263,0 \text{ kN} \rightarrow \text{PŘEVLÁDÁ TLAK (MALÁ VÝSTŘEDNOST)}$$

Průřez 5,6:

$$|N_{Ed}| = 5755 \text{ kN} > N_{c,bal} = 3263,0 \text{ kN} \rightarrow \text{PŘEVLÁDÁ TLAK (MALÁ VÝSTŘEDNOST)}$$

Návrhový moment s vlivem účinku normálové síly průřez 5:

$$M_{Ed} = M_{Ed} + N_{Ed} \cdot z_2 = 397,5 - 5755 \cdot 0,4445 = -2160,6 \text{ kNm}$$

Poznámka:

Bude proveden návrh výztuže pro extrémní hodnoty v průřezu 5, kde se nachází vysoké hodnoty momentových sil a extrémní hodnoty normálových sil na sloupu D2.

Výška tlačené oblasti průřezu:

$$x = \frac{d_2}{\lambda} \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{Ed,2}}{b \cdot d_1^2 \cdot \eta \cdot f_{cd}}} \right)$$

$$x = \frac{0,0555}{0,8} \left(1 + \sqrt{1 - \frac{2 \cdot (-2160,6)}{0,3 \cdot 0,0555^2 \cdot 1,0 \cdot 23,33 \cdot 10^3}} \right) = 1,062 \text{ m}$$

Návrh symetrické výztuže výztuže A_{s1} a A_{s2} :

Síla v tlačené části průřezu:

$$F_c = \lambda \cdot b_c \cdot x \cdot \eta \cdot f_{cd} = 0,8 \cdot 0,3 \cdot 1,062 \cdot 1,0 \cdot 23,33 \cdot 10^3 = 5947,1 \text{ kN}$$

Moment v tlačené části průřezu:

$$M_c = F_c \cdot 0,5 \cdot (h - \lambda \cdot x) = 5947,1 \cdot 0,5 \cdot (1,0 - 0,8 \cdot 1,062) = 447,2 \text{ kNm}$$



Rozdílové hodnoty návrhových sil:

$$\Delta N = -N_{Ed} - F_c = 5755 - 6831 = -192,1 \text{ kN}$$

$$\Delta M = M_{Ed} - M_c = 397,5 - 447,2 = -49,7 \text{ kNm}$$

Požadovaná plocha výztuže:

$$A_{s1,req} = \left| \frac{\Delta N}{2} - \frac{\Delta M}{z_1} \right| \cdot \frac{1}{f_{yd}} = \left| \frac{-192,1}{2} - \frac{-49,7}{0,4445} \right| \cdot \frac{1}{434,78 \cdot 10^3} = 1,700 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 170 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2,req} = \left| \frac{\Delta N}{2} + \frac{\Delta M}{z_2} \right| \cdot \frac{1}{f_{yd}} = \left| \frac{-192,1}{2} + \frac{-49,7}{0,4445} \right| \cdot \frac{1}{434,78 \cdot 10^3} = 4,780 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 478 \text{ mm}^2$$

Poznámka:

Z výpočtu minimální nutné plochy výztuže pro sloup vychází velmi malé hodnoty požadované výztuže, a tak sloup bude vyztužen dle konstrukčních zásad na minimální stupeň vyztužení.

Minimální plocha podélné výztuže:

$$A_{s,min} \geq \frac{0,1 \cdot |N_{Ed}|}{f_{yd}} = \frac{0,1 \cdot |-5755|}{434,78 \cdot 10^3} = 1,323 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 = 1323,7 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot 0,3 \cdot 1,0 = 6 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 600 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Návrh symetrické výztuže } 3\text{Ø}25 - A_{s1,prov} = A_{s2,prov} = 1473 \text{ mm}^2$$

Návrh konstrukční výztuže 4Ø12

$$A_{s3} = 452 \text{ mm}^2$$

D) KONTROLA VYZTUŽENÍ SLOUPU D2:

Celková plocha výztuže:

$$A_{s,celkem} = 2 \cdot A_{s1,prov} + A_{s3} = 2 \cdot 1473 + 452 = 3398 \text{ mm}^2$$

Posouzení minimální plocha podélné výztuže:

$$A_{s,celkem} = 3398 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 1323,7 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Posouzení maximální plocha výztuže:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 0,3 = 12 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 = 12000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,celkem} = 3398 \text{ mm}^2 < A_{s,max} = 12000 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Kontrola vzdálenosti podélné výztuže:

$$s_{sl} = \frac{h - \frac{\phi_{sl1}}{2} - \frac{\phi_{sl2}}{2} - 2 \cdot \phi_{st} - 2 \cdot c}{4} = \frac{1000 - \frac{25}{2} - \frac{25}{2} - 2 \cdot 10 - 2 \cdot 35}{4} = 164,3 \text{ mm}$$

$$s_{sl} = 164,3 \text{ mm} < s_{sl,max} = 400 \text{ mm} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$



E) NÁVRH PŘÍČNÉ VÝZTUŽE SLOUPU D2:

Návrh třmínků: $\emptyset = 8\text{ mm} > 0,25 \cdot \emptyset_{sl,max} = 0,25 \cdot 25 = 6,25\text{ mm} \Rightarrow$ **VYHOVUJE**

Osová vzdálenost příčné výztuže:

$$s_{cl,max} = \min\{15 \cdot \emptyset_{sl,min}; b_c; 300\text{ mm}\} = \min\{15 \cdot 25; 300; 300\text{ mm}\} = 300\text{ mm}$$

Návrh příčné výztuže 2Ø8/s=300 mm

Redukce osově vzdálenosti třmínků v oblasti uložení sloupu:

$$s_{red} = 0,6 \cdot s_{cl,max} = 0,6 \cdot 300 = 180\text{ mm}$$

Návrh $s_{red} = 180\text{ mm}$

8.6.1 POSOUZENÍ SLOUPU D2 - INTERAKČNÍ DIAGRAM - SYMETRICKY VYZTUŽENÝ PRŮŘEZ

Posouzení sloupu namáhaného normálovou silou a ohybovým momentem obdelníkového průřezu dle EN 1992-1-1 bylo provedeno v naprogramovaném souboru aplikace Microsoft Excel[15]. V následující části je uvedena teorie výpočtu a výsledky posouzení jsou prezentovány pouze ve zkrácené podobě.

A) TEORIE VÝPOČTU BODŮ INTERAKČNÍHO DIAGRAMU:

Předpoklady výpočtu:

$$x_{bal,1} = \xi_{bal,1} \cdot d = 0,617 \cdot 0,9445 = 0,5827\text{ m}$$

$$x_{bal,2} = \xi_{bal,2} \cdot d_2 = 2,64 \cdot 0,0555 = 0,1465\text{ m}$$

$$x \leq x_{bal,1} \rightarrow \varepsilon_{s1} = \varepsilon_{yd}, \sigma_{s1} = f_{yd}$$

$$x \geq x_{bal,2} \rightarrow \varepsilon_{s2} = \varepsilon_{yd}, \sigma_{s2} = f_{yd}$$

$$b = 300\text{ mm}$$

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

$$d = d' = 944,5\text{ mm}$$

$$d_1 = d_2 = 55,5\text{ mm}$$

$$z_1 = z_2 = \frac{h}{2} - d_1 = 500 - 55,5 = 444,5\text{ mm}$$

$$f_{cd} = 23,33\text{ MPa}$$

$$\eta = 1,0$$

$$A_{s1,prov} = A_{s2,prov} = 1473\text{ mm}^2$$



OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MANSORY STRUCTURES

(Obr.183 – Charakteristiky průřezu sloupu D2)^[21]

Poznámka:

Ve výpočtu není uvažována konstrukční výztuž prutů Ø12. Výpočet jednotlivých bodů interakčního diagramu je proveden s účinnými výškami průřezu d , d' , d_1 a d_2 vztaženými k těžišti podélné nosné tlačené výztuže, současně je předpokládáno, že výztuž je vždy na mezi únosnosti $\sigma_{s,1} = \sigma_{s,2} = f_{yd}$

Plochy využití výztuže:

$$F_{s1} = F_{s2} = A_{s1,prov} \cdot f_{yd} = 14,73 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 = \mathbf{640,5 \text{ kN}}$$

$$\Delta F_s = (A_{s1,prov} - A_{s2,prov}) = 0 \text{ kN}$$

BOD 0(Dostředný tlak):

$$N_{Rd0} = -(b_c \cdot h_c \cdot \eta \cdot f_{cd} + \sum A_s \cdot \sigma_s)$$

$$M_{Rd0} = (A_{s2,prov} \cdot z_2 - A_{s1,prov} \cdot z_1) \sigma_s$$

$$\sigma_s = \varepsilon_{s2} \cdot E_s = 0,02 \cdot 200 \cdot 10^3 = 400 \text{ MPa} < f_{yd} = \mathbf{434,78 \text{ MPa}}$$

BOD 1 (Pomocný bod):

$$\varepsilon_{s1} = 0; F_{s1} = 0 \text{ kN}; x = d; x \geq \xi_{bal,2} \cdot d_2 \Rightarrow \sigma_{s2} = f_{yd}$$

$$N_{Rd1} = -(\lambda \cdot d \cdot b_c \cdot \eta \cdot f_{cd} + F_{s2})$$

$$M_{Rd1} = \lambda \cdot d \cdot b_c \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot \frac{(h - \lambda \cdot d)}{2} + F_{s2} \cdot z_2$$

BOD 2 (Rozhraní mezi malou a velkou výstředností):

$$x = x_{bal,1}; x_{bal,1} = \xi_{bal,1} \cdot d \geq x_{bal,2} = \xi_{bal,2} \cdot d_2 \Rightarrow \sigma_{s1} = \sigma_{s2} = f_{yd}$$

$$N_{Rd,bal} = -(\lambda \cdot \xi_{bal,1} \cdot b_c \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd} + \Delta F_s)$$

$$M_{Rd,bal} = \lambda \cdot \xi_{bal,1} \cdot b_c \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot \frac{(h - \lambda \cdot \xi_{bal,1} \cdot d)}{2} + F_{s1} \cdot z_1 + F_{s2} \cdot z_2$$

BOD 3(Prostý ohyb oboustranně vyztužený průřez):

Stanovení tlačené oblasti x:

$$b_c \cdot \lambda \cdot x^2 \cdot \eta \cdot f_{cd} + A_{s2,prov} \cdot \varepsilon_{cu3} \cdot E_s \cdot d_2 - A_{s1,prov} \cdot f_{yd} \cdot x = 0$$

=> řešením kvadratické rovnice je **jeden reálný kořen x**



$$N_{Rd} = 0 \text{ kN}; \sigma_{s1} = f_{yd}; \sigma_{s2} \leq f_{yd}$$

$$M_{Rd,bal} = \lambda \cdot x \cdot b_c \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot \frac{(h - \lambda \cdot x)}{2} + A_{s2,prov} \cdot \varepsilon_{s2} \cdot E_s \cdot z_2 + A_{s1,prov} \cdot f_{yd} \cdot z_1$$

Tlačená výztuž nemusí být plně započitatelná, je nutné ověřit využití výztuže v průřezu dle následujících podmínek:

$$\varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{x} (x - d_2) < \varepsilon_{yd} = 2,175\text{‰}$$

$$\varepsilon_{s1} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{x} (d - x) > \varepsilon_{yd} = 2,175\text{‰}$$

BOD 4(Pomocný bod):

$$\varepsilon_{s2} = 0; F_{s2} = 0 \text{ kN};$$

$$N_{Rd,bal} = F_{s1}$$

$$M_{Rdt,bal} = F_{s1} \cdot z_1$$

BOD 5(Dostředný tah, trhлина přes celý průřez):

$$\sigma_{s1} = \sigma_{s2} = f_{yd}$$

$$N_{Rdt0} = F_{s1} + F_{s2}$$

$$M_{Rdt0} = F_{s1} \cdot z_1 - F_{s2} \cdot z_2$$

BOD Z (Plné využití tlačené výztuže):

$$x = x_{bal,2}; \varepsilon_{s2} = \varepsilon_{yd}; \sigma_{s2} = f_{yd}$$

$$N_{Rd,Z} = -(\lambda \cdot \xi_{bal,2} \cdot b_c \cdot d_2 \cdot \eta \cdot f_{cd} + \Delta F_s)$$

$$M_{Rd,Z} = \lambda \cdot \xi_{bal,2} \cdot b_c \cdot d_2 \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot \frac{(h - \lambda \cdot \xi_{bal,2} \cdot d)}{2} + F_{s1} \cdot z_1 + F_{s2} \cdot z_2$$

BOD 1':

$$\varepsilon_{s2} = 0; F_{s2} = 0 \text{ kN}; x = d'; d' \geq \xi_{bal,2} \cdot d_1 \rightarrow \sigma_{s1} = f_{yd}$$

$$N'_{Rd1} = -(\lambda \cdot d' \cdot b_c \cdot \eta \cdot f_{cd} + F_{s1})$$

$$M'_{Rd1} = \lambda \cdot d' \cdot b_c \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot \frac{(h - \lambda \cdot d')}{2} - F_{s1} \cdot z_1$$

BOD 2' (Rozhraní mezi malou a velkou výstředností):

$$x = x_{bal,1}; x_{bal,1} = \xi_{bal,1} \cdot d' \geq x_{bal,2} = \xi_{bal,2} \cdot d_1 \rightarrow \sigma_{s1} = \sigma_{s2} = f_{yd}$$

$$N'_{Rd,bal} = -(\lambda \cdot \xi_{bal,1} \cdot b_c \cdot d' \cdot \eta \cdot f_{cd} - \Delta F_s)$$

$$M'_{Rd,bal} = -\lambda \cdot \xi_{bal,1} \cdot b_c \cdot d' \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot \frac{(h - \lambda \cdot \xi_{bal,1} \cdot d')}{2} - F_{s1} \cdot z_1 - F_{s2} \cdot z_2$$

BOD 3' (Prostý ohyb oboustranně vyztužený průřez):

Stanovení tlačené oblasti x:

$$b_c \cdot \lambda \cdot x^2 \cdot \eta \cdot f_{cd} + A_{s1,prov} \cdot \varepsilon_{cu3} \cdot E_s \cdot x + A_{s1,prov} \cdot \varepsilon_{cu3} \cdot E_s \cdot d_1 - A_{s2,prov} \cdot f_{yd} \cdot x = 0$$



=> řešením kvadratické rovnice je **jeden reálný kořen x**

$$N'_{Rd} = 0 \text{ kN}; \sigma_{s2} = f_{yd}; \sigma_{s1} \leq f_{yd}$$

$$M_{Rd} = -\lambda \cdot x \cdot b_c \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot \frac{(h - \lambda \cdot x)}{2} + A_{s1,prov} \cdot \varepsilon_{s1} \cdot E_s \cdot z_1 + A_{s2,prov} \cdot f_{yd} \cdot z_2$$

$$\varepsilon_{s1} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{x} (x - d_1) < \varepsilon_{yd} = 2,175\text{‰}$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{x} (d' - x) > \varepsilon_{yd} = 2,175\text{‰}$$

BOD 4' (Rozhraní mezi malou a velkou výstředností):

$$\varepsilon_{s1} = 0; F_{s1} = 0 \text{ kN}; N'_{Rd,bal} = F_{s2}$$

$$M'_{Rdt,bal} = F_{s2} \cdot z_2$$

BOD Z' (Plné využití tlačené výztuže):

$$x = \xi_{bal,2} \cdot d_1; \varepsilon_{s1} = \varepsilon_{yd}; \sigma_{s1} = f_{yd}$$

$$N'_{Rd,Z} = -(\lambda \cdot \xi_{bal,2} \cdot b_c \cdot d_1 \cdot \eta \cdot f_{cd} - \Delta F_s)$$

$$M'_{Rd,Z} = -\lambda \cdot \xi_{bal,2} \cdot b_c \cdot d_1 \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot \frac{(h - \lambda \cdot \xi_{bal,2} \cdot d_1)}{2} - F_{s1} \cdot z_1 - F_{s2} \cdot z_2$$

Omezení interakčního diagramu v oblasti dostředného tlaku s uvážením minimální výstřednosti tlakové normálové síly hodnotou:

$$e_0 = 33,3 \text{ mm} > e_{min} = 20 \text{ mm}.$$

B) VYČÍSLNÍ BODŮ INTERAKČNÍHO DIAGRAMU - SYMETRICKÁ VÝZTUŽ:

Poznámka:

Jednotlivé body interakčního diagramu byly vyčísleny ručně a bylo ověřeno, zda hodnoty bodů interakčního diagramu v excelovém programu interakčního diagramu se shodují s ručně vypočtenými hodnotami, aby byla zaručena správnost výpočtu.

BOD 0:

$$N_{Rd0} = -7178,1 \text{ kN}$$

$$M_{Rd0} = 0 \text{ kNm}$$

BOD 1:

$$N_{Rd1} = -5173,9 \text{ kN}$$

$$M_{Rd1} = 838,6 \text{ kNm}$$

$$x = d = 0,9445 \text{ m} \geq \xi_{bal,2} \cdot d_2 = 0,146 \text{ m} \rightarrow \mathbf{OK}$$

BOD 2:

$$N_{Rd,bal} = -2796,6 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,bal} = 1315,8 \text{ kNm}$$



$$\xi_{bal,1} \cdot d = 0,583 \text{ m} \geq \xi_{bal,2} \cdot d_2 = 0,146 \text{ m} \rightarrow \mathbf{OK}$$

BOD 3:

$$x = 0,076 \text{ m}$$

$$N_{Rd} = 0 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,bal} = 578,4 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{s2} = 187,6 \text{ MPa} \leq f_{yd} = 434,78 \text{ MPa} \rightarrow \mathbf{OK}$$

$$\varepsilon_{s2} = 0,944\text{‰} < \varepsilon_{yd} = 2,175\text{‰} \rightarrow \mathbf{OK}$$

$$\varepsilon_{s1} = 39,99\text{‰} > \varepsilon_{yd} = 2,175\text{‰} \rightarrow \mathbf{OK}$$

BOD 4:

$$N_{Rd,bal} = 640,3 \text{ kN}$$

$$M_{Rdt,bal} = 284,6 \text{ kNm}$$

BOD 5:

$$N_{Rdt0} = 1280,5 \text{ kN}$$

$$M_{Rdt0} = 0 \text{ kNm}$$

BOD Z:

$$N_{Rd,Z} = -820,4 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,Z} = 1440,1 \text{ kNm}$$

BOD 1':

$$N'_{Rd1} = -5173,9 \text{ kN}$$

$$M'_{Rd1} = -838,6 \text{ kNm}$$

$$x = d' = 0,9445 \text{ m} \geq \xi_{bal,2} \cdot d_1 = 0,146 \text{ m} \rightarrow \mathbf{OK}$$

BOD 2':

$$N'_{Rd,bal} = -2796,6 \text{ kN}$$

$$M'_{Rd,bal} = -1315,8 \text{ kNm}$$

$$\xi_{bal,1} \cdot d' = 0,583 \text{ m} \geq \xi_{bal,2} \cdot d_1 = 0,146 \text{ m} \rightarrow \mathbf{OK}$$

BOD 3:

$$x = 0,176 \text{ m}$$

$$N'_{Rd} = 0 \text{ kN}$$

$$M'_{Rd,bal} = -578,4 \text{ kNm}$$

$$\varepsilon_{s1} = 0,944\text{‰} < \varepsilon_{yd} = 2,175\text{‰} \rightarrow \mathbf{OK}$$

$$\varepsilon_{s2} = 39,99\text{‰} > \varepsilon_{yd} = 2,175\text{‰} \rightarrow \mathbf{OK}$$

BOD 4:



$$N'_{Rd,bal} = 640,3 \text{ kN}$$

$$M'_{Rdt,bal} = -284,6 \text{ kNm}$$

BOD Z':

$$N'_{Rd,Z} = -820,4 \text{ kN}$$

$$M'_{Rd,Z} = 1440,1 \text{ kNm}$$

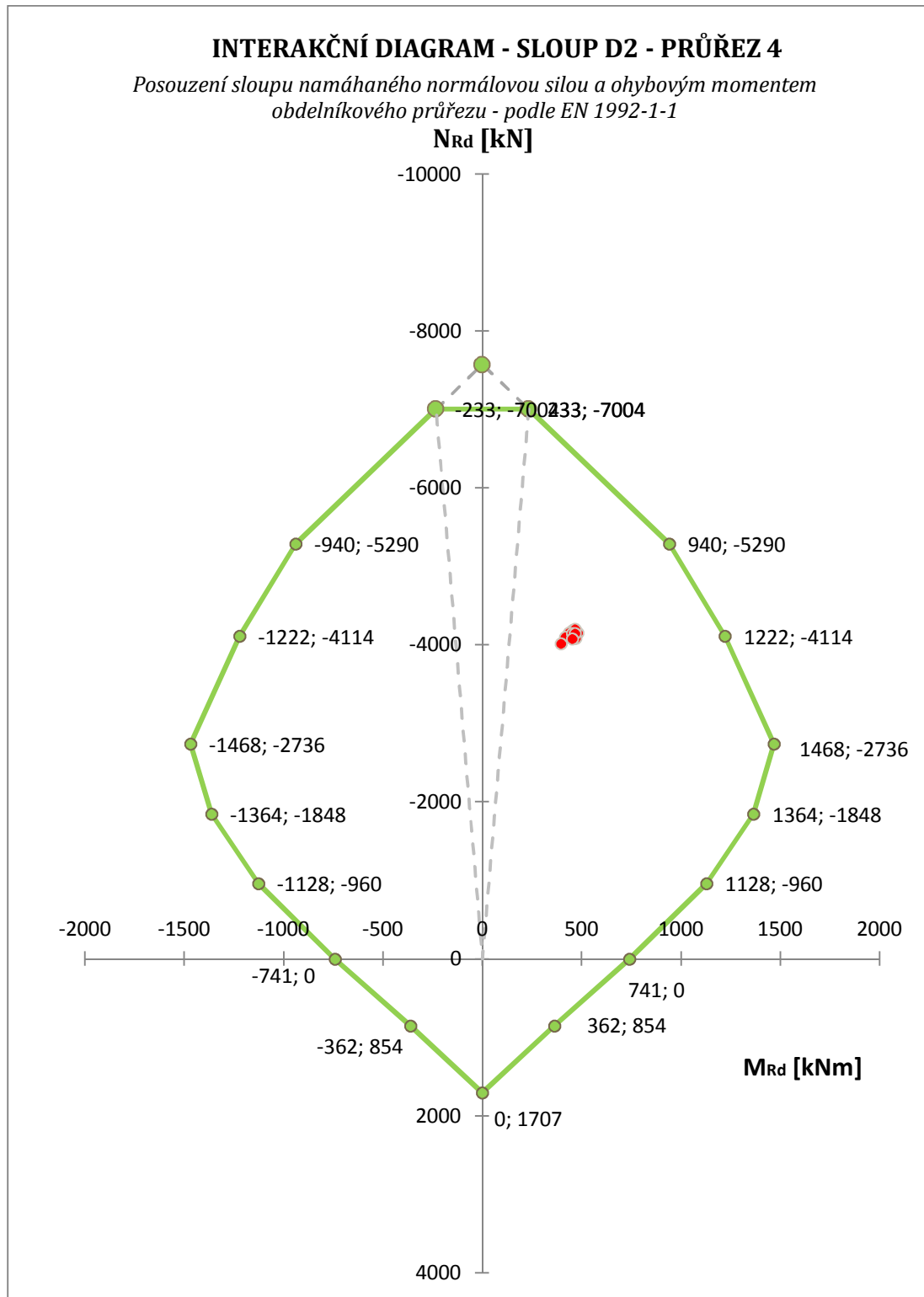
C) POSOUZENÍ SLOUP D2 - INTERAKČNÍ DIAGRAM:

Poznámka:

Průřezy jsou posouzeny na únosnost účinku M+N prostřednictvím interakčního diagramu. Pro každý posuzovaný průřez jsou vždy posouzeny hodnoty návrhových vnitřních sil pro všechny kombinace zatěžovacích stavů MSÚ dle rovnic 6.10a a 6.10b. ČSN EN 1990. Návrhové vnitřní síly jsou uvedeny v tabulce na začátku této kapitoly. Návrhové hodnoty momentových sil pro průřez 4 a 5 jsou hodnoty redukováných momentů k vnějšímu líci spojitě rámové příčle.



