

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

FAKULTA STAVEBNÍ

Katedra betonových a zděných konstrukcí



STATICKÉ ŘEŠENÍ VYBRANÝCH PRVKŮ BUDOVY
FORUM KARLÍN

Structural analysis of selected elements of Forum Karlín building

DIPLOMOVÁ PRÁCE

2022

Tereza Holubová

Vedoucí práce: doc. Ing. Petr Bílý, Ph.D.

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE**Fakulta stavební**

Thákurova 7, 166 29 Praha 6

**ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE****I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE**

Příjmení: Holubová Jméno: Tereza Osobní číslo: 468302
 Zadávající katedra: Katedra betonových a zděných konstrukcí
 Studijní program: Stavební inženýrství
 Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Statické řešení vybraných prvků budovy Forum Karlín
 Název diplomové práce anglicky: Structural analysis of selected elements of Forum Karlín building
 Pokyny pro vypracování:
 - Popis objektu, shrnutí předběžného návrhu konstrukce
 - Teoretický rozbor vybraných výpočetních postupů
 - Statický návrh vybraných prvků: zastropení koncertní síně, podepření galerie, spodní stavba
 - Výkresy tvaru a výtzuže řešených prvků
 - Technický popis navržených řešení

Seznam doporučené literatury:
 - ČSN EN 1990, ČSN EN 1991, ČSN EN 1992-1-1.
 - Procházka, Šmejkal - Betonové stropní a schodišťové konstrukce. ČVUT 2017.
 - Kohoutková, Procházka, Vašková: Navrhování železobetonových konstrukcí: příklady a postupy. České vysoké učení technické, 2014. ISBN 978-80-01-05587-8.
 - Archiv časopisu Beton TKS
 - Samostatně vyhledejte další vhodnou literaturu

Jméno vedoucího diplomové práce: doc. Ing. Petr Bílý, Ph.D.

Datum zadání diplomové práce: 20.9.2021 Termín odevzdání diplomové práce: 2.1.2022
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“.

Datum převzetí zadání_____
Podpis studenta(ky)

PROHLÁŠENÍ

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

V Praze dne 9. 1. 2022

.....

Tereza Holubová

PODĚKOVÁNÍ

Ráda bych tímto poděkovala vedoucímu diplomové práce doc. Ing. Petru Bílému, Ph.D. za čas strávený při konzultacích a celkové vedení mé závěrečné práce. Velmi si vážím cenných a odborných rad, a především velké ochoty a trpělivosti. Stejně tak vděčím panu Ing. Janu Kosovi, CSc., který mi, byť nemusel, ve svém volném čase s prací velmi pomohl. Velký dík patří i mé rodině, která mě během celého studia neustále podporovala.

ABSTRAKT

Diplomová práce se zabývá návrhem vybraných konstrukčních prvků budovy Fórum Karlín (též Karlín Hall 2) společně s teoretickým rozbořem použitých výpočetních metod. Prvním z prvků budovy je předpjatý trám, který společně s železobetonovou deskou vytváří zastropení multifunkčního sálu objektu. Další řešenou konstrukcí je vynesení galerií sálu, jež je realizováno pomocí ocelových táhel. Posledním prvkem je pak spodní stavba. Její návrh byl proveden na základě německé směrnice jako bílá vana s ohledem na limitní šířku trhlin od silových i nesilových účinků zatížení. Nedílnou součástí práce je výkresová dokumentace – výkresy tvaru a výkresy výztuže zmíněných prvků.

KLÍČOVÁ SLOVA

Fórum Karlín, předpjatý beton, MSP, ocelové táhlo, bílá vana, šířka trhlin

ABSTRACT

The thesis deals with the design of selected structural elements of the Forum Karlín building (also Karlín Hall 2) together with the theoretical analysis of the used calculation methods. The first element of the building is a prestressed beam, which together with a reinforced concrete slab creates the roofing of the multifunctional hall of the building. The next structure to be addressed is the design of the support of the galleries of the hall, which is implemented using steel rods. The last element is the substructure. Its design is carried out based on the German guidelines as a watertight concrete structure, taking into account the limiting width of cracks from force and non-force loading effects. The drawings – formwork drawings and reinforcement drawings of the mentioned elements - are an integral part of the work.

KEY WORDS

Forum Karlin, prestressed concrete, SLS, steel rod, watertight concrete structure, width of cracks

OBSAH

ÚVOD	8
TEORETICKÝ ROZBOR VÝPOČETNÍCH POSTUPŮ	9
1. Zastropení multifunkčního sálu	10
1.1 Návrh předpětí	10
1.2 Posouzení předpětí pro mezní stav použitelnosti	11
1.3 Předběžné posouzení předpětí pro řešenou konstrukci	12
1.4 Okamžité ztráty předpětí	13
1.5 Dlouhodobé ztráty předpětí	17
1.6 Přehled ztrát předpětí	21
2. Spodní stavba	22
2.1 22	
STATICKÝ VÝPOČET	28
3. Popis a schéma konstrukce	29
3.1 Popis objektu	29
3.2 Konstrukční řešení	30
3.3 Použité materiály	43
3.4 Stanovení krycí vrstvy betonářské výztuže	47
3.5 Stanovení krycí vrstvy předpínací výztuže	52
4. Přehled zatížení	53
4.1 Stálé zatížení	53
4.2 Proměnné zatížení	66
4.3 Schéma zatížení podlaží	68
5. Shrnutí předběžného návrhu konstrukce	80
5.1 Nosná konstrukce administrativní části budovy	80
5.2 Nosná konstrukce polyfunkční části budovy	96
6. Výpočetní model	101
7. Návrh dodatečně předpjatého trámu	103
7.1 Vstupní parametry	103
7.2 Návrh a posouzení prvku na mezní stav použitelnosti	106
7.3 Návrh a posouzení prvku na mezní stav únosnosti	155
7.4 Návrh vahadlových ložisek	155
7.5 Souhrn navržených prvků	156
8. Ocelová táhla	158
8.1 Návrh a posouzení ocelových táhel	158
8.2 Ověření protlačení stropních desek	160

8.3	Souhrn navržených prvků	161
9.	Spodní stavba	162
9.1	Založení objektu	162
9.2	Podrobný návrh základové desky	170
9.3	Podrobný návrh stěn podzemních podlaží	186
	ZÁVĚR	201
	NORMY	203
	POUŽITÝ SOFTWARE	203
	SEZNAM LITERATURY	204
	PŘÍLOHY	206
	VÝKRESOVÁ DOKUMENTACE	206

ÚVOD

Forum Karlín (též Karlín Hall 2) je polyfunkční objekt nacházející se v Pernerově ulici v Praze 8 – Karlín. Stavba, sloužící jako administrativní budova s multifunkčním sálem, byla postavena na bývalých pozemcích ČKD (Českomoravská Kolben & Daněk) a navazuje tak na industriální halu tohoto areálu. Jednou z největších dominant budovy je sál poskytující flexibilní zázemí pro konání kulturních, společenských či vzdělávacích akcí. Investorem projektu byla developerská společnost Karlín Group spolupracující s významným španělským architektem Ricardem Bofillem.

Předmětem diplomové práce je návrh vybraných prvků budovy Forum Karlín – zastropení multifunkčního sálu, podepření galerií a návrh spodní stavby. Předběžný statický návrh objektu byl vypracován v předmětu P04C z minulého semestru a jeho shrnutí společně s podrobným popisem a schémata objektu je součástí bloku statický výpočet. Nedílnou součástí výstupu je výkresová dokumentace navrhovaných prvků, tedy výkresy tvaru a výkresy výztuže.

První část práce (první blok) je rozdělena do dvou kapitol a je věnována teoretickému rozboru vybraných výpočetních postupů, které jsou nezbytné pro nastínění a pochopení použitých výpočtů v následujícím bloku statického výpočtu. Jednotlivé kapitoly věnující se problematikám předpjatého betonu, přesněji navrhovanému předpjatému trámu, a návrhu spodní stavby jako bílé vany jsou též doplněny o nezbytné teoretické poznámky.

Obsahem druhého bloku práce je statický výpočet. V této části je (jak bylo zmíněno výše) nejprve shrnuta práce z projektu P04C (předběžný statický návrh budovy Forum Karlín, popis a schémata objektu). Následně je pozornost upírána na návrh předpjatého trámu (nejvíce namáhaného), který vytváří zastropení multifunkčního sálu a je zároveň hlavní podstatou diplomové práce. Další kapitolou je návrh ocelového táhla, které má funkci podpory galerie, jež je také součástí sálu. Posledním prvkem je spodní stavba objektu, která je řešena jako bílá vana, a její návrh je proveden dle TP ČBS 02 vycházejících z německé směrnice.

Hlavním důvodem výběru téma diplomové práce (a zároveň cílem této práce) bylo rozšíření znalostí navrhování ne příliš typických konstrukčních prvků a detailů, především předpjaté stropní trémové konstrukce a kombinace železobetonových galerií s podporou ve formě ocelových táhel. V případě návrhu spodní stavby jako bílé vany bylo cílem získat novou zkušenost návrhem spodní stavby několikanásobně většího objektu, než v mé bakalářské práci, která byla na tuto problematiku zaměřena, avšak interpretace získaných znalostí v ní byla řešena na objektu menšího bytového domu.

teoretický rozbor
výpočetních
postupů

1. ZASTROPENÍ MULTIFUNKČNÍHO SÁLU

Tato kapitola je věnována popisu použitých vzorců pro návrh a posouzení předpjeté konstrukce a vysvětlení příslušných výpočetních postupů aplikovaných ve statickém výpočtu, kdy bylo čerpáno z publikací [1] a [2], případně byly použity informace z přednášek získané v průběhu studia.

1.1 NÁVRH PŘEDPĚTÍ

1.1.1 Návrh předpětí metodou vyrovnání napětí v průřezu

Metoda vyrovnání napětí v průřezu je díky své jednoduchosti často při návrhu předpínací síly používána. Principem je vyrovnání tahového napětí, vznikajícího v důsledku působení stálých a proměnných zatížení, a napětí tlakového, jež je způsobeno předpětím prvku. Pro návrh předpětí prostého nosníku, jež je předmětem této práce, platí vztah

$$\sigma_{f,d} + \sigma_{p,\infty,d} = 0 \quad (1.1)$$

kde $\sigma_{f,d}$ je zmíněné tahové napětí od stálých a proměnných zatížení v dolních vláknech průřezu, $\sigma_{p,\infty,d}$ napětí tlakové v dolních vláknech průřezu.

Vyjádřením normálové síly od předpětí ve vyšetřovaném průřezu ze vztahu

$$N_{p,\infty} = \frac{\frac{-M_f}{I_{y,c}} \cdot z_{d,c}}{\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{I_{y,c}} \cdot z_{d,c}} \quad (1.2)$$

kde M_f jsou momentové účinky od působícího zatížení,
 $z_{d,c}$ je vzdálenost dolních vláken od těžiště průřezu,
 $I_{y,c}$ je moment setrvačnosti průřezu,
 A_c je plocha průřezu a
 e_p je excentricita předpětí v řešeném průřezu,

získáme hodnotu předpínací síly na konci životnosti. Předpínací síla P_{rqd} se rovná absolutní hodnotě normálové síly od předpětí $N_{p,\infty}$.

Pro návrh předpínací síly je použita kvazistálá kombinace zatížení na konci životnosti konstrukce.

1.1.2 Návrh počtu lan v předpínacím systému

Na základě stanovené předpínací síly P_{rqd} a koncového předpínacího napětí $\sigma_{p,\infty}$, které je získáno redukcí předpínacího napětí σ_{p0} o ztráty předpětí (v našem případě $\zeta_\infty = 0,7$) se stanoví požadovaná plocha předpínací výztuže.

$$A_{p,rqd} = \frac{P_{rqd}}{\sigma_{p,\infty}} \quad (1.3)$$

kde $A_{p,rqd}$ je požadovaná plocha předpínací výztuže,
 P_{rqd} je požadovaná předpínací síla,
 $\sigma_{p,\infty}$ je koncové napětí v předpínací výztuži (na konci životnosti) vypočtené jako

$$\sigma_{p,\infty} = \zeta_{\infty} \cdot \sigma_{p0}.$$

Počet lan pro navrhovanou konstrukci je pak získán pomocí vztahu

$$n_{p,rqd} = \frac{A_{p,rqd}}{A_{p,1}} \quad (1.4)$$

kde $n_{p,rqd}$ je požadovaný počet předpínacích lan,
 $A_{p,1}$ je plocha 1 předpínacího lana.

S pomocí získané hodnoty $n_{p,rqd}$ je určen navrhovaný počet lan n_p , který je stanoven na základě zvoleného předpínacího systému (kabelových kanálků a počtu lan jednoho kabelu). Předpínací síla je pak vypočtena jako

$$P = A_{p,prov} \cdot \sigma_{p,0} \quad (1.5)$$

kde $A_{p,prov}$ je plocha navržené předpínací výztuže získaná ze vztahu $n_p \cdot A_{p,1}$,
 $\sigma_{p,0}$ je předpínací napětí.

1.2 POSOUZENÍ PŘEDPĚTÍ PRO MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI

V rámci posouzení v mezních stavech použitelnosti je nutné konstrukci ověřit z hlediska:

- omezení napětí,
- omezení trhlin,
- omezení průhybu.

1.2.1 Mezní stav omezení napětí

OVĚŘENÍ VZNIKU PODÉLNÝCH TRHLIN V BETONU

Podélné trhliny mohou vznikat, pokud úroveň napětí betonu překročí kritickou hodnotu. Z tohoto důvodu je tlakové napětí betonu způsobené charakteristickou kombinací zatížení pro posuzované časové úseky (vnesezení předpětí) omezeno na hodnotu $0,6 \cdot f_{ck}$, kde f_{ck} je hodnota charakteristické tlakové pevnosti betonu odpovídající časovému úseku.

OVĚŘENÍ LINEÁRNÍHO DOTVAROVÁNÍ

Pokud je hodnota tlakového napětí betonu způsobená kvazistálou kombinací zatížení menší nebo rovna $0,45 \cdot f_{ck}$, pak lze předpokládat lineární dotvarování. V opačném případě je třeba uvažovat dotvarování nelineární.

1.2.2 Mezní stav omezení trhlin

Výpočtová šířka trhliny w_{max} má být omezena s ohledem na předpokládanou funkci a charakter konstrukce. Pokud šířka trhliny podle ČSN EN 1990 nepřekročí příslušné hodnoty z tabulky níže (Tab. 1), lze předpokládat, že trvanlivost konstrukce nebude ohrožena.

Tab. 1 Doporučené hodnoty w_{max} (mm) [3]

Stupeň vlivu prostředí	Železobetonové prvky a prvky předpjaté nesoudržnou výztuží	Prvky předpjaté soudržnou výztuží
	Kvazi-stálá kombinace zatížení	Častá kombinace zatížení
X0, XC1	0,4 ¹⁾	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²⁾
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3		Dekomprese
¹⁾ Pro stupně vlivu prostředí X0, XC1 nemá šířka trhliny vliv na trvanlivost a uvedená hodnota má vést k obecně přijatelnému vzhledu. Pokud nejsou kladeny požadavky na vzhled, lze uvedenou hodnotu zvětšit. ²⁾ Pro tyto stupně vlivu prostředí má být kromě toho posouzena dekomprese při kvazi-stálé kombinaci zatížení.		

Nedochází-li v předpjatém prvku při charakteristické kombinaci zatížení a charakteristické hodnotě předpětí k tahovému namáhání prvku, případně nepřesahuje-li hodnota tahového namáhání hodnotu střední tahové pevnosti betonu f_{ctm} , není minimální plocha výztuže $A_{s,min}$ požadována.

1.3 PŘEDBĚŽNÉ POSOUZENÍ PŘEDPĚTÍ PRO ŘEŠENOU KONSTRUKCI

Předpjatý trám je nutné posoudit v průřezech, ve kterých dochází k náhlé změně zatížení. Pro veškeré předběžné posudky předpětí je uvažována omezující podmínka napětí betonu σ_c pro charakteristickou kombinaci zatížení v čase vnesení předpětí

$$|\sigma_c| = 0,6 \cdot f_{ck}(t) \quad (1.6)$$

a pro kvazistálou kombinaci zatížení v časech uvedení do provozu a na konci životnosti

$$|\sigma_c| = 0,45 \cdot f_{ck}(t) \quad (1.7)$$

$$\sigma_c \leq 0 \quad (1.8)$$

kde $f_{ck}(t)$ je pevnost betonu v tlaku v příslušném čase t .

1.3.1 Ověření předpětí prvku

Při předběžném posudku navrženého předpětí je nejprve ověřeno, zda lze kabely prvku předepnout najednou, a to v čase t_0 – vnesení napětí – po zhotovení stropní konstrukce a v čase t_∞ na konci životnosti objektu. Dojde-li k nesplnění omezujících podmínek popsanych výše (1.6, 1.7 a 1.8), je nutné rozdělit předpětí prvku na jednotlivé fáze.

1.3.2 Předběžné posouzení fází předpětí

Po navržení jednotlivých fází předpětí je konstrukce posouzena v důležitých časových úsecích ($t_{0,1}$, t_1 , $t_{0,2}$, t_2 a t_∞), kdy je napětí omezeno jak pro zamezení vzniku podélných trhlin (1.6), tak pro uvažování lineárního dotvarování (1.7). Časové úseky jsou specifikovány v podkapitole 7.2.7.

Tahové napětí betonu je pro kvazistálou kombinaci zatížení omezeno nulovou hodnotou (1.8), nesmí tedy dojít k jeho vzniku. Tato podmínka v předběžném posouzení reprezentuje omezení šířky trhliny, které je pro tento případ prvku předpjatého soudržnou výztuží pro stupeň vlivu prostředí XC1 rovna 0,2 mm (dle tab. 1) pro častou kombinaci zatížení.

1.4 OKAMŽITÉ ZTRÁTY PŘEDPĚTÍ

1.4.1 Ztráta předpětí třením

Ke ztrátě předpětí třením dochází při kontaktu kabelu se stěnami kabelového kanálku v důsledku nežádoucího zvlnění kabelu, případně záměrné změny směru kabelu po jeho délce – napínání v oblouku. Pro stanovení úbytku napětí vyvolané třením na příslušné délce kabelu platí vztah

$$\Delta\sigma_{p,\mu,x} = \sigma_{p0} \cdot (1 - e^{-\mu(\alpha_x+k \cdot x)}) \quad (1.9)$$

kde σ_{p0} je předpínací napětí,
 μ je součinitel tření kabelového kanálku,
 α je úhlová změna po příslušné délce kabelu x ,
 k je zohlednění nezamýšleného úhlového posunu kabelového kanálku a
 x je příslušná délka kabelu.

1.4.2 Ztráta předpětí pokluzem v kotvě

Ztráta předpětí pokluzem v kotvě je způsobena zakotvením výztuže, kdy se kabel v místě kotvy posune o pokluz směrem k nenapínané kotvě, a dochází tak ke změně směru působení tření o kabelový kanálek. Důsledkem je monotónní růst napětí po délce kabelu od napínaného konce.

Pro výpočet ztráty pokluzem je nutné stanovit mez dosahu pokluzu $x_{\Delta u}$ – vzdálenost, ve které ztráta pokluzem vymizí. K této hodnotě budou použity vzorce pro stanovení jednotkové ztráty třením p_j a plochy $A_{\Delta u,j}$ příslušného úseku, která je uvažována jako polovina plochy mezi křivkami napětí se ztrátami třením a napětím se ztrátami pokluzem (viz obr. 1):

$$p_j = \frac{\sigma_{p0} \cdot (1 - e^{-\mu(\alpha_j+k \cdot L_{\Delta u,j})})}{L_{\Delta u,j}} \quad (1.10)$$

kde σ_{p0} je předpínací napětí,
 μ je součinitel tření kabelového kanálku,
 α_j je úhlová změna na příslušné délce úseku pokluzu,
 k je zohlednění nezamýšleného úhlového posunu kabelového kanálku,
 $L_{\Delta u,j}$ je příslušný úsek pokluzu a
 j je index označující příslušný úsek pokluzu.

$$A_{\Delta u,j} = \frac{1}{2} \cdot p_j \cdot L_{\Delta u,j}^2 + p_j \cdot L_{\Delta u,j} \cdot \sum_{i=1}^{n-1} L_{\Delta u,j} \quad (1.11)$$

kde p_j je jednotková ztráta třením,
 $L_{\Delta u,j}$ je příslušný úsek pokluzu a

1.4.4 Souhrn okamžitých ztrát

Souhrn okamžitých ztrát je proveden tak, aby z něj mohly být získány hodnoty napětí po zakotvení σ_{pm0} pro následné výpočty dlouhodobých ztrát. Proto jsou hodnoty vždy uvažovány pro jednotlivé fáze předpětí a pro kabely příslušející těmto fázím. K získání již zmíněných hodnot napětí slouží kromě vypočtených okamžitých ztrát též excentricity jednotlivých kabelů a excentricita konečná, tedy výsledná excentricita pro všechny kabely ve druhé fázi předpětí.

Hodnota napětí po okamžitých ztrátách předpětí $\sigma_{pm0,i,k}$ pro jednotlivé kabely k se jednoduše získá odečtením ztrát od hodnoty předpínacího napětí σ_{p0} . V případě předpjatého trámu jsou hodnoty napětí po okamžitých ztrátách předpětí jak pro dané kabely, tak pro jednotlivé fáze vypočteny odděleně pro časy $t_{0,1}$, t_1 a časy $t_{0,2}$, t_2 a t_∞ .

1.4.4.1 Výpočet hodnot napětí po zakotvení pro uvažované kabely

Napětí po okamžitých ztrátách pro jednotlivé kabely $\sigma_{pm0,i,k}$ v čase $t_{0,1}$ a t_1 (tedy pouze pro kabely z 1. fáze předpětí) se vypočte ze vztahu

$$\sigma_{pm0,i,k} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{p,\mu,i,k} - \Delta\sigma_{p,\Delta u,i,k} \quad (1.14)$$

kde σ_{p0} je předpínací napětí,
 $\Delta\sigma_{p,\mu,i,k}$ je ztráta předpětí třením o kabelový kanálek,
 $\Delta\sigma_{p,\Delta u,i,k}$ je ztráta předpětí pokluzem v kotvě,
 i je index označující uvažovaný průřez a
 k index označující uvažované kabely.