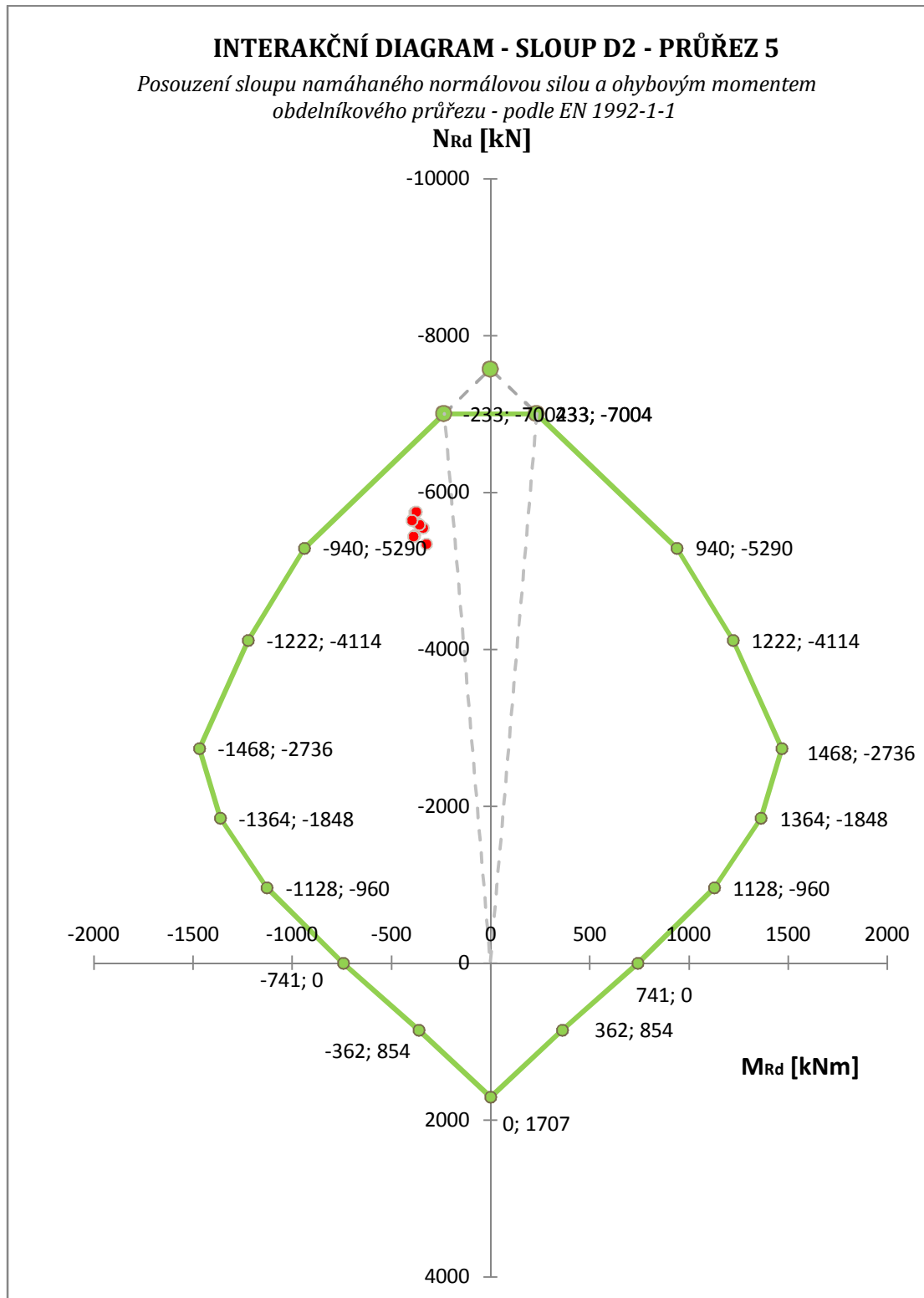
Posouzení sloup D2 v průřezu 4:



(Obr.184 - Interakční diagram sloup D2 - 1000x300 mm - Průřez 4 - rám 1.PP)



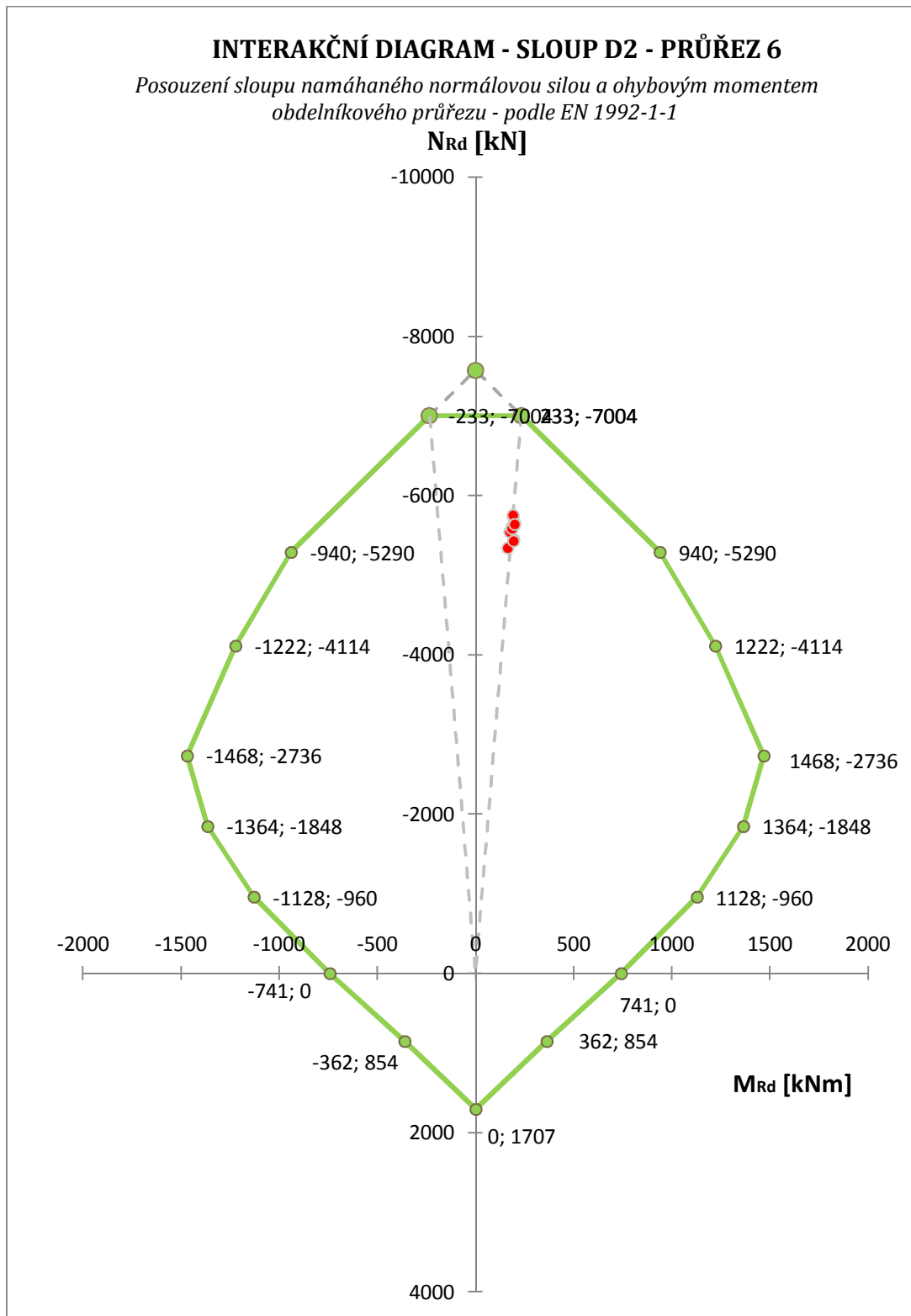
Posouzení sloup D2 v průřezu 5:



(Obr.185 - Interakční diagram sloup D2 - 1000x300 mm – Průřez 5 - rámeček 1.PP)



Posouzení sloup D2 v průřezu 6:



(Obr.186 - Interakční diagram sloup D2 - 1000x300 mm – Průřez 6 - rámeček 1.PP)



Závěr:

Všechny body extrémních hodnot zatížení pro všechny uvažované kombinace zatížení pro posuzované průřezy 4,5 a 6 leží uvnitř interakčního diagramu. Průřez sloupu D2 1000 x 300 mm s navrženou výztuží vyhovuje návrhu na MSÚ.



8.7 MSÚ - NÁVRH SLOUP D3 RÁMOVÉ KONSTRUKCE 1.PP

1) VSTUPNÍ PARAMETRY VÝPOČTU:

Návrhové vnitřní síly: $M_{Ed,1} = 630,0$ kNm - (průřez 1)
 $M_{Ed,2} = -463,6$ kNm - (průřez 2)
 $M_{Ed,3} = 198,7$ kNm - (průřez 3)
 $N_{Ed4} = -4199,7$ kN - (průřez 1)
 $N_{Ed3,4} = -5755,0$ kN - (průřez 3,4)

Poznámka:

Návrhové vnitřní síly určené k teoretické střednici průřezu sloupů jsou redukovány jako u předchozího výpočtu

Tabulka návrhových redukováných vnitřních sil na sloupu D3 v průřezu 1,2,3:

Sloup D3					
Zatěžovací kombinace	$M_{ed,1}$	$M_{ed,2}$	$M_{ed,3}$	N_{Ed1}	$N_{Ed2,3}$
	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
C01	-479,2	437,7	-230,6	-4520,5	-6583,6
C02	-461,7	458,7	-221,7	-4148,9	-6484
C03	-502,4	461,5	-244,8	-4382	-6261,3
C04	-492,5	456,3	-240,3	-4307,6	-6075,3
C05	-444,1	446,7	-214,3	-4412,2	-6329,5
C06	-422,5	421,2	-202,4	-4363,9	-6196,8
C07	-499,1	508,8	-243,5	-4379,3	-6259,4
C08	-488,6	500,1	-238,6	-4304,2	-6072,8
C09	-481,3	477,4	-231,9	-4523,2	-6535,5
C10	-463,8	455,7	-222,6	-4501	-6450,9

Další parametry výpočtu:

Stejné rozměry jako pro sloup D2, viz předchozí kapitola 8.6 sloup D2.

B) POSOUZENÍ ŠTÍHLOSTI SLOUPU D3:

Štíhlost sloupu:

$\lambda = 24,42$ – viz předchozí kapitola sloup D2.

Limitní štíhlost sloupu:

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}}$$

A, B doporučené hodnoty koeficientů $A = 0,7$, $B = 1,1$



$$\lambda_{lim} = \frac{15,4 \cdot C}{\sqrt{n}}$$

$$C = 1,7 - r_m$$

$$r_m = \frac{M_{Ed,3}}{M_{Ed,2}}$$

$$n = \frac{|N_{Ed2,3}|}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Posouzení štíhlosti sloupu:

Omezující kritérium štíhlosti tlačeného prvku dle ČSN EN 1992-1-1:

$$\lambda \leq \lambda_{lim} \leq 75$$

Sloup D3					
Zatěžovací kombinace	r_m	n	koeficient C	λ_{lim}	$\lambda_{lim} > \lambda$
	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
C01	-0,527	1,097	2,227	32,7	OK
C02	-0,483	1,081	2,183	32,3	OK
C03	-0,530	1,044	2,230	33,6	OK
C04	-0,527	1,013	2,227	34,1	OK
C05	-0,480	1,055	2,180	32,7	OK
C06	-0,481	1,033	2,181	33,0	OK
C07	-0,479	1,043	2,179	32,8	OK
C08	-0,477	1,012	2,177	33,3	OK
C09	-0,486	1,089	2,186	32,3	OK
C10	-0,488	1,075	2,188	32,5	OK

Poznámka:

Podmínka posouzení štíhlosti sloupu vyhovuje, není nutné uvažovat přídatné hodnoty ohybového momentu od vlivu účinku druhého řadu. Jedná se tedy o masivní tlačený prvek.

C) NÁVRH VÝZTUŽE SLOUPU D3:

Účinné výšky průřezu:

-Předpoklad profilu podélné výztuže $\phi_{st1} = 25 \text{ mm}$

-Předpoklad profilu výztuže třmíneků $\phi_{st} = 8 \text{ mm}$

$$d_1 = d_2 = 55,5 \text{ mm}$$

$$d = h - d_1 = 1000 - 55,5 = 944,5 \text{ mm}$$

$$d' = h - d_2 = 1000 - 55,5 = 944,5 \text{ mm}$$

Ramena vnitřních sil:

$$z_1 = h/2 - d_1 = 1000/2 - 55,5 = 444,5 \text{ mm}$$



$$z_2 = h/2 - d_2 = 1000/2 - 55,5 = 444,5 \text{ mm}$$

Minimální výstřednost:

$$e_0 = 33,3 \text{ mm}$$

Stanovení excentricity v průřezu 1:

$$e = \frac{M_{Ed,1}}{|N_{Ed1}|} = \frac{-502,4}{|-4523,2|} = -0,111 \text{ m} = \mathbf{111 \text{ mm}}$$

Stanovení excentricity v průřezu 2:

$$e = \frac{M_{Ed,2}}{|N_{Ed2,3}|} = \frac{508,8}{|-6583,6|} = 0,077 \text{ m} = \mathbf{77 \text{ mm}}$$

Stanovení excentricity v průřezu 3:

$$e = \frac{M_{Ed,3}}{|N_{Ed2,3}|} = \frac{-244,8}{|-6583,6|} = -0,0371 \text{ m} = \mathbf{-37,1 \text{ mm}}$$

$$e_1, e_2, e_3 > e_0 = \mathbf{33,3 \text{ mm}} \Rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

Stanovení způsobu namáhání na sloupu:

$$N_{c,bal} = 3263,0 \text{ kN} - \text{viz předchozí kapitola sloup D2.}$$

Průřez 1:

$$|N_{Ed}| = 4523,2 \text{ kN} > N_{c,bal} = 3263,0 \text{ kN} \rightarrow \mathbf{PŘEVLÁDÁ TLAK (MALÁ VÝSTŘEDNOST)}$$

Průřez 2,3:

$$|N_{Ed}| = 6583,6 \text{ kN} > N_{c,bal} = 3263,0 \text{ kN} \rightarrow \mathbf{PŘEVLÁDÁ TLAK (MALÁ VÝSTŘEDNOST)}$$

Návrhový moment s vlivem účinku normálové síly průřez 2:

$$M_{Ed} = M_{Ed,3} + N_{Ed,2} \cdot z_1 = 508,8 - 6583,2 \cdot 0,4445 = -2417,4 \text{ kNm}$$

Výška tlačené oblasti průřezu:

$$x = \frac{d_2}{\lambda} \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{Ed,2}}{b \cdot d_2^2 \cdot \eta \cdot f_{cd}}} \right)$$

$$x = \frac{0,0555}{0,8} \left(1 + \sqrt{1 - \frac{2 \cdot (-2417,4)}{0,3 \cdot 0,0555^2 \cdot 1,0 \cdot 23,33 \cdot 10^3}} \right) = \mathbf{1,110 \text{ m}}$$

Návrh symetrické výztuže výztuže A_{s1} a A_{s2} :

Síla v tlačené části průřezu:

$$F_c = \lambda \cdot b_c \cdot x \cdot \eta \cdot f_{cd} = 0,8 \cdot 0,3 \cdot 1,062 \cdot 1,0 \cdot 23,33 \cdot 10^3 = \mathbf{6215,1 \text{ kN}}$$

Moment v tlačené části průřezu:

$$M_c = F_c \cdot 0,5 \cdot (h - \lambda \cdot x) = 5947,1 \cdot 0,5 \cdot (1,0 - 0,8 \cdot 1,062) = \mathbf{348,0 \text{ kNm}}$$



Rozdílové hodnoty návrhových sil:

$$\Delta N = -N_{Ed} - F_c = 6583,6 - 6215,1 = -368,5 \text{ kN}$$

$$\Delta M = M_{Ed} - M_c = 508,8 - 348 = -160,8 \text{ kNm}$$

Požadovaná plocha výztuže:

$$A_{s1,req} = \left| \frac{\Delta N}{2} - \frac{\Delta M}{z_1} \right| \cdot \frac{1}{f_{yd}} = \left| \frac{-368,5}{2} - \frac{-160,8}{0,4445} \right| \cdot \frac{1}{434,78 \cdot 10^3} = 4,248 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{s1,req} = 424,8 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2,req} = \left| \frac{\Delta N}{2} + \frac{\Delta M}{z_2} \right| \cdot \frac{1}{f_{yd}} = \left| \frac{-368,5}{2} + \frac{-160,8}{0,4445} \right| \cdot \frac{1}{434,78 \cdot 10^3} = 1,255 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_{s2,req} = 1255 \text{ mm}^2$$

Minimální plocha podélné výztuže:

$$A_{s,min} \geq \frac{0,1 \cdot |N_{Ed}|}{f_{yd}} = \frac{0,1 \cdot |-6583,6|}{434,78 \cdot 10^3} = 1,514 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 = 1514,2 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot 0,3 \cdot 1,0 = 6 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 600 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Návrh symetrické výztuže } 6\text{Ø}25 \Rightarrow A_{s1,prov} = A_{s2,prov} = 2945 \text{ mm}^2$$

$$1.\text{Řada} - 3\text{Ø}25 - A_{s1} = 1473 \text{ mm}^2$$

$$2.\text{Řada} - 3\text{Ø}25 - A_{s2} = 1473 \text{ mm}^2$$

$$\text{Návrh konstrukční výztuže } 4\text{Ø}12 \Rightarrow A_{s3} = 452 \text{ mm}^2$$

Stanovení těžiště navrhnuté ohybové výztuže:

-Předpoklad plného využití ohybové výztuže v obou řadách při spodním okraji průřezu.

$$d_1 = c + \phi_{sw} + \frac{\phi_{sl}}{2} = 35 + 8 + \frac{25}{2} = 55,5 \text{ mm}$$

$$d_2 = c + \phi_{sw} + \phi_{sl} + 1,2 \cdot \phi_{sl} + \frac{\phi_{sl}}{2} = 35 + 8 + 25 + 1,2 \cdot 25 + \frac{25}{2} = 112,5 \text{ mm}$$

$$h_{1,2} = \frac{6 \cdot d_1 + 6 \cdot d_2}{12} = \frac{3 \cdot 55,5 + 3 \cdot 112,5}{6} = 84 \text{ mm}$$

Účinná výška průřezu pro střed těžiště výztuže:

$$d = h_c - h_{c1,2} = 1000 - 84 = 916 \text{ mm}$$

$$\text{Návrh konstrukční výztuže } 4\text{Ø}12 \Rightarrow A_{s3} = 452 \text{ mm}^2$$

D) KONTROLA VYZTUŽENÍ SLOUPU D3:

Celková plocha výztuže:

$$A_{s,celkem} = 2 \cdot A_{s1,prov} + A_{s3} = 2 \cdot 2945 + 452 = 6342 \text{ mm}^2$$

Posouzení minimální plocha podélné výztuže:

$$A_{s,celkem} = 6342 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 1323,7 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$



Maximální plocha výztuže:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 0,3 = 12 \cdot 10^{-3} m^2 = 12000 mm^2$$

$$A_{s,celkem} = 6342 mm^2 < A_{s,max} = 12000 mm^2 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

E) NÁVRH PŘÍČNÉ VÝZTUŽE SLOUPU D2:

Návrh příčné výztuže 2Ø8/s=180 mm

Návrh $s_{red} = 180 mm$

-návrh stejné příčné výztuže ve sloupu – viz předchozí návrh sloupu D2

8.7.1 POSOUZENÍ SLOUPU D2 - INTERAKČNÍ DIAGRAM - SYMETRICKY VYZTUŽENÝ PRŮŘEZ

Posouzení sloupu namáhaného normálovou silou a ohybovým momentem obdelníkového průřezu dle EN 1992-1-1 bylo provedeno rovněž v naprogramovaném souboru aplikace Microsoft Excel[15]. V následující části jsou výsledky posouzení prezentovány pouze ve zkrácené podobě.

1) CHARAKTERISTIKY PRŮŘEZU:

Předpoklady výpočtu:

$$x_{bal,1} = \xi_{bal,1} \cdot d = 0,617 \cdot 0,916 = 0,570 m$$

$$x_{bal,2} = \xi_{bal,2} \cdot d_2 = 2,64 \cdot 0,0916 = 0,200 m$$

$$x \leq x_{bal,1} \rightarrow \varepsilon_{s1} = \varepsilon_{yd}, \sigma_{s1} = f_{yd}$$

$$x \geq x_{bal,2} \rightarrow \varepsilon_{s2} = \varepsilon_{yd}, \sigma_{s2} = f_{yd}$$

$$b = 300 mm$$

$$h = 1000 mm$$

$$d = d' = 916 mm$$

$$d_1 = d_2 = 84 mm$$

$$z_1 = \frac{h}{2} - d_1 = 500 - 84 = 416 mm$$

$$z_2 = \frac{h}{2} - d_1 = 500 - 84 = 416 mm$$

$$f_{cd} = 23,33 MPa$$

$$\eta = 1,0$$

$$A_{s1,prov} = A_{s2,prov} = 2945 mm^2$$



Poznámka:

Ve výpočtu není uvažována konstrukční výztuž prutů $\varnothing 12$. Výpočet jednotlivých bodů interakčního diagramu je proveden s účinnými výškami průřezu d, d', d_1 a d_2 vztaženými k těžišti podélné nosné tlačené výztuže, současně je předpokládáno, že výztuž je vždy na mezi únosnosti $\sigma_{s,1} = \sigma_{s,2} = f_{yd}$

Plochy využití výztuže:

$$F_{s1} = F_{s2} = A_{s1,prov} \cdot f_{yd} = 29,45 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 = \mathbf{1280,4 \text{ kN}}$$

$$\Delta F_s = (A_{s1,prov} - A_{s2,prov}) = \mathbf{0 \text{ kN}}$$

B) VYČÍSLENÍ BODŮ INTERAKČNÍHO DIAGRAMU:

BOD 0:

$$N_{Rd0} = -8356,2 \text{ kN}$$

$$M_{Rd0} = 0 \text{ kNm}$$

BOD 1:

$$N_{Rd1} = -5677,3 \text{ kN}$$

$$M_{Rd1} = 1120,1 \text{ kNm}$$

$$x = d = 0,916 \text{ m} \geq \xi_{bal,2} \cdot d_2 = 0,222 \text{ m} \rightarrow \mathbf{OK}$$

BOD 2:

$$N_{Rd,bal} = -2712,2 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,bal} = 1808,5 \text{ kNm}$$

$$\xi_{bal,1} \cdot d = 0,565 \text{ m} \geq \xi_{bal,2} \cdot d_2 = 0,222 \text{ m} \rightarrow \mathbf{OK}$$

BOD 3:

$$x = 0,125 \text{ m}$$

$$N_{Rd} = 0 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,bal} = 1085,8 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{s2} = 230,6 \text{ MPa} \leq f_{yd} = 434,78 \text{ MPa} \rightarrow \mathbf{OK}$$

$$\varepsilon_{s2} = 1,148\text{‰} < \varepsilon_{yd} = 2,175\text{‰} \rightarrow \mathbf{OK}$$

$$\varepsilon_{s1} = 23,29\text{‰} > \varepsilon_{yd} = 2,175\text{‰} \rightarrow \mathbf{OK}$$

BOD 4:

$$N_{Rd,bal} = 1280,5 \text{ kN}$$

$$M_{Rdt,bal} = 543,7 \text{ kNm}$$

BOD 5:

$$N_{Rdt0} = 2561,1 \text{ kN}$$



$$M_{Rdt0} = 0 \text{ kNm}$$

BOD Z:

$$N_{Rd,Z} = -1241,7 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,Z} = 1756,0 \text{ kNm}$$

BOD 1':

$$N'_{Rd1} = -5677,3 \text{ kN}$$

$$M'_{Rd1} = -1120,1 \text{ kNm}$$

$$x = d' = 0,916 \text{ m} \geq \xi_{bal,2} \cdot d_1 = 0,222 \text{ m} \rightarrow \text{OK}$$

BOD 2':

$$N'_{Rd,bal} = -2712,2 \text{ kN}$$

$$M'_{Rd,bal} = -1808,5 \text{ kNm}$$

$$\xi_{bal,1} \cdot d' = 0,565 \text{ m} \geq \xi_{bal,2} \cdot d_1 = 0,222 \text{ m} \rightarrow \text{OK}$$

BOD 3:

$$x = 0,111 \text{ m}$$

$$N'_{Rd} = 0 \text{ kN}$$

$$M'_{Rd,bal} = -1085,8 \text{ kNm}$$

$$\varepsilon_{s1} = 1,109\text{‰} < \varepsilon_{yd} = 2,175\text{‰} \rightarrow \text{OK}$$

$$\varepsilon_{s2} = 23,29\text{‰} > \varepsilon_{yd} = 2,175\text{‰} \rightarrow \text{OK}$$

BOD 4:

$$N'_{Rd,bal} = 1280,5 \text{ kN}$$

$$M'_{Rdt,bal} = -532,7 \text{ kNm}$$

BOD Z':

$$N'_{Rd,Z} = -1120,5 \text{ kN}$$

$$M'_{Rd,Z} = 1556,9 \text{ kNm}$$

8.7.2 POSOUZENÍ SLOUP D3 – INTERAKČNÍ DIAGRAM – SYMETRICÁ VÝZTUŽ

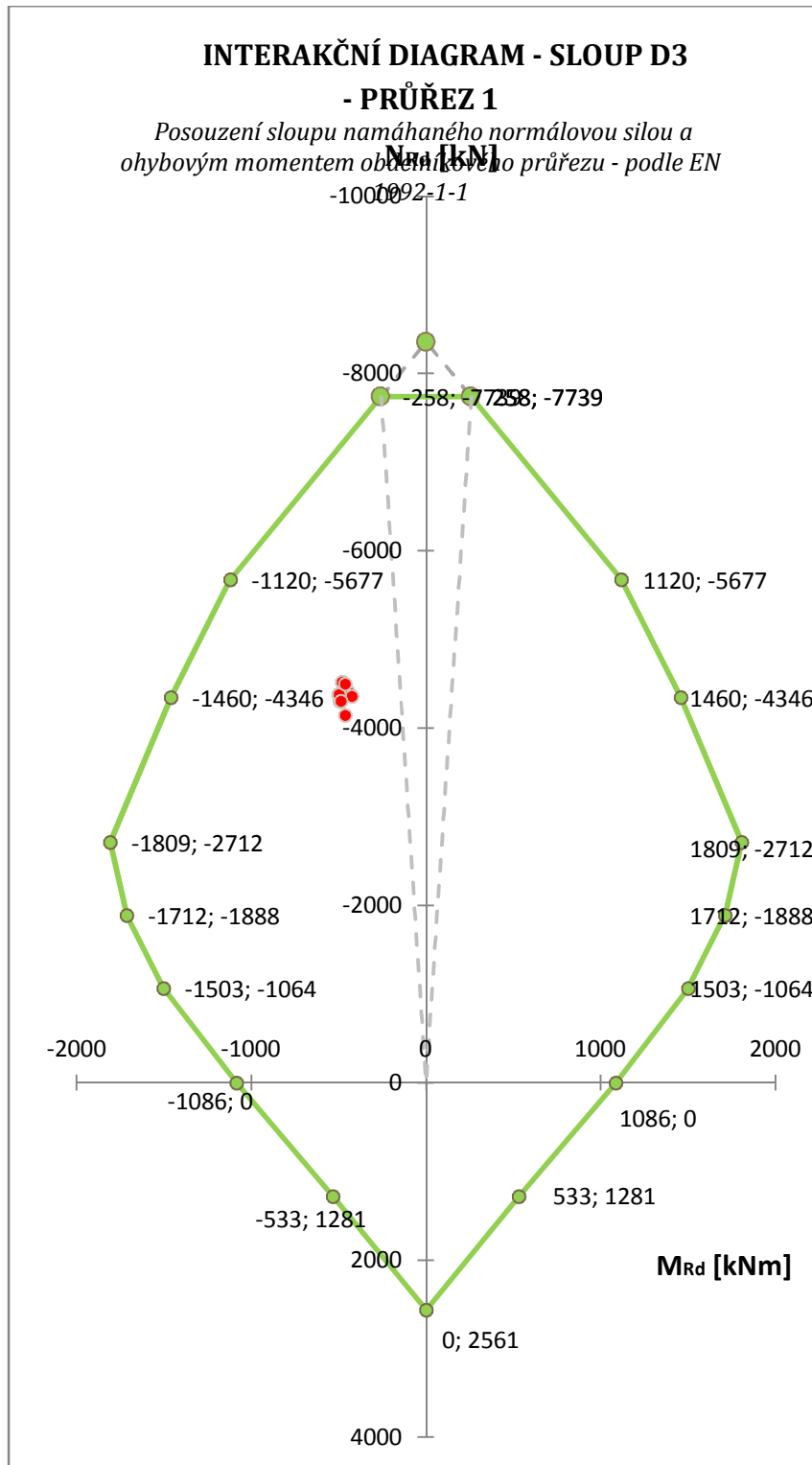
Poznámka:

Průřezy jsou posouzeny na únosnost účinku M+N prostřednictvím interakčního diagramu. Pro každý posuzovaný průřez jsou vždy posouzeny hodnoty návrhových vnitřních sil pro všechny kombinace zatěžovacích stavů MSÚ dle rovnice 6.10a a 6.10b. ČSN EN 1990. Návrhové vnitřní síly jsou uvedeny v tabulce na začátku této kapitoly.



Návrhové hodnoty momentových sil pro průřez 1 a 2 jsou hodnoty redukovovaných momentů k vnějšímu líci spojitě rámové příčle.