V časech $t_{0,2}$, t_2 a t_∞ se u kabelů z 1. fáze předpětí projeví účinky ztrát postupným předpínáním a vzorec pro výpočet napětí v předpínací výztuži po zakotvení se upraví na

$$\sigma_{pm0,i,k} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{p,\mu,i,k} - \Delta\sigma_{p,\Delta u,i,k} - \Delta\sigma_{p,pp,i,k} \quad (1.15)$$

kde σ_{p0} je předpínací napětí,
 $\Delta\sigma_{p,\mu,i,k}$ je ztráta předpětí třením o kabelový kanálek,
 $\Delta\sigma_{p,\Delta u,i,k}$ je ztráta předpětí pokluzem v kotvě,
 $\Delta\sigma_{p,pp,i,k}$ je ztráta předpětí postupným předpínáním,
 i je index označující uvažovaný průřez a
 k index označující uvažované kabely.

1.4.4.2 Výpočet hodnot napětí po zakotvení pro fáze předpětí

Hodnoty napětí po zakotvení $\sigma_{pm0,i,f}$ pro 1. fázi předpětí jsou vypočteny pomocí hodnot napětí po zakotvení pro kabely napnuté v této fázi (tedy kabely 1, 2, 3 a 4 – číslování kabelů viz obr. v podkapitole 7.2.8), plochy navržené předpínací výztuže $A_{p,prov,i,k}$, excentricit působící předpínací síly $e_{p,i,k}$ v uvažovaných kabelech a výsledné excentricity kabelů 1. fáze předpětí $e_{p,i,f}$. Stejný postup platí také pro 2. fázi předpětí, ve které však pracujeme s kabely 5, 6, 7 a 8. Použité excentricity kabelů výztuže jsou získány z průřezových charakteristik oslabeného průřezu (kabely ještě nebyly zainjektované). Tyto hodnoty jsou zřejmé z kapitoly 7.2.10. Důležité je zmínit, že hodnoty napětí jsou opět počítány

pro jednotlivé časy, kdy pro časové údaje $t_{0,1}$ a t_1 je uvažována pouze fáze 1, pro časy $t_{0,2}$, t_2 a t_∞ pak fáze 1 i fáze 2 (ale odděleně).

Vzorec vychází z podmínky rovnosti součtu dílčích momentových účinků (předpínací síla na excentricitě) a celkového momentového účinku. Po úpravě tohoto vztahu je získán vzorec

$$\sigma_{pm0,i,f} = \frac{\sum \sigma_{pm0,i,k} \cdot A_{p,prov,i,k} \cdot e_{p,i,k}}{e_{p,i,f} \cdot A_{p,prov,i,f}} \quad (1.16)$$

kde $\sigma_{pm0,i,k}$ je předpínací napětí po zakotvení v uvažovaných kabelech příslušné fáze předpětí v daném průřezu,
 $A_{p,prov,i,k}$ je navržená plocha předpínací výztuže příslušných kabelů v daném průřezu,
 $e_{p,i,k}$ je excentricita příslušného kabelu v daném průřezu,
 $e_{p,i,f}$ je excentricita předpínací výztuže v příslušné fázi předpětí v daném průřezu,
 $A_{p,prov,i,f}$ je celková navržená plocha výztuže v příslušné fázi předpětí v daném průřezu, která se vypočte jako $A_{p,prov,i,f} = \sum A_{p,prov,i,k}$,
 i je index označující uvažovaný průřez,
 k je index označující uvažované kabely a
 f index označující uvažovanou fázi předpětí.

Tento vztah (1.16) je použit i pro získání jiných hodnot výsledného napětí. Ať už se jedná o výslednou ztrátu předpětí na průřezu, či zmíněné napětí po zakotvení, je princip postupu výpočtu stejný. Liší se však v hodnotách excentricit, které se pro jednotlivé stavy uvažují jako efektivní hodnoty nebo právě zmíněné hodnoty oslabeného průřezu.

1.4.4.3 Výpočet hodnoty normálové síly od předpětí v příslušném průřezu

Pro výpočet dlouhodobých ztrát (přesněji pro ztráty dotvarováním) bude zapotřebí získat hodnotu normálové síly od předpětí $N_{pm0,i}$ v jednotlivých uvažovaných průřezech a zároveň příslušných časech.

Pro jednotlivé fáze, tedy síly v kabelech napnutých v 1. fázi a kabely napnuté ve 2. fázi, je normálová síla získaná pomocí napětí po zakotvení $\sigma_{pm0,i,f}$ a celkové plochy předpínací výztuže $A_{p,prov,i,f}$, která je v průřezu ve zmíněných časech napínána. Hodnota normálové síly se tak vypočte jako

$$N_{pm0,i} = \sigma_{pm0,i,f} \cdot A_{p,prov,i,f} \quad (1.17)$$

kde $\sigma_{pm0,i,f}$ je předpínací napětí po zakotvení v uvažované fázi předpětí v daném průřezu,
 $A_{p,prov,i,f}$ je navržená plocha předp. výztuže v příslušné fázi předpětí v daném průřezu,
 i je index označující uvažovaný průřez a
 f index označující uvažovanou fázi předpětí.

Je-li potřeba získat výslednou hodnotu normálové síly od předpětí $N_{pm0,i,fin}$, která je tvořena účinky předpětí jak z 1. fáze (kabelů 1, 2, 3 a 4), tak z 2. fáze (kabelů 5, 6, 7 a 8), bude opět využita momentová podmínka. Po vyjádření dostaneme vztah

$$N_{pm0,i,fin} = \frac{\sum \sigma_{pm0,i,f} \cdot A_{p,prov,i,f} \cdot e_{p,i,f}}{e_{p,i,fin}} \quad (1.18)$$

kde $\sigma_{pm0,i,f}$ je předpínací napětí po zakotvení v uvažované fázi předpětí v daném průřezu,
 $A_{p,prov,i,f}$ je navržená plocha předp. výztuže v příslušné fázi předpětí v daném průřezu,
 $e_{p,i,f}$ je excentricita předpínací výztuže v příslušné fázi předpětí v daném průřezu,
 $e_{p,i,fin}$ je konečná excentricita veškeré předpínací výztuže v daném průřezu,
 i je index označující uvažovaný průřez a
 f index označující uvažovanou fázi předpětí.

1.5 DLOUHODOBÉ ZTRÁTY PŘEDPĚTÍ

1.5.1 Ztráta relaxací předpínací výztuže

Relaxace předpínací výztuže je jev závislý na čase a úrovni vneseného napětí. Dle normy ČSN EN 1992-1-1 se materiály předpínací výztuže rozdělují do tří tříd relaxace, podle kterých se pro výpočet této ztráty v daném čase použije příslušný vzorec. V našem případě je použita předpínací výztuž třídy relaxace 2 (dráty nebo lana s nízkou relaxací), pro kterou platí vztah

$$\Delta\sigma_{p,r,i,t} = \sigma_{pm0,i} \cdot 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,1 \cdot \mu_i} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75 \cdot (1 - \mu_i)} \cdot 10^{-5} \quad (1.19)$$

kde $\sigma_{pm0,i}$ je hodnota napětí po zakotvení (s vlivem okamžitých ztrát) v daném průřezu a příp. čase,
 ρ_{1000} je hodnota relaxační ztráty 1000 hodin po napnutí při průměrné teplotě 20 °C,
 μ_i je využití předpínací výztuže v příslušném průřezu stanovené jako $\mu_i = \frac{\sigma_{pm0,i}}{f_{pk}}$
 f_{pk} je charakteristická tahová pevnost předpínací výztuže a
 t je doba napnutí v hodinách.

V rámci návrhu předpjatého trámu se předpětí vnáší ve dvou fázích. Pro fázi 1 budou ztráty relaxací vypočteny pro časy $t_{0,1}$, t_1 , $t_{0,2}$, t_2 a t_∞ ve fázi 2 pak v časech $t_{0,2}$, t_2 a t_∞ . Z důvodu snížení ztráty předpětí je napětí podrženo před zakotvením po dobu cca 5 min. Hodnota ρ_{1000} je stanovena dle certifikátu výrobce, v tomto případě 2,5%.

Je nutné zmínit, že časy dosazované do vzorce (1.19), se pro jednotlivé fáze liší, a proto jsou níže vypsány časové údaje (i s postupem jejich získání), které budou pro výpočet použity.

První fáze předpětí konstrukce:

- $t_{0,1,r} = 5 \text{ min} = 0,08333 \text{ hodin}$... odpovídá času $t_{0,1}$ (1. fáze předpětí)
- $t_{1,r} = (t_1 - t_{0,1}) = 205 - 40 = 165 \text{ dní} = 3960 \text{ hodin}$... odpovídá času t_1 (1. fáze předpětí)
- $t_{0,2,r} = (t_{0,2} - t_{0,1}) = 205 - 40 = 165 \text{ dní} = 3960 \text{ hodin}$... odpovídá času $t_{0,2}$ (2. fáze předpětí)
- $t_{2,r} = (t_2 - t_{0,1}) = 235 - 40 = 195 \text{ dní} = 4680 \text{ hodin}$... odpovídá času t_2 (uvedení do provozu)
- $t_{\infty,r} = t_{r,max} = 438000 \text{ hodin}$... konec životnosti konstrukce

Druhá fáze předpětí konstrukce:

- $t_{0,2,r} = 5 \text{ min} = 0,08333 \text{ hodin}$... odpovídá času $t_{0,2}$
- $t_{2,r} = (t_2 - t_{0,2}) = 235 - 205 = 30 \text{ dní} = 720 \text{ hodin}$... odpovídá času t_2 (uvedení do provozu)
- $t_{\infty,r} = t_{r,max} = 438000 \text{ hodin}$... konec životnosti konstrukce

Ztráta relaxací bude získána ve všech daných průřezech pro výše zmíněné časy. Pro upřesnění je nutné zmínit vztah pro stanovení hodnot ztrát relaxací v časech následujících po čase vnesení napětí (přesněji po podržení napětí), kdy je nutné zohlednit pětiminutové držení konstantní hodnoty napětí.

$$\Delta\sigma_{p,r,i,t} = \left(\sigma_{pm0,i} \cdot 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,1 \cdot \mu_i} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75 \cdot (1 - \mu_i)} \cdot 10^{-5} \right) - \Delta\sigma_{p,r,i,t_0} \tag{1.20}$$

kde $\Delta\sigma_{p,r,i,t_0}$ je ztráta relaxací po vnesení napětí (při držení napětí 5 min).

1.5.2 Ztráta dotvarováním betonu

Ztráta předpětí v důsledku dotvarování v řešeném průřezu i a čase t se vypočte vztahem

$$\Delta\sigma_{p,c} = E_p \cdot \varepsilon_c^e(t) \tag{1.21}$$

kde E_p je modul pružnosti předpínací výztuže,
 $\varepsilon_c^e(t)$ je hodnota poměrného přetvoření betonu od dotvarování.

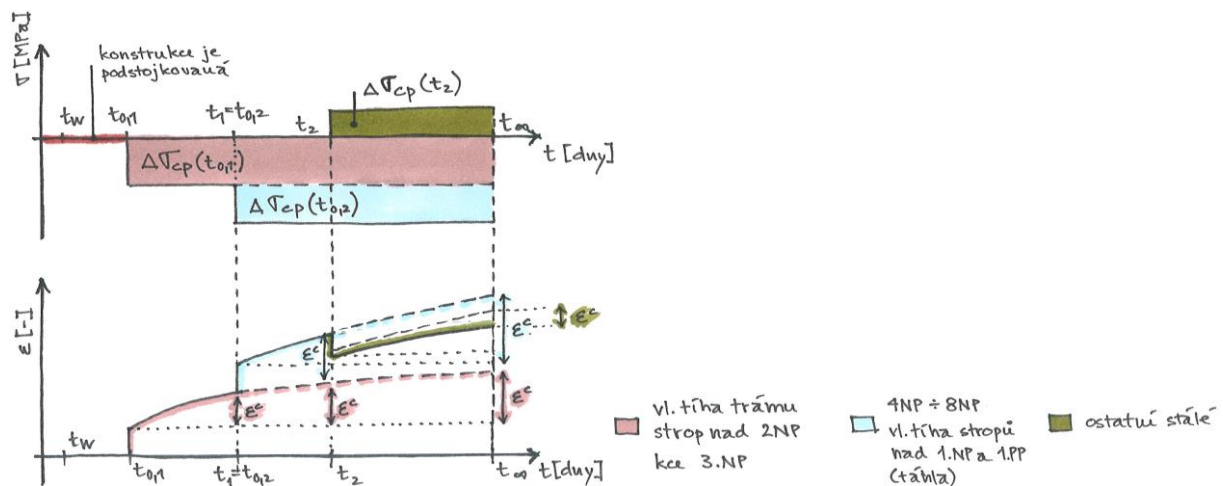
Při vnesení předpětí do betonu v čase t_0 , je možné vyjádřit hodnotu poměrného přetvoření od zatížení v čase t zapsat jako

$$\varepsilon_c^e(t) = \varepsilon_c^e(t_0) \cdot \varphi(t, t_0) \tag{1.22}$$

kde $\varepsilon_c^e(t_0)$ je hodnota elastického poměrného přetvoření betonu od zatížení (předpětím a stálým zatížením v čase t_0),
 $\varphi(t, t_0)$ hodnota součinitele dotvarování pro prvek zatížený v čase t_0 a výpočet v čase t .

V případě navrhovaného předpjatého trámu dojde v průběhu jeho výstavby k postupnému nárůstu napětí v daných časech $t_{0,1}$, $t_{0,2}$ a t_2 . Přírůstky napětí (viz obr. 2 níže) jsou uvažovány zjednodušeně a to tak, že zatížení od výstavby jednotlivých pater administrativní části objektu jsou sloučeny do jednoho – pro čas dokončení hrubé stavby $t_{0,2}$.

Obr. 2 Historie napětí na řešeném prvku a poměrné přetvoření jím způsobené



Přírůstek napětí $\Delta\sigma_{cp}(t_{0,1})$ je složen z napětí vyvozeného v čase $t_{0,1}$, kdy na prvek působí předpínací síla od napnutých lan v první fázi předpětí (kabely 1, 2, 3 a 4) a zatížení od vlastní tíhy stropní konstrukce nad 2.NP (i s trámem) společně s konstrukcí 3.NP. Výsledná hodnota napětí $\Delta\sigma_{cp}(t_{0,1})$ je vzhledem k působící předpínací síle záporná. V případě přírůstku napětí $\Delta\sigma_{cp}(t_{0,2})$, který je vyvozen působením zatížení od konstrukcí 4.NP až 8.NP a od vlastní tíhy stropů nad 1.PP a 1.NP společně s působením předpínací síly (od napnutí lan ve druhé fázi předpětí, tedy kabelů 5, 6, 7 a 8), je jeho výsledná hodnota také záporná. Výjimkou je přírůstek napětí $\Delta\sigma_{cp}(t_2)$, jehož hodnota je vzhledem k působení pouze ostatního stálého a užitečného zatížení kladná.

Při výpočtu ztrát předpětí od dotvarování betonu, resp. poměrného přetvoření od dotvarování, je nutné uvažovat záporné přírůstky napětí ($\Delta\sigma_{cp}(t_{0,1})$ a $\Delta\sigma_{cp}(t_{0,2})$) v absolutní hodnotě (kladně), avšak přírůstek $\Delta\sigma_{cp}(t_2)$ záporně. Tímto způsobem je zohledněna situace v čase t_2 , kdy celkové napětí působící na prvku má nižší absolutní hodnotu, než napětí v předchozích časových úsecích.

Hodnotu celkového poměrného přetvoření betonu od dotvarování v daném čase $\varepsilon_c^c(t, t_i)$ lze zapsat jako poměr přírůstků napětí v betonu v úrovni předpínací výztuže v daném čase $\Delta\sigma_{cp}(t_i)$ a modulů pružnosti betonu v časech zatížení jednotlivými přírůstky $E_c(t_i)$, které jsou přenásobeny příslušnými součiniteli dotvarování $\varphi(t, t_i)$. Dochází-li na konstrukci k přírůstkům napětí v průběhu její životnosti, vyjádří se celkové poměrné přetvoření betonu od zatížení jako

$$\varepsilon_c^c(t) = \sum \frac{\Delta\sigma_{cp}(t_i) \cdot \varphi(t, t_i)}{E_c(t_i)} \quad (1.23)$$

kde $\Delta\sigma_{cp}(t)$ je přírůstek napětí v betonu v úrovni předpínací výztuže v daném čase t ,
 $E_c(t_i)$ modul pružnosti betonu v daném čase t_i ,
 $\varphi(t, t_i)$ hodnota součinitele dotvarování pro prvek zatížený v čase t_i a výpočet v čase t .

Je důležité zmínit, že výsledné přetvoření od dotvarování, přesněji užití jednotlivých přírůstků napětí, záleží na čase, ve kterém ho zjišťujeme. Pro vysvětlení bude vztah 1.23 demonstrován na příkladě výpočtu poměrného přetvoření betonu od dotvarování $\varepsilon_c^c(t_\infty)$ v čase t_∞ . Výpočet je dán vztahem

$$\varepsilon_c^c(t_\infty) = \frac{|\Delta\sigma_{cp}(t_{0,1})| \cdot \varphi(t_\infty, t_{0,1})}{E_c(t_{0,1})} + \frac{|\Delta\sigma_{cp}(t_{0,2})| \cdot \varphi(t_\infty, t_{0,2})}{E_c(t_{0,2})} + \frac{-\Delta\sigma_{cp}(t_2) \cdot \varphi(t_\infty, t_2)}{E_c(t_2)} \quad (1.24)$$

kde $\Delta\sigma_{cp}(t_{0,1})$ je přírůstek napětí v betonu v úrovni předpínací výztuže v čase $t_{0,1}$,
 $E_c(t_{0,1})$ je modul pružnosti betonu v čase $t_{0,1}$,
 $\varphi(t_\infty, t_{0,1})$ je hodnota součinitele dotvarování pro prvek zatížený v čase $t_{0,1}$ a výpočet v čase t_∞ ,
 $\Delta\sigma_{cp}(t_{0,2})$ je přírůstek napětí v betonu v úrovni předpínací výztuže v čase $t_{0,2}$,
 $E_c(t_{0,2})$ je modul pružnosti betonu v čase $t_{0,2}$,
 $\varphi(t_\infty, t_{0,2})$ je hodnota součinitele dotvarování pro prvek zatížený v čase $t_{0,2}$ a výpočet v čase t_∞ ,
 $\Delta\sigma_{cp}(t_2)$ je přírůstek napětí v betonu v úrovni předpínací výztuže v čase t_2 ,
 $E_c(t_2)$ je modul pružnosti betonu v čase t_2 a
 $\varphi(t_\infty, t_2)$ je hodnota součinitele dotvarování pro prvek zatížený v čase t_2 a výpočet v čase t_∞ .

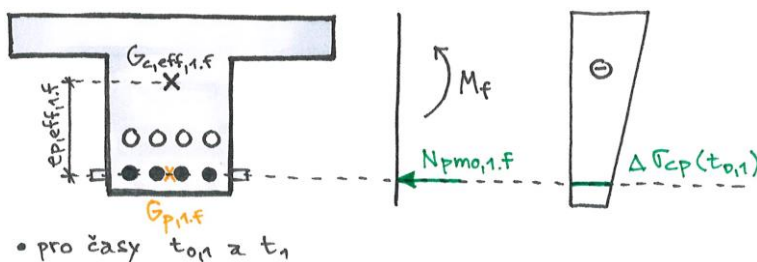
Pro řešení této práce bude hodnota součinitele dotvarování v daných časových úsecích stanovena pomocí programu C&S od doc. Ing. Lukáše Vráblíka, Ph.D. – CREEP & SHRINKAGE, který vychází z modelu B3 pro Bažanta. Vstupní parametry použité pro tento výpočet budou součástí statického výpočtu.

Hodnoty přírůstků napětí byly získány na základě působící předpínací síly a momentu od zatížení konstrukce na průřezu následujícím způsobem, který je popsán na obrázcích níže (obr. 3 a obr. 4):

$$\Delta\sigma_{cp}(t_{0,1}) = \frac{N_{pm0,1.f}}{A_{c,1.f} - A_{p,prov,1.f}} + \frac{N_{pm0,1.f} \cdot e_{p,eff,1.f} + M_f}{I_{y,eff,1.f}} \cdot e_{p,eff,1.f} \quad (1.25)$$

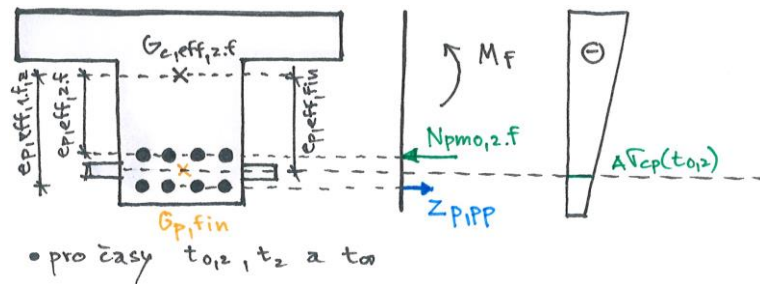
- kde $N_{pm0,1.f}$ je normálová síla od napnutí kabelů v 1. fázi předpětí,
 $A_{c,1.f}$ je plocha betonového průřezu v 1. fázi předpětí (bez plochy kanálků z 2. fáze),
 $A_{p,prov,1.f}$ je plocha předpínací výztuže v 1. fázi předpětí,
 $e_{p,eff,1.f}$ je excentricita předpínací výztuže v 1. fázi předpětí,
 $I_{y,eff,1.f}$ je efektivní moment setrvačnosti betonového průřezu v 1. fázi předpětí a
 M_f ohybový moment od působícího zatížení.

Obr. 3 Hodnota přírůstku napětí v místě předpínací výztuže pro 1. fázi předpětí (pro čas $t_{0,1}$ a t_1)



$$\Delta\sigma_{cp}(t_{0,2}) = \frac{N_{pm0,2.f} + Z_{p,pp}}{A_c - A_{p,prov,fin}} + \frac{N_{pm0,2.f} \cdot e_{p,eff,2.f} + Z_{p,pp} \cdot e_{p,eff,1.f,z} + M_f}{I_{y,eff,2.f}} \cdot e_{p,eff,fin} \quad (1.26)$$

- kde $N_{pm0,2.f}$ je normálová síla od napnutí kabelů ve 2. fázi předpětí,
 $Z_{p,pp}$ je síla vyvozená ztrátou postupným předpínáním v kabelech z 1. fáze předpětí,
 A_c je plocha betonového průřezu ve 2. fázi předpětí (celý průřez),
 $A_{p,prov,fin}$ je celková plocha předpínací výztuže na průřezu ve 2. fázi předpětí,
 $e_{p,eff,2.f}$ je excentricita předpínací výztuže napnuté ve 2. fázi předpětí,
 $e_{p,eff,1.f,z}$ je excentricita předpínací výztuže v 1. fázi předpětí (pro sílu $Z_{p,pp}$),
 $e_{p,eff,fin}$ je výsledná excentricita předpínací výztuže na průřezu ve 2. fázi předpětí,
 $I_{y,eff,2.f}$ je efektivní moment setrvačnosti betonového průřezu ve 2. fázi předpětí a
 M_f ohybový moment od působícího zatížení.