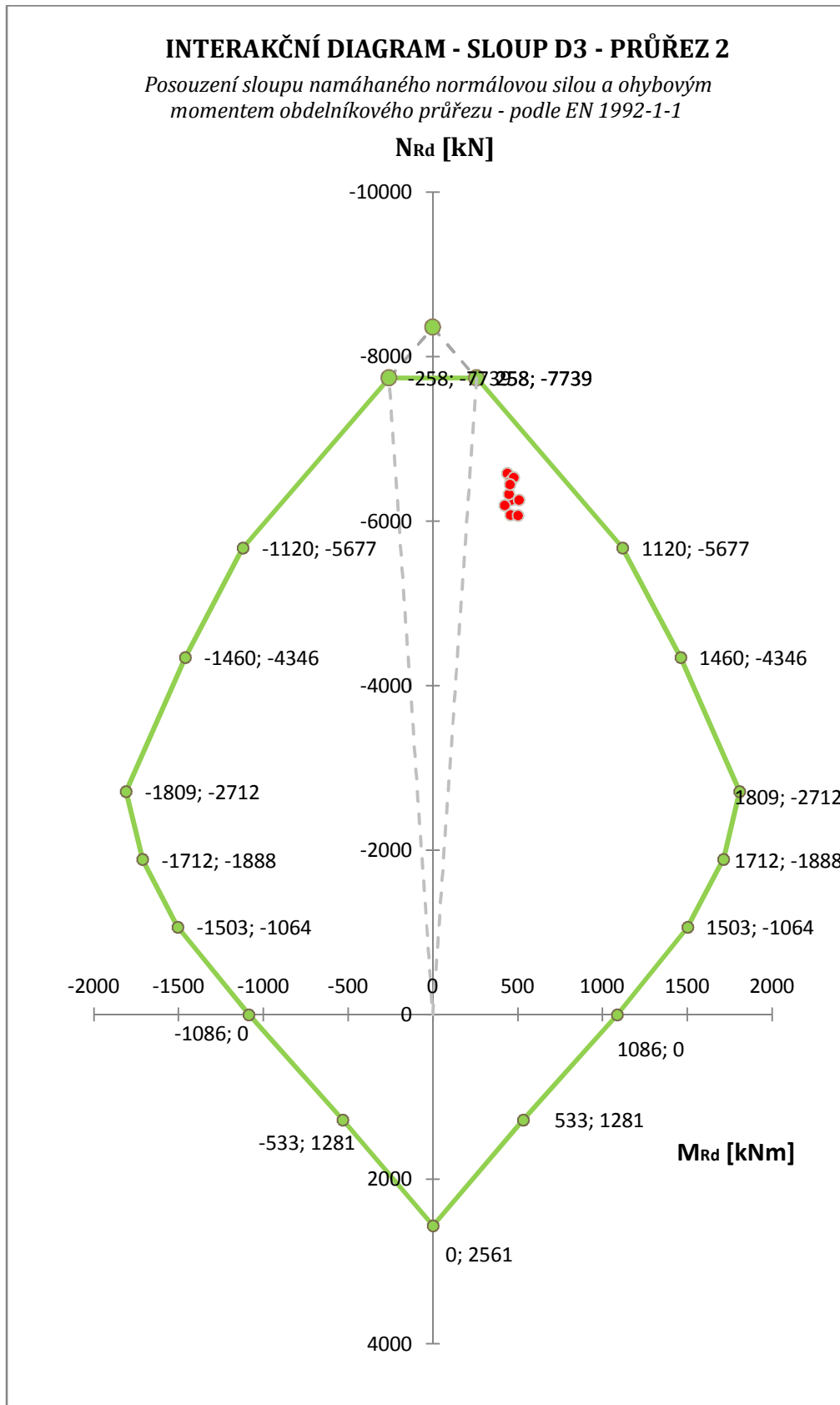
Posouzení v průřezu 1 (pata sloupu 1.NP):



(Obr.187 - Interakční diagram sloup D3 - 1000x300 mm – Průřez 1- rám 1.PP)



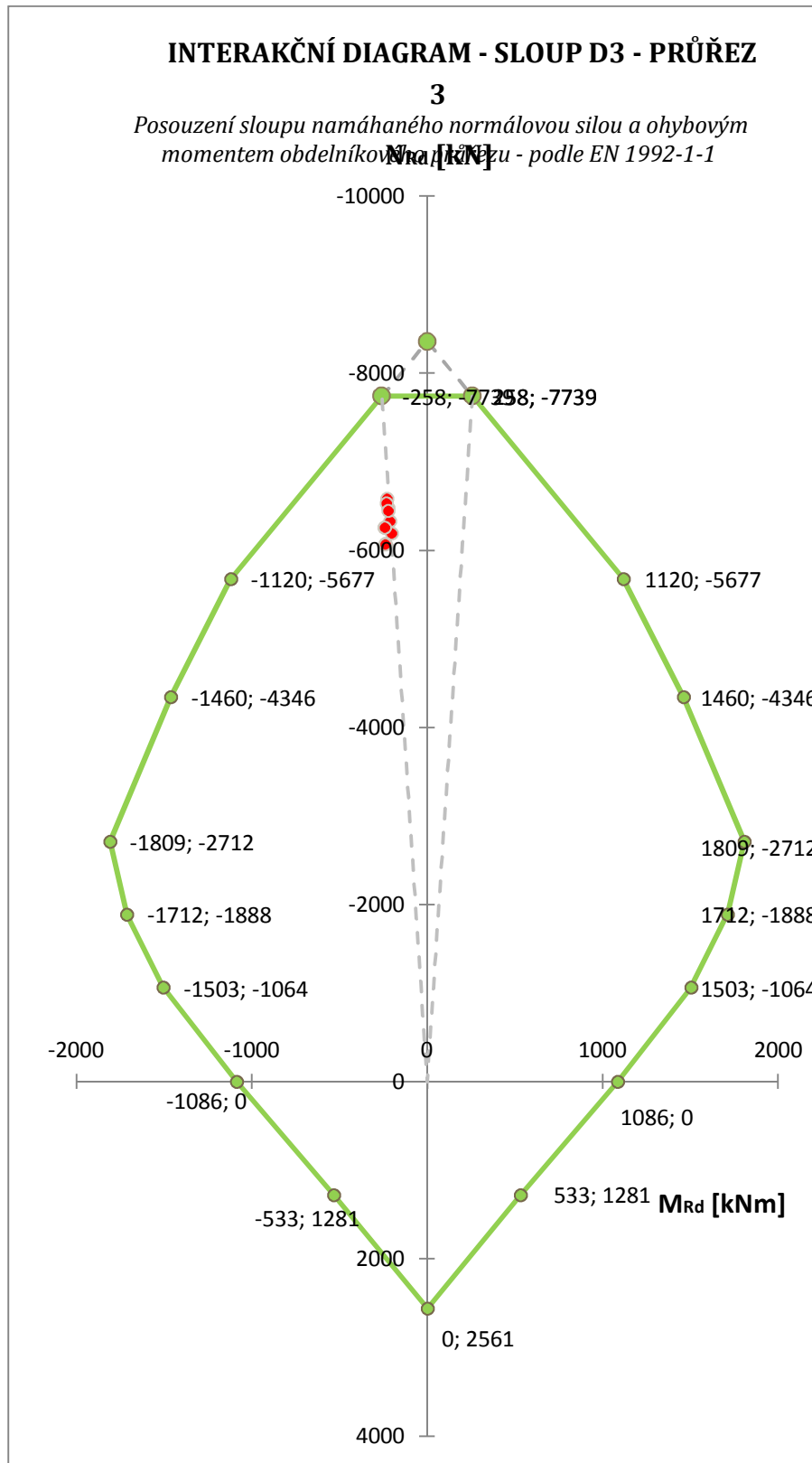
Posouzení v průřezu 2 (zhlaví sloupu 1.PP):



(Obr.188 - Interakční diagram sloup D3 - 1000x300 mm - Průřez 2 - rám 1.PP)



Posouzení v průřezu 3 (pata sloupu 1.PP):



(Obr.189 - Interakční diagram sloup D3 - 1000x300 mm – Průřez 3 - rám 1.PP)



Závěr:

Všechny body hodnoty extrémních sil od uvažovaných kombinací zatížení leží pro posuzované průřezy 1,2 a 3 v uvnitř interakčního diagramu. Průřez sloupu D3 1000 x 300 mm s navrženou výztuží vyhovuje na MSÚ.



9 MSP - RÁMOVÁ PŘÍČLE 1.PP

Rámová příčle bude posouzena v rozhodujícím průřezu E, kde je rámová příčle zatížena osamělou silou od svislé reakce stěny 1.PP. V tomto průřezu je rozhodující především průhyb prvku. V průřezu E je očekáván vznik trhlin, a tak je nutné stanovit celkový pokles tuhosti průřezu v důsledku rozvoje trhlin v průřezu.

9.1 STANOVENÍ PRŮŘEZOVÝCH CHARAKTERISTIK RÁMOVÉ PŘÍČLE

A) VLIV DOTVAROVÁNÍ PRO DLOUHODOBÉ ÚČINKY ZATÍŽENÍ:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)}$$

$\varphi(\infty, t_0)$ součinitel dotvarování pro příslušné zatížení a dobu jeho trvání

t_0 konečná hodnota součinitele dotvarování v čase $t = \infty \Rightarrow t_0 = 28$ dní

h_0 náhradní rozměr průřezu

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 0,85 \cdot 0,65}{0,65 \cdot 2 + 2 \cdot 0,85} = 0,368m = 368 \text{ mm}$$

A_c průřezová plocha betonu

u obvod průřezu

S,N,R třída tvrdnutí cementu, **N - normálně tvrdnoucí**

OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

(Obr. 190 - Součinitel dotvarování pro průřez 850x650mm běžné podmínky dle ČSN EN 1992-1-1⁽⁹⁾)

$$\varphi(\infty, t_0) = 2,14$$

Efektivní modul pružnosti betonu:

$$E_{c,eff} = \frac{32000}{1 + 2,14} = 10191 \text{ MPa}$$

Součinitel pro dotvarování:

$$k_{creep} = \frac{32000}{10191} = 3,14$$



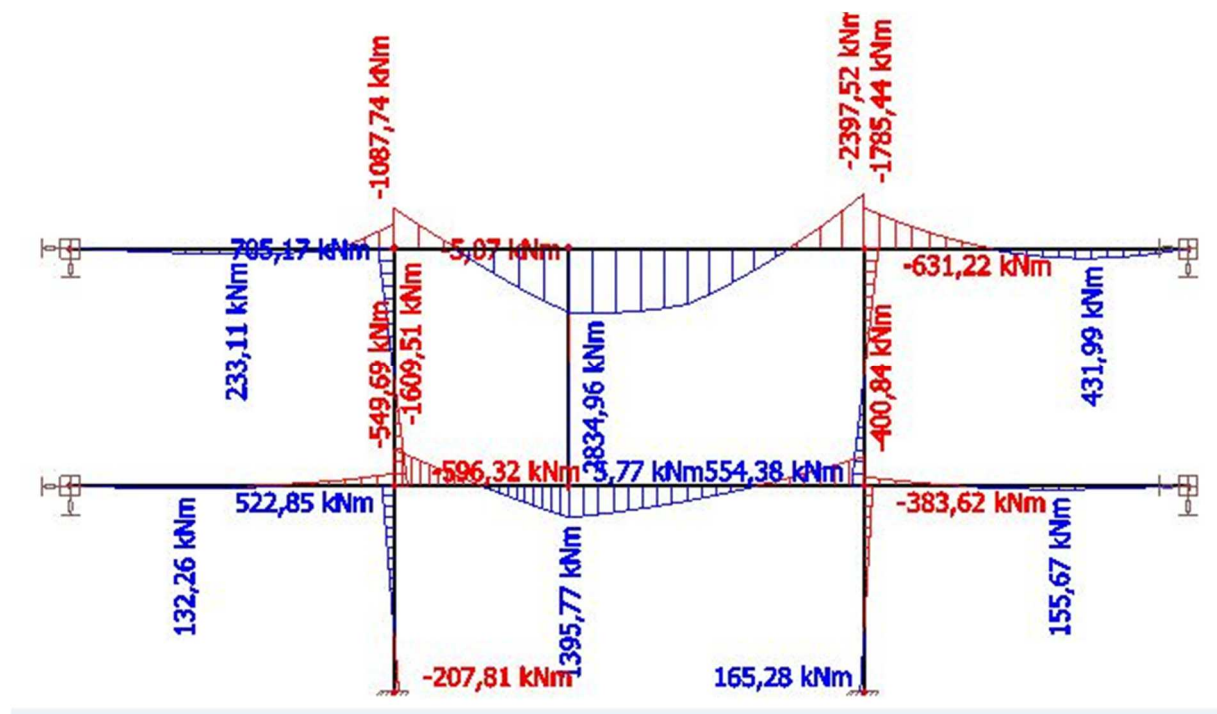
B) NÁVRHOVÉ KOMBINACE ZATÍŽENÍ MSP:

Charakteristická kombinace zatížení dle ČSN EN 1992-1-1 (6.14b):

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

Moment pro charakteristickou kombinaci zatížení:

$$M_{Ek} = 1395,8 \text{ kNm}$$



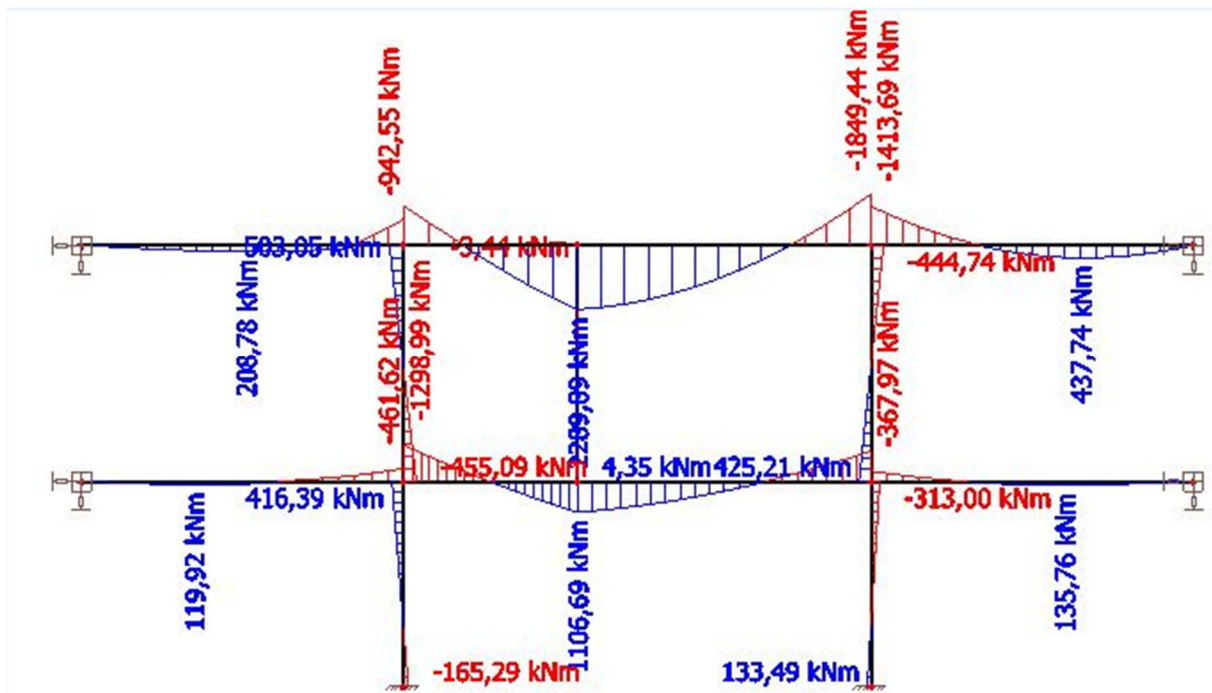
(Obr.191 - Výsledné hodnoty momentových sil M_y pro charakteristickou kombinaci)

Kvazistálá kombinace zatížení dle ČSN EN 1992-1-1 (6.16b):

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



Moment pro kvazistálou kombinaci zatížení:



(Obr. 192 - Výsledné hodnoty momentových sil M_y pro kvazistálou kombinací zatížení)

$$M_{Eqp} = 1106,7 \text{ kNm}$$

C) VLASTNOSTI PRŮŘEZU:

Plochy výztuže:

$$A_{s1} = 7390 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 1272 \text{ mm}^2$$

Účinná výška průřezu:

$$d = 760 \text{ mm}$$

$$d_1 = c + \phi_{sw} + \phi_{sl}/2 = 35 + 10 + 18/2 = 54 \text{ mm}$$

Poznámka:

Účinná výška průřezu je vztažena k těžišti spodní ohybové výztuže

Moment setrvačnosti průřezu:

$$I_y = \frac{1}{12} \cdot b_p \cdot h_p^3 = \frac{1}{12} \cdot 0,65 \cdot 0,85^3 = 0,03326 \text{ m}^4$$



9.1.1 PRŮŘEZ PŘED VZNIKEM TRHLIN (IDEÁLNÍ PRŮŘEZ)

Součinitel pro zavedení náhradní betonové plochy pro taženou výztuž - krátkodobý účinek zatížení:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200}{32} = \mathbf{6,25}$$

Plocha průřezu:

$$A_c = b_p \cdot h_p = 0,65 \cdot 0,85 = \mathbf{0,5525 \text{ m}^2}$$

Plocha ideálního průřezu:

$$A_i = A_c + (\alpha_e - 1)(A_{s,1} + A_{s,2})$$

$$A_i = 0,85 \cdot 0,65 + (6,25 - 1)[(73,9 + 12,72) \cdot 10^{-4}] = \mathbf{0,5976 \text{ m}^2}$$

Výpočet polohy neutrální osy od horního okraje ideálního průřezu:

$$x_i = \left[\frac{A_c \cdot \frac{h_p}{2} + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s,1} \cdot d + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s,2} \cdot d_1}{A_i} \right]$$

$$x_i = \left(\frac{0,5525 \cdot 0,425 + 5,25 \cdot 73,9 \cdot 10^{-4} \cdot 0,760 + 5,25 \cdot 12,72 \cdot 10^{-4} \cdot 0,054}{0,5976} \right)$$

$$x_i = \mathbf{0,4428 \text{ m}}$$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu k těžišti průřezu:

$$I_i = \frac{1}{12} \cdot b_p \cdot h_p^3 + b_p \cdot h_p \cdot \left(x_i - \frac{h_p}{2} \right)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s,1} \cdot (d - x_i)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s,2} \cdot (x_i - d_1)^2$$

$$\begin{aligned} I_i &= \frac{1}{12} \cdot 0,65 \cdot 0,85^3 + 0,65 \cdot 0,85 \cdot \left(0,4428 - \frac{0,85}{2} \right)^2 + (6,25 - 1) \cdot 73,9 \\ &\quad \cdot 10^{-4} \cdot (0,760 - 0,4428)^2 + (6,25 - 1) \cdot 12,72 \cdot 10^{-4} \cdot (0,4431 - 0,054)^2 \\ &= \mathbf{3,829 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4} \end{aligned}$$

Moment na mezi vzniku trhlin pro krátkodobý účinek zatížení:

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot \frac{I_i}{h_p - x_i} = 2900 \cdot \frac{3,829 \cdot 10^{-2}}{0,85 - 0,4431} = \mathbf{272,76 \text{ kNm}}$$

$$M_{Eqp} = 1106,7 \text{ kNm} \geq M_{cr} = 272,8 \text{ kNm} \Rightarrow \mathbf{VZNIK TRHLIN}$$



9.1.2 PRŮŘEZ PO VZNIKU TRHLIN

Poloha neutrální osy od horního okraje průřezu oslabeného trhlinou:

$$x_{ir} = \frac{(\alpha_e - 1) \cdot (A_{s1} + A_{s2})}{b_p} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b_p}{(\alpha_e - 1)} \cdot \frac{A_{s1} \cdot d + A_{s2} \cdot d_2}{(A_{s1} + A_{s2})^2}} \right)$$

$$x_{ir} = \frac{(6,25 - 1) \cdot (73,9 + 12,72) \cdot 10^{-4}}{0,65}$$

$$\cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 0,65}{(6,25 - 1)} \cdot \frac{73,9 \cdot 10^{-4} \cdot 0,760 + 12,72 \cdot 10^{-4} \cdot 0,054}{(73,9 \cdot 10^{-4} + 12,72 \cdot 10^{-4})^2}} \right) = \mathbf{0,2411 \text{ m}}$$

$$I_{ir} = \frac{1}{3} \cdot b_p \cdot x_{ir}^3 + (\alpha_e - 1) \cdot [A_{s1} \cdot (d - x_{ir})^2 + A_{s2} \cdot (x_{ir} - d_2)^2]$$

$$I_{ir} = \frac{1}{3} \cdot 0,65 \cdot 0,2425^3 + (6,25 - 1) \cdot [73,9 \cdot 10^{-4} \cdot (0,7655 - 0,2425)^2 + 12,72 \cdot 10^{-4} \cdot (0,2425 - 0,054)^2]$$
$$= \mathbf{1,371 \cdot 10^{-2} m^4}$$

F) ROZDĚLOVACÍ SOUČINITEL:

$$\zeta = 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ek,qp}} \right)^2$$

ζ rozdělovací součinitel, [-]

M_{cr} moment na mezi vzniku trhlin v průřezu [kNm]

$M_{Ek,qp}$ moment pro kvazistálou kombinaci zatížení dle rce. 6.16b [kNm]

β koeficient pro délku účinku zatížení, [-]

$\beta = 1,0$ - krátkodobé účinky zatížení

$\beta = 0,5$ - dlouhodobé účinky zatížení

Součinitel pro krátkodobé účinky zatížení:

$$\zeta_1 = 1 - 1,0 \cdot \left(\frac{272,76}{1106,7} \right)^2 = \mathbf{0,939}$$

Součinitel pro dlouhodobé účinky zatížení:

$$\zeta_2 = 1 - 0,5 \cdot \left(\frac{272,76}{1106,7} \right)^2 = \mathbf{0,969}$$

**G) VÝSLEDNÝ MOMENT SETRVAČNOSTI PRŮŘEZU**

$$I_{\text{výsledný}} = \frac{I_i \cdot I_{ir}}{(1 - \zeta) \cdot I_{ir} + \zeta \cdot I_i}$$

$$I_{\text{výsledný}} = \frac{I_i \cdot I_{ir}}{(1 - \zeta_1) \cdot I_{ir} + \zeta_1 \cdot I_i} = \frac{0,03829 \cdot 0,01371}{(1 - 0,939) \cdot 0,01371 + 0,939 \cdot 0,03829} =$$

$$= 0,01436 \text{ m}^4$$

Poznámka:

Obdobným způsobem jsou stanoveny i charakteristické vlastnosti ideální průřezu a průřezu oslabeného trhlinou pro dlouhodobé účinky zatížení s uvážením $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} =$

$$\frac{200000}{10191} = 19,625.$$

9.1.3 SHRUTÍ CHARAKTERISTIK PRŮŘEZU

Tabulka charakteristických vlastností průřezu 850x650mm		
	Krátkodobý účinek zatížení (st)	Dlouhodobý účinek zatížení (lt)
Moment setrvačnosti průřezu	$I_y = 0,03326 \text{ m}^4$	
Ideální průřez (průřez bez trhlin)		
Celková plocha idealizovaného průřezu	$A_i = 0,5975 \text{ m}^2$	$A_i = 0,71249 \text{ m}^2$
Výška tlačené oblasti idealizovaného průřezu	$x_i = 0,4428 \text{ m}$	$x_i = 0,4780 \text{ m}$
Moment setrvačnosti idealizovaného průřezu	$I_i = 0,03829 \text{ m}^4$	$I_i = 0,04978 \text{ m}^4$
Moment na mezi vzniku trhlin	$M_{cr} = 272,76 \text{ kNm}$	$M_{cr} = 382,15 \text{ kNm}$
Průřez po vzniku trhlin		
Výška tlačené oblasti idealizovaného průřezu	$x_{ir} = 0,2411 \text{ m}$	$x_{ir} = 0,3745 \text{ m}$
Moment setrvačnosti idealizovaného průřezu	$I_{ir} = 0,01371 \text{ m}^4$	$I_{ir} = 0,03422 \text{ m}^4$
Rozdělovací součinitel	$\zeta_1 = 0,939$	$\zeta_2 = 1 - 0,5 \cdot \left(\frac{382,2}{1106,7}\right)^2 =$ $= 0,938$
Výsledný moment setrvačnosti	$I_{\text{výsledný}} = 0,01436 \text{ m}^4$	$I_{\text{výsledný}} = 0,03489 \text{ m}^4$



9.2 MEZNÍ STAV OMEZENÍ NAPĚTÍ

9.2.1 OMEZENÍ TLAKOVÝCH NAPĚTÍ V BETONU

-dle ČSN EN 1992-1-1 7.2

Stanovení napětí betonu při charakteristické kombinaci zatížení (dlouhodobý účinek):

$$\sigma_{c,char} = -\frac{M_{Ek}}{I_{ir}} \cdot x_{ir} = -\frac{1395,8}{0,03422} \cdot 0,3745 = -15277 \text{ kPa}$$

Stanovení napětí betonu při kvazistálé kombinaci zatížení (dlouhodobý účinek):

$$\sigma_{c,qp} = -\frac{M_{E,qp}}{I_{ir}} \cdot x_{ir} = -\frac{1106,7}{0,03422} \cdot 0,3745 = -12133 \text{ kPa}$$

Omezující podmínka dle ČSN EN 1992-1-1 7.2 - (3):

$$\sigma_{c,qchar} \leq k_1 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 30 = 18,0 \text{ MPa} - \text{dle ČSN EN 1992-1-1 7.2 - (3)}$$

$$\sigma_{c,qp} \leq k_3 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 30 = 13,5 \text{ MPa} - \text{dle ČSN EN 1992-1-1 7.2 - (5)}$$

Posouzení omezujících podmínek:

$$\sigma_{c,char} = 15,27 \text{ MPa} \leq 18,0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$\sigma_{c,qp} = 12,13 \text{ MPa} \leq 13,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Poznámka:

Napětí betonu v tlaku splňuje omezující podmínku $\sigma_{c,qp} \leq k_3 \cdot f_{ck}$, lze uvažovat lineární dotvarování průřezu.

9.2.2 OMEZENÍ TAHOVÝCH NAPĚTÍ VE VÝZTUŽI

Omezující podmínka pro tahové napětí ve výztuži:

$$\sigma_s \leq 0,8 \cdot f_{yk} = 0,8 \cdot 500 = 400 \text{ MPa}$$

Stanovení tahového napětí ve výztuži:

$$\sigma_{s1} = (\alpha_e - 1) \frac{M_{Ek}}{I_{ir}} (d - x_{ir}) = (6,25 - 1) \frac{1306}{0,01371} (0,760 - 0,2411) = 277\,263 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{s2} = (\alpha_e - 1) \frac{M_{Ek}}{I_{ir}} (x_{ir} - d_2) = (6,25 - 1) \frac{1306}{0,01371} (0,2411 - 0,054) = 100\,023 \text{ kPa}$$

Posouzení omezujících podmínek:

$$\sigma_{s1} = 277,26 \leq 400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$\sigma_{s2} = 100,0 \leq 400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$



9.3 MEZNÍ STAV OMEZENÍ ŠÍŘKY TRHLIN

9.3.1 TEORIE VÝPOČTU

A) CHARAKTERISTICKÁ ŠÍŘKA TRHLIN w_k :

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

$s_{r,max}$ maximální vzdálenost trhlin [mm]

ε_{Sm} průměrná hodnota poměrného přetvoření výztuže pro kvazistálou kombinaci zatížení zahrnující účinek vnesených deformací a přihlížející k účinkům tahového ztužení. Uvažuje se pouze přídavného tahového poměrného přetvoření od stavu nulového poměrného přetvoření betonu ve stejné úrovni [-]

ε_{cm} průměrná hodnota poměrného přetvoření betonu mezi trhlinami [-]

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

σ_s tahové napětí ve výztuži v průřezu porušeném trhlinou pro kvazistálou k kombinaci zatížení [MPa]

$f_{ct,eff}$ $f_{ct,eff} = f_{ctm}$; [MPa]

$\rho_{p,eff}$ efektivní stupeň vyztužení; [-]

$A_{c,eff}$ plocha betonu obklopujícího taženou výztuž o výšce $h_{c,eff}$; [m²]

$$h_{c,eff} = \min\{2,5(h_p - d); \frac{h_p - x_{tr}}{3}; h/2\}; [m]$$

k_t součinitel závisící na době trvání zatížení; [-]

$k_t = 0,6$ pro krátkodobé zatížení

$k_t = 0,4$ pro dlouhodobé zatížení

B) MAXIMÁLNÍ ŠÍŘKA TRHLIN:

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$$

c betonová krycí vrstva [mm]

k_1 součinitel zohledňující soudržnost výztuže; $k_1 = 0,8$

k_2 součinitel zohledňující rozdělení poměrného přetvoření

$k_2 = 0,5$ pro ohyb

k_3 součinitel, jehož hodnota se uvažuje $k_3 = 3,4 \cdot \left(\frac{25}{c}\right)^{\frac{2}{3}} \leq 3,4$

k_4 součinitel, jehož hodnota se uvažuje $k_4 = 0,425$

C) VZTAH PRO CHARAKTERISTICKOU ŠÍŘKU TRHLINY:

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

**D) POSOUZENÍ ŠÍŘKY TRHLIN:**

$$w_k \leq w_{max} [mm]$$

Pro prostředí XC3 je přípustná maximální šířka trhliny $w_{max} = 0,3 \text{ mm}$ pro kvazistálou kombinaci zatížení.

9.3.2 POSOUZENÍ PRŮŘEZU E

Výpočet šířky trhlin - Průřez 850x650mm - Průřez E			
hp	0,85	[m]	-výška průřezu
bp	0,65	[m]	-šířka průřezu
c	0,035	[m]	-krytí výztuže
Es	200000	[MPa]	-modul pružnosti oceli
As	0,00739	[m ²]	-plocha výztuže v tažené oblasti
σ_s	219,836	[MPa]	-napětí v tažené výztuži pro kvazistálou kombinaci
ϕ	0,025	[m]	-průměr tažené výztuže
fct,eff	2,9	[MPa]	-efektivní pevnost betonu v tahu
$\rho_{p,eff}$	0,05602	[m ²]	-efektivní stupeň vyztužení
xir	0,241	[m]	-výška tlačené oblasti průřez s porušený trhlinou
hc,eff	0,2029	[m]	-efektivní výška
2,5(hp-d)	0,2250	[m]	
(hp-xir)/3	0,2029	[m]	
(hp/2)	0,4250	[m]	
Ac,eff	0,036	[m ²]	
α_e	6,25	[-]	-součinitel α_e
k1	0,8	[-]	-součinitel
k2	0,5	[-]	-součinitel
k3	2,717	[-]	-součinitel
k4	0,425	[-]	-součinitel
kt	0,4	[-]	-součinitel
Sr,max	0,171	[m]	-maximální šířka trhliny
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	0,00106060		-rozdíl hodnot přetvoření
0,6(σ_s/Es)	0,00065951	[-]	-omezující podmínka max.vzdálenosti trhlin
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm} > 0,6*(\sigma_s/Es)$	OK		-vyhodnocení podmínky
wk	0,164	[mm]	-šířka trhliny

Posouzení:

$$w_k \leq w_{max}$$

$$0,164 \geq 0,300 [mm] \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

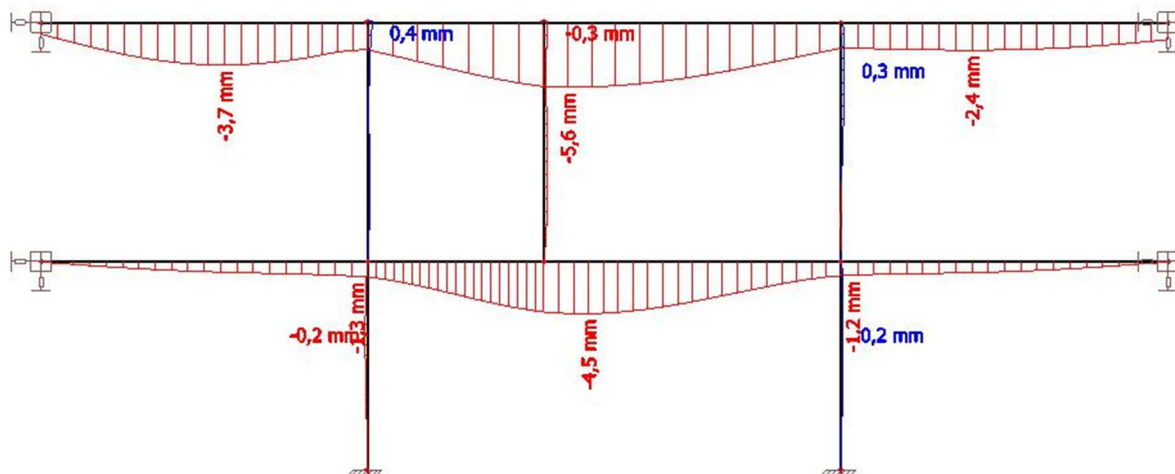


Závěr:

Průřez rámové příčle 850 x 650 mm v posuzovaném průřezu E vyhovuje na omezení mezní stav šířky trhlin.

9.4 MEZNÍ STAV PŘETVOŘENÍ

9.4.1 VÝPOČET PRŮHYBU



(Obr. 193 - Výsledné hodnoty deformace u_z - rámová příčle 800x650 mm - rám 1.PP při kvazistálé kombinaci zatížení)

y_{el} pružný průhyb vypočtený MKP z lineární pružné analýzy, [mm]

k_{creep} součinitel zohledňující účinky dotvarování betonu, [-]

k_{cracks} součinitel zohledňující rozvoj trhlin v průřezu, [-]

$k_{shrinkage}$ součinitel zohledňující vliv smršťování betonu

$$y_{tot} = y_{el} \cdot k_{creep} \cdot k_{cracks} \cdot k_{shrinkage} = y_{el} \cdot \frac{E_{cm}}{E_{c,eff}} \cdot \frac{I_y}{I_{výsledný}} \cdot k_{shrinkage}$$

$$y_{el} = 3,3 \text{ mm}$$

$$k_{creep} = 3,14$$

$$k_{cracks} = \frac{I_y}{I_{výsledný}} = \frac{0,03326}{0,01436} = 2,32$$

$$k_{shrinkage} = 1,10$$

Poznámka:

Výsledná hodnota přibližného průhybu rámové příčle v průřezu E od účinků rozvoje trhlin a dotvarování bude zvětšena přibližně o 10%, které představuje zvětšení



průhybu od účinků smršťování. Je možné předpokládat, že bude docházet k menšímu smršťování rámové příčle, neboť průřez je silně vyztužen.

Celkový výsledný průhyb uprostřed rámové příčle od dotvarování a rozvoje trhlin:

$$y_{tot} = y_{el} \cdot k_{creep} \cdot k_{cracks} = 3,3 \cdot 3,14 \cdot 2,32 = \mathbf{24,03 \text{ mm}}$$

Celkový výsledný průhyb uprostřed rámové příčle včetně uvážení účinků smršťování:

$$y_{tot} = 3,3 \cdot 3,14 \cdot 2,28 \cdot 1,10 = \mathbf{26,44 \text{ mm}}$$

Kritérium obecné použitelnosti prvku:

$$y_{lim} = \frac{l_{max}}{250} = \frac{7325}{250} = \mathbf{29,3 \text{ mm}}$$

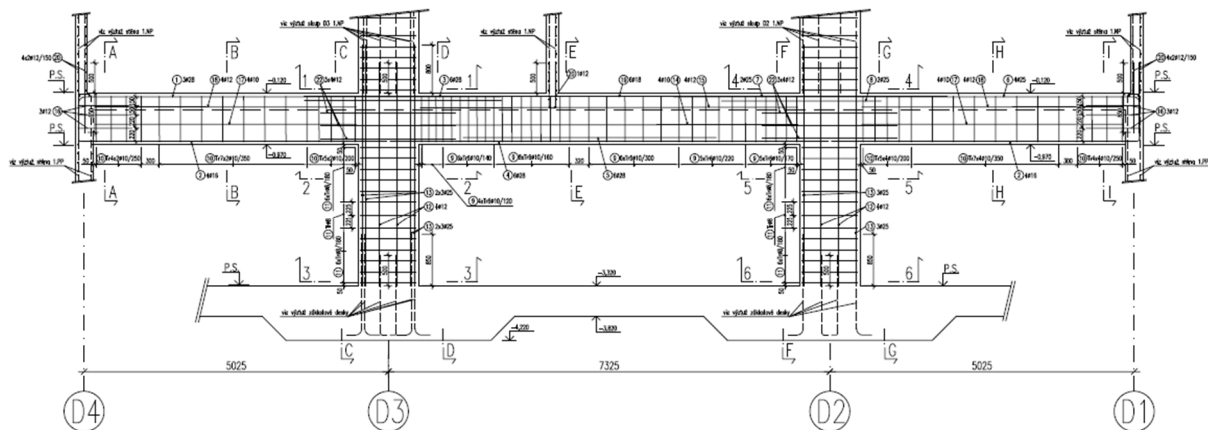
Posouzení:

$$y_{lim} \geq y_{tot}$$

$$\mathbf{29,3 \geq 26,44 [mm] \Rightarrow \text{VYHOVUJE}}$$

Závěr:

Rámová příčle nosné konstrukce na ose D v průřezu E vyhovuje na všechny MSP (mezí stav omezení napětí, mezí stav omezení šířky trhlin, mezí stav přetvoření).



(Obr. 194 – Schématický výkres výztuže rámové konstrukce 1.PP)

Poznámka:

Výkres výztuže rámové příčle je součástí výkresové přílohy ke statické části.

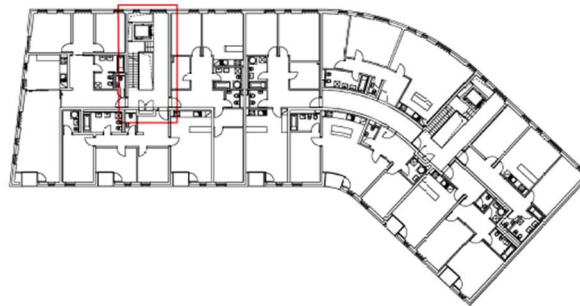


10 NÁVRH HLAVNÍ SCHODIŠTĚ - TYPICKÉ PODLAŽÍ (3.-6.NP)

A) VSTUPNÍ PARAMETRY:

Materiál:	Beton C30/37 => $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ $f_{cd} = 20 \text{ MPa}$, $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$ Ocel B500B => $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$
Prostředí:	XC1 – koroze způsobená karbonatací – vnitřní prostředí
Tloušťka krycí vrstvy:	$c = 25 \text{ mm}$

10.1 KONCEPCE NÁVRHU HLAVNÍHO SCHODIŠTĚ TYPICKÉ PODLAŽÍ (3.-6.NP)



A) POPIS SCHODIŠTĚ:

Hlavní schodiště typického podlaží je řešeno jako železobetonové dvouramenné schodiště ve tvaru „L“ s monolitickými stupni, které budou zhotoveny současně při betonáži desek schodišťových ramen. Desky schodišťových ramen budou zhotoveny z betonu třídy C30/37 a bude se jednat o jednosměrně-pnuté desky.

Schodiště překonává konstrukční výšku typického podlaží 3,12m. Schodiště v rozsahu jednoho podlaží má celkem 18 schodišťových stupňů o rozměrech 285x173,33 mm, kde v nástupním schodišťovém rameni se nachází 4 stupně a v druhém rameni 14 stupňů. Sklon schodiště je 31,3°. Schodišťová mezipodesta je o rozměrech 1515x1100 mm. Šířka schodiště je 1100 mm, která odpovídá šířce dvou požárních unikových pruhů o standardní šířce 550mm.

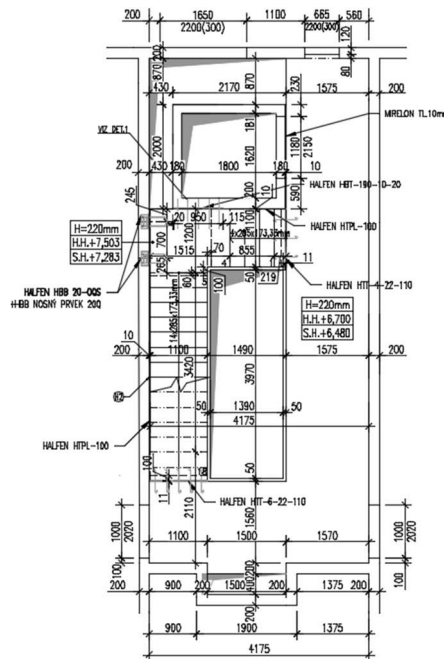
V oblasti schodiště zrcadla bude umístěno dodatečně montované kovové zábradlí s neprůsvitnou výplní z desek z tvrzeného plastu. Nosná konstrukce sloupků zábradlí bude připevněna ke kotvám z ocelového plechu s připravenými montážními otvory. Jednotlivé kotvy budou vkládány do bednění a následně budou zmonolitněny spolu se schodišťovými rameny, či schodišťovými podestami. Horní hrana madla zábradlí se



bude nacházet min. 1000mm nad nášlapnou vrstvou schodišťových stupňů.

Nášlapná vrstva schodiště se bude sestávat z PVC linolea s protiskluzovou úpravou. Hrany schodišťových stupňů budou opatřeny kovovou lištou rovněž s protiskluzovým gumovým pruhem.

Schodiště je osvětleno horním přirozeným denním světlem přes střešní světlík, který se nachází nad oblastí zrcadla schodiště.



(Obr.195 –Schematický výsek půdorysu hlavního schodiště)

B) KONSTRUKČNÍ A STAVEBNĚ-AKUSTICKÉ ŘEŠENÍ:

Schodišťová ramena budou zhotovena jako sekundární monolitické konstrukce do připravených otvorů ve stropní desce ve ztužujícím železobetonovém jádru. Připravený vstup stropní vodorovnou konstrukcí je o rozměrech 5180x2600mm.

Schodišťové podesty budou zhotoveny současně při betonáži stropní vodorovné konstrukce jednotlivých podlaží.

Schodiště je akusticky odděleno od navazujících svislých a vodorovných konstrukcí prostřednictvím prvků pro útlum kročejového hluku, aby nedocházelo k šíření kročejového hluku ze schodiště do dalších částí objektu. Schodišťová ramena budou ke schodišťovým podestám připevněna ve výstupní a nástupní části schodiště přes prvek izolace kročejového zvuku HTT Halfen se smykovou výztuží (kloubové uložení) (viz Obr.196), který bude zabetonován do schodišťové podesty. Vnější hrana schodiště u výtahové šachty a obvodové stěny schodišťového jádra bude oddělena



spárou tl.10mm. Do spáry budou vkládány spárové desky Halfen HPTL 100 (viz Obr.197), které jsou součástí systémového řešení zvukové izolace Halfen. Styky mezi deskami jsou spojovány oboustrannou lepicí páskou. Schodišťová mezipodesta bude uložena do připravených Halfen HBB OQS boxů (viz Obr.198) s bitrapézovými ložisky, které budou umístěny do obvodové stěny schodišťového jádra tl.200mm. Boxy budou uloženy do bednění při zmonolitnění svislých konstrukcí schodišťového jádra. Schodišťová mezipodesta bude upevněna přes nosný prvek Halfen HBB (viz Obr.199) z betonu třídy C35/45 se smykovou výztuží. Nosný prvek HBB bude vložen do připravených boxů ve stěně schodišťového jádra a následně bude zmonolitněn současně se schodišťovými rameny a mezipodestou

OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MANSORY STRUCTURES

(Obr. 196 –Prvek akustické izolace HTT se smykovou výztuží – vlevo) ^[18]

(Obr.197 –Spárová deska HPTL 100 – vpravo) ^[18]

OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MANSORY STRUCTURES

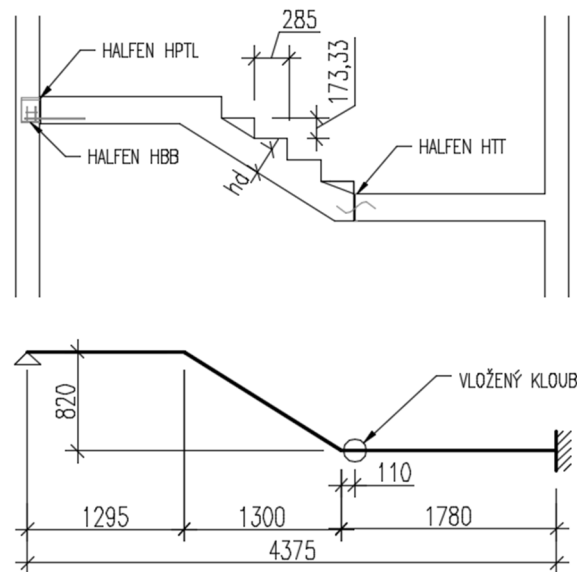
(Obr.198 –Box s bitrapézovými ložisky HBB OQS – vlevo) ^[18]

(Obr.199 –Nosný prvek HBB – vpravo) ^[18]



10.2 GEOMETRIE SCHODIŠŤOVÉ DESKY

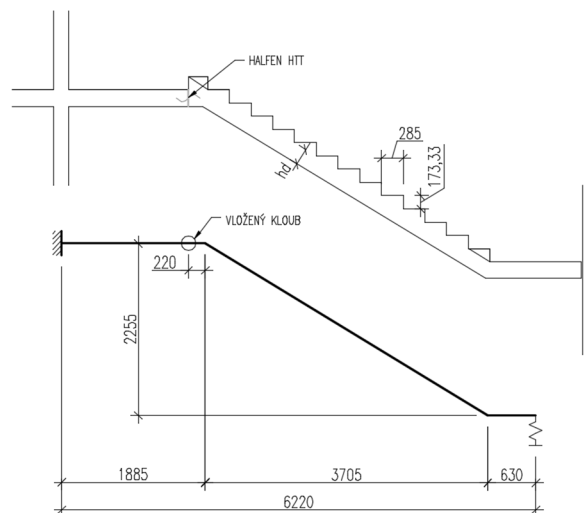
SCHODIŠŤOVÉ RAMENO 1:



(Obr.200 – Navrhovaná geometrie schodišťového nástupního ramene – rameno 1)

Nástupní schodišťové rameno je uvažováno jako zjednodušený 2D model 2x zalomeného nosníku s kloubovým uložením mezipodesty (uložení v boxech s bitrapézovými plechy a nosným prvkem HBB), dále je zde na okraji schodišťové podesty vložený kloub (prvek Halfen HTT se smykovou výztuží, který nepřenáší momentové účinky zatížení, ale pouze posouvající síly). V místě uložení schodišťové podesty je uvažováno vetknutí do obvodové stěny schodišťového jádra.

SCHODIŠŤOVÉ RAMENO 2:



(Obr.201 – Navrhovaná geometrie schodišťového výstupního ramene – rameno 2)

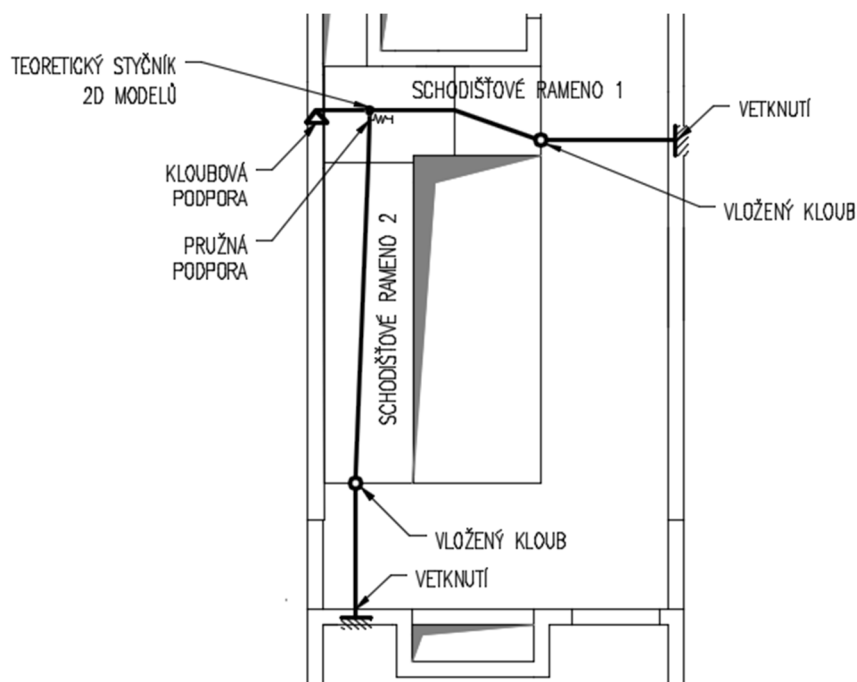


Výstupní schodišťové rameno je rovněž uvažováno jako zjednodušený 2D model 2x zalomeného nosníku s pružným uložením mezipodesty. Tuhost pružnosti bude nastavena, tak aby deformace v místě styku uvažovaných teoretických 2D modelů na mezipodestě byly přibližně stejné. Dále se na okraji schodišťové podesty nachází vložený kloub (prvek Halfen HTT se smykovou výztuží). V místě uložení schodišťové podesty je uvažováno vetknutí do obvodové stěny schodišťového jádra.

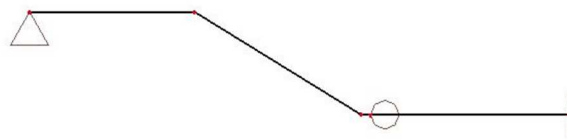
Poznámka:

Rozměry jednotlivých částí schodiště jsou vztaženy ke střednici schodiště.

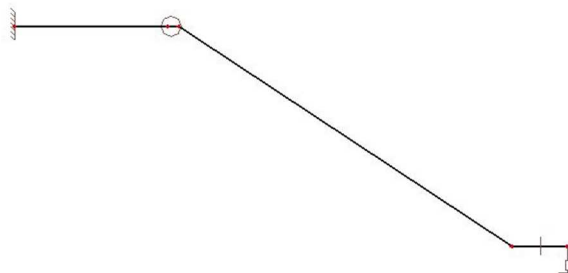
10.3 2D MODEL SCHODIŠTĚ



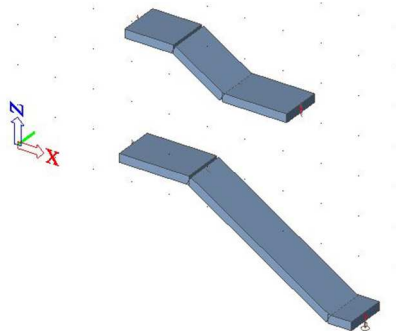
(Obr.202 – Schéma idealizace konstrukce schodišťových ramen na 2D modely)



(Obr.203 – 2D model schodišťové rameno 1)



(Obr.204 – 2D model schodišťové rameno 2)



(Obr.205 – Pohled 2D model schodišťová ramena 1 a 2)

Poznámka:

Uložení Schodišťové rameno 2 je v místě mezipodesty uvažováno jako pružná podpora, jelikož v tomto místě mezipodesty vznikne svislá deformace průhybu schodišťového ramene 1 a od zatížení svislou reakcí schodišťového ramene 2. Pružná podpora částečně velmi zjednodušeně simuluje spolupůsobení jednotlivých schodišťových ramen. Tuhost pružné podpory ve svislém směru bude nadefinována, tak aby si deformace schodišťového ramene 1 v místě napojení na schodišťové rameno 2 vzájemně odpovídaly.

10.4 UVAŽOVANÉ ZATÍŽENÍ

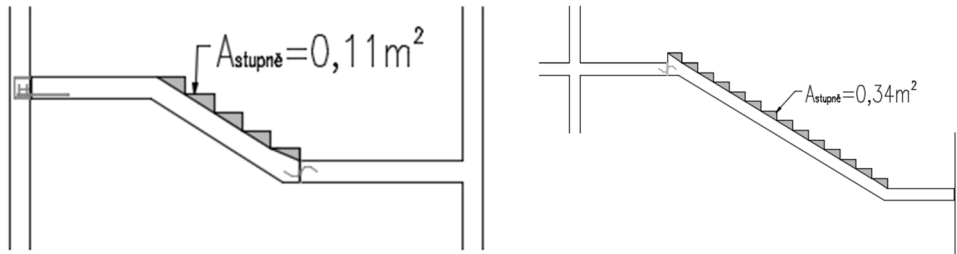
Na zjednodušeném 2D modelu zalomeného nosníku jsou uvažovány následující zatěžovací stavy:

Zatěžovací stavy	
ZS1	Stálé - Vl.tíha konstrukce – výpočet software
ZS2	Stálé – skladby podlahy, schodišťové stupně
ZS3	Užitné zatížení kategorie A – schodiště, chodby
ZS4	Rovnoměrné zatížení od osamové síly - MSÚ
ZS5	Rovnoměrné zatížení od osamělé – Charakteristická kombinace
ZS6	Rovnoměrné zatížení od osamělé síly – Kvizistálá kombinace



Stanovení rovnoměrného zatížení od schodišťových monolitických stupňů:

Zatížení od schodišťových stupňů bude uvažováno jako rovnoměrné zatížení a dále bude uvažována hodnota stálého zatížení skladby nášlapné vrstvy.