Obr. 4 Hodnota přírůstku napětí v místě předpínací výztuže pro 2. fázi předpětí (pro čas $t_{0,2}$, t_2 a t_∞)

$$\Delta \sigma_{cp}(t_2) = \frac{M_f}{I_{y,eff,2,f}} \cdot e_{p,eff,fin} \quad (1.27)$$

kde M_f ohybový moment od působícího zatížení,
 $e_{p,eff,fin}$ je výsledná excentricita předpínací výztuže na průřezu ve 2. fázi předpětí a
 $I_{y,eff,2,f}$ je efektivní moment setrvačnosti betonového průřezu ve 2. fázi předpětí.

1.5.3 Ztráta smršťováním betonu

Ztráta předpětí v důsledku smršťování se vypočte pomocí vztahu

$$\Delta \sigma_{p,s} = E_p \cdot \varepsilon_c^s(t) \quad (1.28)$$

kde E_p je modul pružnosti předpínací výztuže,
 $\varepsilon_c^s(t)$ je hodnota poměrného přetvoření betonu od smršťování v čase t .

Pro řešení této práce bude hodnota poměrného přetvoření betonu od smrštění v čase t stanovena pomocí programu C&S od doc. Ing. Lukáše Vráblíka, Ph.D. – CREEP & SHRINKAGE. Vstupní parametry použité pro tento výpočet budou součástí statického výpočtu.

1.6 PŘEHLED ZTRÁT PŘEDPĚTÍ

Pro získání výsledného napětí v předpínací výztuži je nutné stanovit výslednou hodnotu dlouhodobých ztrát pro každý průřez v jednotlivých časech, která se vypočte pomocí normového vzorce:

$$\Delta \sigma_{p,dlouhodobé}(t) = \frac{\varepsilon_{cs}(t) + 0,8 \cdot \Delta \sigma_{p,r}(t) + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi(t; t_0) \cdot \sigma_{c,qp}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_p}{I_c} \cdot z_{cp}^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot \varphi(t; t_0)]} \quad (1.29)$$

Význam jednotlivých veličin je zřejmý z normy ČSN EN 1992-1-1.

Hodnoty napětí v předpínací výztuži v daném průřezu a čase se pak obecně vypočtou jako

$$\sigma_{p,i}(t) = \sigma_{p0} - \Delta \sigma_{p,okamžitě}(t) - \Delta \sigma_{p,dlouhodobé}(t) \quad (1.30)$$

2. SPODNÍ STAVBA

Konstrukce „bílé vany“ je jednou z nejvíce využívaných možností těsnění spodní stavby proti prostupu vody. Jedná se o vodonepropustné betonové konstrukce, které kromě funkce nosné plní též funkci těsnící proti prostupu vody bez použití dalších hydroizolačních vrstev. Pro zajištění správné funkce konstrukce se kromě standardního návrhu na MSÚ a MSP řeší specifické detaily jako jsou vznik trhlin v betonu, těsnění spár a prostupů či zpracování a ošetřování betonu. Pro objekt Fórum Karlín byl tento způsob řešení spodní stavby zvolen jako ideálním řešením.

Norma pro návrh a provádění bílé vany dosud v České republice neexistuje (vyjma zněním specifické normy pro nádrže na kapaliny a zásobníky ČSN EN 1992-3 [4]), a proto se hojně využívají podklady TP ČBS 04 – Vodonepropustné betonové konstrukce [5], vycházející z německé směrnice, příp. TP ČBS 02 – Bílé vany – Vodonepropustné betonové konstrukce [6], vycházející naopak ze směrnice rakouské. V této práci bude aplikována metoda návrhu dle TP ČBS 04.

Následující kapitoly jsou věnovány vzorcům pro výpočet omezení šířky trhliny, jež jsou použity pro návrh spodní stavby ve statickém výpočtu.

2.1 OMEZENÍ ŠÍŘKY TRHLINY

Ke vzniku trhlin v konstrukci bílé vany dochází v situaci, kdy napětí vyvozené zatížením, případně vynuceným přetvořením (od smršťování či vývinu hydratačního tepla) překročí tahovou pevnost betonu. Z tohoto důvodu a důvodu zajištění správné funkce těsnění konstrukce se při návrhu bílé vany klade důraz na omezení šířky vzniklé trhliny pomocí návrhu minimální plochy betonářské výztuže. Příslušné limitní hodnoty šířky trhliny závisí na zvoleném návrhovém postupu, resp. na volbě směrnice, z které bude návrh vycházet.

2.1.1 Výpočet šířky trhliny

Níže popsané vzorce pro výpočet šířky trhliny jsou stanoveny normou ČSN EN 1992-1-1 [3]. Při jejich popisu bylo též přihlíženo k článkům, jež se touto problematikou zabývají [8], [9] a [10], a mé bakalářské práci [11].

Výpočet šířky trhliny w_k je dán vztahem

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (2.1)$$

kde $s_{r,max}$ je maximální vzdálenost v prvku,

$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ je rozdíl poměrných přetvoření betonu a výztuže v okolí trhliny,

ε_{sm} je průměrná hodnota poměrného přetvoření výztuže při příslušné kombinaci zatížení, zahrnující účinek vnesených deformací a přihlížející k účinkům tahového ztužení a

ε_{cm} průměrná hodnota poměrného přetvoření betonu mezi trhlínami.

Rozdíl poměrného přetvoření výztuže a betonu mezi trhlinami ($\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$) lze stanovit pomocí vztahu

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s}{E_s} - k_t \cdot \varepsilon_{sr} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left(1 - k_t \cdot \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right) = \frac{1}{E_s} \left(\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff}) \right) \quad (2.2)$$

- kde σ_s je tahové napětí výztuže v průřezu porušeném trhlinou,
 σ_{sr} je tahové napětí v průřezu při vzniku primární trhliny,
 k_t je součinitel závisící na době trvání zatížení,
 $f_{ct,eff}$ je střední hodnota pevnosti betonu v tahu v okamžiku prvního očekávaného vzniku trhlin – vznik trhlin očekáván dříve než za 28 dní $f_{ct,eff} = f_{ctm}(t)$, jinak lze uvažovat $f_{ct,eff} = f_{ctm}$.
 α_e je poměr modulů pružnosti výztuže a betonu daný vztahem $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$,
 E_{cm} je střední hodnota modulu pružnosti betonu,
 $\rho_{p,eff}$ je účinný stupeň vyztužení, pro železobeton vyjádřen vztahem $\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$,
 A_s je příslušná plocha výztuže ve vyšetřovaném průřezu,
 $A_{c,eff}$ účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž získaná ze vztahu $A_{c,eff} = s \cdot h_{c,eff}$,
 s je osová vzdálenost výztuže,
 $h_{c,eff}$ je účinná výška betonu – pro ohýbané prvky $h_{c,eff} = \min \left\{ 2,5(h - d); \frac{h-x}{3} \right\}$
a pro prvky tažené $h_{c,eff} = \min \left\{ 2,5(h - d); \frac{h}{2} \right\}$,
 h je výška vyšetřovaného průřezu,
 d je účinná výška vyšetřovaného průřezu a
 x je výška tlačené oblasti vyšetřovaného průřezu.

Zároveň však musí být splněna podmínka:

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (2.3)$$

Hodnoty součinitele k_t se liší v závislosti na době trvání působícího zatížení. Pro účinky krátkodobého zatížení je hodnota $k_t = 0,6$, pro dlouhodobé pak $k_t = 0,4$, přičemž za dlouhodobé zatížení se uvažuje také smršťování v raném stádiu.

Osová vzdálenost výztuže s je omezena podmínkou

$$s \leq 5 \cdot \left(c + \frac{\emptyset}{2} \right) \quad (2.4)$$

kde c je tloušťka krycí vrstvy podélné výztuže a

\emptyset profil použité podélné výztuže.

Vznik raných trhlin od vynuceného přetvoření je závislý především na tahové pevnosti betonu $f_{ct,eff}$. Určení této hodnoty není v průběhu dimenzování vzhledem k neznámým podmínkám jako jsou např. doba odbednění prvku, povětrnostní podmínky, teplota, ošetřování betonové směsi aj. snadné, a proto je doporučeno v běžných případech užívat hodnotu $f_{ct,eff} = 0,5 \cdot f_{ctm}$.

Maximální vzdálenost trhlin $s_{r,max}$ je dána vztahem

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + \frac{k_4 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \emptyset}{\rho_{p,eff}} \quad (2.5)$$

kde k_1 je součinitel vystihující vlastnosti soudržné výztuže,

k_2 je součinitel zohledňující rozdělení poměrného přetvoření,

k_3 součinitel s doporučenou hodnotou $k_3 = 3,4$, pro $c > 25$ mm $k_3 = 3,4 \left(\frac{25}{c} \right)^{2/3}$,

k_4 součinitel s doporučenou hodnotou $k_4 = 0,425$,

Součinitel k_1 , který ve výpočtu zohledňuje soudržnost použité výztuže, je při užití žebříkové výztuže s velkou soudržností uvažován $k_1 = 0,8$, pro výztuž s hladkým povrchem pak $k_1 = 1,6$. V případě užití hodnoty součinitele k_2 je přihlíženo ke způsobu namáhání prvku – $k_2 = 1,0$ pro prostý tah, $k_2 = 0,5$ pro ohyb. Hodnota součinitele k_3 , který vyjadřuje délku oblasti kolem trhliny s narušenou soudržností mezi betonem a výztuží, je stanovena s ohledem na tloušťku krycí vrstvy (viz vztah 2.5 výše).

Je-li osová vzdálenost prutů výztuže $s \geq 5 \cdot \left(c + \frac{\emptyset}{2} \right)$, je hodnota maximální vzdálenosti trhlin $s_{r,max}$ vypočtena jako:

$$s_{r,max} = 1,3(h - x). \quad (2.6)$$

Hodnota maximální šířky trhliny ze vztahu (2.6) by měla být vždy větší než hodnota vypočtena vztahem (2.5), jinak je doporučeno uvažovat hodnotu definovanou vztahem (2.5).

2.2 OMEZENÉ PŘETVOŘENÍ ZÁKLADOVÉ DESKY

2.2.1 Základová deska s pokluzem na podloží

V případě základové desky s rovinným dolním povrchem uložené na podloží, dochází vlivem volného přetváření desky ke vzniku tření. Předpokladem tohoto volného přetvoření je možnost pohybu, a tedy zabránění provázání s pilotami.

Z celkového průběhu chování desky v rané fázi jsou pro omezení šířky trhlin zásadní právě účinky od tření desky o podloží, v jehož důsledku vzniká tahová síla $F_{ct,eff}$. Její hodnota se pak s uvážením několika zjednodušujících předpokladů stanoví pomocí vztahu

$$F_{ct,eff} = \gamma \cdot \mu_d \cdot \sigma_0 \cdot \frac{l}{2} \quad (2.7)$$

kde γ je součinitel spolehlivosti v mezním stavu použitelnosti,
 μ_d je součinitel tření vynásoben součinitelem nejistoty podloží, kde $\mu_d = 1,35 \cdot \mu$,
 σ_0 je napětí v základové spáře od vlastní tíhy desky a užitého zatížení, kde $\sigma_0 = \gamma_c \cdot h_d + q$ a
 $\frac{l}{2}$ je polovina délky desky za předpokladu pokluzu.

Výsledná tahová síla $F_{ct,eff}$ je zároveň návrhová hodnota tahové síly $F_{ct,d}$, za předpokladu, že nepřekračuje sílu F_{cr} při vzniku trhlin

$$F_{ct,eff} = F_{ct,d} \leq F_{cr} \quad (2.8)$$

kde $F_{ct,d}$ je návrhová hodnota tahové síly pro stanovení minimálního vyztužení a
 F_{cr} síla při vzniku trhlin.

Síla při vzniku trhlin F_{cr} je dána vztahem

$$F_{cr} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} \quad (2.9)$$

kde k_c je součinitel zohledňující rozdělení napětí v průřezu před vznikem trhlin,
 k součinitel nerovnoměrného rozdělení vnitřních rovnovážných napětí a
 $f_{ct,eff}$ střední hodnota pevnosti betonu v tahu.

Součinitel nerovnoměrného rozdělení vnitřních napětí k se pro vodonepropustné konstrukce o tloušťce $h \leq 300$ mm uvažuje $k = 1,0$, pro $h \geq 650$ mm pak $k = 0,65$. Hodnota součinitele k_c je závislá na způsobu namáhání prvku, v případě prostého tahu je zjednodušeně $k_c = 1,0$, u ohybu je hodnota $k_c = 0,5$.

Překračuje-li výsledná tahová síla $F_{ct,d}$ vyvozená třením v základové spáře hodnotu síly při vzniku trhlin F_{cr} , je výpočet omezení šířky trhliny proveden pro tahovou sílu $F_{ct,eff} = F_{cr}$.

Napětí betonu v tahu $\sigma_{ct,eff}$ vznikající při úniku hydratačního tepla s přihlédnutím ke tření v základové spáře se stanoví jako

$$\sigma_{ct,eff} = \frac{F_{ct,eff}}{A_{ct}} \quad (2.10)$$

kde A_{ct} je průřezová plocha základové desky namáhané dostředným tahem.

Pro stanovení napětí v betonářské výztuži od návrhové tahové síly v betonu je použit vzorec

$$\sigma_s = \frac{F_{ct,d}}{A_{s,prov}} \quad (2.11)$$

kde σ_s je absolutní hodnota největšího napětí ve výztuži bezprostředně po vzniku trhliny,

$F_{ct,d}$ návrhová hodnota tahové síly a

$A_{s,prov}$ plocha navržené betonářské výztuže.

2.2.2 Základová deska bez pokluzu na podloží

Základovou deskou bez pokluzu na podloží je brána taková konstrukce, u které je nějakým způsobem volnému přetvoření zabráněno. V případě této práce jsou bránícím prvkem tahové piloty, které musí být vzhledem ke své funkci dostatečně provázány se základovou deskou.

Návrh výztuže pro omezení šířky trhliny je proveden pro tahovou sílu $F_{ct,eff} = F_{cr}$, jejíž výpočet je dán vztahem (2.9).

2.2.3 Omezené přetvoření stěny

Pro zjednodušený výpočet obvodové stěny bílé vany je rozhodující fází postupného chladnutí stěny, kdy jsou uvažovány účinky pouze od hydratačního tepla společně s uvažováním deformací vzniklých držetím paty stěny základovou deskou. Obecně je omezení přetvoření stěny větší než v případě základové desky, což je důvodem častějšího vzniku trhlin ve stěnách bílé vany. Vzorce a postup výpočtu zmíněné níže jsou získány z článku [12].

Maximální tahové napětí při povrchu od vývinu hydratačního tepla je stanoveno vztahem

$$\sigma_{ct,T} = k_{L/H} \cdot k_T \cdot \alpha_c(t) \cdot \Delta T_{max} \cdot \frac{E_{cm}(t)}{1 + \varphi_t} \quad (2.12)$$

kde $k_{L/H}$ je součinitel vlivu geometrie stěny na napjatost (viz tab. 2),

k_T je součinitel pro rozdělení napjatosti po průřezu (viz tab. 3)

$\alpha_c(t)$ je součinitel teplotní roztažnosti betonu,

ΔT_{max} je max. teplotní rozdíl betonu a okolního prostředí [°C],

$E_{cm}(t)$ je střední modul pružnosti betonu [MPa] v okamžiku t_{maxT} při vzniku tahových napětí a

φ_t krátkodobý součinitel dotvarování.

Tab. 2 Hodnoty součinitele $k_{L/H}$ [12]

Poměr délky stěny L k její výšce H – L/H	$k_{L/H}$
≤ 1	0,35
≤ 2	0,50
≤ 3	0,60
≤ 4	0,70
≤ 6	0,85
≤ 8	0,95
> 8	1,00

Tab. 3 Hodnoty součinitele k_T [12]

Tloušťka prvku h_d	k_T
$< 0,5$ m	0,50
$0,5$ m $\leq h_d \leq 3$ m	2/3
> 3 m	1,0

Maximální teploty je přibližně dosaženo v čase t_{maxT} , který se vypočte ze vztahu

$$t_{maxT} = 0,8 \cdot h_d + 1 \quad (2.13)$$

kde h_d je tloušťka prvku daná v metrech a
 t_{maxT} výsledek daný ve dnech.

Maximální teplotní rozdíl betonu a okolního prostředí je dán vztahem

$$\Delta T_{max} = T_{c,0} + \Delta T_c - T_a \quad (2.14)$$

kde $T_{c,0}$ je teplota čerstvého betonu [$^{\circ}$ C],
 T_a je teplota okolního vzduchu [$^{\circ}$ C] a
 ΔT_c je teplotní rozdíl mezi jádrem a povrchem průřezu [$^{\circ}$ C].

Teplotní rozdíl mezi jádrem a povrchem průřezu je stanoven z adiabatického vývinu teplot, který je zmenšen součinitelem α_d :

$$\Delta T_c = \alpha_d \cdot \frac{c \cdot Q_H}{C_v} \quad (2.15)$$

kde c je obsah cementu [kg/m^3],
 Q_H je celkové množství hydratačního tepla uvolněného v čase t_{maxT} [kJ/kg],
 C_v je objemová tepelná kapacita betonu [$\text{kJ}/(\text{m}^3 \cdot \text{K})$] a
 α_d součinitel závislý na tloušťce prvku a použitém bednění (pro běžné bednění jsou hodnoty α_d uvedeny v tab. 4).

Tab. 4 Hodnoty součinitele α_d [7]

Tloušťka prvku h_d [m]	α_d
$\leq 0,4$ m	0,75
0,6 m	0,80
0,8 m	0,85
1,0 m	0,95
$\geq 2,0$ m	1,00

statický výpočet

3. POPIS A SCHÉMA KONSTRUKCE

3.1 POPIS OBJEKTU

Řešeným objektem této práce je budova administrativního centra s multifunkčním sálem Forum Karlín (též Karlín Hall II), která se nachází v Pernerově ulici v Praze 8 – Karlín. Objekt sestává z 3 podzemních a 8 nadzemních podlaží. Prostory ve 3.PP a 2.PP slouží jako krytá parkovací stání, případně technické místnosti. Do úrovně 2.NP je pak budova využívána jako multifunkční sál s veškerým potřebným zázemím, zbylá nadzemní podlaží tvoří již zmíněné administrativní centrum.

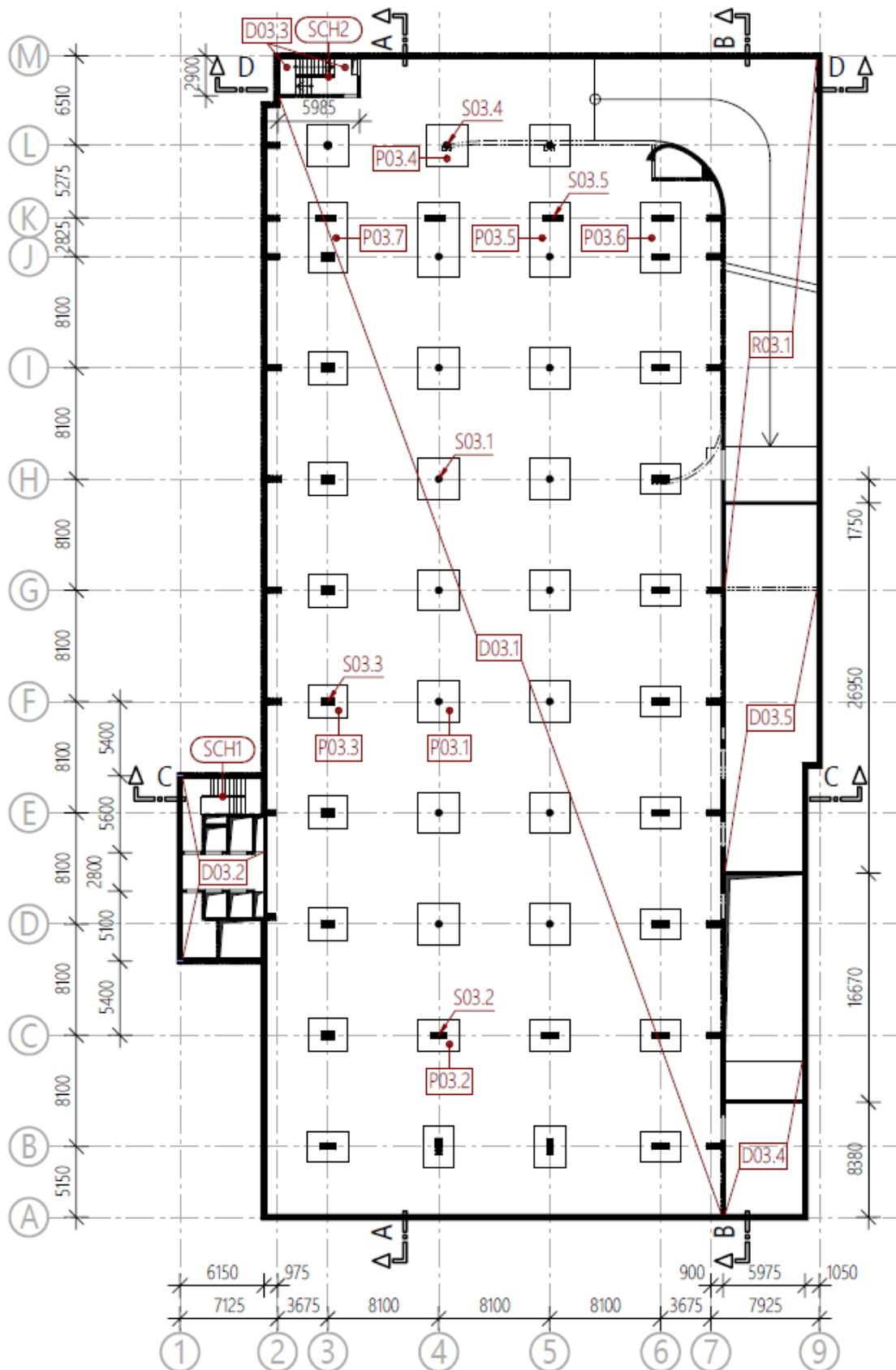
Půdorysné rozměry objektu jsou v podzemní části cca 41 x 85 m a v nadzemní části cca 32 x 85 m. Výška objektu dosahuje 30,5 m. Veškeré nosné konstrukce byly v předběžném statickém výpočtu, jehož shrnutí je součástí kapitoly 5, řešeny jako železobetonové. Uspořádání objektu je zřejmé z konstrukčních schémat (viz kap. 3.2).