(Obr.206 – Plocha schodišťových stupňů pro schodišťové rameno 1 a 2)

SCHODIŠŤOVÉ RAMENO 1:

$$g_{k1} = \frac{A_{\text{stupně}} \cdot z_s \cdot \rho_m}{L} = \frac{0,11 \cdot 1,1 \cdot 25}{1,648} = 1,84 \text{ KN/m'}$$

z_s zatěžovací šířka, [m]

L uvažovaná délka pro rozdělení stálého zatížení od schodišťových stupňů

Charakteristické zatížení	tl. [mm]	ρ_m [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	z.š. [m]	g_k [kN/m']
Stálé zatížení – nástupní rameno					
Vl.tíha konstrukce (výpočet software)					
Nášlapná vrstva (PVC linoleum + lepidlo)	10	-	0,15	1,1	0,17
Rovnoměrné zatížení-Schodišť. Stupně	-	-	1,67		1,84
Omítka	15	20	0,3		0,33
Celkem [kN/m']					2,34
Stálé zatížení – schodišťová mezipodesta					
Vl.tíha konstrukce (výpočet software)					
Nášlapná vrstva	10	-	0,15	1,1	0,17
Omítka	15	20	0,3		0,33
Celkem [kN/m']					0,50
Stálé zatížení – schodišťová podesta					
Skladba podlahy	-	-	1,97	1,1	2,17
Celkem [kN/m']					2,17
			q_k [m]	z.š. [m]	q_k [kN/m']
Proměnné zatížení					
Kategorie A – schodiště a chodby			3,0	1,1	3,3

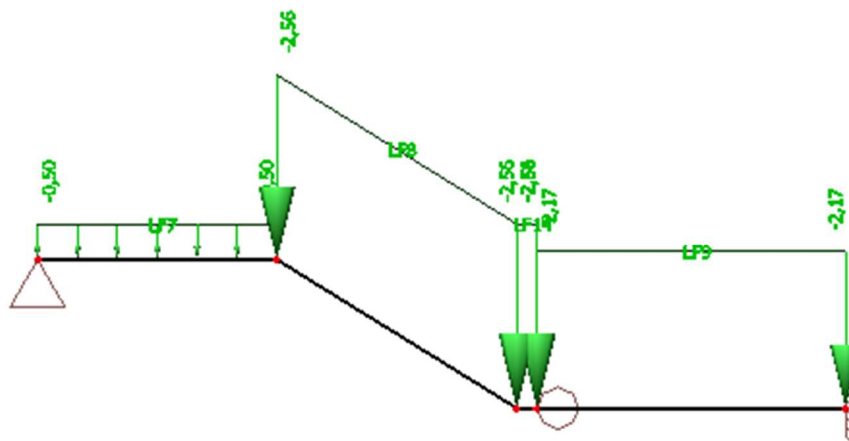


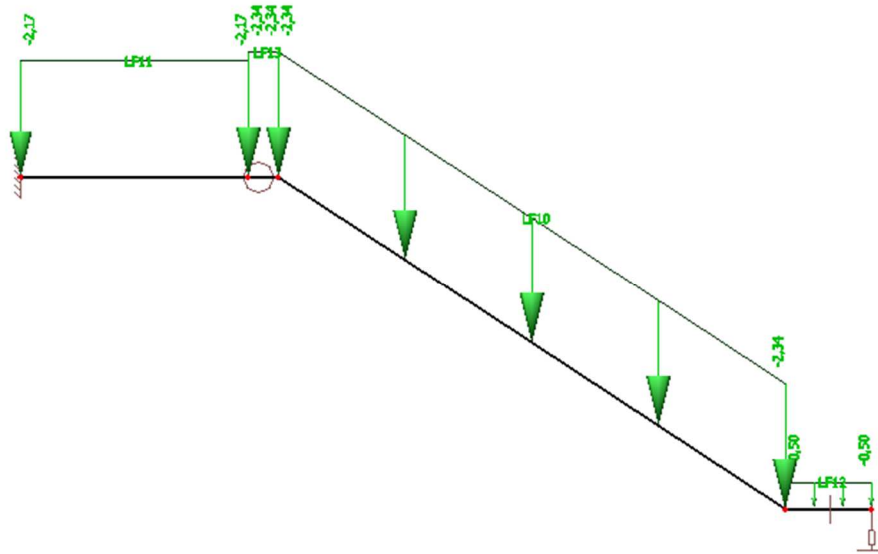
SCHODIŠŤOVÉ RAMENO 2:

$$g_{k2} = \frac{A_{stupu} \cdot z_s \cdot \rho_m}{L} = \frac{0,34 \cdot 1,1 \cdot 25}{4,536} = 2,06 \text{ kN/m}$$

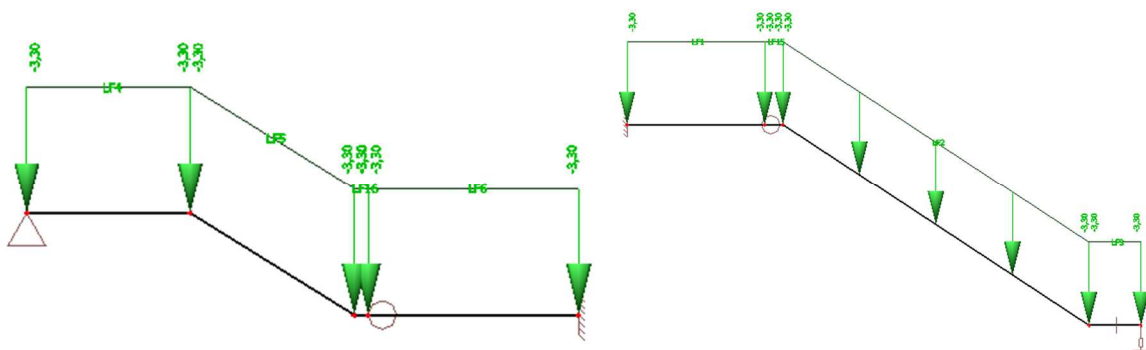
Charakteristické zatížení	tl. [mm]	ρ_m [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	z.š. [m]	g_k [kN/m]
Stálé zatížení – nástupní rameno					
Vl.tíha konstrukce (výpočet software)	-	-	-		-
Nášlapná vrstva (PVC linoleum + lepidlo)	10	-	0,15	1,1	0,17
Rovnoměrné zatížení-Schodišť. Stupně	-	-	1,87		2,06
Omítka	15	20	0,3		0,33
Celkem [kN/m]					2,56
Stálé zatížení – schodišťová mezipodesta					
Vl.tíha konstrukce (výpočet software)	-	-	-		-
Nášlapná vrstva	10	-	0,15	1,1	0,17
Omítka	15	20	0,3		0,33
Celkem [kN/m]					0,50
Stálé zatížení – schodišťová podesta					
Vl.tíha konstrukce (výpočet software)	-	-	-		-
Skladba podlahy + omítka			1,97	1,1	2,17
Celkem [kN/m]					2,17
			q_k [m]	z.š. [m]	q_k [kN/m]
Proměnné zatížení					
Kategorie A – schodiště a chodby			3,0	1,1	3,3

A) Stálé zatížení:

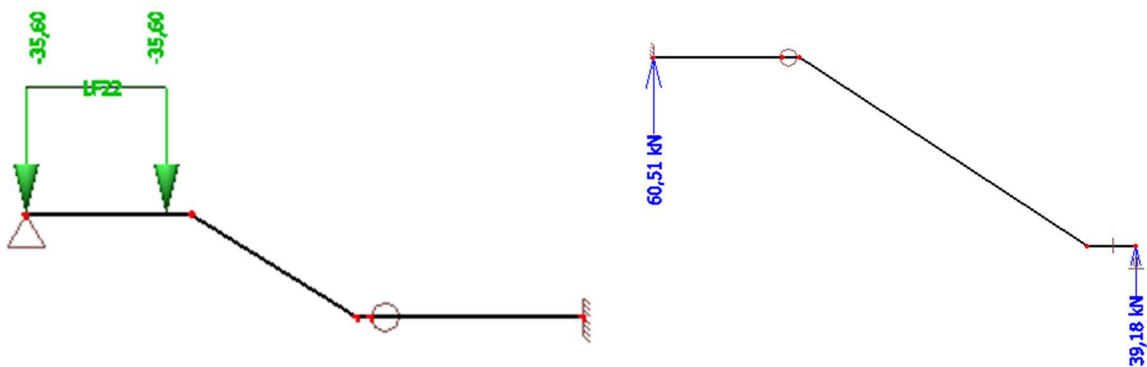




B) Užitné zatížení kategorie A – schodiště:

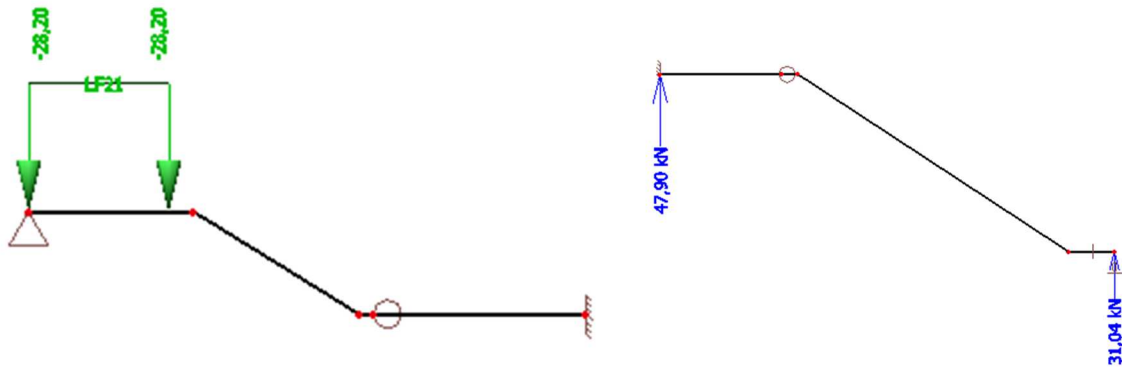


C) Rovnoměrné zatížení od schodišťového ramene 2 – MSÚ:

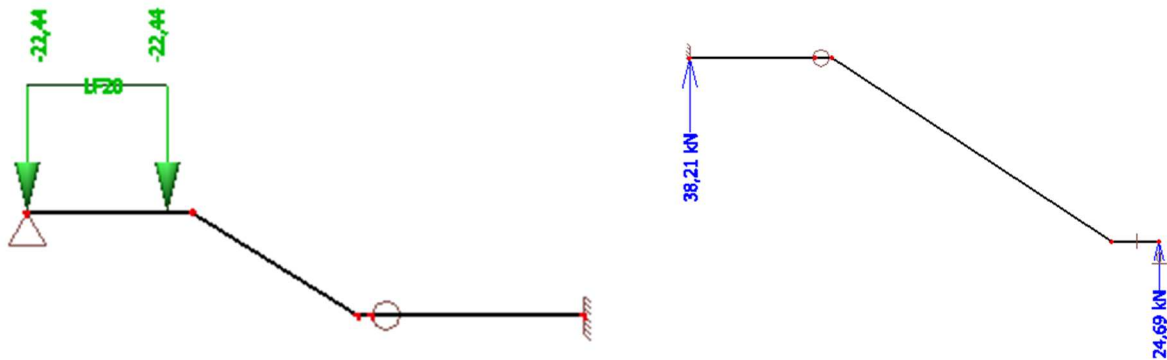




D) Rovnoměrné zatížení od schodišťového ramene 2 - charakteristická kombinace:



E) Rovnoměrné zatížení od schodišťového ramene 2 - kvazistálá kombinace:



Poznámka:

Zatížení od svislé reakce schodišťového ramene 2 v místě mezipodesty bylo přerozděleno jako spojité zatížení na mezipodestě schodišťového ramene 1 podělením výsledné svislé reakce v pružné podpoře zatěžovací šířkou schodiště 1,1m. Pro MSÚ jsou uvažovány méně příznivé hodnoty pro kombinace 6.10a a 6.10b dle ČSN EN 1990. Síly pro určení reakce na mezipodestě jsou uvažovány pro tloušťku schodišťové desky $h_d = 220\text{mm}$.



10.5 NÁVRH TLOUŠŤKY SCHODIŠŤOVÉ DESKY

A) EMPIRICKÝ NÁVRH:

-schodišťová deska - jednosměrně-pnutá – prostě uložená, vetknutá

Maximální rozpětí desky: $L_1 = 4375 \text{ mm}$

$L_2 = 6220 \text{ mm}$

Návrhová tloušťka desky: $h_d = \left(\frac{1}{25} \div \frac{1}{35}\right) \cdot L_{max} = \left(\frac{1}{25} \div \frac{1}{35}\right) \cdot 6220 =$

$h_d = 248,8 \div 177,7 \text{ mm}$

Návrh schodišťové desky 3.- 6.NP

$h_d = 220 \text{ mm}$

B) Návrh tloušťky schodišťové desky dle vymezení ohybové štíhlosti:

-dle EN 1992-1-1

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

K_{c1} součinitel tvaru průřezu, obdélníkový průřez $\Rightarrow K_{c1} = 1,0$; [-]

K_{c2} součinitel rozpětí $\Rightarrow l = 6,22 \text{ m} \leq 7,0 \text{ m} \Rightarrow K_{c2} = 1,0$; [-]

K_{c3} součinitel napětí tahové výztuže, obecně $K_{c3} = \frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}}$, uvažováno $K_{c3} = 1,2$; [-]

$\lambda_{d,tab} = 20$ - prostě podepřená deska nosná v jednom nebo dvou směrech, $\rho = 0,5 \%$

OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

(Obr.207 - Tabulka hodnot vymezení ohybové štíhlosti pro beton třídy C30/37 dle EN 1992-1-1)^[10]

Minimální staticky účinná výška průřezu:

$$d \geq \frac{6220}{1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 20} = 259,2 \text{ mm}$$

Návrhová tloušťky desky:

$$h_d = d + \phi_s / 2 + c = 259,2 + 12/2 + 25 = 290,2 \text{ mm}$$

$\phi_s = 12 \text{ mm}$ – odhadovaný profil výztuže

Návrh schodišťové dle v desky 3.- 6.NP
(dle vymezení ohybové štíhlosti)

$h_d = 290 \text{ mm}$

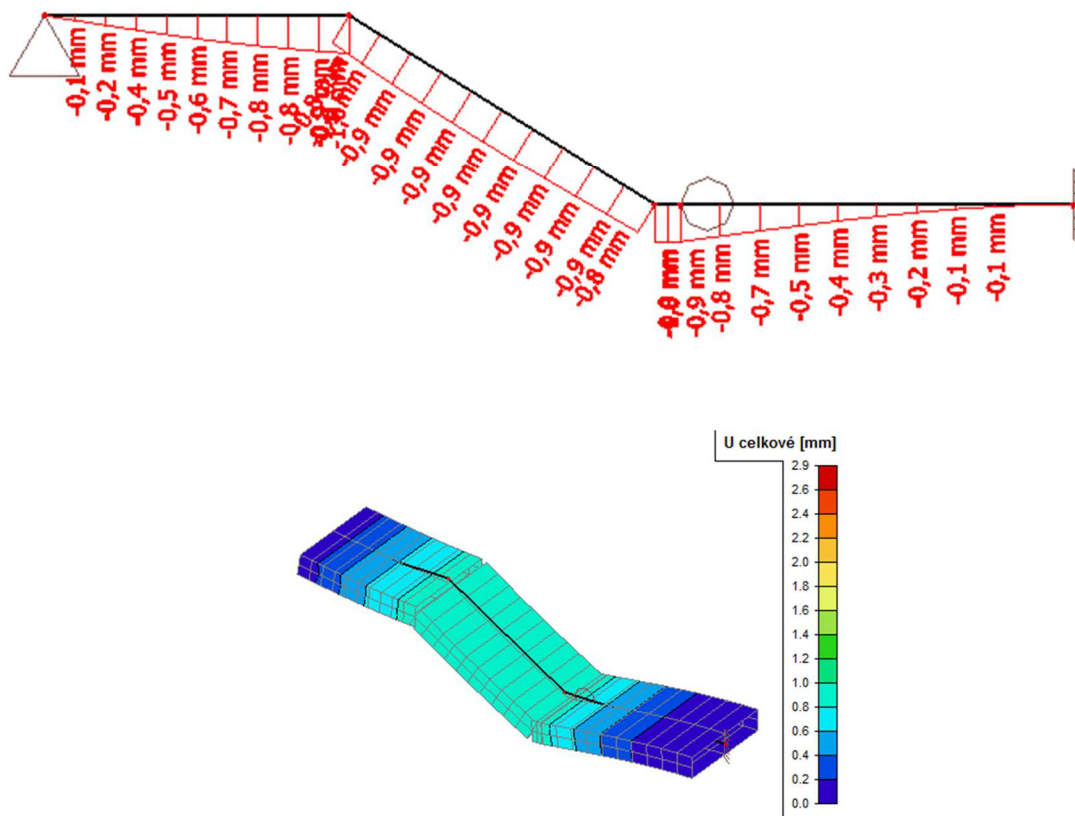


Poznámka:

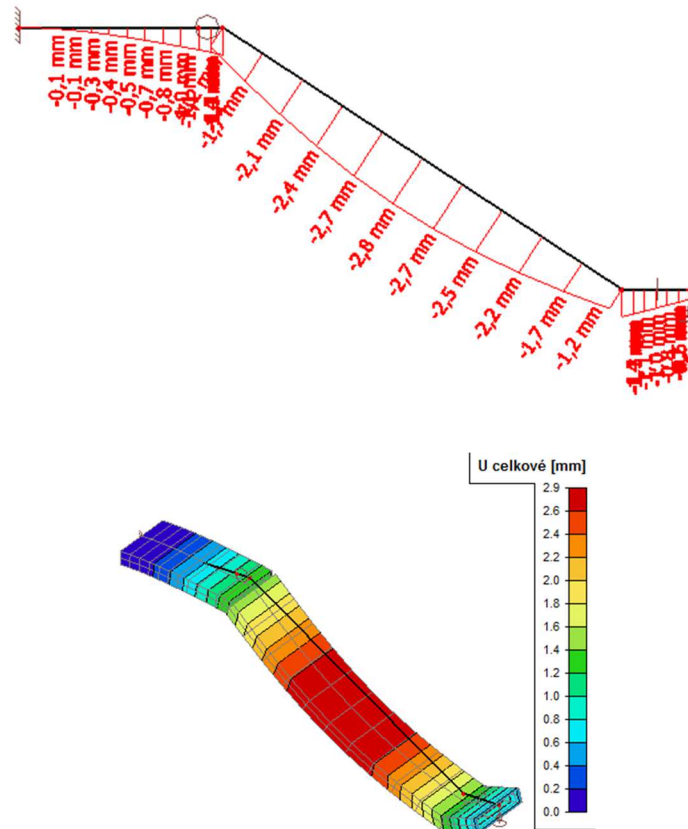
Navrhovaná tloušťka schodišťové desky dle návrhu vymežující ohybové štíhlosti je neekonomická, značně konzervativní a v místě napojení schodišťového ramene na podesty by vznikl nevhodný detail. Tloušťka schodišťové desky bude navržena jako subtilnější deska. Průhyb návrhové tloušťky schodišťové desky bude stanoven metodou přibližného průhybu a ověření maximální hodnoty přibližného průhybu $y_{tot} \leq \frac{L_{max}}{250}$ při kvazistálé kombinaci zatížení.

C) Návrh tloušťky schodišťové desky metodou přibližného průhybu:

S ohledem na provádění a vhodné napojení schodišťových ramen na schodišťové podesty, které jsou dimenze tl.220mm stejně jako navrhovaná tloušťka stropní konstrukce 3.-6.NP – typické podlaží, bude navržena stejná hodnota tloušťky schodišťových ramen $h_d = 220$ mm.



(Obr.208 – Deformace u_z při kvazistálé kombinaci zatížení – schodišťové rameno 1)



(Obr.209 – Deformace u_z při kvazistálé kombinaci zatížení – schodišťové rameno 2)

Poznámka:

V místě teoretického napojení 2D modelu schodišťového ramene 2 na mezipodestu byla nastavena tuhost podpory ve svislém směru 60 MN/m. Deformace v pružné podpoře přibližně 0,5 mm odpovídá deformaci v místě teoretického styku schodišťového ramene 2.

Součinitel k_{creep} dotvarování pro schodišťovou desku $h_d = 220\text{mm}$:

$$\varphi(\infty, t_0) = 2,5 \rightarrow \text{stanoveno v kapitole}$$

$$E_{c,eff} = \frac{32000}{1 + 2,5} = \mathbf{9143 \text{ MPa}}$$

$$k_{creep} = \frac{E_{cm}}{E_{c,eff}} = \frac{32000}{9143} = \mathbf{3,50}$$

$$k_{cracks} \cong 2,0 \div 3,0 \Rightarrow \mathbf{k_{cracks} \cong 2,40}$$

$$\varrho_{tot} \cong \varrho_{el} \cdot 3,5 \cdot 2,40 \cong \varrho_{el} \cdot 8,4$$



Výsledné hodnoty pružného průhybu $y_e = u_z$:

Max. hodnota schodišťové rameno 1: $y_{el} = 0,9 \text{ mm}$

Max. hodnota schodišťové rameno 2: $y_{el} = 2,8 \text{ mm}$

Stanovení a posouzení celkového výsledného průhybu y_{tot} - rameno 1:

$$\varrho_{tot} \cong \varrho_{el} \cdot 8,40 = 0,9 \cdot 8,40 \cong 7,56 \text{ mm}$$

$$y_{lim} = \frac{L_{max}}{250} = \frac{4375}{250} = \mathbf{17,08 \text{ mm}}$$

Stanovení a posouzení celkového výsledného průhybu y_{tot} - rameno 2:

$$\varrho_{tot} \cong \varrho_{el} \cdot 8,40 = 2,8 \cdot 8,40 \cong 23,52 \text{ mm}$$

$$y_{lim} = \frac{L_{max}}{250} = \frac{6220}{250} = \mathbf{24,48 \text{ mm}}$$

Posouzení průhybu schodišťové rameno 1:

$$y_{tot} \leq y_{lim}$$

$$7,56 \leq 17,08 \text{ [mm]} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Posouzení průhybu schodišťové rameno 2:

$$y_{tot} \leq y_{lim}$$

$$23,52 \leq 24,48 \text{ [mm]} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Závěr:

Návrh desky schodišťového ramene 2.- 6.NP

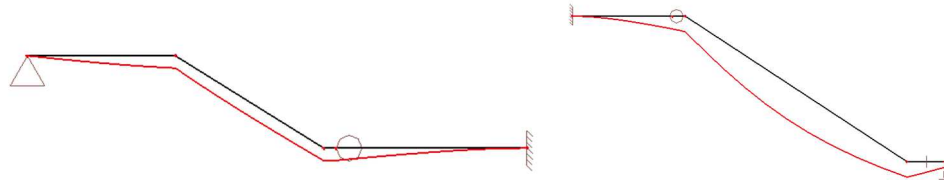
$h_d = 220 \text{ mm}$



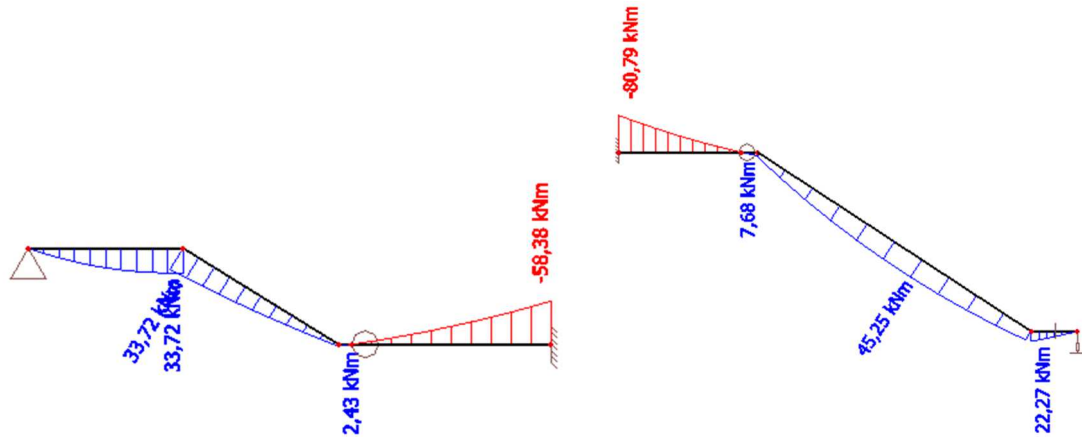
11 NÁVRH SCHODIŠŤOVÉ DESKY - MSÚ

11.1 NÁVRHOVÉ VNITŘNÍ SÍLY

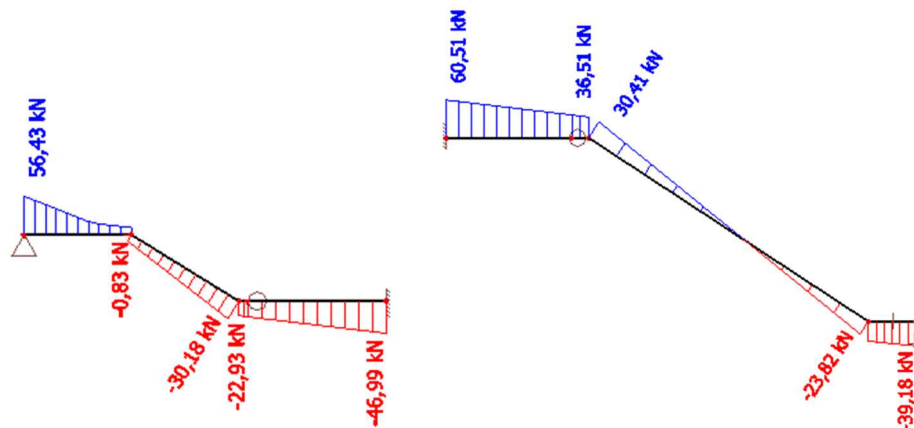
Pro návrhové vnitřní síly na MSÚ je vždy uvažována méně příznivá hodnota z kombinací zatížení dle rovnice 6.10a a 6.10b dle ČSN EN 1990. Pro MSÚ jsou uvažovány kombinace zatěžovacích stavů ZS1, ZS2 a ZS3 (viz tabulka zatěžovacích stavů).