Obr. Fotografie objektu Fóra Karlín [22]

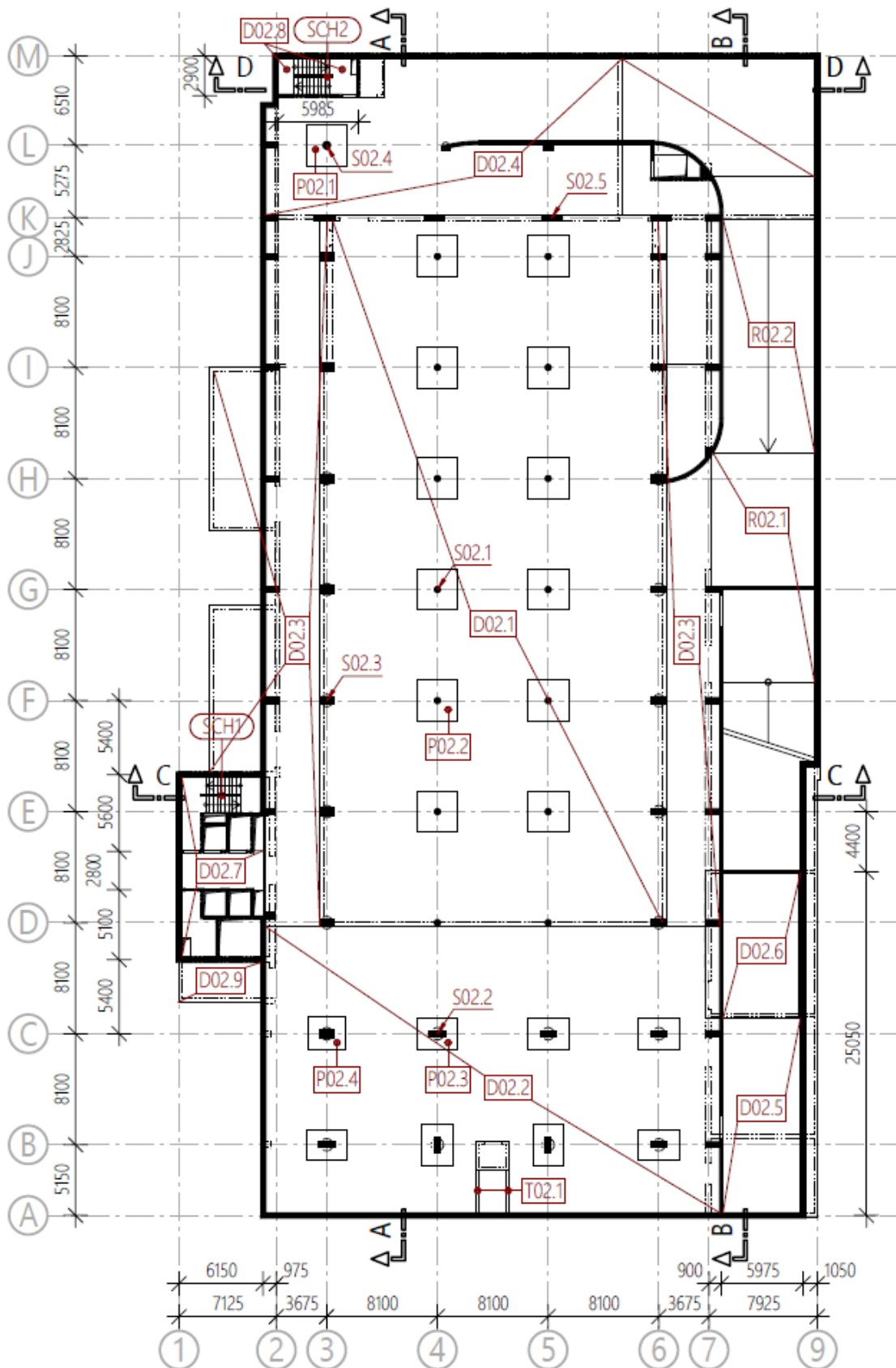


3.2 KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ

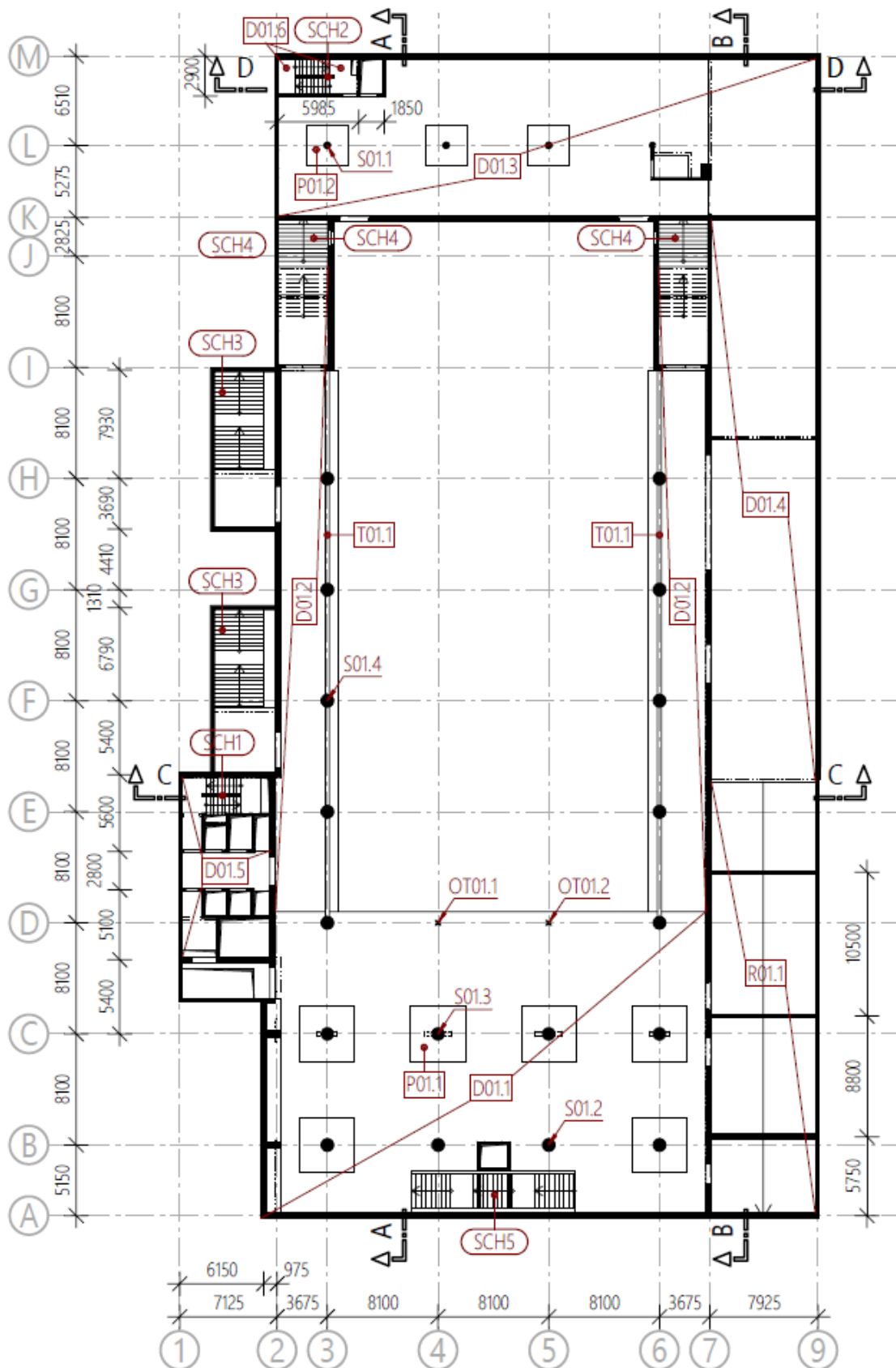
KONSTRUKČNÍ SCHÉMA 3.PP



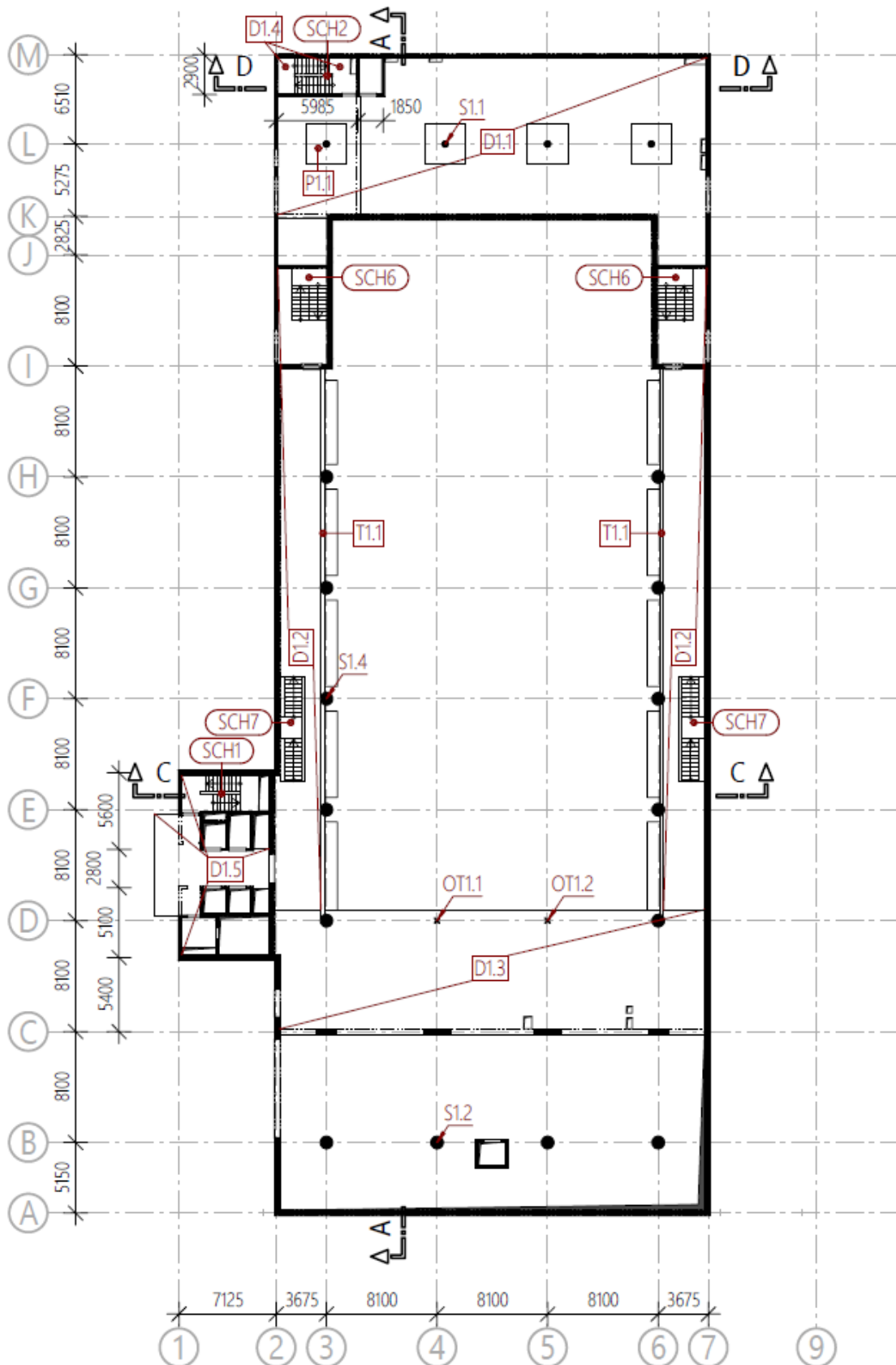
KONSTRUKČNÍ SCHÉMA 2.PP



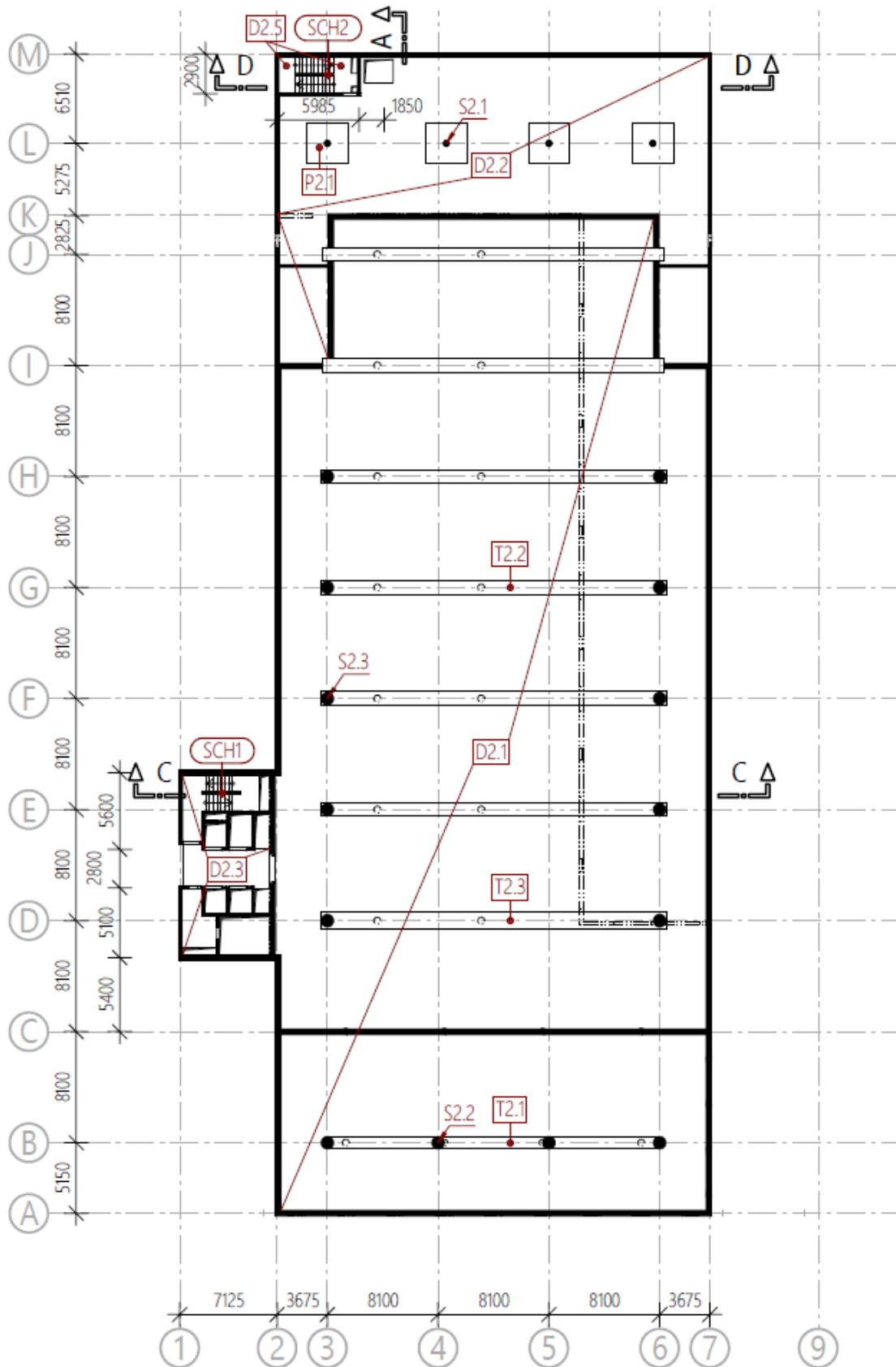
KONSTRUKČNÍ SCHÉMA 1.PP



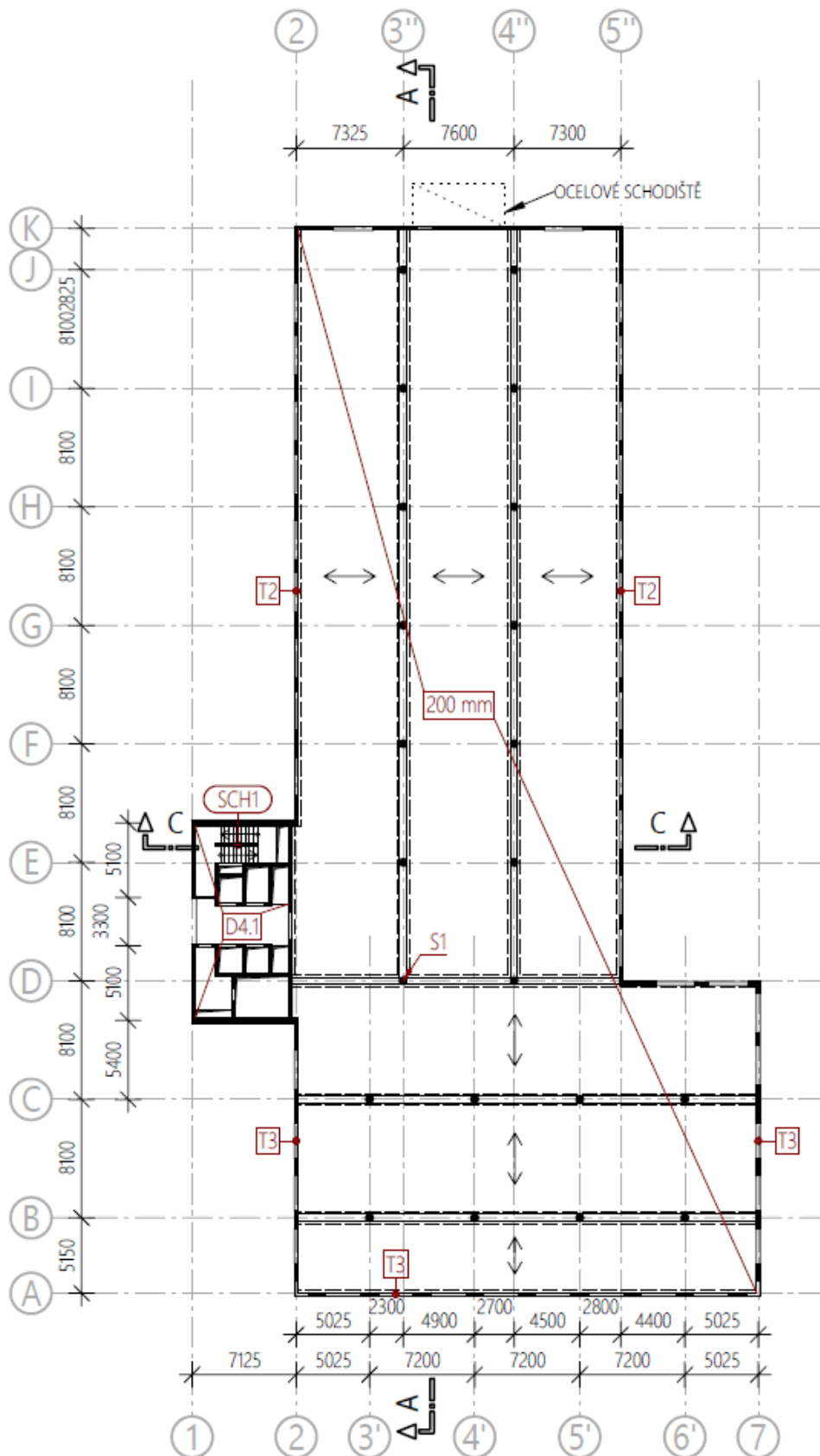
KONSTRUKČNÍ SCHÉMA 1.NP



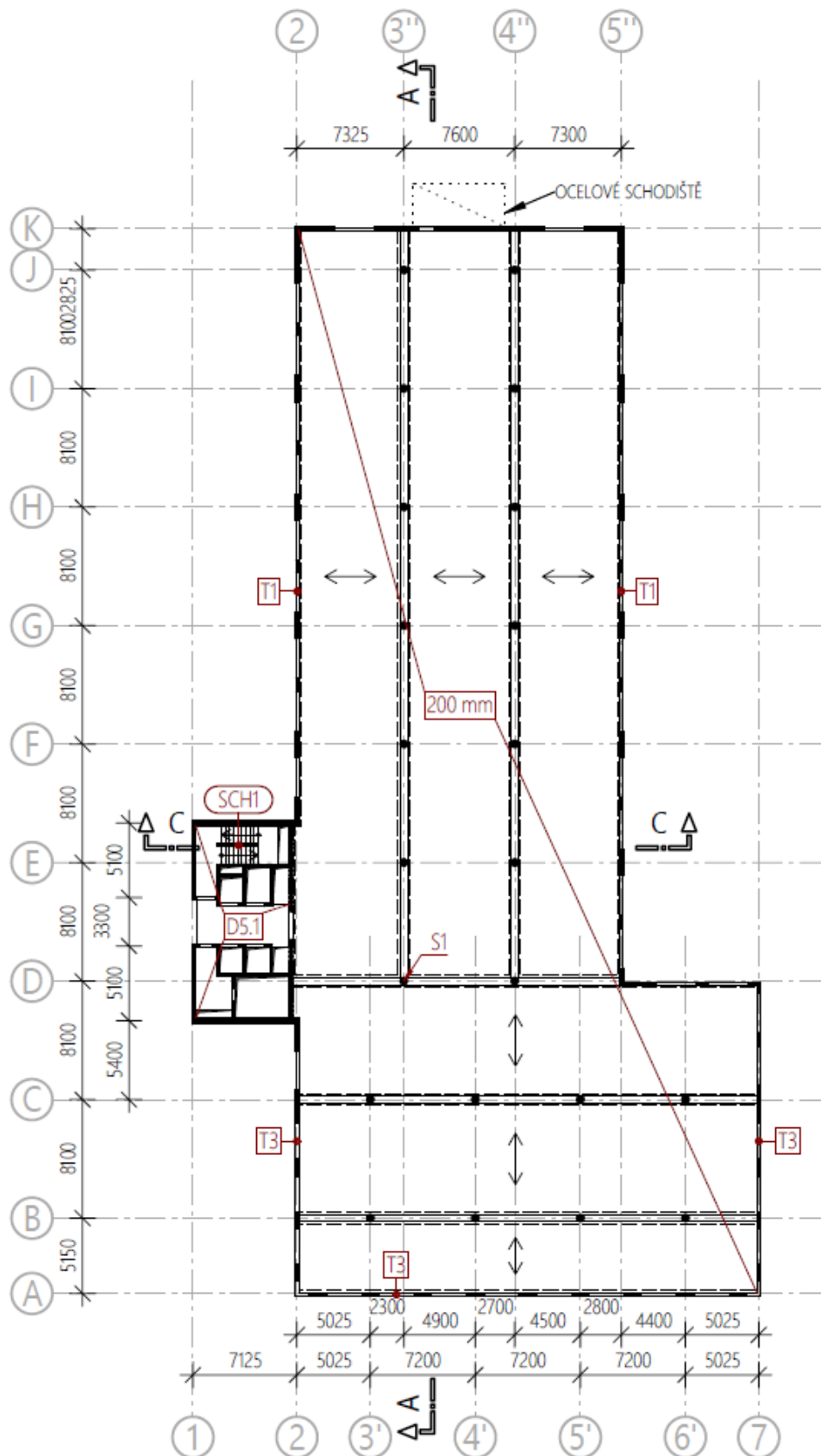
KONSTRUKČNÍ SCHÉMA 2.NP



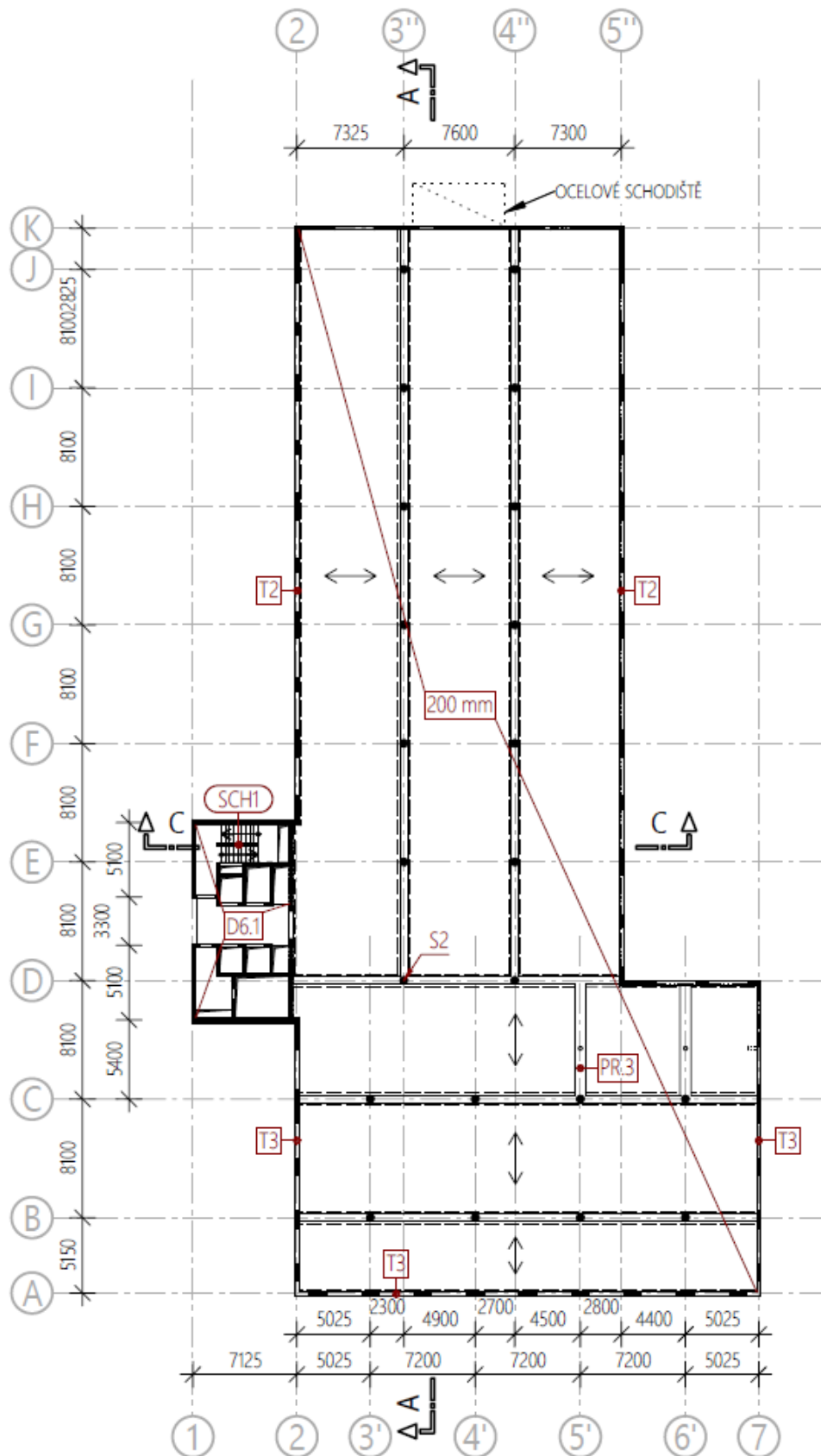
KONSTRUKČNÍ SCHÉMA 4.NP



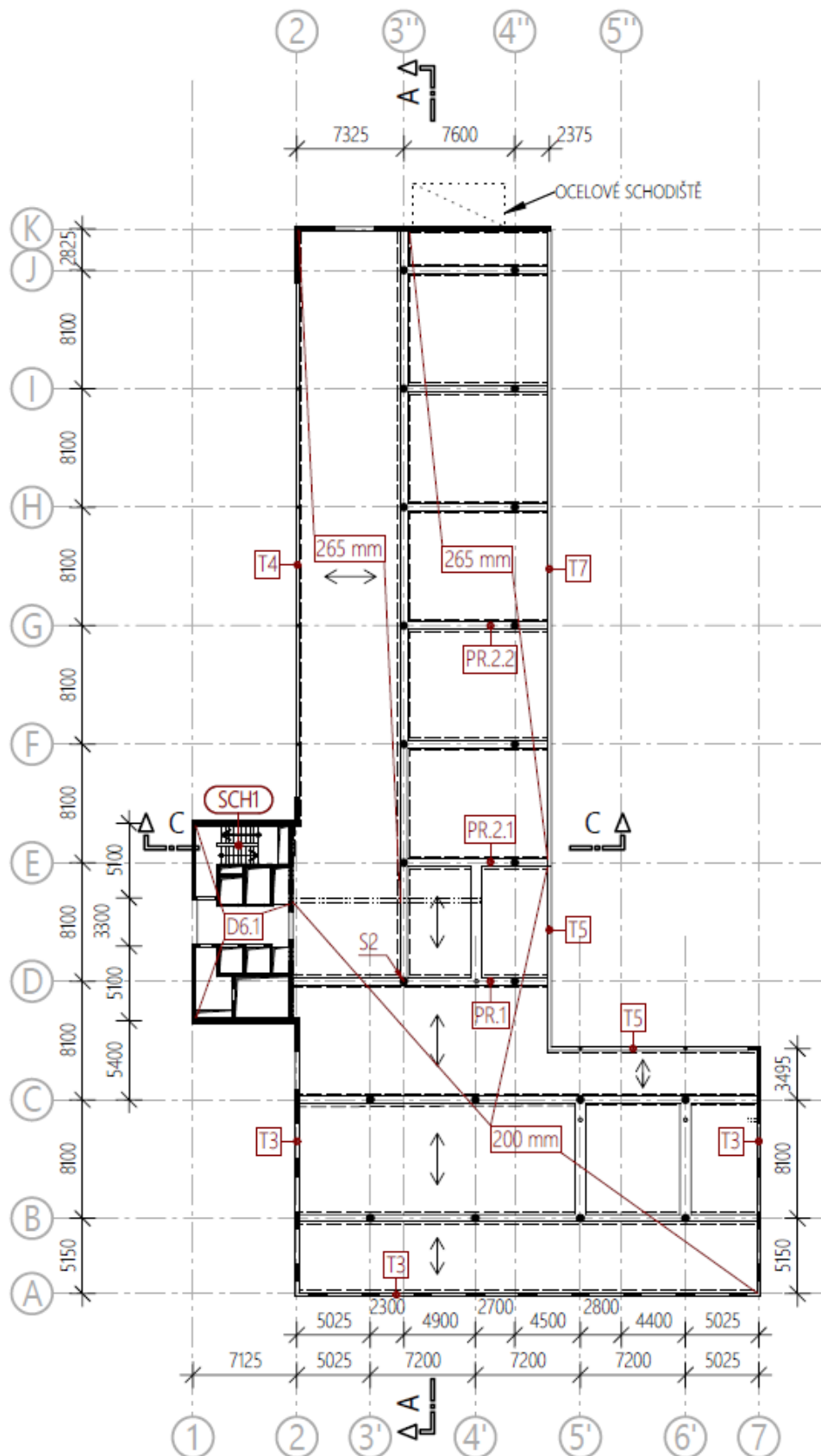
KONSTRUKČNÍ SCHÉMA 5.NP



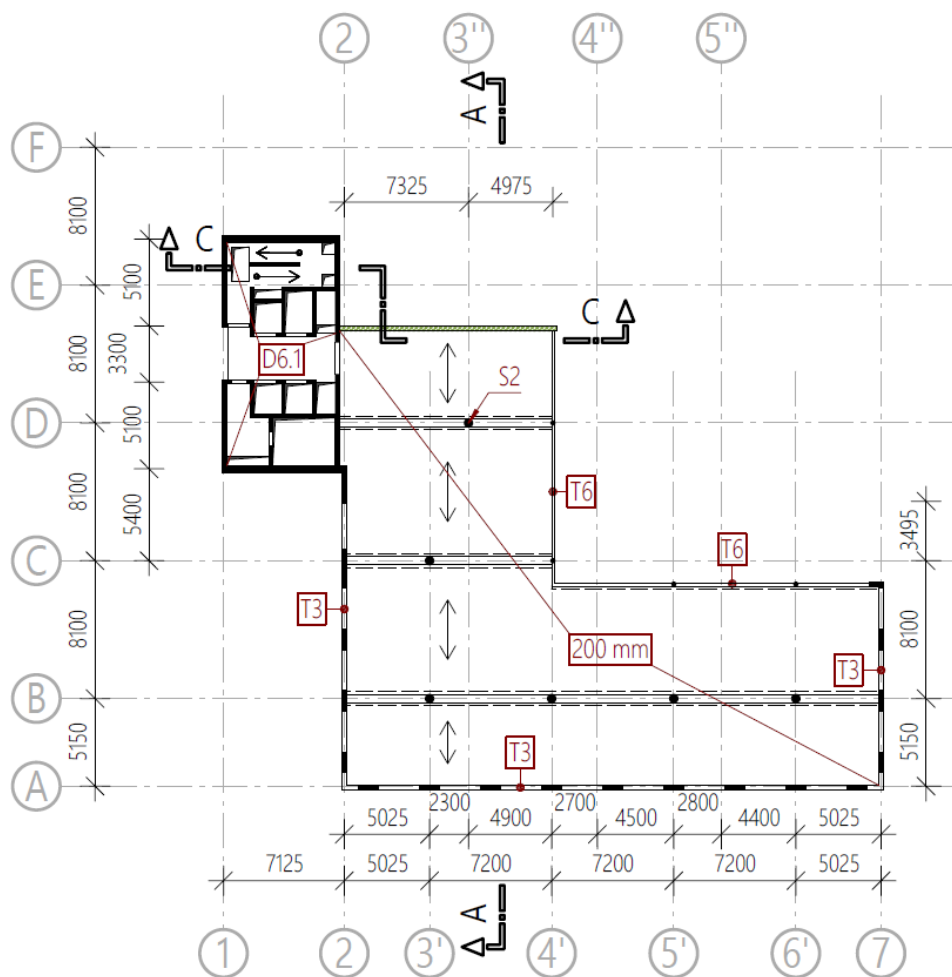
KONSTRUKČNÍ SCHÉMA 6.NP



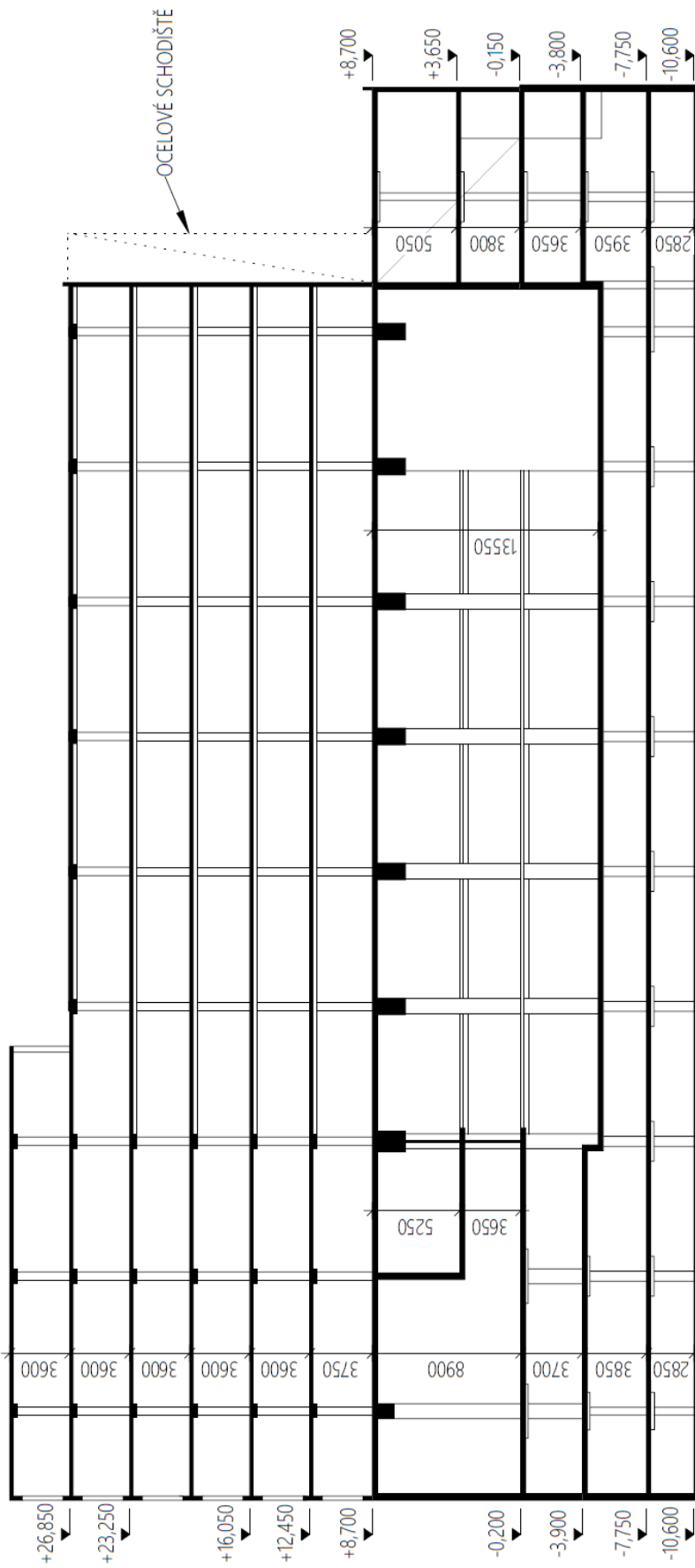
KONSTRUKČNÍ SCHÉMA 7.NP



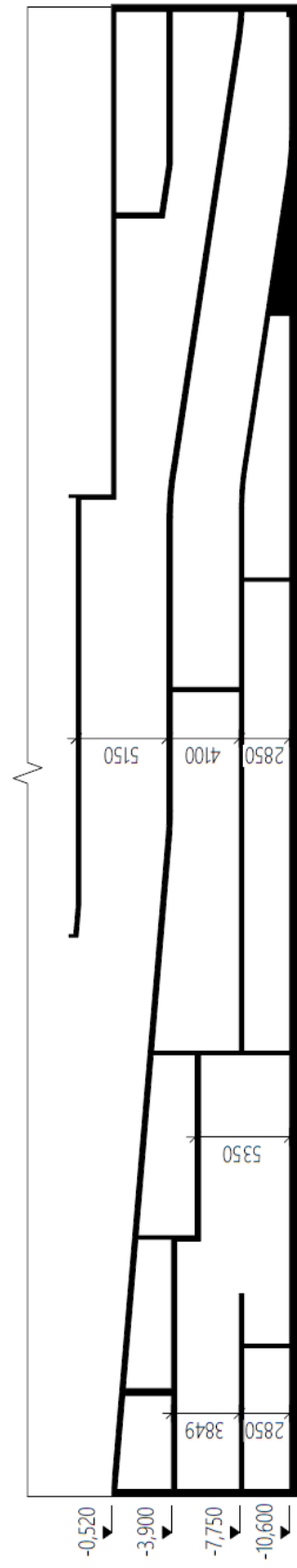
KONSTRUKČNÍ SCHÉMA 8.NP



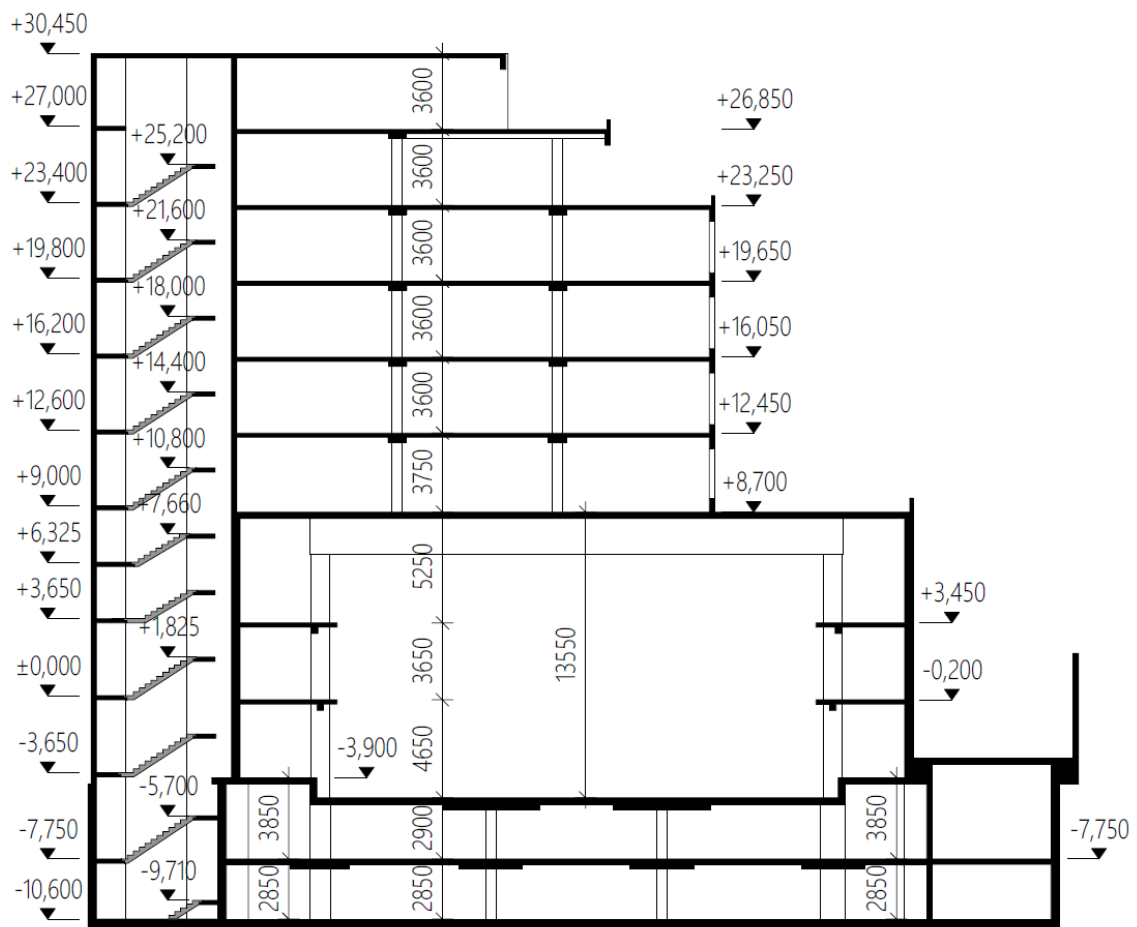
ŘEZ A-A



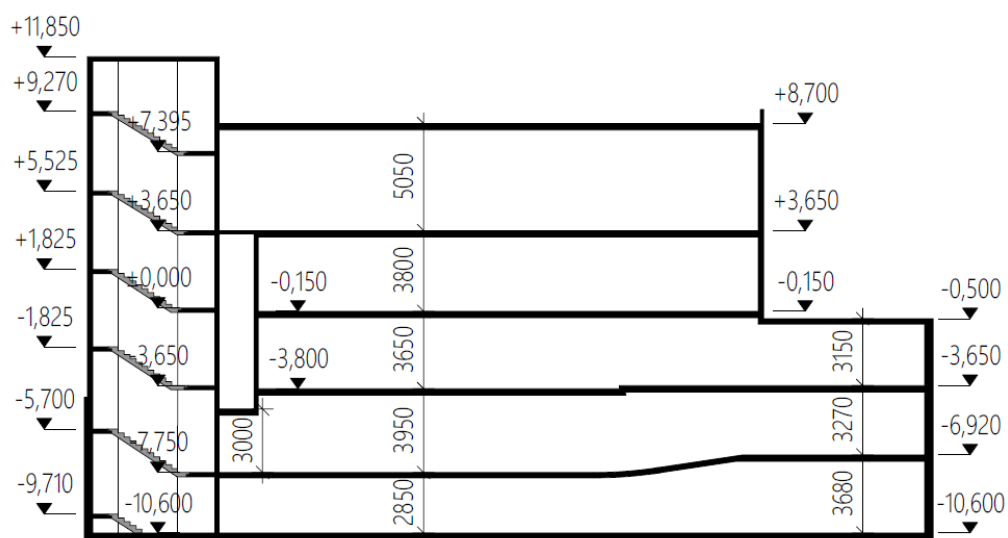
ŘEZ B-B



ŘEZ C-C



ŘEZ D-D



3.3 POUŽITÉ MATERIÁLY

3.3.1 Beton

SPODNÍ STAVBA

Piloty

- **C25/30 – XC2, XA1 – Cl 0,2 – D_{max} 22 – S3**
- charakteristická pevnost v tlaku: $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- návrhová pevnost v tlaku: $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 25/1,5 = 16,66 \text{ MPa}$
- střední hodnota pevnosti v tahu za ohybu: $f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$

Základová deska

- **C25/30 – XC4, XA1, XD1 – Cl 0,2 – D_{max} 22 – S3**
- charakteristická pevnost v tlaku: $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- návrhová pevnost v tlaku: $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 25/1,5 = 16,66 \text{ MPa}$
- střední hodnota pevnosti v tahu za ohybu: $f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$