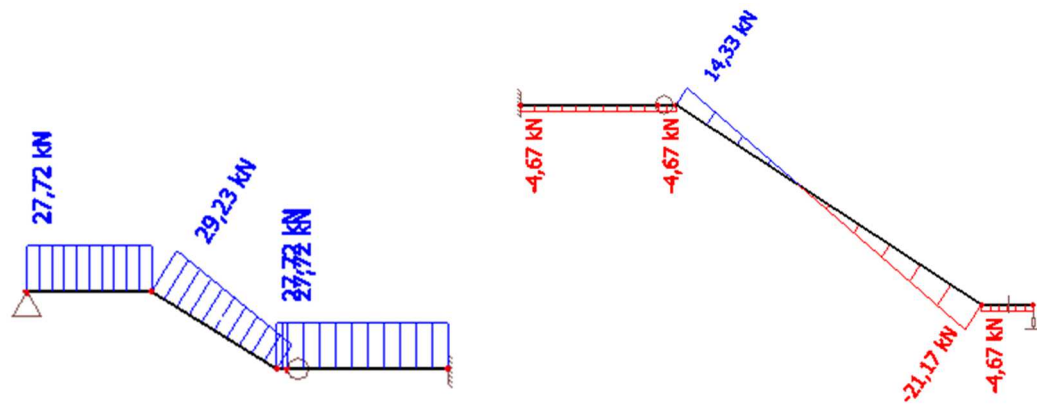
(Obr.210. – Deformace vl.tíha - schodišťové rameno 2 - vpravo)
Deformace vl.tíha schodišťové rameno 1 – vlevo)



(Obr.211 – Návrhové vnitřní síly M_y – MSÚ - schodišťové rameno 2 - vpravo)
Návrhové vnitřní síly M_y – MSÚ - schodišťové rameno 1 – vlevo)

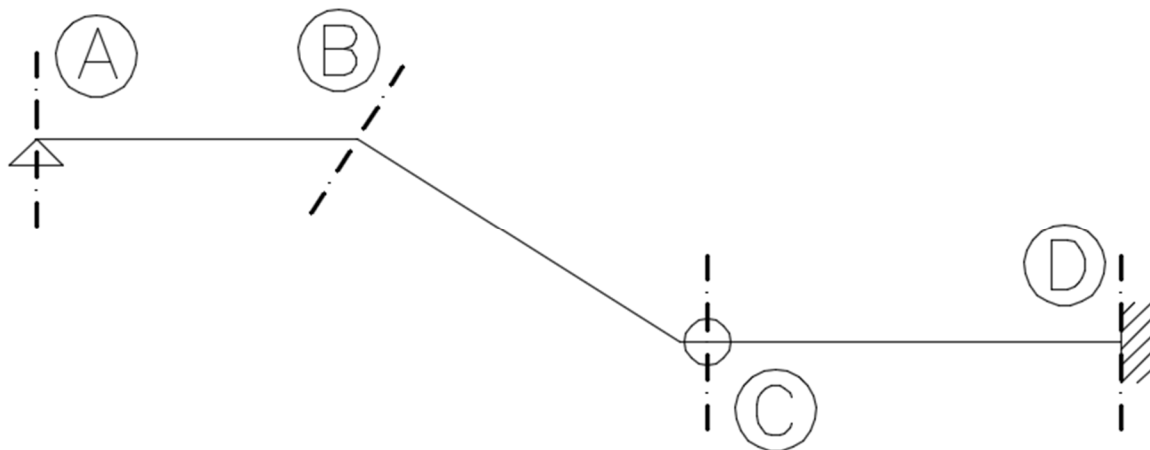


(Obr.212 – Návrhové vnitřní síly V_z – MSÚ - schodišťové rameno 2 - vpravo)
– Návrhové vnitřní síly V_z – MSÚ - schodišťové rameno 1 – vlevo)



(Obr. 213 – Návrhové vnitřní síly N – MSÚ - schodišťové rameno 2 - vpravo)
- Návrhové vnitřní síly N – MSÚ - schodišťové rameno 1 - vlevo)

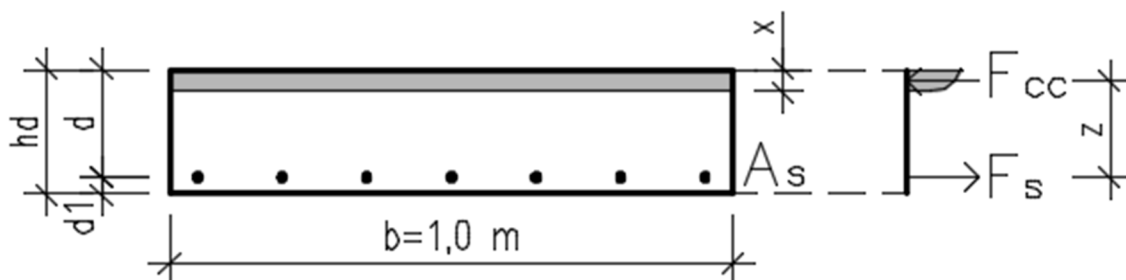
11.2 NÁVRH MSÚ SCHODIŠŤOVÉ RAMENO 1



(Obr. 214 – Posuzované průřezy schodišťové rameno 1)

A) TEORIE VÝPOČTU:

- dle ČSN EN 1992-1-1



(Obr. 215 – Teorie výpočtu jednostranně vyztužené ŽB desky)

Statically účinná výška průřezu:



$$d = h_d - c - \frac{\phi_s}{2}; [mm]$$

Stanovení minimální plochy ohybové výztuže přímým výpočtem:

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

Návrh a posouzení ohybové výztuže:

$$A_{s,prov} \geq A_{s,min,req}; [mm^2]$$

Minimální plocha výztuže:

$$A_{s,min1} \geq \frac{0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot d}{f_{yk}}; [mm^2]$$

$$A_{s,min2} \geq 0,0013 \cdot b_p \cdot d; [mm^2]$$

$$A_{s,min} = \max\{A_{s,min1}; A_{s,min2}\}; [mm^2]$$

Maximální plocha výztuže:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot b \cdot h_d; [mm^2]$$

Kontrola míry vyztužení průřezu:

$$A_{s,prov} \geq A_{s,min}; [mm^2]$$

$$A_{s,prov} \leq A_{s,max}; [mm^2]$$

Minimální světlá vzdálenost ohybové výztuže:

$$s_n = \max\{1,2 \cdot \phi_{sl,max}; d_g + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm}\}; [mm]$$

Výpočet polohy neutrální osy:

$$x = \frac{A_{s,prov} \cdot f_{yd}}{b_p \cdot \lambda \cdot f_{cd} \cdot \eta}; [mm]$$

Kontrola výšky tlačené oblasti průřezu:

$$\xi = \frac{x}{d} \leq \xi_{max} = 0,450 \Rightarrow \sigma_s = f_{yd}; [mm]$$

Rameno vnitřních sil:

$$z = d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x; [mm]$$

Moment na mezi únosnosti:

$$M_{Rd} = A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot z; [kNm]$$

Posouzení únosnosti průřezu:

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}; [kNm]$$

Míra využití ohybové výztuže:

$$\text{Využití} = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$$



B) NÁVRH A POSOUZENÍ OHYBOVÉ VÝZTUŽE:

Ohybová výztuže schodišťového ramene 1 bude navržena a posouzena v kritických průřez B a D. Výpočet je prezentován ve formě výstupu tabulek z excelového výpočetního souboru.

VSTUPNÍ PARAMETRY VÝPOČTU SCHODIŠŤOVÉ DESKY - RAMENO 1								
f_{cd}	20,00	MPa	f_{ck}	30,00	MPa	$s_{n,1}$	19,2	mm
f_{yd}	434,78	Mpa	f_{yk}	500,00	MPa	$s_{n,2}$	21,0	mm
b	1000	mm	f_{ctm}	2,90	MPa	$s_{n,3}$	20	mm
h	220	mm	$A_{s,min1}$	286,5	mm ²	s_n	21	mm
c	25	mm	$A_{s,min2}$	247,0	mm ²	$s_{max,slabs}$	300	mm
Profil výztuže	10	mm	$A_{s,min}$	286,5	mm ²	ξ_{max}	0,45	-
d_g	16	mm	$A_{s,max}$	8800,0	mm ²			

POSUZOVANÝ PRŮŘEZ	NÁVRH NOSNÉ VÝZTUŽE							
	M_{Ed}	d	$A_{s,req}$	NÁVRH VÝZTUŽE				$A_{s,prov}$
	[kNm/m]	[mm]	[mm ²]	Počet \emptyset	\emptyset [mm]	Rozteč \emptyset		[mm ²]
Průřez B	33,72	190	418	6,7	10	150	Ø10 á 200mm	524
Průřez D	58,38	189	636	6,7	12	150	Ø12 á 150mm	754

POSUZOVANÝ PRŮŘEZ	KONTROLA VYZTUŽENÍ		
	$A_{s,prov} \geq A_{s,req}$	$A_{s,prov} \geq A_{s,min}$	$A_{s,prov} \leq A_{s,max}$
	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]
Průřez B	OK	OK	OK
Průřez D	OK	OK	OK

POSUZOVANÝ PRŮŘEZ	KONTROLA A POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI PRŮŘEZU							
	x	ξ	ξ_{max}	$\xi < \xi_{max}$	z	M_{Rd}	$M_{Rd} > M_{Ed}$	Využití
	[mm]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[kNm/m]	[-]	[%]
Průřez B	14,23	0,08	0,45	OK	184,31	42,0	OK	80,37
Průřez D	15,71	0,09	0,45	OK	182,72	68,9	OK	84,75

POSUZOVANÝ PRŮŘEZ	KONTROLA VZDÁLENOSTI VÝZTUŽE		
	Rozteč $\emptyset = s$	$s_{max,slabs}$	$s < s_{max,slabs}$
	[mm]	[mm]	[-]
Průřez B	150	300	OK
Průřez D	150	300	OK



Poznámka:

Vzhledem k míře idealizace výpočetních 2D modelů konstrukce schodiště, které ve skutečnosti působí jako prostorová konstrukce, a způsobu jejich uložení, které významně ovlivňuje průběh ohybových momentů na konstrukci, tak bude z bezpečnostních důvodů navržena i horní ohybová výztuž schodišťového ramene. Horní výztuž bude navržena z profilů $\varnothing 10$ á $200 \text{ mm} \Rightarrow A_{s,prov} = 393 \text{ mm}^2$.

C) NÁVRH PRVKŮ PŘENAŠEJÍCÍ SMYKOVÉ SÍLY:

V kritickém průřezu C bude navržen prvek Halfen HTT (se smykovou výztuží) pro útlum kročejového hluku a přenos posouvajících sil ze schodišťového ramene do schodišťové podesty. Prvek bude navržen dle podkladu technického listu Halfen prvky pro útlum kročejového hluku [18].

Návrhová posouvající a normálová síla v průřezu C:

$$V_{Ed,C} = 22,93 \text{ kN}; N_{Ed,C} = 27,72 \text{ kN}$$

OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

(Obr.216 - Návrh prvku Halfen HTT dle technického listu Halfen) [18]

Návrh prvku: **Halfen HTT - 4 -22 -110**

Posouzení únosnosti prvku HTT-4-22-110:

$$V_{Rd,C} = 35,9 \geq V_{Ed,C} = 22,93 \text{ [kN]} \Rightarrow \text{PRVEK VYHOVUJE}$$

$$N_{Rd,C} = 32,8 \geq N_{Ed,C} = 27,72 \text{ [kN]} \Rightarrow \text{PRVEK VYHOVUJE}$$

V kritickém průřezu A budou v místě uložení schodišťové mezipodesty navrženy dva boxy s bitrapézovými ložisky HBB 0QS a do nich bude vložen nosný prvek HBB.

Návrhová posouvající a normálová síla v průřezu A:

$$V_{Ed,A} = 56,43 \text{ kN}; N_{Ed,A} = 27,72 \text{ kN}$$



OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MANSORY STRUCTURES

(Obr. 217 – Návrh prvků Halfen HBB dle technického listu Halfen) ^[18]

Návrh prvků: **Halfen HBB 20-OQS** – dle tloušťky desky schodiště $h_d = 220\text{mm}$

Halfen HBB – nosný prvek 20 Q

Posouzení únosnosti prvku Halfen HBB 20Q:

$$V_{Rd,A} = 75,0 \geq V_{Ed,A} = 56,43 \text{ [kN]} \Rightarrow \text{PRVEK VYHOVUJE}$$

$$N_{Rd,A} = 75,0 \geq N_{Ed,A} = 27,72 \text{ [kN]} \Rightarrow \text{PRVEK VYHOVUJE}$$

D) NÁVRH PRVKU VYLAMOACÍ VÝZTUŽE:

Pro bezpečné uložení schodišťové mezipodesty bude navržen přídatný nosný prvek Halfen HBT s vylamovací výztuží, který bude vložen do bednění boční stěny výtahové šachty a bude zabetonován při realizaci svislé konstrukce stěny výtahové šachty. Prvek je navržen jako pojistka uložení schodišťových ramen v místě mezipodesty a současně bude přenášet rázové vodorovné síly vznikající při došlápnutí na schodišťovou mezipodestu při směru chůze směrem shora dolů. Umístění prvku do stěny výtahové šachty umožňuje použití prvku s vylamovací výztuží, neboť v těchto prostorech dochází k přenosu kročejového zvuku pouze do výtahové šachty, která je označena jako nechráněný prostor a je oddílována od všech vodorovných a svislých konstrukcí spárkou tl.10 mm vyplněnou pružnou vložkou Mirelon.

OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MANSORY STRUCTURES

(Obr.218 – Návrh prvků Halfen HBT dle technického listu Halfen) ^[19]

Návrh prvku: **Halfen HBT 190 -10 - 20** – dle tloušťky schodišťové desky $h_d = 220\text{mm}$



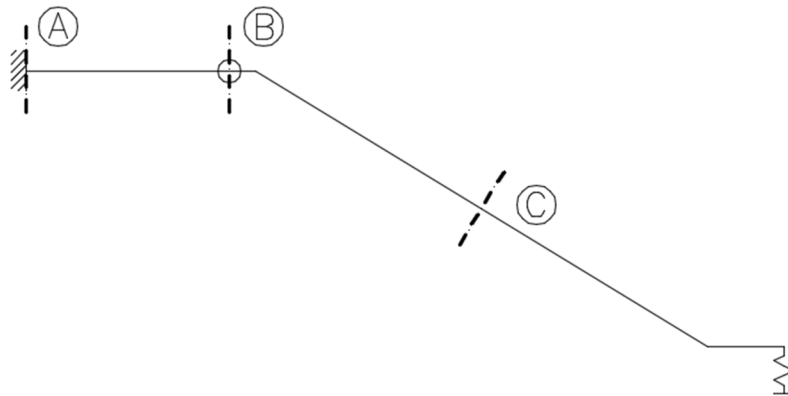
OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MANSORY STRUCTURES

(Obr.219 –Návrh prvků Halfen HBT dle technického listu Halfen) ^[19]

OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ V TISKOVÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT
K133 - KATEDŘE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FIGURE IS AVAILABLE IN THE PRINTED VERSION OF THE THESIS
AT THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING - CTU
K133 - DEPARTMENT OF CONCRETE AND MANSORY STRUCTURES

(Obr.220 –Prvek s vylamovací výztužá Halfen HBT Halfen typ 5) ^[19]

11.3 MSÚ - NÁVRH SCHODIŠŤOVÉ RAMENO 2



(Obr.221 – Posuzované průřezy schodišťové rameno 2)



A) NÁVRH A POSOUZENÍ OHYBOVÉ VÝZTUŽE:

Ohybová výztuž schodišťového ramene 2 bude navržena a posouzena v kritických průřezích A a C.

VSTUPNÍ PARAMETRY VÝPOČTU SCHODIŠŤOVÉ DESKY - RAMENO 2								
f_{cd}	20,00	MPa	f_{ck}	30,00	MPa	$s_{n,1}$	19,2	mm
f_{yd}	434,78	Mpa	f_{yk}	500,00	MPa	$s_{n,2}$	21,0	mm
b	1000	mm	f_{ctm}	2,90	MPa	$s_{n,3}$	20	mm
h	220	mm	$A_{s,min1}$	286,5	mm ²	s_n	21	mm
c	25	mm	$A_{s,min2}$	247,0	mm ²	$s_{max,slabs}$	300	mm
Profil výztuže	10	mm	$A_{s,min}$	286,5	mm ²	ξ_{max}	0,45	-
d_g	16	mm	$A_{s,max}$	8800,0	mm ²			

POSUZOVANÝ PRŮŘEZ	NÁVRH NOSNÉ VÝZTUŽE							$A_{s,prov}$ [mm ²]
	M_{Ed}	d	$A_{s,req}$	NÁVRH VÝZTUŽE			$A_{s,prov}$	
	[kNm/m]	[mm]	[mm ²]	Počet \emptyset	\emptyset [mm]	Rozteč \emptyset		
Průřez C	45,25	189	569	6,3	12	160	Ø12 á 150mm	707
Průřez A	80,79	189	890	10,0	12	100	Ø12 á 100mm	1131

POSUZOVANÝ PRŮŘEZ	KONTROLA VYZTUŽENÍ		
	$A_{s,prov} \geq A_{s,req}$	$A_{s,prov} \geq A_{s,min}$	$A_{s,prov} \leq A_{s,max}$
	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]
Průřez C	OK	OK	OK
Průřez A	OK	OK	OK

POSUZOVANÝ PRŮŘEZ	KONTROLA A POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI PRŮŘEZU							
	x	ξ	ξ_{max}	$\xi < \xi_{max}$	z	M_{Rd}	$M_{Rd} > M_{Ed}$	Využití
	[mm]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[kNm/m]	[-]	[%]
Průřez C	19,21	0,11	0,45	OK	181,32	55,7	OK	81,20
Průřez A	23,56	0,14	0,45	OK	179,58	101,5	OK	79,56

POSUZOVANÝ PRŮŘEZ	KONTROLA VZDÁLENOSTI VÝZTUŽE		
	Rozteč $\emptyset = s$	$s_{max,slabs}$	$s < s_{max,slabs}$
	[mm]	[mm]	[-]
Průřez C	150	300	OK
Průřez A	100	300	OK



Poznámka:

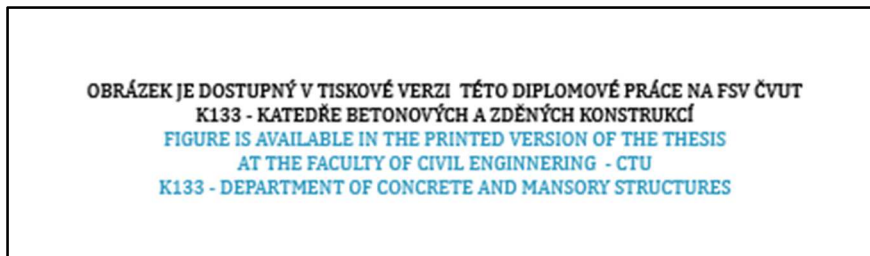
Horní výztuž schodišťové podesty bude navržena z profilů $\varnothing 10$ á $200 \text{ mm} \Rightarrow$
 $A_{s,prov} = 393 \text{ mm}^2$.

B) NÁVRH PRVKŮ PŘENAŠEJÍCÍ SMYKOVÉ SÍLY:

V kritickém průřezu B bude navržen prvek Halfen HTT (se smykovou výztuží) pro útlum kročejového hluku a přenos posouvajících sil ze schodišťového ramene do schodišťové podesty. Prvek bude navržen dle podkladu technického listu Halfen prvky pro útlum kročejového hluku [18].

Návrhová posouvající a normálová síla v průřezu B:

$$V_{Ed,C} = 36,51 \text{ kN}; N_{Ed,C} = -4,67 \text{ kN}$$



(Obr. 222 – Návrh prvku Halfen HTT dle technického listu Halfen) [18]

Návrh prvku: Halfen HTT - 6 -22 -110

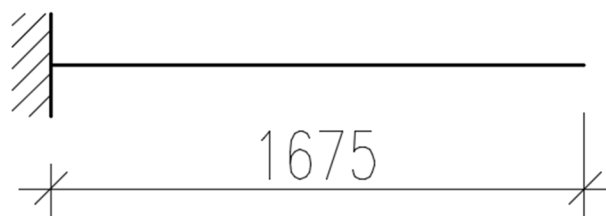
Posouzení únosnosti prvku HTT 6-22-110:

$$V_{Rd,C} = 59,9 \geq V_{Ed,C} = 36,51 \text{ [kN]} \Rightarrow \text{PRVEK VYHOVUJE}$$

$$N_{Rd,C} = 55,7 \geq N_{Ed,C} = 4,67 \text{ [kN]} \Rightarrow \text{PRVEK VYHOVUJE}$$

11.4 NÁVRH KONZOLA – SCHODIŠŤOVÁ PODESTA

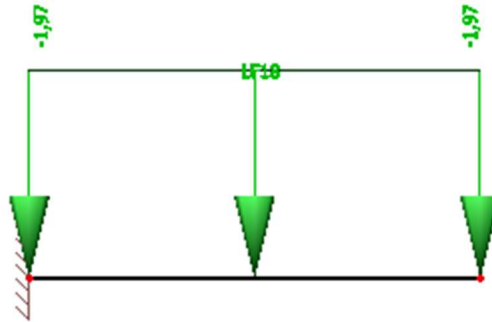
A) UVAŽOVANÝ 2D MODEL SCHODIŠŤOVÉ PODESTY - KONZOLA



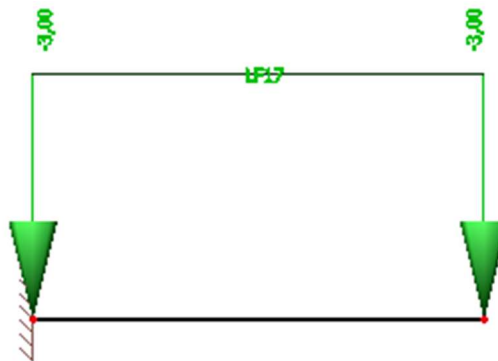


B) UVAŽOVANÉ ZATÍŽENÍ:

Stálé zatížení – kategorie A – skladba podlahy:



Užitné zatížení – kategorie A – schodiště, chodby:

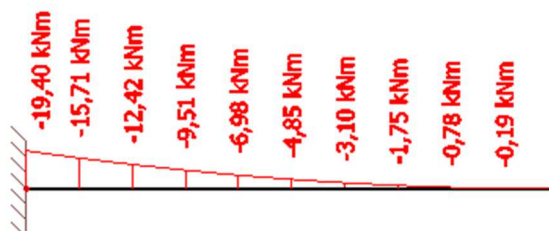


Návrhové vnitřní síly pro schodišťovou podestu:

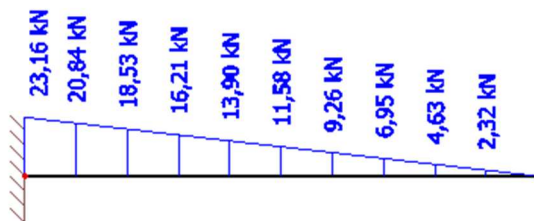
Pro návrhové vnitřní síly na MSÚ je uvažována méně příznivá hodnota z kombinací zatížení dle rovnice 6.10a a 6.10b dle ČSN EN 1990.



(Obr.223 – Deformace vl.tíha schodišťová podesta)



(Obr. 224– Návrhové vnitřní síly MSÚ – My - schodišťová podesta)



(Obr.225 – Návrhové vnitřní síly MSÚ – Vz - schodišťová podesta)

D) NÁVRH OHYBOVÉ VÝZTUŽE:

VSTUPNÍ PARAMETRY VÝPOČTU SCHODIŠŤOVÉ DESKY - RAMENO 2							
f_{cd}	20,00	MPa	f_{ck}	30,00	MPa	$s_{n,1}$	19,2
f_{yd}	434,78	Mpa	f_{yk}	500,00	MPa	$s_{n,2}$	21,0
b	1000	mm	f_{ctm}	2,90	MPa	$s_{n,3}$	20
h	220	mm	$A_{s,min1}$	286,5	mm ²	s_n	21
c	25	mm	$A_{s,min2}$	247,0	mm ²	$s_{max,slabs}$	300
Profil výztuže	10	mm	$A_{s,min}$	286,5	mm ²	ξ_{max}	0,45
d_g	16	mm	$A_{s,max}$	8800,0	mm ²		

POSUZOVANÝ PRŮŘEZ	NÁVRH NOSNÉ VÝZTUŽE							
	M_{Ed}	d	$A_{s,req}$	NÁVRH VÝZTUŽE			$A_{s,prov}$	
	[kNm/m]	[mm]	[mm ²]	Počet \emptyset	\emptyset [mm]	Rozteč \emptyset	[mm ²]	
Průřez - uložení	19,40	190	238	5,0	10	200	$\emptyset 10$ á 200mm	393

POSUZOVANÝ PRŮŘEZ	KONTROLA A POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI PRŮŘEZU							
	x	ξ	ξ_{max}	$\xi < \xi_{max}$	z	M_{Rd}	$M_{Rd} > M_{Ed}$	Využití
	[mm]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[kNm/m]	[-]	[%]
Průřez - uložení	10,67	0,06	0,45	OK	185,73	31,7	OK	61,18

KONTROLA VÝZTUŽENÍ		
$A_{s,prov} \geq A_{s,req}$	$A_{s,prov} \geq A_{s,min}$	$A_{s,prov} \leq A_{s,max}$
	[mm ²]	[mm ²]
OK	OK	OK



POSUZOVANÝ PRŮŘEZ	KONTROLA VZDÁLENOSTI VÝZTUŽE		
	Rozteč $\emptyset = s$	$S_{max,slabs}$	$S < S_{max,slabs}$
	[mm]	[mm]	[-]
Průřez - uložení	200	300	OK

Poznámka:

Spodní výztuž schodišťové podesty bude navrženo $\emptyset 10$ á $200 \text{ mm} \Rightarrow A_{s,prov} = 393 \text{ mm}^2$.



12 NÁVRH SCHODIŠŤOVÉ DESKY - MSP

Schodiště bude posouzeno v místě největšího průhybu schodišťového ramene 2 v průřezu D.

12.1 STANOVENÍ PRŮŘEZOVÝCH CHARAKTERISTIK SCHODIŠŤOVÉ DESKY

A) VLIV DOTVAROVÁNÍ PRO DLOUHODOBÉ ÚČINKY ZATÍŽENÍ:

$$\varphi(\infty, t_0) = 2,50$$

Efektivní modul pružnosti betonu:

$$E_{c,eff} = \frac{32000}{1 + 2,50} = 9142 \text{ MPa}$$

Součinitel pro dotvarování:

$$k_{creep} = 3,50$$

B) NÁVRHOVÉ VNITŘNÍ SÍLY PRO KOMBINACE MSP:

Moment pro charakteristickou kombinaci zatížení dle ČSN EN 1992-1-1 (6.14b):

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

$$M_{Ek} = 35,80 \text{ kNm}$$

Moment pro kvazistálou kombinaci zatížení dle ČSN EN 1992-1-1 (6.16b):

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

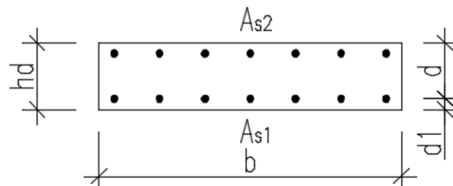
$$M_{Ek,qp} = 28,63 \text{ kNm}$$

C) VLASTNOSTI PRŮŘEZU:

Plochy výztuže:

$$A_{s,1} = 754 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,2} = 393 \text{ mm}^2$$



Účinná výška průřezu:

$$d = 189 \text{ mm}$$



$$d_1 = c + \phi_{sl}/2 = 25 + 12/2 = 31 \text{ mm}$$

Moment setrvačnosti průřezu:

$$I_y = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h_d^3 = \frac{1}{12} \cdot 1,0 \cdot 0,22^3 = 8,873 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

D) PRŮŘEZ PŘED VZNIKEM TRHLIN:

Součinitel pro zavedení náhradní betonové plochy pro taženou výztuž - krátkodobý účinek zatížení:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200}{32} = 6,25$$

Plocha průřezu:

$$A_c = B \cdot h_d = 1,0 \cdot 0,22 = 0,22 \text{ m}^2$$

Plocha ideálního průřezu:

$$A_i = A_c + (\alpha_e - 1)(A_{s,1} + A_{s,2})$$

$$A_i = 1,0 \cdot 0,22 + (6,25 - 1)[(7,54 + 3,93) \cdot 10^{-4}] = 0,226 \text{ m}^2$$

Výpočet polohy neutrální osy od horního okraje ideálního průřezu:

$$x_i = \left[\frac{A_c \cdot \frac{h_d}{2} + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s,1} \cdot d + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s,2} \cdot d_1}{A_i} \right]$$
$$x_i = \left(\frac{0,22 \cdot 0,11 + 5,25 \cdot 7,54 \cdot 10^{-4} \cdot 0,189 + 5,25 \cdot 3,93 \cdot 10^{-4} \cdot 0,031}{0,226} \right)$$

$$x_i = 0,1106 \text{ m}$$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu k těžišti průřezu:

$$I_i = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h_d^3 + b \cdot h_d \cdot \left(x_i - \frac{h_d}{2} \right)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s,1} \cdot (d - x_i)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s,2} \cdot (x_i - d_1)^2$$

$$I_i = \frac{1}{12} \cdot 1,0 \cdot 0,22^3 + 1,0 \cdot 0,22 \cdot \left(0,1106 - \frac{0,22}{2} \right)^2 + (6,25 - 1) \cdot 7,54 \cdot 10^{-4} \cdot$$

$$\cdot (0,189 - 0,1106)^2 + (6,25 - 1) \cdot 3,93 \cdot 10^{-4} \cdot (0,1106 - 0,031)^2 = 9,248 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

Moment na mezi vzniku trhlin pro krátkodobý účinek zatížení:

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot \frac{I_i}{h_d - x_i} = 2900 \cdot \frac{9,248 \cdot 10^{-4}}{0,22 - 0,1106} = 24,51 \text{ kNm}$$

$$M_{EK,qp} = 28,63 \text{ kNm} > M_{cr} = 24,51 \text{ kNm} \Rightarrow \text{VZNIK TRHLIN}$$

E) PRŮŘEZ PO VZNIKU TRHLIN:

Poloha neutrální osy od horního okraje průřezu oslabeného trhlinou



$$x_{ir} = \frac{(\alpha_e - 1) \cdot (A_{s1} + A_{s2})}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b}{(\alpha_e - 1)} \cdot \frac{A_{s1} \cdot d + A_{s2} \cdot d_1}{(A_{s1} + A_{s2})^2}} \right)$$
$$x_{ir} = \frac{(6,25 - 1) \cdot (7,54 + 3,93) \cdot 10^{-4}}{1,0} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 1,0}{(6,25 - 1)} \cdot \frac{7,54 \cdot 10^{-4} \cdot 0,189 + 3,93 \cdot 10^{-4} \cdot 0,031}{(7,54 \cdot 10^{-4} + 3,93 \cdot 10^{-4})^2}} \right) = \mathbf{0,0347 \text{ m}}$$
$$I_{ir} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_{ir}^3 + (\alpha_e - 1) \cdot [A_{s1} \cdot (d - x_{ir})^2 + A_{s2} \cdot (x_{ir} - d_1)^2]$$
$$I_{ir} = \frac{1}{3} \cdot 1,0 \cdot 0,0347^3 + (6,25 - 1) \cdot [7,54 \cdot 10^{-4} \cdot (0,189 - 0,0347)^2 + 3,93 \cdot 10^{-4} \cdot (0,0347 - 0,031)^2] = \mathbf{1,082 \cdot 10^{-4} m^4}$$

F) ROZDĚLOVACÍ SOUČINITEL:

$$\zeta = 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ek,qp}} \right)^2$$

$\beta = 1,0$ – krátkodobě působící zatížení

$\beta = 0,5$ – dlouhodobě působící zatížení

Součinitel pro krátkodobě působící zatížení:

$$\zeta_1 = 1 - 1,0 \cdot \left(\frac{24,51}{28,63} \right)^2 = \mathbf{0,267}$$

Součinitel pro dlouhodobě působící zatížení:

$$\zeta_2 = 1 - 0,5 \cdot \left(\frac{24,51}{28,63} \right)^2 = \mathbf{0,633}$$

G) VÝSLEDNÝ MOMENT SETRVAČNOSTI PRŮŘEZU:

$$I_{výsledný} = \frac{I_i \cdot I_{ir}}{(1 - \zeta) \cdot I_{ir} + \zeta \cdot I_i}$$

$$I_{výsledný} = \frac{I_i \cdot I_{ir}}{(1 - \zeta_1) \cdot I_{ir} + \zeta_1 \cdot I_i} = \frac{0,00092482 \cdot 0,0001082}{(1 - 0,267) \cdot 0,0001082 + 0,267 \cdot 0,00092482} = \mathbf{3,067 \cdot 10^{-4} m^4}$$

Poznámka:

Obdobným způsobem jsou stanoveny i charakteristické vlastnosti oslabení průřezu vlivem rozvoje trhlin pro dlouhodobě působící zatížení s uvažováním

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200000}{9142} = \mathbf{21,87.}$$



H) SHRnutí CHARAKTERISTIK PRŮŘEZU

Tabulka charakteristických vlastností průřezu schodišťové desky tl.220mm		
	Krátkodobý účinek zatížení (st)	Dlouhodobý účinek zatížení (lt)
Součinitel α_e	$\alpha_e = 6,25$	$\alpha_e = 21,37$
Moment setrvačnosti průřezu	$I_y = 8,873 \cdot 10^{-4} \text{m}^4$	
Ideální průřez (průřez bez trhlin)		
Celková plocha idealizovaného průřezu	$A_i = 0,22602 \text{m}^2$	$A_i = 0,24393 \text{m}^2$
Výška tlačené oblasti idealizovaného průřezu	$x_i = 0,1106 \text{m}$	$x_i = 0,1124 \text{m}$
Moment setrvačnosti idealizovaného průřezu	$I_i = 0,00092482 \text{m}^4$	$I_i = 0,001035 \text{m}^4$
Moment na mezi vzniku trhlin	$M_{cr,st} = 24,53 \text{kNm}$	$M_{cr,lt} = 27,91 \text{kNm}$
Průřez po vzniku trhlin		
Výška tlačené oblasti idealizovaného průřezu	$x_{ir} = 0,03473 \text{m}$	$x_{ir} = 0,05991 \text{m}$
Moment setrvačnosti idealizovaného průřezu	$I_{ir} = 1,082 \cdot 10^{-4} \text{m}^4$	$I_{ir} = 3,4076 \cdot 10^{-4} \text{m}^4$
Rozdělovací součinitel	$\zeta_1 = 0,267$	$\zeta_2 = 0,525$
Výsledný moment setrvačnosti	$I_{výsl} = 3,067 \cdot 10^{-4} \text{m}^4$	$I_{výsledný} = 5,002 \cdot 10^{-4} \text{m}^4$

Posouzení vzniku trhlin v průřezu (krátkodobé zatížení):

$$M_{Ek,qp} = 28,63 \text{ kNm} \geq M_{cr,st} = 24,53 \text{ kNm} \Rightarrow \text{V PRŮŘEZU VZNIKNOU TRHLINY}$$

Posouzení vzniku trhlin v průřezu (dlouhodobé zatížení):

$$M_{Ek,qp} = 28,63 \text{ kNm} \geq M_{cr,st} = 27,91 \text{ kNm} \Rightarrow \text{V PRŮŘEZU VZNIKNOU TRHLINY}$$



12.2 MEZNÍ STAV OMEZENÍ NAPĚTÍ

A) OMEZENÍ TLAKOVÝCH NAPĚTÍ V BETONU:

-dle ČSN EN 1992-1-1 7.2

Stanovení napětí betonu při charakteristické kombinaci zatížení (dlouhodobý účinek):

$$\sigma_{c,char} = \frac{M_{Ek}}{I_{ir}} \cdot x_{ir} = \frac{35,80}{3,4076 \cdot 10^{-4}} \cdot 0,05991 = -\mathbf{6294 \text{ kPa}}$$

Stanovení napětí betonu při kvazistálé kombinaci zatížení (dlouhodobý účinek):

$$\sigma_{c,qp} = \frac{M_{E,qp}}{I_{ir}} \cdot x_{ir} = \frac{28,63}{3,4076 \cdot 10^{-4}} \cdot 0,05991 = -\mathbf{5033 \text{ kPa}}$$

Omezující podmínka napětí dle ČSN EN 1992-1-1 7.2 – (3)

$$\sigma_{c,qchar} \leq k_1 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 30 = \mathbf{18,0 \text{ MPa}} \text{ -dle ČSN EN 1992-1-1 7.2 – (3)}$$

$$\sigma_{c,qp} \leq k_3 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 30 = \mathbf{13,5 \text{ MPa}} \text{ -dle ČSN EN 1992-1-1 7.2 – (5)}$$

Posouzení omezujících podmínek:

$$\sigma_{c,char} = 6,29 \text{ MPa} \leq 18,0 \text{ MPa} \Rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

$$\sigma_{c,qp} = 5,033 \text{ MPa} \leq 13,5 \text{ MPa} \Rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

B) OMEZENÍ TAHOVÝCH NAPĚTÍ VE VÝZTUŽI:

Omezující podmínka pro maximální tahové napětí ve výztuži při charakteristické kombinaci:

$$\sigma_s \leq 0,8 \cdot f_{yk} = 0,8 \cdot 500 = 400 \text{ MPa}$$

Stanovení tahového napětí ve výztuži při charakteristické kombinaci:

$$\sigma_{s1} = (\alpha_e - 1) \frac{M_{Ek}}{I_{ir}} (d - x_{ir}) = (6,25 - 1) \frac{35,80}{1,082 \cdot 10^{-4}} \cdot (0,189 - 0,03473) =$$

$$\sigma_{s1} = \mathbf{267 \text{ 977 KPa}}$$

$$\sigma_{s2} = (\alpha_e - 1) \frac{M_{Ek}}{I_{ir}} (x_{ir} - d_1) = (6,25 - 1) \frac{35,8}{1,082 \cdot 10^{-4}} (0,03473 - 0,031) = \mathbf{6474 \text{ kPa}}$$

Posouzení omezujících podmínek tahového napětí ve výztuži:

$$\sigma_{s1} = \mathbf{267,98} \leq 400 \text{ [MPa]} \Rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

$$\sigma_{s2} = \mathbf{0,064} \leq 400 \text{ [MPa]} \Rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$



12.3 MEZNÍ STAV OMEZENÍ ŠÍŘKY TRHLIN

A) CHARAKTERISTICKÁ ŠÍŘKA TRHLIN w_k :

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

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

$$f_{ct,eff} \quad f_{ct,eff} = f_{ctm} \text{ [MPa]}$$

$$h_{c,eff} = \min \left\{ 2,5(h_p - d); \frac{h_p - x_{ir}}{3}; \frac{h}{2} \right\}; \text{ [m]}$$

k_t součinitel závisející na době trvání zatížení; [-]

$$k_t = 0,6 \text{ pro krátkodobé zatížení}$$

$$k_t = 0,4 \text{ pro dlouhodobé zatížení}$$

B) MAXIMÁLNÍ ŠÍŘKA TRHLIN:

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$$

$$k_1 = 0,8$$

$$k_2 = 0,5 \text{ pro ohyb}$$

$$k_3 = 3,4 \cdot \left(\frac{\phi_{sl}}{c} \right)^{\frac{2}{3}} \leq 3,4$$

$$k_4 = 0,425$$

Vztah pro výpočet šířky trhliny:

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

C) POSOUZENÍ ŠÍŘKY TRHLIN:

$$w_k \leq w_{max} \text{ [mm]}$$

Pro prostředí XC1 je přípustná maximální šířka trhliny $w_{max} = 0,4 \text{ mm}$ pro kvazistálou kombinaci zatížení.



Výpočet šířky trhlin - průřez schodišťové desky tl.220mm			
hd	0,22	[m]	-výška průřezu
b	1	[m]	-šířka průřezu
c	0,025	[m]	-krytí výztuže
Es	200000	[MPa]	-modul pružnosti oceli
As	0,000754	[m ²]	-plocha výztuže v tažené oblasti
σs	214,307	[MPa]	-napětí v tažené výztuži pro kvazistálou kombinaci
∅ _{sl}	0,012	[m]	-průměr tažené výztuže
f _{ct,eff}	2,9	[MPa]	-efektivní pevnost betonu v tahu
ρ _{p,eff}	0,01221	[m ²]	-efektivní stupeň vyztužení
x _{ir}	0,035	[m]	-výška tlačené oblasti - průřez porušený trhlinou
h _{c,eff}	0,0618	[m]	-efektivní výška
2,5(hd-d)	0,0775	[m]	
(hd-x _{ir})/3	0,0618	[m]	
(hd/2)	0,1100	[m]	
A _{c,eff}	0,012	[m ²]	
α _e	6,25	[-]	-součinitel α _e
k ₁	0,8	[-]	-součinitel
k ₂	0,5	[-]	-součinitel
k ₃	2,084	[-]	-součinitel
k ₄	0,425	[-]	-součinitel
k _t	0,4	[-]	-součinitel
S _{r,max}	0,219	[m]	-maximální vzdálenost trhlin
ε _{sm} -ε _{cm}	0,00097045		-rozdíl hodnot přetvoření
0,6(σ _s /E _s)	0,00064292	[-]	-omezující podmínka max.vzdálenosti trhlin
ε _{sm} -ε _{cm} > 0,6*(σ _s /E _s)	OK		-vyhodnocení podmínky
w _k	0,123	[mm]	-šířka trhliny

Posouzení:

$w_k \leq w_{max}$
 $0,158 \geq 0,400 [mm] \Rightarrow$ VYHOVUJE



12.4 MEZNÍ STAV PŘETVOŘENÍ

A) VÝPOČET PRŮHYBU:

$$y_{tot} \cong y_{el} \cdot k_{creep} \cdot k_{cracks} \cdot k_{shrinkage} \cong y_{el} \cdot \frac{E_{cm}}{E_{c,eff}} \cdot \frac{I_y}{I_{výsledný}} \cdot k_{shrinkage}$$

$$y_{el} = 2,8 \text{ mm}$$

$$k_{creep} = 3,50$$

$$k_{cracks} = \frac{I_y}{I_{výsledný}} = \frac{8,873 \cdot 10^{-4}}{3,067 \cdot 10^{-4}} = \mathbf{2,89}$$

$$k_{shrinkage} \cong 1,10$$

Celkový výsledný průhyb uprostřed schodišťového ramene od účinků dotvarování a rozvoje trhlin:

$$y_{tot,1} \cong y_{el} \cdot k_{creep} \cdot k_{cracks} \cong 2,8 \cdot 3,5 \cdot 2,89 \cong 28,32 \text{ mm}$$

Celkový výsledný průhyb uprostřed rámové přičle včetně uvážení účinků smršťování:

$$y_{tot} \cong y_{tot,1} \cdot k_{shrinkage} \cong 28,32 \cdot 1,1 \cong \mathbf{31,15 \text{ mm}}$$

Kritérium obecné použitelnosti prvku:

$$y_{lim} = \frac{L_{max}}{250} = \frac{6220}{250} = \mathbf{24,88 \text{ mm}}$$

Posouzení:

$$y_{lim} \geq y_{tot}$$

$$\mathbf{24,88 \leq 31,15 [mm] \Rightarrow NEVYHOVUJE}$$

Závěr:

Schodišťové rameno 2 při navrženém vyztužení dle MSÚ pro spodní výztuž $\emptyset 12$ á 150 mm ($A_{s1} = 754 \text{ mm}^2$) a pro horní výztuž $\emptyset 10$ á 200 mm ($A_{s2} = 393 \text{ mm}^2$) nevyhovuje v mezním stavu přetvoření na celkový průhyb při krátkodobém působení zatížení. Aby posuzovaný průřez splnil podmínku na průhyb, tak bude navrženo silnější spodní vyztužení desky schodišťového ramene, které bude mít za následek snížení hodnotu koeficientu k_{cracks} zastupující pokles tuhosti průřezu v rámci rozvoje trhlin. Průřez bude posouzen ve zkráceném výpočtu.

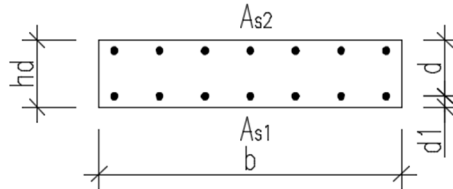


12.5 NOVÝ NÁVRH A POSOUZENÍ VÝZTUŽE - MSÚ SCHODIŠŤOVÉHO RAMENE 2

A) NOVÝ NÁVRH VÝZTUŽE:

$$\varnothing 12 \text{ á } 100 \text{ mm} \Rightarrow A_{s,1} = 1131 \text{ mm}^2$$

$$\varnothing 10 \text{ á } 200 \text{ mm} \Rightarrow A_{s,2} = 393 \text{ mm}^2$$



Účinná výška průřezu:

$$d = 189 \text{ mm}$$

$$d_1 = 31 \text{ mm}$$

B) POSOUZENÍ NOVĚ NAVRŽENÉHO VÝZTUŽENÍ SCHODIŠŤOVÉHO RAMENE 2:

POSUZOVANÝ PRŮŘEZ	NÁVRH NOSNÉ VÝZTUŽE							
	M_{Ed}	d	$A_{s,req}$	NÁVRH VÝZTUŽE				$A_{s,prov}$
	[kNm/m]	[mm]	[mm ²]	Počet \varnothing	\varnothing [mm]	Rozteč \varnothing		[mm ²]
Průřez C	45,25	189	569	10,0	12	100	$\varnothing 12 \text{ á } 100\text{mm}$	1131

POSUZOVANÝ PRŮŘEZ	KONTROLA VÝZTUŽENÍ		
	$A_{s,prov} \geq A_{s,req}$	$A_{s,prov} \geq A_{s,min}$	$A_{s,prov} \leq A_{s,max}$
	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]
Průřez C	OK	OK	OK

POSUZOVANÝ PRŮŘEZ	KONTROLA A POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI PRŮŘEZU							
	x	ξ	$\xi_{bal,1}$	$\xi < \xi_{max}$	z	M_{Rd}	$M_{Rd} > M_{Ed}$	Využití
	[mm]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[kNm/m]	[-]	[%]
Průřez C	30,73	0,17	0,45	OK	176,71	86,9	OK	52,08

POSUZOVANÝ PRŮŘEZ	KONTROLA VZDÁLENOSTI VÝZTUŽE		
	Rozteč $\varnothing = s$	$s_{max,slabs}$	$s < s_{max,slabs}$
	[mm]	[mm]	[-]
Průřez C	1100	300	OK

C) **VÝSLEDNÉ CHARAKTERISTIKY PRŮŘEZU:**

Tabulka charakteristických vlastností průřezu schodišťové desky tl.220mm		
	Krátkodobý účinek zatížení (st)	Dlouhodobý účinek zatížení (lt)
Součinitel α_e	$\alpha_e = 6,25$	$\alpha_e = 21,87$
Moment setrvačnosti průřezu	$I_y = 8,873 \cdot 10^{-4} \text{m}^4$	
Ideální průřez (průřez bez trhlin)		
Celková plocha idealizovaného průřezu	$A_i = 0,228 \text{ m}^2$	$A_i = 0,2518 \text{ m}^2$
Výška tláčené oblasti idealizovaného průřezu	$x_i = 0,11134 \text{ m}$	$x_i = 0,1148 \text{ m}$
Moment setrvačnosti idealizovaného průřezu	$I_i = 0,0009368 \text{ m}^4$	$I_i = 0,001079 \text{ m}^4$
Moment na mezi vzniku trhlin	$M_{cr,st} = 25,0 \text{ kNm}$	$M_{cr,lt} = 29,78 \text{ kNm}$
Průřez po vzniku trhlin		
Výška tláčené oblasti idealizovaného průřezu	$x_{ir} = 0,04136 \text{ m}$	$x_{ir} = 0,07038 \text{ m}$
Moment setrvačnosti idealizovaného průřezu	$I_{ir} = 1,5323 \cdot 10^{-4} \text{m}^4$	$I_{ir} = 4,610 \cdot 10^{-4} \text{m}^4$
Rozdělovací součinitel	$\zeta_1 = 0,237$	$\zeta_2 = 0,459$
Výsledný moment setrvačnosti	$I_{výsl} = 4,232 \cdot 10^{-4} \text{m}^4$	$I_{výsledný} = 6,682 \cdot 10^{-4} \text{m}^4$

Posouzení vzniku trhlin v průřezu (krátkodobé působení zatížení):

$$M_{Ek,qp} = 28,63 \text{ kNm} \geq M_{cr,st} = 25,00 \text{ kNm} \Rightarrow \text{V PRŮŘEZU VZNIKNOU TRHLINY}$$

Posouzení vzniku trhlin v průřezu (dlouhodobé působení zatížení):

$$M_{Ek,qp} = 28,63 \text{ kNm} \geq M_{cr,lt} = 29,79 \text{ kNm} \Rightarrow \text{V PRŮŘEZU NEVZNIKNOU TRHLINY}$$



12.6 POSOUZENÍ MSP NOVÝ NÁVRH VÝZTUŽE SCHODIŤOVÉ RAMENO 2

12.6.1 MEZNÍ STAV OMEZENÍ NAPĚTÍ

Omezení tlakových napětí v betonu dle ČSN EN 1992-1-1 7.2:

Stanovení napětí betonu při charakteristické kombinaci zatížení (dlouhodobý účinek):

$$\sigma_{c, char} = -\frac{M_{Ek}}{I_{ir}} \cdot x_{ir} = -\frac{35,80}{4,610 \cdot 10^{-4}} \cdot 0,07045 = -5477 \text{ kPa}$$

Stanovení napětí betonu při kvazistálé kombinaci zatížení (dlouhodobý účinek):

$$\sigma_{c, qp} = -\frac{M_{E, qp}}{I_{ir}} \cdot x_{ir} = -\frac{28,63}{4,610 \cdot 10^{-4}} \cdot 0,07045 = -4380 \text{ kPa}$$

Omezující podmínka napětí dle ČSN EN 1992-1-1 7.2 - (3)

$$\sigma_{c, qchar} \leq k_1 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 30 = 18,0 \text{ MPa} \text{ -dle ČSN EN 1992-1-1 7.2 - (3)}$$

$$\sigma_{c, qp} \leq k_3 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 30 = 13,5 \text{ MPa} \text{ -dle ČSN EN 1992-1-1 7.2 - (5)}$$

Posouzení omezujících podmínek:

$$\sigma_{c, char} = 5,477 \text{ MPa} \leq 18,0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$\sigma_{c, qp} = 4,38 \text{ MPa} \leq 13,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Omezení tahových napětí ve výztuži:

Omezující podmínka pro maximální tahové napětí ve výztuži při charakteristické kombinaci:

$$\sigma_s \leq 0,8 \cdot f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

Stanovení tahového napětí ve výztuži při charakteristické kombinaci:

$$\sigma_{s1} = (\alpha_e - 1) \frac{M_{Ek}}{I_{ir}} (d - x_{ir}) = (6,25 - 1) \frac{35,80}{1,5323 \cdot 10^{-4}} \cdot (0,189 - 0,04136) =$$

$$\sigma_{s1} = 181\,089 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{s2} = -(\alpha_e - 1) \frac{M_{Ek}}{I_{ir}} (x_{ir} - d_1) = (6,25 - 1) \frac{35,8}{1,5323 \cdot 10^{-4}} (0,04136 - 0,031)$$

$$\sigma_{s2} = -12705 \text{ kPa}$$

Posouzení omezujících podmínek tahového napětí ve výztuži:

$$\sigma_{s1} = 181,09 \leq 400 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$\sigma_{s2} = 12,71 \leq 400 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

**12.6.2 MEZNÍ STAV OMEZENÍ ŠÍŘKY TRHLIN**

$$k_1 = 0,8$$

$$k_2 = 0,5 \text{ pro ohyb}$$

$$k_3 = 3,4 \cdot \left(\frac{\sigma_{sl}}{c}\right)^{\frac{2}{3}} \leq 3,4$$

$$k_4 = 0,425$$

Výpočet šířky trhlin - průřez schodišťové desky tl.220mm			
hd	0,22	[m]	-výška průřezu
b	1	[m]	-šířka průřezu
c	0,025	[m]	-krytí výztuže
Es	200000	[MPa]	-modul pružnosti oceli
As	0,001131	[m ²]	-plocha výztuže v tažené oblasti
σs	144,821	[MPa]	-napětí v tažené výztuži pro kvazistálou kombinaci
Øsl	0,012	[m]	-průměr tažené výztuže
fct,eff	2,9	[MPa]	-efektivní pevnost betonu v tahu
ρp,eff	0,01899	[m ²]	-efektivní stupeň vyztužení
xir	0,041	[m]	-výška tlačené oblasti - průřez porušený trhlinou
hc,eff	0,0595	[m]	-efektivní výška
2,5(hd-d)	0,0775	[m]	
(hd-xir)/3	0,0595	[m]	
(hd/2)	0,1100	[m]	
Ac,eff	0,019	[m ²]	
αe	6,25	[-]	-součinitel αe
k1	0,8	[-]	-součinitel
k2	0,5	[-]	-součinitel
k3	2,084	[-]	-součinitel
k4	0,425	[-]	-součinitel
kt	0,4	[-]	-součinitel
Sr,max	0,160	[m]	-maximální vzdálenost trhlin
εsm-εcm	0,00061514		-rozdíl hodnot přetvoření
0,6(σs/Es)	0,00043446	[-]	-omezující podmínka max.vzdálenosti trhlin
εsm-εcm > 0,6*(σs/Es)	OK		-vyhodnocení podmínky
wk	0,061	[mm]	-šířka trhliny

Posouzení:

$$w_k \leq w_{max}$$

$$0,061 \geq 0,400 \text{ [mm]} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$



12.6.3 MEZNÍ STAV PŘETVOŘENÍ

Výpočet průhybu:

$$y_{tot} \cong y_{el} \cdot k_{creep} \cdot k_{cracks} \cdot k_{shrinkage} \cong y_{el} \cdot \frac{E_{cm}}{E_{c,eff}} \cdot \frac{I_y}{I_{výsledný}} \cdot k_{shrinkage}$$

$$y_{el} = 2,8 \text{ mm}$$

$$k_{creep} = 3,50$$

$$k_{cracks} = \frac{I_y}{I_{výsledný}} = \frac{8,873 \cdot 10^{-4}}{4,232 \cdot 10^{-4}} = \mathbf{2,096}$$

$$k_{shrinkage} \cong 1,10 - \text{silněji vyztužený průřez}$$

Celkový průhyb uprostřed schodišťového ramene od účinků dotvarování a rozvoje trhlin:

$$y_{tot,1} \cong y_{el} \cdot k_{creep} \cdot k_{cracks} \cong 2,8 \cdot 3,5 \cdot 2,096 \cong 20,54 \text{ mm}$$

Celkový výsledný průhyb uprostřed uprostřed schodišťového ramene včetně uvážení účinků smršťování:

$$y_{tot} \cong y_{tot,1} \cdot k_{shrinkage} \cong 20,54 \cdot 1,10 \cong \mathbf{22,59 \text{ mm}}$$

Kritérium obecné použitelnosti prvku:

$$y_{lim} = \frac{L_{max}}{250} = \frac{6220}{250} = \mathbf{24,88 \text{ mm}}$$

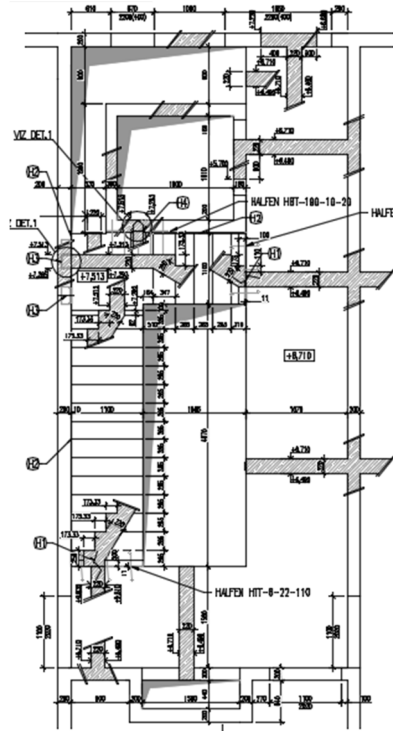
Posouzení:

$$y_{lim} \geq y_{tot}$$

$$\mathbf{24,88 \geq 22,59 [mm] \Rightarrow \text{VYHOVUJE}}$$

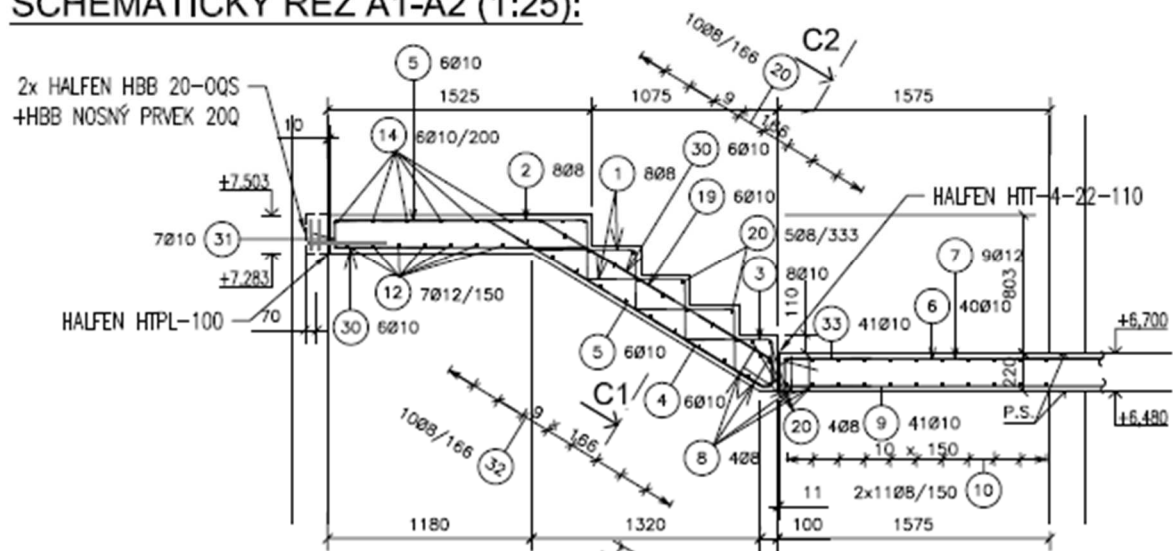
Závěr:

Navrhované dimenze schodišťových desek a výztuže vyhovují na MSÚ a splňují všechny požadavky v MSP.