Stěny obvodové (3.PP a 2.PP)

- **C30/37 – XC4, XA1, XD1 – Cl 0,2 – D_{max} 22 – S3**
- charakteristická pevnost v tlaku: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- návrhová pevnost v tlaku: $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 30/1,5 = 20 \text{ MPa}$
- střední hodnota pevnosti v tahu za ohybu: $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$

Stěny obvodové (1.PP)

- **C30/37 – XC4, XA1 – Cl 0,2 – D_{max} 22 – S3**
- charakteristická pevnost v tlaku: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- návrhová pevnost v tlaku: $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 30/1,5 = 20 \text{ MPa}$
- střední hodnota pevnosti v tahu za ohybu: $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$

Stěny vnitřní (3.PP a 2.PP)

- **C30/37 – XC1, XD1 – Cl 0,2 – D_{max} 22 – S3**
- charakteristická pevnost v tlaku: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- návrhová pevnost v tlaku: $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 30/1,5 = 20 \text{ MPa}$
- střední hodnota pevnosti v tahu za ohybu: $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$

Stěny vnitřní (1.PP)

- **C30/37 – XC1 – Cl 0,2 – D_{max} 22 – S3**
- charakteristická pevnost v tlaku: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- návrhová pevnost v tlaku: $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 30/1,5 = 20 \text{ MPa}$
- střední hodnota pevnosti v tahu za ohybu: $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$

Sloupy (3.PP a 2.PP)

- **C40/50 – XC1, XD1 – Cl 0,2 – D_{max} 22 – S3**
- charakteristická pevnost v tlaku: $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$
- návrhová pevnost v tlaku: $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 40/1,5 = 26,66 \text{ MPa}$
- střední hodnota pevnosti v tahu za ohybu: $f_{ctm} = 3,5 \text{ MPa}$

Sloupy (1.PP)

- **C40/50 – XC1 – Cl 0,2 – D_{max} 22 – S3**
- charakteristická pevnost v tlaku: $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$
- návrhová pevnost v tlaku: $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 40/1,5 = 26,66 \text{ MPa}$
- střední hodnota pevnosti v tahu za ohybu: $f_{ctm} = 3,5 \text{ MPa}$

Stropní deska, trámy (3.PP)

- **C30/37 – XC4, XD1 – Cl 0,2 – D_{max} 22 – S3**
- charakteristická pevnost v tlaku: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- návrhová pevnost v tlaku: $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 30/1,5 = 20 \text{ MPa}$
- střední hodnota pevnosti v tahu za ohybu: $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$

Stropní deska mimo rampy (2.PP a 1.PP), monolitická schodiště

- **C30/37 – XC1 – Cl 0,2 – D_{max} 22 – S3**
- charakteristická pevnost v tlaku: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- návrhová pevnost v tlaku: $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 30/1,5 = 20 \text{ MPa}$
- střední hodnota pevnosti v tahu za ohybu: $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$

Rampy

- **C30/37 – XC4, XD1 – Cl 0,2 – D_{max} 22 – S3**
- charakteristická pevnost v tlaku: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- návrhová pevnost v tlaku: $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 30/1,5 = 20 \text{ MPa}$
- střední hodnota pevnosti v tahu za ohybu: $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$

Prefabrikovaná schodišťová ramena

- **C30/37 – XC1 – Cl 0,2 – D_{max} 22 – S3**
- charakteristická pevnost v tlaku: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- návrhová pevnost v tlaku: $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 30/1,5 = 20 \text{ MPa}$
- střední hodnota pevnosti v tahu za ohybu: $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$

HORNÍ STAVBA – POLYFUNKČNÍ ČÁST BUDOVY (1.NP A 2.NP)Stěny

- **C30/37 – XC1 – Cl 0,2 – D_{max} 22 – S3**
- charakteristická pevnost v tlaku: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- návrhová pevnost v tlaku: $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 30/1,5 = 20 \text{ MPa}$
- střední hodnota pevnosti v tahu za ohybu: $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$

Sloupy

- **C40/50 – XC1 – Cl 0,2 – D_{max} 22 – S3**
- charakteristická pevnost v tlaku: $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$
- návrhová pevnost v tlaku: $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 40/1,5 = 26,66 \text{ MPa}$
- střední hodnota pevnosti v tahu za ohybu: $f_{ctm} = 3,5 \text{ MPa}$

Stropní desky, monolitická schodiště

- **C30/37 – XC1 – Cl 0,2 – D_{max} 22 – S3**
- charakteristická pevnost v tlaku: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- návrhová pevnost v tlaku: $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 30/1,5 = 20 \text{ MPa}$
- střední hodnota pevnosti v tahu za ohybu: $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$

Stropní deska nad předpjatými trámy (2.NP)

- **C45/55 – XC1 – Cl 0,2 – D_{max} 22 – S3**
- charakteristická pevnost v tlaku: $f_{ck} = 45 \text{ MPa}$
- návrhová pevnost v tlaku: $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 45/1,5 = 30 \text{ MPa}$
- střední hodnota pevnosti v tahu za ohybu: $f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$

Předpjaté trámy

- **C45/55 – XC1 – Cl 0,2 – D_{max} 22 – S3**
- charakteristická pevnost v tlaku: $f_{ck} = 45 \text{ MPa}$
- návrhová pevnost v tlaku: $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 45/1,5 = 30 \text{ MPa}$
- střední hodnota pevnosti v tahu za ohybu: $f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$

Prefabrikovaná schodišťová ramena

- **C25/30 – XC1 – Cl 0,2 – D_{max} 22 – S3**
- charakteristická pevnost v tlaku: $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- návrhová pevnost v tlaku: $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 25/1,5 = 16,66 \text{ MPa}$
- střední hodnota pevnosti v tahu za ohybu: $f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$

HORNÍ STAVBA – ADMINISTRATIVNÍ ČÁST BUDOVY (3.NP AŽ 8.NP)

Stěny obvodové

- **C30/37 – XC1 – Cl 0,2 – D_{max} 22 – S3**
- charakteristická pevnost v tlaku: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- návrhová pevnost v tlaku: $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 30/1,5 = 20 \text{ MPa}$
- střední hodnota pevnosti v tahu za ohybu: $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$

Sloupy (3.NP až 5.NP)

- **C35/45 – XC1 – Cl 0,2 – D_{max} 22 – S3**
- charakteristická pevnost v tlaku: $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$
- návrhová pevnost v tlaku: $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 35/1,5 = 23,33 \text{ MPa}$
- střední hodnota pevnosti v tahu za ohybu: $f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$

Sloupy (5.NP až 8.NP)

- **C30/37 – XC1 – Cl 0,2 – D_{max} 22 – S3**
- charakteristická pevnost v tlaku: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- návrhová pevnost v tlaku: $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 30/1,5 = 20 \text{ MPa}$
- střední hodnota pevnosti v tahu za ohybu: $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$

Průvlaky, obvodové trámy

- **C30/37 – XC1 – Cl 0,2 – D_{max} 22 – S3**
- charakteristická pevnost v tlaku: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- návrhová pevnost v tlaku: $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 30/1,5 = 20 \text{ MPa}$
- střední hodnota pevnosti v tahu za ohybu: $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$

Předpjaté stropní panely – spirally

- **C45/55 – XC1 – Cl 0,2 – D_{max} 22 – S3**
- charakteristická pevnost v tlaku: $f_{ck} = 45 \text{ MPa}$
- návrhová pevnost v tlaku: $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 45/1,5 = 30 \text{ MPa}$
- střední hodnota pevnosti v tahu za ohybu: $f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$

Prefabrikovaná schodišťová ramena

- **C25/30 – XC1 – Cl 0,20 – D_{max} 22 – S3**
- charakteristická pevnost v tlaku: $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- návrhová pevnost v tlaku: $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 25/1,5 = 16,66 \text{ MPa}$
- střední hodnota pevnosti v tahu za ohybu: $f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$

3.3.2 Výztuž

Betonářská výztuž B500B

- charakteristická mez kluzu: $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
- návrhová mez kluzu: $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 500/1,15 = 434,78 \text{ MPa}$
- modul pružnosti: $E_s = 200 \text{ GPa}$

Předpínací výztuž Y1860S7-15,7

- charakteristická mez kluzu: $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$
- modul pružnosti: $E_s = 195 \text{ GPa}$

Pozn.: Zbylé mechanické vlastnosti předpínací výztuže jsou popsány v kapitole 7 – Návrh předpjatého trámu.

3.3.3 Zdivo

Zdící prvky Porotherm 30 Profi P10 na maltu pro tenké spáry

- skupina zdících prvků: 2
- charakteristická pevnost v tlaku: $f_k = 3,88 \text{ MPa}$ (dána výrobcem)
- dílčí součinitel: $\gamma_M = 2,0$
- návrhová pevnost zdiva v tlaku: $f_d = f_k/\gamma_M = 3,88/2,0 = 1,94 \text{ MPa}$

3.4 STANOVENÍ KRYCÍ VRSTVY BETONÁŘSKÉ VÝZTUŽE

3.4.1 Spodní stavba

ZÁKLADOVÁ DESKA

Vstupní parametry

- předpokládaná výztuž: $\varnothing_d = 20 \text{ mm}$ (odhad)
- stupeň vlivu prostředí: XC4, XD1, XA1
- třída konstrukce: S3
- životnost: 50 let

Minimální krycí vrstva

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

$c_{\min,b} = 20 \text{ mm}$	minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti
$c_{\min,dur} = 30 \text{ mm}$	minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí
$\Delta c_{dur,y} = 0 \text{ mm}$	přídavná hodnota z hlediska spolehlivosti prvku
$\Delta c_{dur,st} = 0 \text{ mm}$	redukce minimální krycí vrstvy při použití nerezové oceli
$\Delta c_{dur,add} = 0 \text{ mm}$	redukce minimální krycí vrstvy při použití přídavné ochrany

Pozn.: Hodnoty $\Delta c_{dur,y}$, $\Delta c_{dur,st}$, $\Delta c_{dur,add}$ jsou pro veškeré následující stanovení krycí vrstvy uvažovány shodně 0 mm, a proto již nebudou ve výpočtech zmiňovány.

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

Návrhová odchylka

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm} \quad \text{pro monolitické konstrukce}$$

Nominální krycí vrstva

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

NÁVRH: Krycí vrstva výztuže základové desky je uvažována 40 mm.

STROPNÍ DESKA NAD 3.PP, RAMPY A OBVODOVÉ STĚNY 3.PP A 2.PP

Vstupní parametry

- předpokládaná výztuž: $\varnothing_d = 16 \text{ mm}$ (odhad)
- stupeň vlivu prostředí: XD1, XC4, XA1 (pouze u obvodových stěn)
- třída konstrukce: S3
- životnost: 50 let

Minimální krycí vrstva

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

$$c_{\min,b} = 16 \text{ mm}$$

minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti

$$c_{\min,dur} = 30 \text{ mm}$$

minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí

$$c_{\min} = \max(16 \text{ mm}; 30 \text{ mm} + 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm}; 10 \text{ mm}) = 30 \text{ mm}$$

Návrhová odchylka

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

pro monolitické konstrukce

Nominální krycí vrstva

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

NÁVRH: Krycí vrstva výztuže stropní desky nad 3.PP, ramp a obvodových stěn 3.PP a 2.NP je uvažována 40 mm.

VNITŘNÍ STĚNY 3.PP A 2.PP

Vstupní parametry

- předpokládaná výztuž: $\varnothing_d = 16 \text{ mm}$ (odhad)
- stupeň vlivu prostředí: XD1, XC1
- třída konstrukce: S3
- životnost: 50 let

Minimální krycí vrstva

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

$$c_{\min,b} = 16 \text{ mm}$$

minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti

$$c_{\min,dur} = 30 \text{ mm}$$

minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí

$$c_{\min} = \max(16 \text{ mm}; 30 \text{ mm} + 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm}; 10 \text{ mm}) = 30 \text{ mm}$$

Návrhová odchylka

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

pro monolitické konstrukce

Nominální krycí vrstva

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

NÁVRH: Krycí vrstva výztuže vnitřních stěn 3.PP a 2.PP je uvažována 40 mm.

SLOUPY 3.PP A 2.PP

Vstupní parametry

- předpokládaná výztuž: $\varnothing_d = 20 \text{ mm}$ (odhad)
- stupeň vlivu prostředí: XD1, XC1
- třída konstrukce: S3
- životnost: 50 let

Minimální krycí vrstva

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

$$c_{\min,b} = 20 \text{ mm} \quad \text{minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti}$$

$$c_{\min,dur} = 30 \text{ mm} \quad \text{minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí}$$

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

Návrhová odchylka

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm} \quad \text{pro monolitické konstrukce}$$

Nominální krycí vrstva

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

NÁVRH: Krycí vrstva výztuže sloupů 3.PP a 2.PP je uvažována 40 mm.

OBVODOVÉ STĚNY 1.PP

Vstupní parametry

- předpokládaná výztuž: $\varnothing_d = 16 \text{ mm}$ (odhad)
- stupeň vlivu prostředí: XC4, XD1, XA1 (pouze u obvodových stěn)
- třída konstrukce: S3
- životnost: 50 let

Minimální krycí vrstva

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

$$c_{\min,b} = 16 \text{ mm} \quad \text{minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti}$$

$$c_{\min,dur} = 30 \text{ mm} \quad \text{minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí}$$

$$c_{\min} = \max(16 \text{ mm}; 30 \text{ mm} + 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm}; 10 \text{ mm}) = 30 \text{ mm}$$

Návrhová odchylka

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm} \quad \text{pro monolitické konstrukce}$$

Nominální krycí vrstva

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

NÁVRH: Krycí vrstva výztuže stropní desky nad 3.PP, ramp a obvodových stěn 3.PP a 2.NP je uvažována 40 mm.

STROPNÍ DESKA NAD 2.PP A 1.PP, VNITŘNÍ STĚNY 1.PP

Vstupní parametry

- předpokládaná výztuž: $\varnothing_d = 14 \text{ mm}$ (odhad)
- stupeň vlivu prostředí: XC1
- třída konstrukce: S2
- životnost: 50 let

Minimální krycí vrstva

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

$$c_{\min,b} = 14 \text{ mm} \quad \text{minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti}$$

$$c_{\min,dur} = 10 \text{ mm} \quad \text{minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí}$$

$$c_{\min} = \max(14 \text{ mm}; 10 \text{ mm} + 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm}; 10 \text{ mm}) = 14 \text{ mm}$$

Návrhová odchylka

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm} \quad \text{pro monolitické konstrukce}$$

Nominální krycí vrstva

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev} = 14 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 24 \text{ mm}$$

NÁVRH: Krycí vrstva výztuže stropních desek nad 2.PP a 1.PP a vnitřních stěn 1.PP je uvažována 25 mm.

SLOUPY 1.PP

Vstupní parametry

- předpokládaná výztuž: $\varnothing_d = 20 \text{ mm}$ (odhad)
- stupeň vlivu prostředí: XC1
- třída konstrukce: S3
- životnost: 50 let

Minimální krycí vrstva

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

$$c_{\min,b} = 20 \text{ mm} \quad \text{minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti}$$

$$c_{\min,dur} = 10 \text{ mm} \quad \text{minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí}$$

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

Návrhová odchylka

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm} \quad \text{pro monolitické konstrukce}$$

Nominální krycí vrstva

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

NÁVRH: Krycí vrstva výztuže sloupů 1.PP je uvažována 30 mm.

3.4.2 Horní stavba

STĚNY, STROPY, MONOLITICKÁ SCHODIŠTĚ

Vstupní parametry

- předpokládaná výztuž: $\varnothing_d = 14 \text{ mm}$ (odhad)
- stupeň vlivu prostředí: XC1
- třída konstrukce: S2
- životnost: 50 let

Minimální krycí vrstva

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

$$c_{\min,b} = 14 \text{ mm} \quad \text{minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti}$$

$$c_{\min,dur} = 10 \text{ mm} \quad \text{minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí}$$

$$c_{\min} = \max(14 \text{ mm}; 10 \text{ mm} + 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm}; 10 \text{ mm}) = 14 \text{ mm}$$

Návrhová odchylka

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm} \quad \text{pro monolitické konstrukce}$$

Nominální krycí vrstva

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev} = 14 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 24 \text{ mm}$$

NÁVRH: Krycí vrstva výztuže stropů, stěn a monolitických schodišť je uvažována 25 mm.

SLOUPY

Vstupní parametry

- předpokládaná výztuž: $\varnothing_d = 18 \text{ mm}$ (odhad)
- stupeň vlivu prostředí: XC1
- třída konstrukce: S3
- životnost: 50 let

Minimální krycí vrstva

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

$$c_{\min,b} = 18 \text{ mm} \quad \text{minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti}$$

$$c_{\min,dur} = 10 \text{ mm} \quad \text{minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí}$$

$$c_{\min} = \max(14 \text{ mm}; 10 \text{ mm} + 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm}; 10 \text{ mm}) = 18 \text{ mm}$$

Návrhová odchylka

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm} \quad \text{pro monolitické konstrukce}$$

Nominální krycí vrstva

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev} = 18 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 28 \text{ mm}$$

NÁVRH: Krycí vrstva výztuže sloupů v horní stavbě je uvažována 30 mm.

PŘEDPJATÝ TRÁM, VNITŘNÍ PRŮVLAKY VE 3.NP AŽ 8.NP

Vstupní parametry

- předpokládaná výztuž: $\varnothing_d = 16 \text{ mm}$ (odhad)
- stupeň vlivu prostředí: XC1
- třída konstrukce: S3
- životnost: 50 let

Minimální krycí vrstva

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

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

minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti

$$c_{\min,dur} = 10 \text{ mm}$$

minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí

$$c_{\min} = \max(14 \text{ mm}; 10 \text{ mm} + 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm}; 10 \text{ mm}) = 16 \text{ mm}$$

Návrhová odchylka

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

pro monolitické konstrukce

Nominální krycí vrstva

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev} = 16 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 26 \text{ mm}$$

NÁVRH: Krycí vrstva betonářské výztuže předpjatého trámu a vnitřních průvlaků ve 3.NP až 8.NP je uvažována 30 mm.

3.5 STANOVENÍ KRYCÍ VRSTVY PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽE

Krycí vrstva předpínací výztuže bude přesně stanovena s ohledem na navržený kabelový kanálek v podkapitole 7.2.5.

4. PŘEHLED ZATÍŽENÍ

4.1 STÁLÉ ZATÍŽENÍ

Stálé zatížení je uvažováno dle ČSN EN 1991-1-1 „Zatížení konstrukcí“.

4.1.1 Nosné konstrukce

Vlastní tíha nosných prvků bude stanovena výpočetním programem SCIA Engineer. Dimenze prvků jsou součástí kapitoly 5 – Shrnutí předběžného návrhu konstrukce.

4.1.2 Stropní předpjaté dílce

Zatížení zadané do výpočetního modelu objektu je získáno na základě vlastní tíhy dílce a příslušné zatěžovací šířky průvltaku. Výpočty těchto hodnot zatížení nejsou ve statickém výpočtu vypisovány.

PŘEDPJATÝ DÍLEC SPG 20207

- tloušťka předpjatého dílce: 200 mm
- vlastní tíha dílce po provedení zálivky: $g_k = 2,7 \text{ kN/m}^2$

PŘEDPJATÝ DÍLEC SPG 26210

- tloušťka předpjatého dílce: 265 mm
- vlastní tíha dílce po provedení zálivky: $g_k = 3,85 \text{ kN/m}^2$

4.1.3 Podlahy

Pro výpočetní model jsou podobné hodnoty zatížení skladbou podlahy sjednoceny (na vyšší z hodnot) a aplikovány na příslušné plochy, které jsou zřejmé ze schémat zatížení jednotlivých podlaží (kap. 4.4).

PODLAHA P.01

- rampa, parkování (na stropní desce), technické místnosti (bez odvodnění), dojezdy výtahu

vrstva	tl. [m]	objem. tíha γ_k [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]
polyuretanová stěrka	0,005	20	0,1
podhled + síť			0,5
CELKEM			0,6

PODLAHA P.02

- parkování (na základové desce), jímky kanalizace pod 3.PP

vrstva	tl. [m]	objem. tíha [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]
polyuretanová stěrka	0,005	20	0,1
CELKEM			0,1

PODLAHA P.03

- technické místnosti (s odvodněním)

vrstva	tl. [m]	objem. tíha [kN/m ³]	g _k [kN/m ²]
polyuretanová stěrka	0,005	20	0,10
spádová betonová mazanina tl. 50-100 mm	0,08	25	2,00
podhled + síť			0,50
CELKEM			2,60

PODLAHA P.04

- vnitřní úniková schodiště

vrstva	tl. [m]	objem. tíha γ _k [kN/m ³]	g _k [kN/m ²]
nátěr na bázi akrylátové disperze	0,001	20	0,02
podhled + síť			0,5
CELKEM			0,52

PODLAHA P.05

- sociální zázemí šaten ve 3.PP

vrstva	tl. [m]	objem. tíha [kN/m ³]	g _k [kN/m ²]
keramická dlažba	0,01	22	0,22
lepidlo pro keramiku	0,005	18	0,09
vodotěsná stěrka na bázi cementu	0,002	24	0,048
litá samonivelační stěrka tl. 0-15 mm	0,015	24	0,36
CELKEM			0,72

PODLAHA P.06

- technické místnosti (s plovoucím základem)

vrstva	tl. [m]	objem. tíha [kN/m ³]	g _k [kN/m ²]
polyuretanová stěrka	0,005	20	0,1
plovoucí základ - betonová deska	0,15	25	3,75
akustická a antivibrační deska z drcené pryže	0,05	15	0,75
podhled + síť			0,5
CELKEM			5,10

PODLAHA P.07

- sál

vrstva	tl. [m]	objem. tíha γ_k [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]
palubovka z dubových lamel	0,03	5	0,15
distanční a kotevní konstrukce podlahy	0,07		0,15
plovoucí betonová deska	0,11	25	2,75
ocelový rošt	0,64		0,5
akustická plovoucí betonová deska	0,16	25	4
akustická a antivibrační deska z drcené pryže	0,04	15	0,6
podhled + sítě + technologie v instalač. kanálu			0,8
CELKEM			8,95

PODLAHA P.08

- foyer v 1.PP

vrstva	tl. [m]	objem. tíha γ_k [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]
palubovka z dubových lamel	0,03	5	0,15
distanční a kotevní konstrukce podlahy	0,07		0,15
akustická plovoucí betonová deska	0,11	25	2,75
akustická a antivibrační deska z drcené pryže	0,04	15	0,6
podhled + sítě			0,5
CELKEM			4,15

PODLAHA P.09

- galerie sálu v 1.NP a 2.NP

vrstva	tl. [m]	objem. tíha γ_k [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]
palubovka z dubových lamel	0,03	5	0,15
distanční a kotevní konstrukce podlahy	0,04		0,1
akustická plovoucí betonová deska	0,1	25	2,5
akustická a antivibrační deska z drcené pryže	0,04	15	0,6
podhled + sítě			0,5
CELKEM			3,85

PODLAHA P.10

- hlavní vstupní lobby sálu v 1.NP

vrstva	tl. [m]	objem. tíha [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]
kámen	0,04	26	1,04
instalační nožičková podlaha	0,79		0,45
podhled + sítě			0,50
CELKEM			1,99

PODLAHA P.11

- kanceláře a šatny

vrstva	tl. [m]	objem. tíha [kN/m ³]	g _k [kN/m ²]
palubovka z dubových lamel	0,03	5	0,15
instalační nožičková podlaha			0,45
podhled + síť			0,50
CELKEM			1,10

PODLAHA P.12

- kanceláře v administrativní části (nad sálem)

vrstva	tl. [m]	objem. tíha γ_k [kN/m ³]	g _k [kN/m ²]
koberec	0,005	10	0,05
instalační nožičková podlaha	0,135		0,45
akustická plovoucí betonová deska	0,1	25	2,5
akustická a antivibrační deska z drcené pryže	0,05	15	0,75
podhled + síť			0,5
CELKEM			4,25

PODLAHA P.13

- WC v administrativní části (nad sálem)

vrstva	tl. [m]	objem. tíha γ_k [kN/m ³]	g _k [kN/m ²]
keramická dlažba	0,01	22	0,22
lepidlo pod keramiku	0,005	18	0,09
instalační nožičková podlaha	0,135		0,45
akustická plovoucí betonová deska	0,1	25	2,5
akustická a antivibrační deska z drcené pryže	0,05	15	0,75
podhled + síť			0,5
CELKEM			4,51

PODLAHA P.14

- kanceláře v administrativní části, režie sálu ve 2.NP

vrstva	tl. [m]	objem. tíha [kN/m ³]	g _k [kN/m ²]
koberec	0,005	10	0,05
instalační nožičková podlaha	0,145		0,45
podhled + síť			0,50
CELKEM			1,00

PODLAHA P.15

- rozvodna elektro v administrativní části

vrstva	tl. [m]	objem. tíha γ_k [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]
instalační nožičková podlaha	0,135		0,45
podhled + síť			0,5
CELKEM			0,95

PODLAHA P.16

- WC v 1.NP, WC a lobby v administrativní části

vrstva	tl. [m]	objem. tíha [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]
keramická dlažba	0,01	22	0,22
lepidlo pro keramiku	0,005	18	0,09
instalační nožičková podlaha	0,135		0,45
podhled + síť			0,5
CELKEM			1,26

4.1.4 Střešní plášť

STŘECHA R.01

- střecha nad vjezdovou rampou (1.NP), střecha nad 7.NP a 8.NP – kačírek

vrstva	tl. [m]	objem. tíha γ_k [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]
kačírek	0,1	20	2
ochranná a separační textilie			0,01
extrudovaný polystyren XPS	0,16	1	0,16
ochranná a separační textilie			0,01
hydroizolační souvrství	0,01	15	0,15
podkladní a spádová vrstva (20-150mm)	0,1	5,5	0,55
podhled + síť			0,5
CELKEM			3,37

STŘECHA R.02

- střecha nad 6.NP a 7.NP – pochozí terasa

vrstva	tl. [m]	objem. tíha γ_k [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]
rošt - tropické dřevo	0,04	8	0,32
ochranná a separační textilie			0,01
extrudovaný polystyren XPS	0,16	1	0,16
ochranná a separační textilie			0,01
hydroizolační souvrství	0,01	15	0,15
podkladní a spádová vrstva (0-120mm)	0,08	5,5	0,44
podhled + síť			0,50
CELKEM			1,58

STŘECHA R.03

- střecha nad 8.NP – zelená střecha

vrstva	tl. [m]	objem. tíha γ_k [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]
zelená vrstva	0,15	12	1,80
ochranná a hydroakumulační vrstva			0,04
drenážní a hydroakumulační vrstva	0,04		0,40
ochranná a separační textilie			0,01
extrudovaný polystyren XPS	0,16	1	0,16
ochranná a separační textilie			0,01
hydroizolační souvrství	0,01	15	0,15
podkladní s spádová vrstva (20-150mm)	0,1	5,5	0,55
podhled + síť			0,50
CELKEM			3,61

STŘECHA R.04

- střecha nad 3.NP – zelená střecha s akustickou úpravou

vrstva	tl. [m]	objem. tíha γ_k [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]
zelená vrstva	0,15	12	1,80
ochranná a hydroakumulační vrstva			0,04
drenážní a hydroakumulační vrstva	0,04		0,40
ochranná a separační textilie			0,01
extrudovaný polystyren XPS	0,16	1	0,16
ochranná a separační textilie			0,01
hydroizolační souvrství	0,01	15	0,15
podkladní a spádová vrstva (0-120mm)	0,08	5,5	0,44
akustická plovoucí betonová deska	0,1	25	2,50
akustická a antivibrační deska z drcené pryže	0,05	15	0,75
podhled + sítě			0,50
CELKEM			6,75

STŘECHA R.05

- strop únikového schodiště

vrstva	tl. [m]	objem. tíha γ_k [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]
trapezový plech typ TR 100/275/1,25 mm	0,1		0,15
sklolaminátová deska	0,01	18,5	0,19
CELKEM			0,34

STŘECHA R.06

- strop pod terénem

vrstva	tl. [m]	objem. tíha γ_k [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]
zelená vrstva	0,2	12	2,40
ochranná a hydroakumulační vrstva			0,04
drenážní a hydroakumulační vrstva	0,04		0,40
ochranná a separační textilie			0,01
extrudovaný polystyren XPS	0,16	1	0,16
ochranná a separační textilie			0,01
hydroizolační souvrství	0,01	15	0,15
podkladní a spádová vrstva (0-100mm)	0,07	5,5	0,39
podhled + sítě			0,50
CELKEM			4,05

STŘECHA R.07

- hlavní vstup do kanceláří

vrstva	tl. [m]	objem. tíha γ_k [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]
kačírek (60-100mm)	0,1	20	2,000
ochranná a separační textilie			0,005
extrudovaný polystyren XPS	0,16	1	0,160
ochranná a separační textilie			0,005
hydroizovační souvrství	0,01	15	0,150
podkladní a spádová vrstva (20-80mm)	0,06	5,5	0,330
podhled + sítě			0,50
CELKEM			3,15

STŘECHA R.08

- střecha nad 7.NP – pochozí terasa s technologií

vrstva	tl. [m]	objem. tíha γ_k [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]
exteriérové betonové desky	0,05	23	1,150
ochranná a separační textilie			0,005
extrudovaný polystyren XPS	0,16	1	0,160
ochranná a separační textilie			0,005
hydroizolační souvrství	0,01	15	0,150
podkladní a spádová vrstva (0-120mm)	0,08	5,5	0,440
podhled + sítě			0,50
CELKEM			2,41

STŘECHA R.09

- střecha nad 3.NP – pochozí terasa s akustickou úpravou

vrstva	tl. [m]	objem. tíha γ_k [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]
rošt - tropické dřevo	0,04	8	0,32
ochranná a separační textilie		0,005	0,00
extrudovaný polystyren XPS	0,16	1	0,16
ochranná a separační textilie			0,01
hydroizolační souvrství	0,01	15	0,15
podkladní a spádová vrstva (0-120mm)	0,08	5,5	0,44
akustická plovoucí betonová deska	0,1	25	2,50
akustická a antivibrační deska z drcené pryže	0,05	15	0,75
podhled + sítě			0,50
CELKEM			4,83

STŘECHA R.10

- střecha nad 7.NP – plovoucí základy technologie

vrstva	tl. [m]	objem. tíha γ_k [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]
betonová deska	0,15	25	3,75
akustická a antivibrační deska z drcené pryže	0,05	15	0,75
ochranná a separační textilie			0,01
extrudovaný polystyren XPS	0,16	1	0,16
ochranná a separační textilie			0,01
hydroizolační souvrství	0,01	15	0,15
podkladní a spádová vrstva (0-120mm)	0,08	5,5	0,44
podhled + sítě			0,50
CELKEM			5,76

4.1.5 Obvodový plášť

SKLENĚNÉ PANELY U-GLASS

Skleněné panely U-glass tvoří fasádu 1.NP a 2.NP. Jejich přesná poloha je vyznačena ve schématech zatížení (viz kap. 4.4.). Hodnota zatížení od panelů bude uvažována: $g_k = 1,0 \text{ kN/m}^2$.

4.1.5.1 Skleněná výplň – fasáda administrativní části

Skleněná fasáda tvoří skleněnou výplň otvorů v administrativní části budovy (3.NP až 8.NP). Její přesná poloha je vyznačena ve schématech zatížení (viz kap. 4.4.). Hodnota zatížení od skleněné výplně bude uvažována: $g_k = 1,0 \text{ kN/m}^2$.

PŘÍČKY

V celém objektu jsou rozmístěny tři typy příček – zděné akustické příčky Porotherm 11,5 AKU, Porotherm 19 AKU a příčky sádkartonové (dále SDK) s tloušťkami 100-350 mm. Zděné příčky jsou uvažovány jako liniově působící zatížení v jednotlivých podlažích, SDK pak jako náhradní plošné zatížení. Jejich poloha je zřejmá ze schéma zatížení – kap. 4.4.

3.PP

Porotherm 11,5 AKU (P1)

- plošná hmotnost: 166 kg/m²
- světlá výška místnosti: 2,6 m
- vlastní tíha příčky: $g_k = 1,66 \cdot 2,6 = 4,32 \text{ kN/m}$

Porotherm 19 AKU (P2)

- plošná hmotnost: 203 kg/m²
- světlá výška místnosti: 2,6 m
- vlastní tíha příčky: $g_k = 2,03 \cdot 2,6 = 5,28 \text{ kN/m}$

Sádrokartonové příčky

- plošná hmotnost: 50 kg/m²
- světlá výška místnosti: 2,6 m
- vlastní tíha příčky: $g_k = 0,5 \cdot 2,6 = 1,3$ kN/m

Pro přemístitelné příčky (SDK) s vlastní tíhou $\leq 2,0$ lze uvažovat náhradní rovnoměrné zatížení stropní konstrukce $q_k = 0,8$ kN/m².

2.PP

Porotherm 11,5 AKU – mimo schodišťová jádra (P1)

- plošná hmotnost: 166 kg/m²
- světlá výška místnosti: 3,55 m
- vlastní tíha příčky: $g_k = 1,66 \cdot 3,55 = 5,9$ kN/m

Porotherm 11,5 AKU – schodišťová jádra (P2)

- plošná hmotnost: 166 kg/m²
- světlá výška místnosti: 3,9 m
- vlastní tíha příčky: $g_k = 1,66 \cdot 3,9 = 6,48$ kN/m

Porotherm 19 AKU (P3)

- plošná hmotnost: 203 kg/m²
- světlá výška místnosti: 3,55 m
- vlastní tíha příčky: $g_k = 2,03 \cdot 3,55 = 7,21$ kN/m

1.PP

Porotherm 11,5 AKU – schodišťová jádra (P1)

- plošná hmotnost: 166 kg/m²
- světlá výška místnosti: 3,65 m
- vlastní tíha příčky: $g_k = 1,66 \cdot 3,65 = 6,06$ kN/m

Porotherm 19 AKU (P2)

- plošná hmotnost: 203 kg/m²
- světlá výška místnosti: 3,45 m
- vlastní tíha příčky: $g_k = 2,03 \cdot 3,45 = 7,01$ kN/m

Sádrokartonové příčky

- plošná hmotnost: 50 kg/m²
- světlá výška místnosti: 3,45 m
- vlastní tíha příčky: $g_k = 0,5 \cdot 3,45 = 1,73$ kN/m

Pro přemístitelné příčky (SDK) s vlastní tíhou $\leq 2,0$ lze uvažovat náhradní rovnoměrné zatížení stropní konstrukce $q_k = 0,8$ kN/m².

1.NP

Porotherm 11,5 AKU – schodišťová jádra (P1)

- plošná hmotnost: 166 kg/m²
- světlá výška místnosti: 3,45 m
- vlastní tíha příčky: $g_k = 1,66 \cdot 3,45 = 5,73$ kN/m

Porotherm 19 AKU (P2)

- plošná hmotnost: 203 kg/m²
- světlá výška místnosti: 3,4 m
- vlastní tíha příčky: $g_k = 2,03 \cdot 3,4 = 6,91$ kN/m

Sádrokartonové příčky

- plošná hmotnost: 50 kg/m²
- světlá výška místnosti: 3,4 m
- vlastní tíha příčky: $g_k = 0,5 \cdot 3,4 = 1,7$ kN/m

Pro přemístitelné příčky (SDK) s vlastní tíhou $\leq 2,0$ lze uvažovat náhradní rovnoměrné zatížení stropní konstrukce $q_k = 0,8$ kN/m².

2.NP

Porotherm 11,5 AKU – mimo schodišťová jádra (P1)

- plošná hmotnost: 166 kg/m²
- světlá výška místnosti: 4,75 m
- vlastní tíha příčky: $g_k = 1,66 \cdot 4,75 = 7,89$ kN/m

Porotherm 11,5 AKU – schodišťové jádro SCH2 (P2)

- plošná hmotnost: 166 kg/m²
- světlá výška místnosti: 4,3 m
- vlastní tíha příčky: $g_k = 1,66 \cdot 4,3 = 7,14$ kN/m

Porotherm 11,5 AKU – schodišťové jádro SCH1 (P3)

- plošná hmotnost: 166 kg/m²
- světlá výška místnosti: 3,55 m
- vlastní tíha příčky: $g_k = 1,66 \cdot 3,55 = 5,9$ kN/m

Porotherm 19 AKU (P4)

- plošná hmotnost: 203 kg/m²
- světlá výška místnosti: 4,75 m
- vlastní tíha příčky: $g_k = 2,03 \cdot 4,75 = 9,65$ kN/m

Sádrokartonové příčky

- plošná hmotnost: 50 kg/m²
- světlá výška místnosti: 4,75 m
- vlastní tíha příčky: $g_k = 0,5 \cdot 4,75 = 2,38$ kN/m

Pro přemístitelné příčky (SDK) s vlastní tíhou $\leq 3,0$ lze uvažovat náhradní rovnoměrné zatížení stropní konstrukce $q_k = 1,2$ kN/m².

3. NP AŽ 8.NP

V podlažích s kancelářskými plochami jsou umístěny dělicí skleněné příčky s hliníkovým rámem a sádrokartonové příčky. Ve schodišťovém jádru se v místech instalačních šachet nachází zděné akustické příčky Porotherm 11,5 AKU.

Skleněné příčky

- plošná hmotnost: 40 kg/m²
- světlá výška místnosti: 3,4 m
- vlastní tíha příčky: $g_k = 0,4 \cdot 3,4 = 1,36$ kN/m

Sádrokartonové příčky

- plošná hmotnost: 50 kg/m²
- světlá výška místnosti: 3,4 m
- vlastní tíha příčky: $g_k = 0,5 \cdot 3,4 = 1,7$ kN/m

Pro přemístitelné příčky s vlastní tíhou $\leq 2,0$ lze uvažovat náhradní rovnoměrné zatížení stropní konstrukce $q_k = 0,8$ kN/m².

Porotherm 11,5 AKU (3.NP až 8.NP)

- plošná hmotnost: 166 kg/m²
- světlá výška místnosti: 3,4 m
- vlastní tíha příčky: $g_k = 1,66 \cdot 3,4 = 5,65$ kN/m

Porotherm 11,5 AKU – šachta u mezipodesty (8.NP)

- plošná hmotnost: 166 kg/m²
- světlá výška místnosti: 5,05 m
- vlastní tíha příčky: $g_k = 1,66 \cdot 5,05 = 8,39$ kN/m

4.1.6 Technologie

V místnosti chlazení ve 3.PP je tíha chladících jednotek uvažována jako plošné zatížení $g_k = 6,5$ kN/m² působící v místě jejich polohy. Zbylé ploše místnosti je přiřazena hodnota užitečného zatížení, viz níže kap. 4.2.1.

4.1.7 Ocelový podhled nad sálem

Ocelový podhled bude kotven do předpjatých trámů. Zatížení od této konstrukce je uvažováno jako plošné zatížení $g_k = 0,5$ kN/m².

4.1.8 Jevištní technologie

Na stropě nad sálem, přesněji na jeho polovině, je umístěna „jevištní“ technologie (osvětlení, tahy). Na základě podkladů [13] je zmíněná technologie zohledněna hodnotou stálého zatížení $g_k = 5,0$ kN/m².

4.1.9 Schodišťové stupně

SCHODIŠTĚ SCH3, SCH4 A SCH7

- výška schodišťových stupňů: 166 mm
- náhradní betonová vrstva: $166/2 = 83$ mm
- vlastní tíha náhradní betonové vrstvy: $g_k = 0,083 \cdot 25 = 2,08$ kN/m²

SCHODIŠTĚ SCH5

- výška schodišťových stupňů: 136 mm
- náhradní betonová vrstva: $136/2 = 68$ mm
- vlastní tíha náhradní betonové vrstvy: $g_k = 0,068 \cdot 25 = 1,7$ kN/m²

SCHODIŠTĚ SCH6

- výška schodišťových stupňů: 183 mm
- náhradní betonová vrstva: $183/2 = 91,5$ mm
- vlastní tíha náhradní betonové vrstvy: $g_k = 0,0915 \cdot 25 = 2,29$ kN/m²

SCHODIŠŤOVÁ PREFABRIKOVANÁ RAMENA

Hodnoty zatížení od schodišťových ramen vypsané níže působí na hranu podesty/mezipodesty a byly získány z průřezových ploch jednotlivých ramen. Pro zjednodušení jsou uvažovány zaokrouhlené hodnoty zatížení.

SCHODIŠTĚ SCH1

R-1-01: $g_k = 5,44$ kN/m

R-1-07, R-1-08, R-1-09, R-1-10: $g_k = 10,88$ kN/m

R-1-02, R-1-03, R-1-04, R-1-05, R-1-06: $g_k = 13,13$ kN/m

4.1.9.1 Schodiště SCH2

R-2-01: $g_k = 5,13$ kN/m

R-2-02, R-2-03, R-2-04: $g_k = 13,5$ kN/m

R-2-05, R-2-06, R-2-07, R-2-08, R-2-09: $g_k = 12,75$ kN/m

4.1.10 Zemní tlak

Zatížení konstrukce stěn zeminou je z důvodu trvalého pažení stavební jámy pilotovými stěnami zanedbáno.

Část stropní desky nad 2.PP je zatížena zemním tlakem od vsypu vysokého 3,8 m. Objemová tíha zeminy je uvažována 19,5 kN/m³, hodnota zatížení od zeminy působící na část stropní desky je tedy $g_k = 75$ kN/m².

4.1.11 Tlak podzemní vody

Ustálená hladina podzemní vody se nachází 5,5 m nad úrovní základové spáry. Zatížení působící na základovou desku od vzlaku vody je uvažováno $g_k = 55$ kN/m².

4.2 PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ

Užitné zatížení je stanoveno v souladu s ČSN EN 1991-1-1 „Zatížení konstrukcí“.

4.2.1 Užitné zatížení

PODZEMNÍ PODLAŽÍ, 1.NP A 2.NP

Podzemní parkování (kategorie F):	$q_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$
Strojovna chlazení:	$q_k = 3,5 \text{ kN/m}^2$
Strojovna VZT, kotelna, sklady:	$q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$
Komunikační prostory, WC (kategorie C3):	$q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$
Galerie v sálu (kategorie C5):	$q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$
Sál, zázemí sálu (kategorie C5+):	$q_k = 7,0 \text{ kN/m}^2$
Rampa v 1.PP pojížděná nákladními vozy:	$q_k = 7,5 \text{ kN/m}^2$
Střeška pojížděná nákladními vozy:	$q_k = 7,5 \text{ kN/m}^2$
Venkovní prostor (plazza):	$q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$
Schodišťová prefabrikovaná ramena (SCH1):	$q_k = 7,75 \text{ kN/m}$
Schodišťová prefabrikovaná ramena (SCH2):	$q_k = 9,0 \text{ kN/m}$

3.NP AŽ 8.NP

Kancelářské plochy (kategorie B):	$q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$
Komunikační prostory, WC (kategorie B):	$q_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$
Přístupná střecha – terasa (kategorie I):	$q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$
Nepřístupná střecha (kategorie H):	$q_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$
Technologie na střeše:	$q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$
Schodišťová prefabrikovaná ramena (SCH1):	$q_k = 3,88 \text{ kN/m}$

4.2.2 Zatížení sněhem

Zatížení sněhem je stanoveno v souladu s ČSN EN 1991-1-3 „Zatížení konstrukcí“.

- sněhová oblast (Praha 8 – Karlín): I
- charakteristické zatížení sněhem: $s_k = 0,7 \text{ kN/m}^2$
- součinitel expozice: $C_e = 1$
- součinitel tepla: $C_t = 1$
- tvarový součinitel (plochá střecha): $\mu_1 = 0,8$
- průměrné zatížení sněhem: $s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,7 = 0,56 \text{ kN/m}^2$

Vzhledem k nižší hodnotě zatížení sněhem (než hodnotě užitného zatížení) je pro zatížení střešních nosných konstrukcí uvažována hodnota užitného zatížení. Tedy pro nepřístupné střechy (kategorie H) $q_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$ a pro střechy přístupné (kategorie I) $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$.

4.2.3 Zatížení větrem

Zatížení větrem je stanoveno v souladu s ČSN EN 1991-1-4 „Zatížení konstrukcí“. Výpočet je proveden pouze pro stěny objektu.

- větrná oblast (Praha 8 – Karlín): I
- výchozí základní rychlost větrem: $v_{b,0} = 22,5 \text{ m/s}$
- základní rychlost větru: $q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 22,5^2 \cdot 10^{-3} = 0,32 \text{ kN/m}^2$
- kategorie terénu: IV
- referenční výška objektu: $z = 31,0 \text{ m}$
- součinitel expozice: $C_{e(z)} = 1,98$
- maximální dynamický tlak větru: $q_p = C_{e(z)} \cdot q_b = 1,98 \cdot 0,32 \doteq 0,64 \text{ kN/m}^2$
- tlak větru: $W_k = q_p \cdot C_{pe}$

4.2.4 Příčný vítr

Pro příčný vítr je použito normové schéma s omezujícími podmínkami: $h \leq b$ a $e \geq d$.