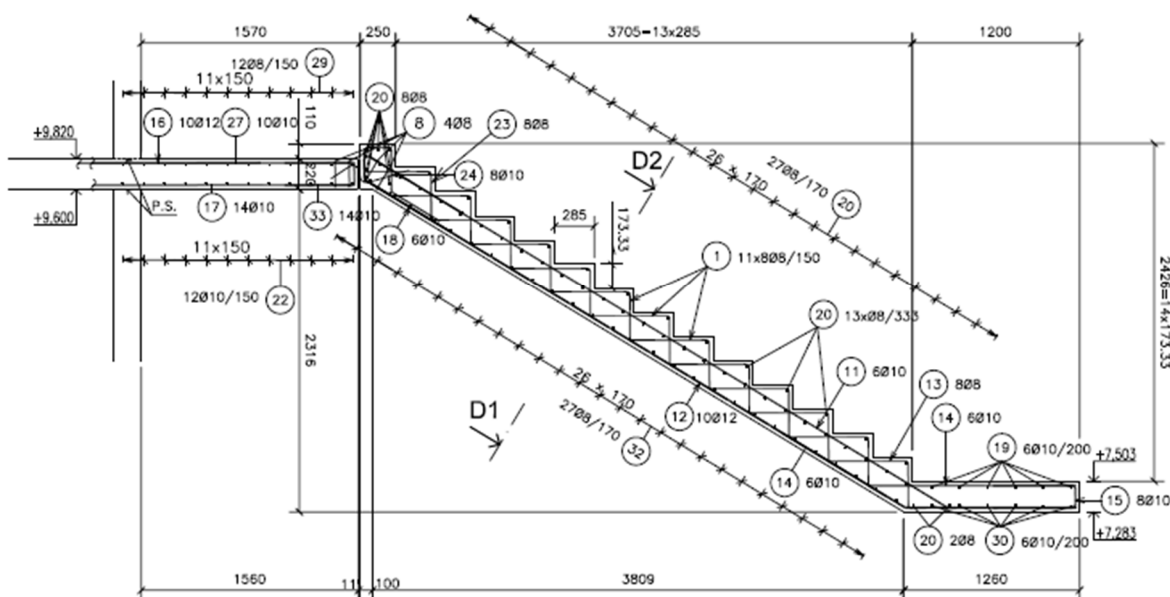


(obr.226 - Detail výkresu tvaru schodiště)

SCHEMATICKÝ ŘEZ A1-A2 (1:25):



(obr. 227 - Schématický výkres výztuže schodiště – schodišťové rameno 1)



(obr.228 - Schématický výkres výztuže schodiště – schodišťové rameno 2)

Poznámka:

Schématiké výkresy výztuže schodiště a výkres tvaru schodiště typického podlaží jsou součástí výkresové přílohy ke statické části.



13 ZÁVĚR

Cílem mé diplomové práce byl návrh železobetonové konstrukce polyfunkčního bytového objektu na základě zpracované architektonicko-stavební studie. Práce se sestává z dvou hlavních částí. Primární částí je statický návrh vybraných nosných prvků železobetonové nosné konstrukce a komplementární stavební částí.

V úvodní části byla nastíněna základní koncepce návrhu nosného systému železobetonové konstrukce a byly zvoleny hlavní svislé a vodorovné nosné prvky. Následně byla definována všechna stálá a proměnná zatížení vyskytující se v polyfunkčním objektu.

Dále byl proveden předběžný návrh hlavních nosných vodorovných a svislých prvků na základě rozmyšlené koncepce nosného systému objektu. V předběžném návrhu byly stanoveny základní orientační rozměry vybraných svislých nosných prvků, zesílení základové desky pod sloupy a dimenze stropních vodorovných konstrukcí pro jednotlivá podlaží. Současně byl proveden předběžný výpočet na omezení šířky trhlin ve stropních konstrukcích.

Na základě předběžného návrhu hlavních nosných prvků byl vytvořen komplexní 3D model, který byl následně podroben detailnější analýze, ze které vyplynulo, že v důsledku rozdílné tuhosti objektu v jeho horní a dolní části dochází ke zkreslení výsledků vnitřních sil. 3D model byl dále podroben analýze prostřednictvím dalších zjednodušených náhradních modelů, které posloužily pro stanovení vnitřních návrhových sil na rámové konstrukci 1.PP.

Převážnou náplní statické části byl podrobný návrh rámové konstrukce 1.PP a hlavního schodiště objektu v typickém podlaží. Rámová konstrukce 1.PP a schodiště byly navrženy v MSÚ a oba prvky byly následně posouzeny v nejvíce namáhaném průřezu v MSP.

O vhodnosti celkového konstrukčního řešení navrhovaného objektu a jeho variantách lze dále polemizovat.



SCHÉMA VÝKRESU TVARU STROPNÍ KCE. NAD 1.PP:

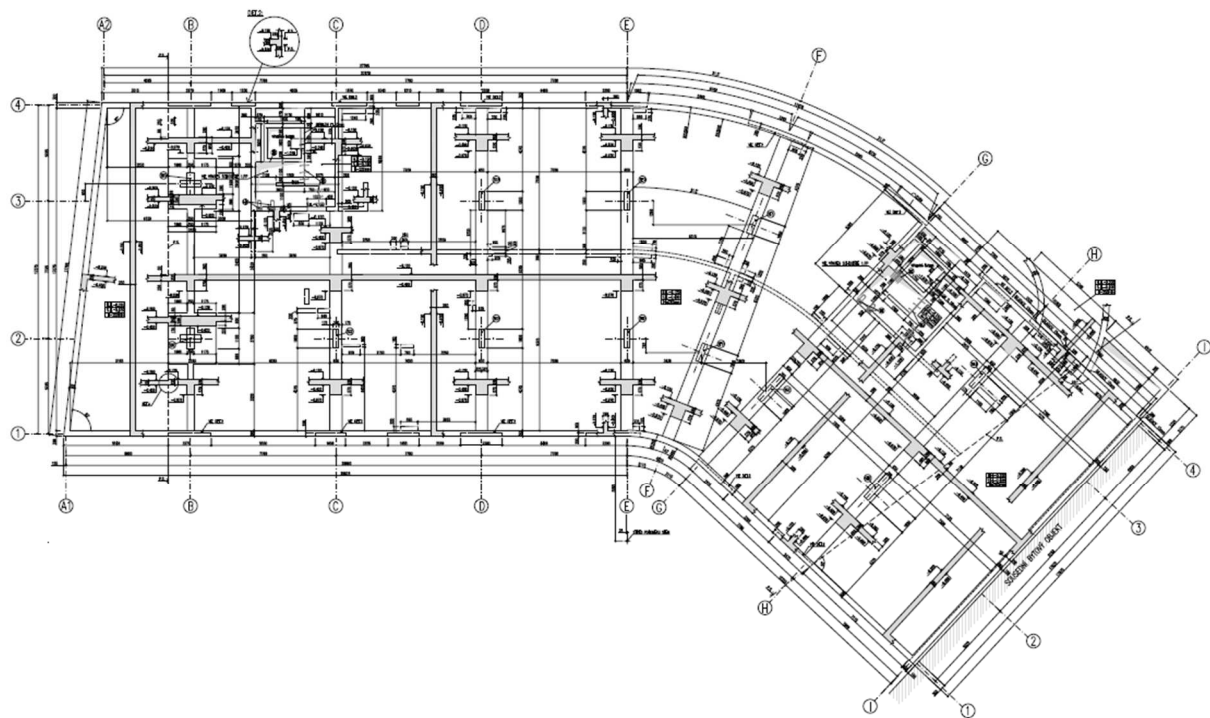


SCHÉMA VÝKRESU TVARU STROPNÍ KCE. NAD 1.NP:

SCHÉMA VÝKRESU TVARU STROPNÍ KCE. NAD 1.NP (1:100);

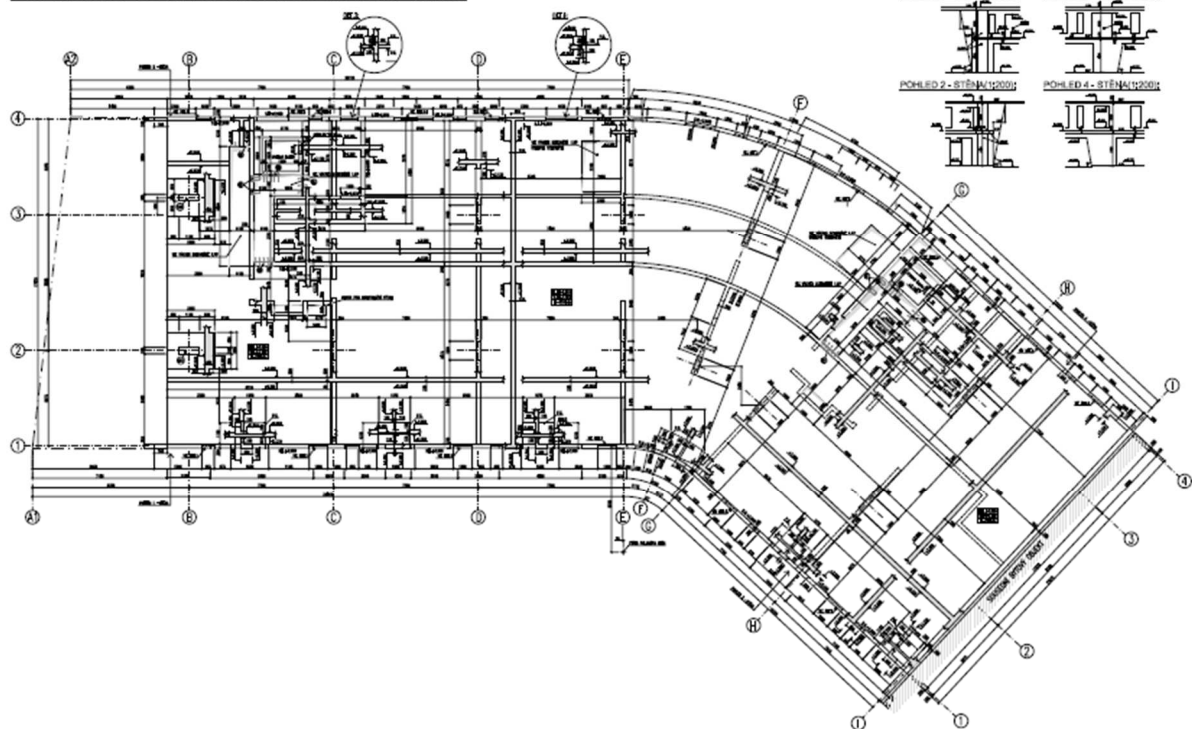




SCHÉMA VÝKRESU TVARU STROPNÍ KCE. NAD 2.NP:

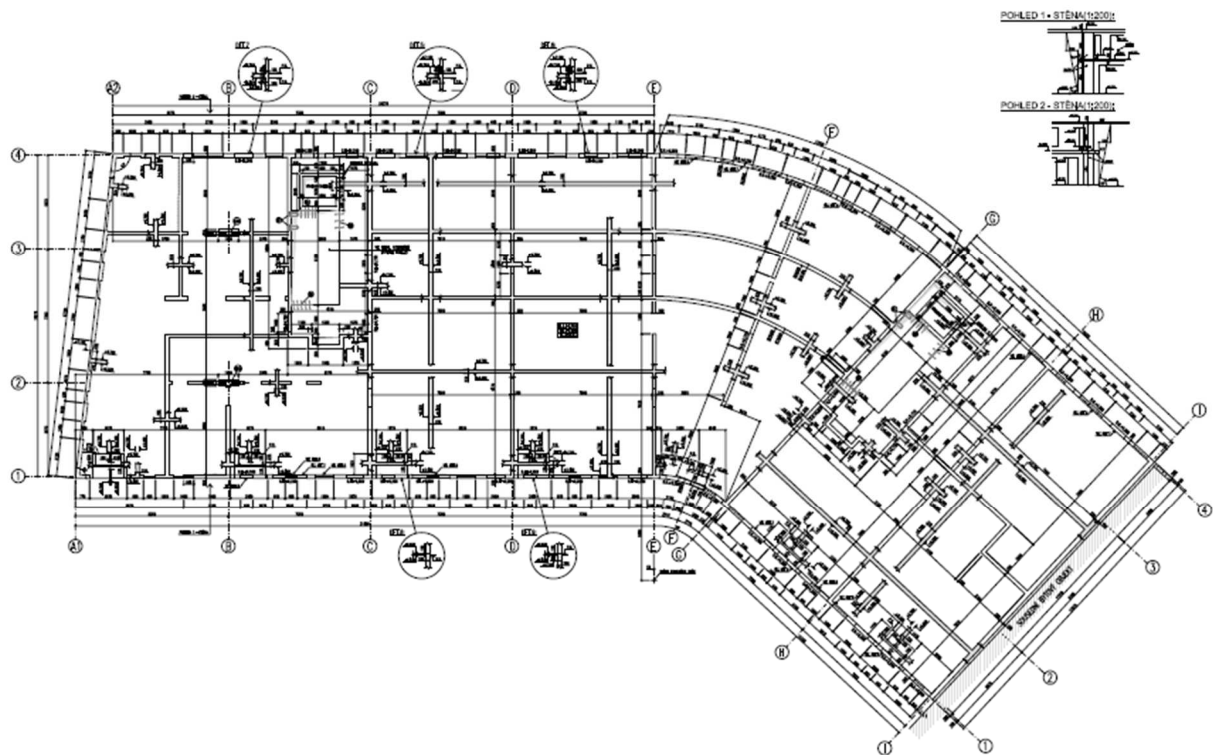


SCHÉMA VÝKRESU TVARU STROPNÍ KCE. NAD TYPICKÝM PODLAŽÍM:

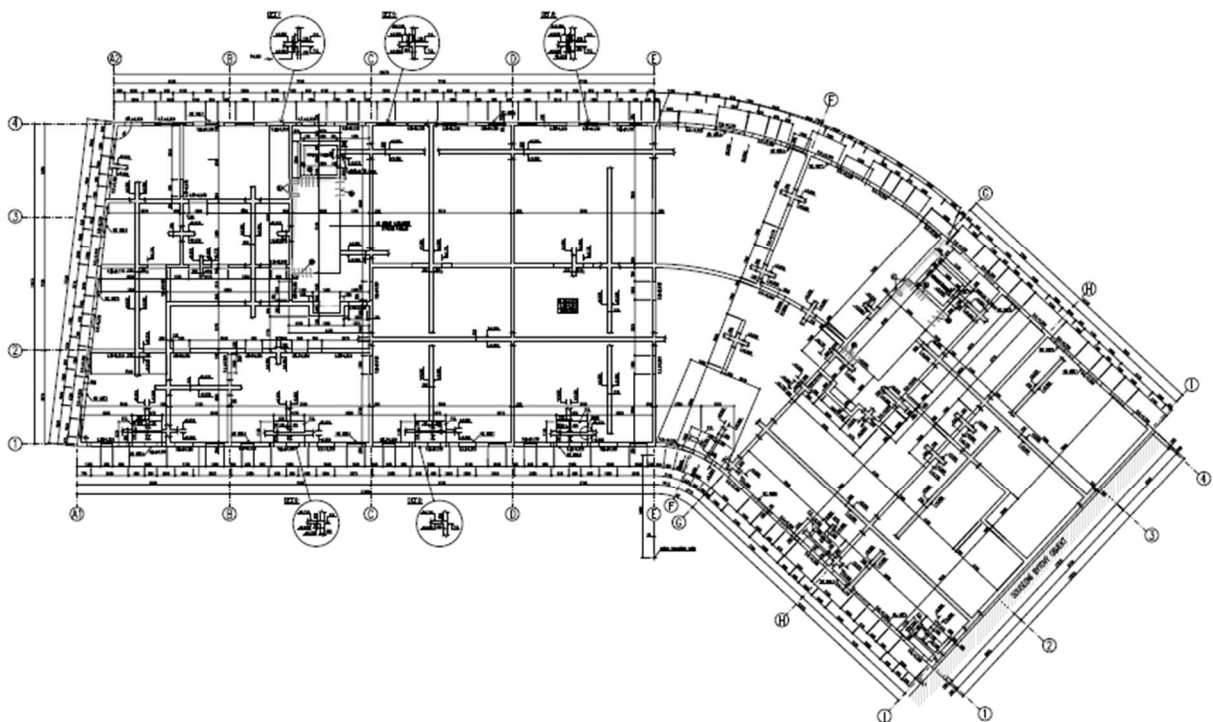
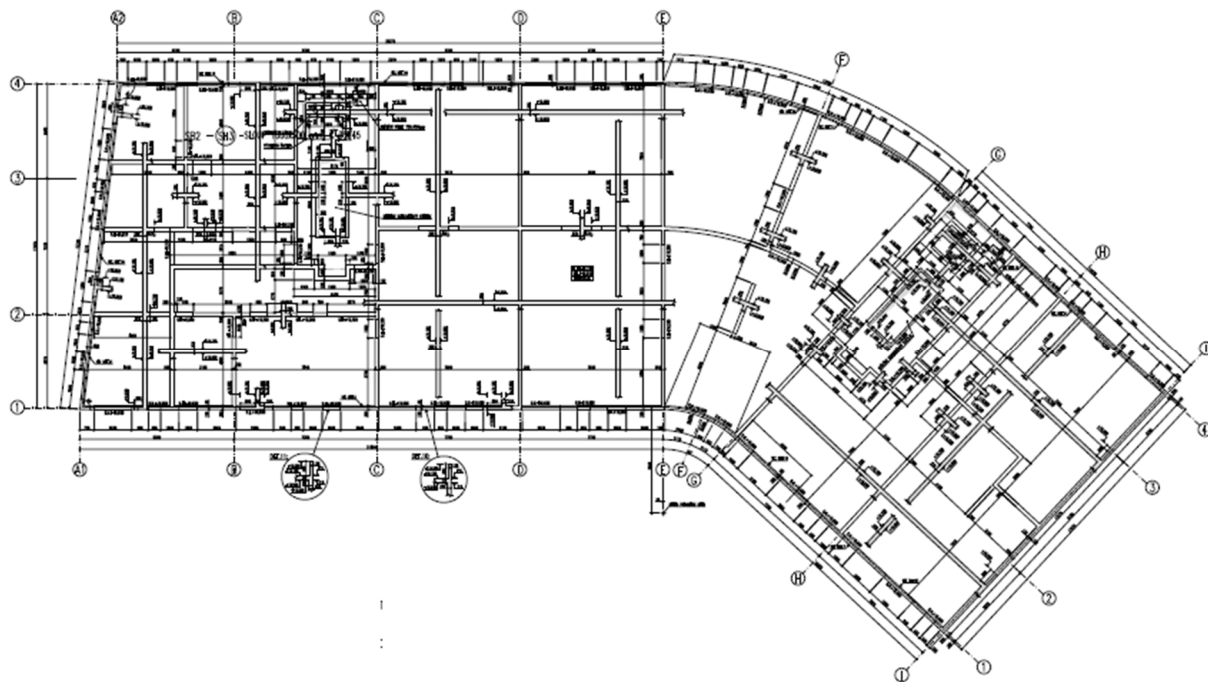




SCHÉMA VÝKRESU TVARU STROPNÍ KCE. NAD 6.NP:



Poznámka:

Jednotlivé schematické výkresy tvaru stropních konstrukcí jsou součástí výkresové přílohy ke statické části.



14 VÝPIS POUŽITÝCH NOREM ČSN

ČSN ISO 2394 - Obecné zásady spolehlivosti konstrukcí

ČSN ISO 13822 - Zásady navrhování konstrukcí - Hodnocení existujících konstrukcí

ČSN EN 1990 - Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí

ČSN EN 1991-1-1- Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení -

Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb

ČSN EN 1992-1-1 - Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

ČSN EN 1996-1-1 - Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce

ČSN EN 1997-1- Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla

ČSN EN 206 Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda

ČSN 73 1201 – Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb

ČSN EN 13670 – Provádění betonových konstrukcí

ČSN ISO 1920-10 – Zkoušení betonu - Část 10: Stanovení statického modulu pružnosti v tlaku

ČSN EN 10080 - Ocel pro výztuž do betonu - Svařitelná betonářská ocel - Všeobecně

ČSN EN 420139 - Ocel pro výztuž do betonu - Svařitelná betonářská ocel žebírková a hladká



15 POUŽITÝ SOFTWARE

- AutoCAD 2016
- AutoCAD Advanced Concrete 2016
- Scia Engineer 15
- Scia Engineer 16
- Microsoft Office Excel
- Microsoft Office Word
- Výpočetní excelové programy poskytnuté Ing. Hanou Hanzlovou, CSc.:
 - Interakční diagram průřezu namáhaného normálovou silou a ohybovým momentem s výztuží ve více řadách
(program byl vytvořen v rámci diplomové práce Bc. Michala Kubalíka: Kongresové centrum Harmony, Špindlerův Mlýn)
 - Výpočet momentů únosnosti průřezu s různými předpoklady výpočtu
(převzato z bakalářské práce Michala Kubalíka: Moment únosnosti průřezu namáhaného ohybem, červen 2009)
 - Protlačení základové patky
- Excelový výpočetní program - Betonové konstrukce dle ČSN P ENV 1992-1-1 (Eurocode 2) (Autor: Ing. Jan Hlaváček, zdroj: www.pro-eng.com)



16 ZDROJE A PODKLADY

- [1] - <https://www.google.cz/maps> (7.10.2016)
- [2] - <http://www.stavbaroku.cz/printDetail.do?Dispatch=ShowDetail&siid=680>
(7.10.2016)
- [3] - <http://www.arch.cz/kuba.pilar> (7.10.2016)
- [4] - http://fast10.vsb.cz/sera/Zatizeni%20snehem_teorie.pdf
- [5] - OCELOVÉ KONSTRUKCE - Zatížení -(Autoři: Jiří Studnička, Milan Holický, Jana Marková, 2007, 2015 ISBN 978-80-01-05815-2)
- [6] - <http://www.fce.vutbr.cz/BZK/svarickova.i/pdf/BL05>
- [7] - *Příklady posouzení betonových dle Eurokódů* (Autoři Ing. Miloš Zich, Ph.D. a kolektiv, Září 2010, ISBN - 978-80-86897-38-7)
- [8] *Betonové konstrukce 3 - Navrhování betonových konstrukcí na MSP, úvod do předpjatého betonu* (Autoři: Ing. Marek Foglar, Ph.D., Ing. Michaela Frantová, Ph.D., Ing. Pavel Jiříček, 2011, nakladatelství ČVUT ISBN 978-80-01-04943-3)
- [9] - http://www.fce.vutbr.cz/BZK/zvolanek.l/vyuka_bzk/BL01_Kryti.pdf
- [10] - <http://concrete.fsv.cvut.cz/pomucky> (1.1.2017)
- [11] - *Betonové a zděné konstrukce 1 – Základy navrhování betonových konstrukcí* (Autoři: Ing. Hana Hanzlová, CSc., Ing. Jiří Šmejkal, CSc., 2015, nakladatelství ČVUT, ISBN 978-80-01-05323-2)
- [12] - *Navrhování betonových konstrukcí podle EN 1992-1-1 (Eurokódu 2) – část 1 Navrhování prvků železobetonových konstrukcí* (Autoři: Prof. Ing. Jaroslav Procházka, CSc., a kol., 2007, nakladatelství ČBS Servis s.r.o., ISBN 978-80-87158-01-2)
- [13] - *Příklady posouzení betonových prvků dle eurokódů* (Autoři: Ing. Miloš Zich, Ph.D. a kolektiv, září 2010, nakladatelství Typos s.r.o., ISBN 978-80-86897-38-7)
- [14] - *Navrhování rámových rohů s použitím modelů náhradní příhradoviny* (Autoři: Ing. Jiří Šmejkal, CSc., Prof. Ing. Jaroslav Procházka, CSc.)
(zdroj: http://www.betontks.cz/sites/default/files/2010-5-66_0.pdf)
- [15] - <http://web.cvut.cz/ki/710/pdf/cvicenibk2.pdf> (1.1.2017)
- [16] - *Studijní materiály Ing. Hany Hanzlové, CSc.*
(zdroj: <http://people.fsv.cvut.cz/~hanzlhan/vyuka.html>) (1.1.2017)
- [17] - *Protlačení z pohledu ČSN EN 1992-1-1 a předpisů pro patentovanou smykovou výztuž* (Autoři: Prof. Ing. Jaroslav Procházka, CSc., Ing. Jiří Šmejkal, CSc.)
(zdroj: <http://www.betontks.cz>) (1.1.2017)
- [18] - *Technický list Halfen – Prvky tlumení kročejového hluku HBB/HTT/HTF*
<http://www.halfen.com/cz> (1.1.2017)
- [19] - *Technický list Halfen – Stykovací výztuž HBT*
<http://www.halfen.com/cz> (1.1.2017)
- [20] *Digitální data IGP základového podloží objektu provedený firmou K-GEO s.r.o.*
(Zdroj: Česká geologická služba)
- [21] *NAVRHOVÁNÍ NA MEZNÍ STAV PORUŠENÍ PROTlačENÍM – ČÁST I*
(Autoři: Prof. Ing. Jaroslav Procházka, CSc., Ing. Jiří Šmejkal, CSc., Ing. Hana



Hanzlová, CSc.)

(zdroj: <http://statika-plzen.cz>) (1.1.2017)

- [22] *Navrhování betonových konstrukcí 1 – Analýza betonových konstrukcí (manuál ke školení ČBS Akademie) (Autoři: Prof. Ing. Jaroslav Halvonik, Ph.D.; Prof. Ing. Vladimír Benko, PhD.; Ing. Viktor Borzovič, PhD.; Doc. Ing. Jaroslav Navrátil, CSc., Česká betonářská společnost ČSSI, 2013, ISBN 978-80-87158-36-4)*
- [23] *Excelový výpočetní program - Betonové konstrukce dle ČSN P ENV 1992-1-1 (Eurocode 2) (Autor: Ing. Jan Hlaváček, zdroj: www.pro-eng.com)*
- [24] *-Porotherm - provádění systému Porotherm vydaného společností Wienerberger cihlářský průmysl a.s. (leden 2015, Autoři: Ing. Antonín Horský a kolektiv)*

Seznam vstupních podkladů:

-Architektonicko-stavební studie polyfunkčního bytového objektu -Pilař & Kuba architekti s.r.o.^[4]

-Digitální data IGP základového podloží objektu provedený firmou K-GEO s.r.o.

(Zdroj: Česká geologická služba)

- Fotodokumentace^[3]