$b = 73 \text{ m}$	oblast	A	B	C	D	E	jednotky
$d = 32 \text{ m}$	délka oblasti	12,4	19,6	-			
$h = 31 \text{ m}$	$C_{pe,10}$	-1,2	-1,38	-	0,8	-0,5	
$e = \min(b; 2 \cdot h) = 62 \text{ m}$	$W_{e,k}$	-0,77	-0,88	-	0,51	-0,32	kN/m²
$h/d = 0,97$							

4.2.5 Podélný vítr

Pro podélný vítr je použito normové schéma s omezujícími podmínkami: $h \leq b$ a $e < d$.

$b = 32 \text{ m}$	oblast	A	B	C	D	E	jednotky
$d = 73 \text{ m}$	délka oblasti	6,4	25,6	53			m
$h = 31 \text{ m}$	$C_{pe,10}$	-1,2	-0,95	-0,5	0,73	-0,35	
$e = \min(b; 2 \cdot h) = 32 \text{ m}$	$W_{e,k}$	-0,77	-0,61	-0,32	0,47	-0,23	kN/m²
$h/d = 0,43$							

Hodnoty zatížení větrem jsou pro účely návrhu a posouzení vybraných konstrukčních prvků této práce zanedbatelné, a proto nebudou dále použity.

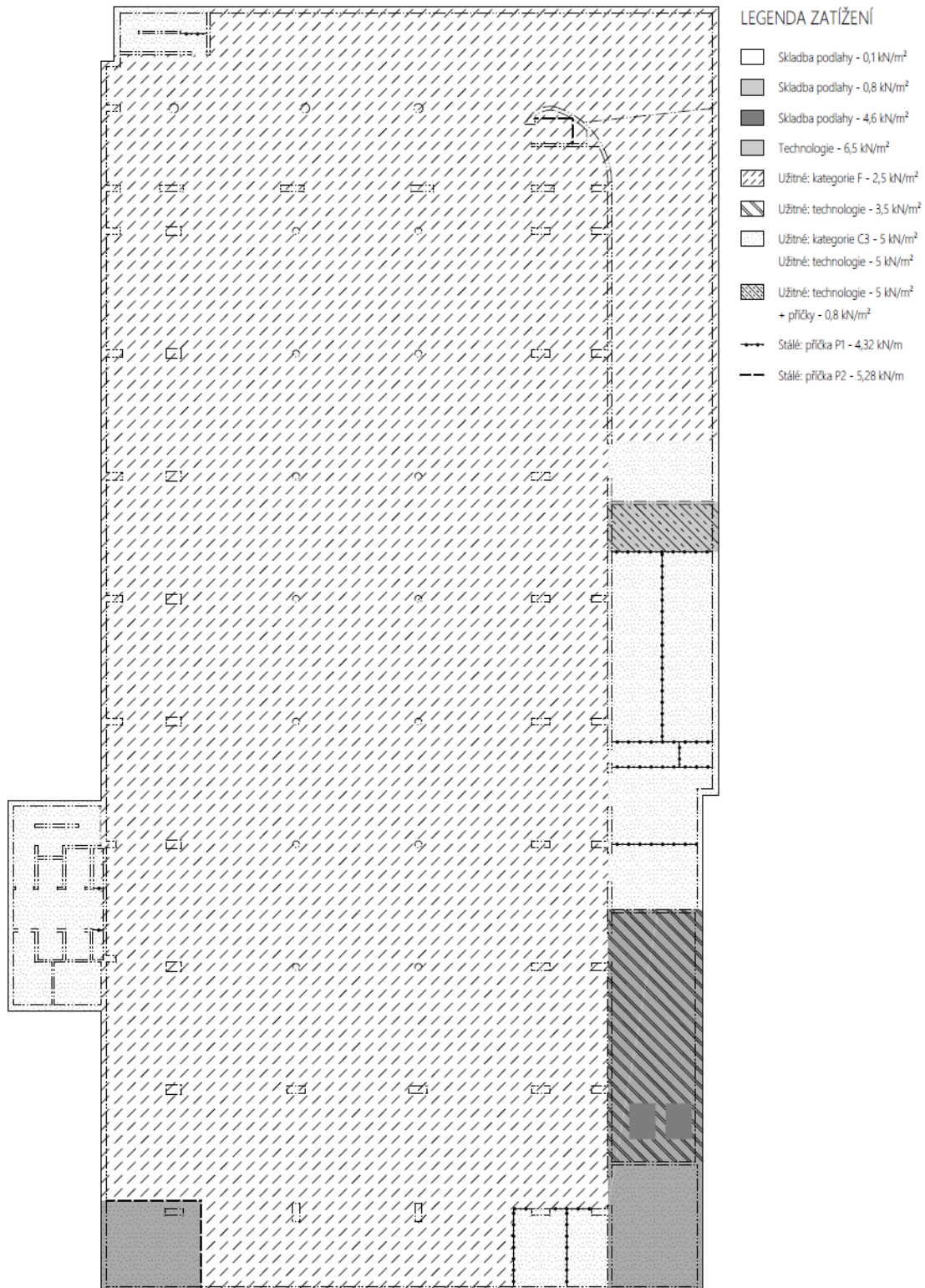
4.3 MIMOŘÁDNÉ ZATÍŽENÍ

4.3.1 Tlak podzemní vody

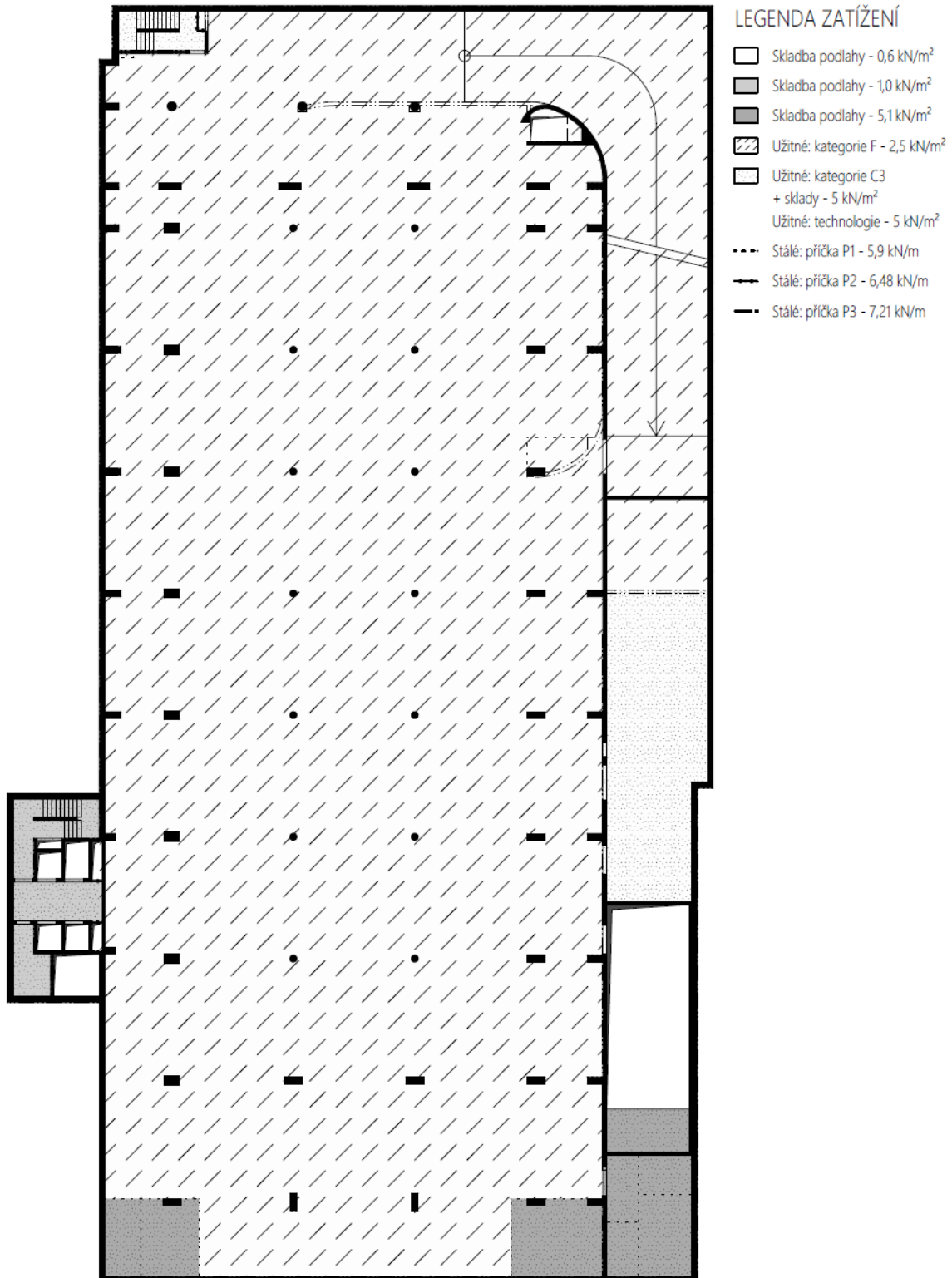
Z důvodu polohy objektu v povodňové oblasti je nutné konstrukci posoudit také na mimořádnou situaci - povodňový stav. V této lokalitě vzroste hladina podzemní vody maximálně o 2 m. Vodní sloupec 7,5 m tedy vyvodí zatížení $g_k = 75 \text{ kN/m}^2$.

4.4 SCHÉMA ZATÍŽENÍ PODLAŽÍ

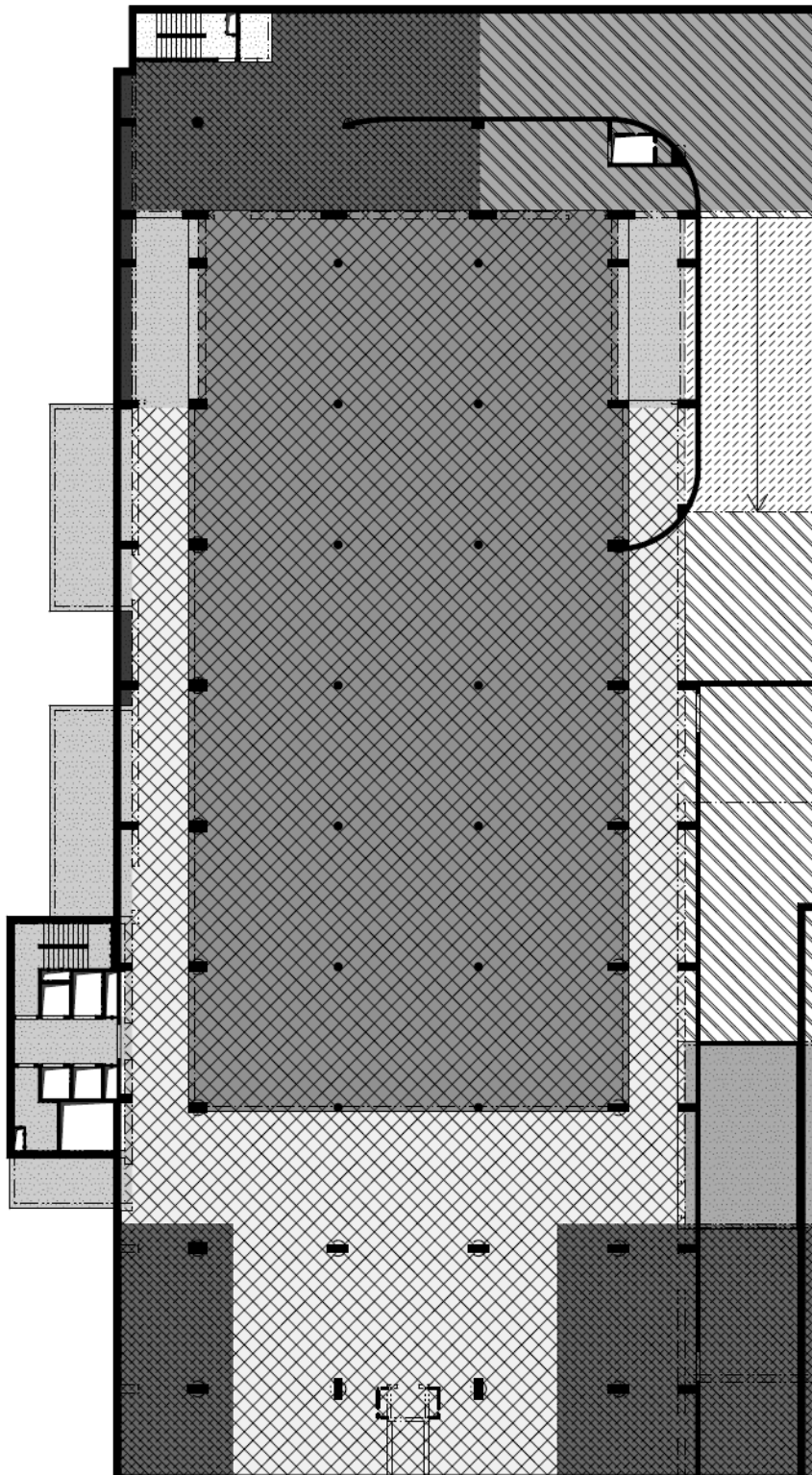
ZATÍŽENÍ ZÁKLADOVÉ DESKY



ZATÍŽENÍ 3.PP



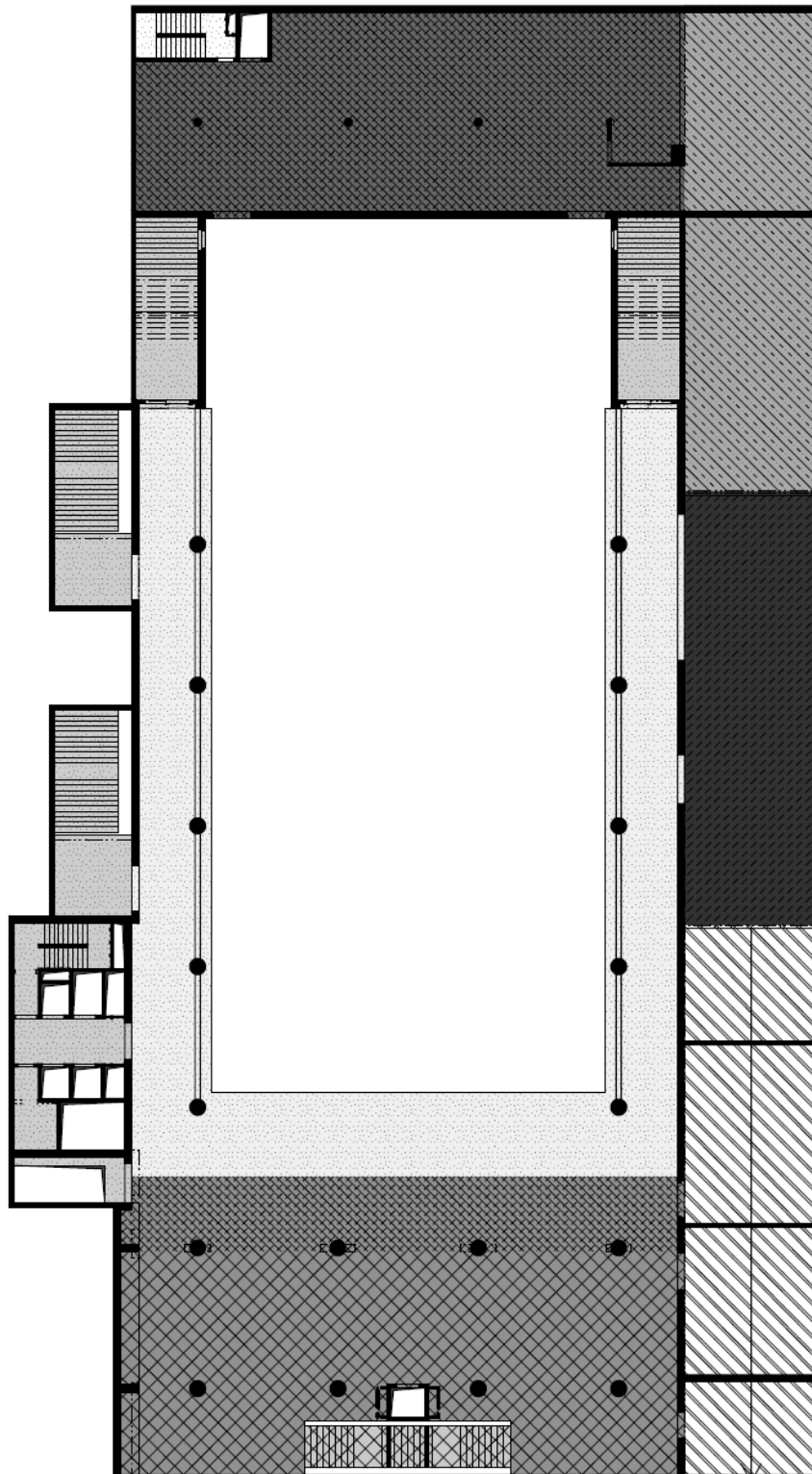
ZATÍŽENÍ 2.PP



LEGENDA ZATÍŽENÍ

- Skladba podlahy - 0,6 kN/m²
- Skladba podlahy - 4,2 kN/m²
- Skladba podlahy - 9,0 kN/m²
- Skladba podlahy - 1,0 kN/m²
- Skladba podlahy - 1,3 kN/m²
- Skladba podlahy - 2,6 kN/m²
- Zemina - 75 kN/m²
- Užitné: kategorie F - 2,5 kN/m²
- Užitné: sál, zázemí sálu - 7 kN/m²
- Užitné: sklad - 7,5 kN/m²
Užitné: nákladní vozy - 7,5 kN/m²
- Užitné: kategorie C3 - 5 kN/m²
Užitné: techn., sklady - 5 kN/m²
Užitné: venkovní plazza - 5 kN/m²
- Užitné: kategorie C3 - 5 kN/m²
+ příčky - 0,8 kN/m²
- Stálé: příčka P1 - 6,06 kN/m
- Stálé: příčka P2 - 7,01 kN/m

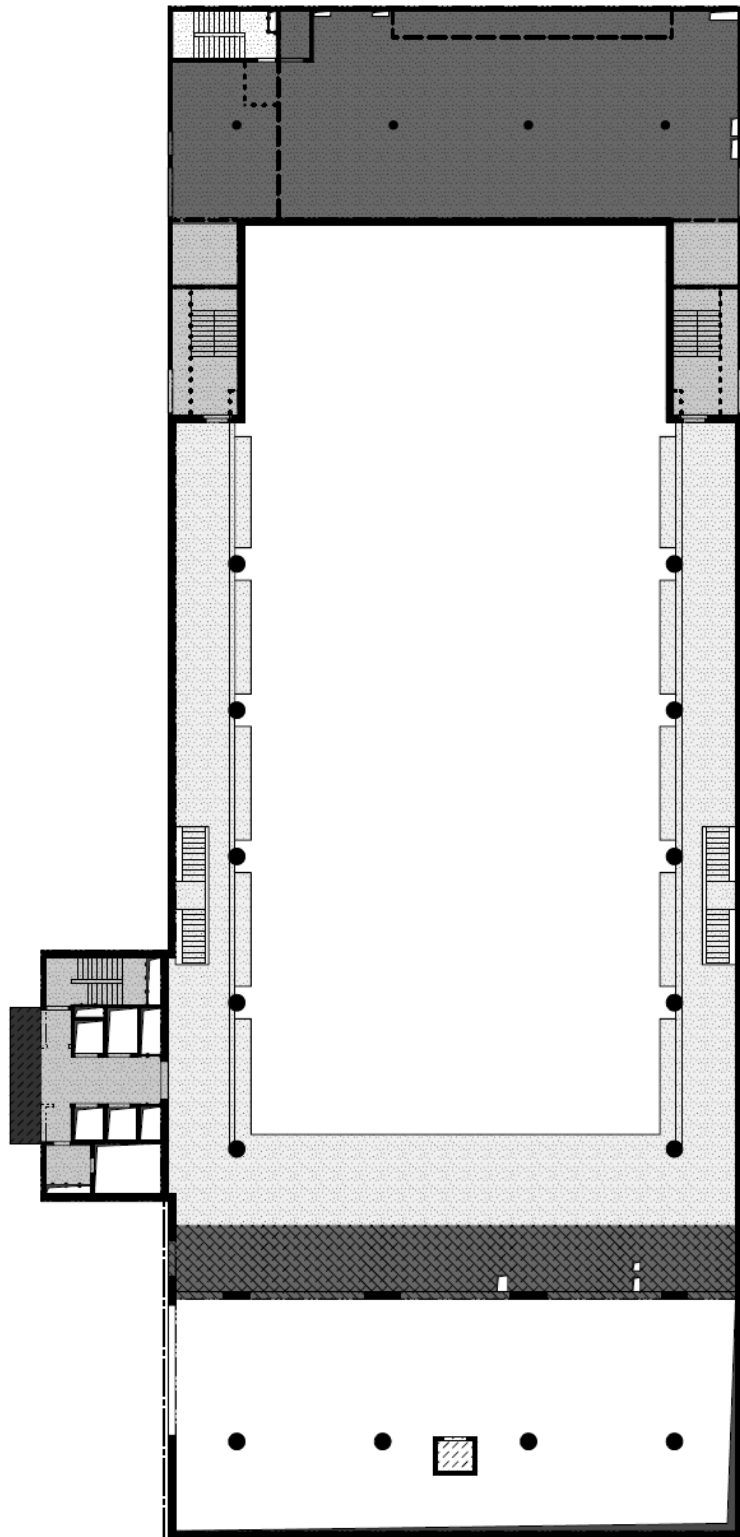
ZATÍŽENÍ 1.PP




LEGENDA ZATÍŽENÍ

- Skladba podlahy - 0,6 kN/m²
- Skladba podlahy - 3,85 kN/m²
- Skladba podlahy - 2,0 kN/m²
- Skladba podlahy - 1,3 kN/m²
- Skladba podlahy - 1,0 kN/m²
- Skladba střechy - 4,05 kN/m²
- Skladba střechy - 3,65 kN/m²
- Užitné: kategorie H - 0,75 kN/m²
- Užitné: rampa - 7,5 kN/m²
- Užitné: kategorie I (terasa) - 2,5 kN/m²
- Užitné: kategorie C - 5,0 kN/m² + přičky - 0,8 kN/m²
- Užitné: kategorie C3 - 5 kN/m²
- Užitné: sál, zázemí sálu - 7 kN/m²
- Stálé: přička P1 - 5,73 kN/m
- Stálé: přička P2 - 6,91 kN/m

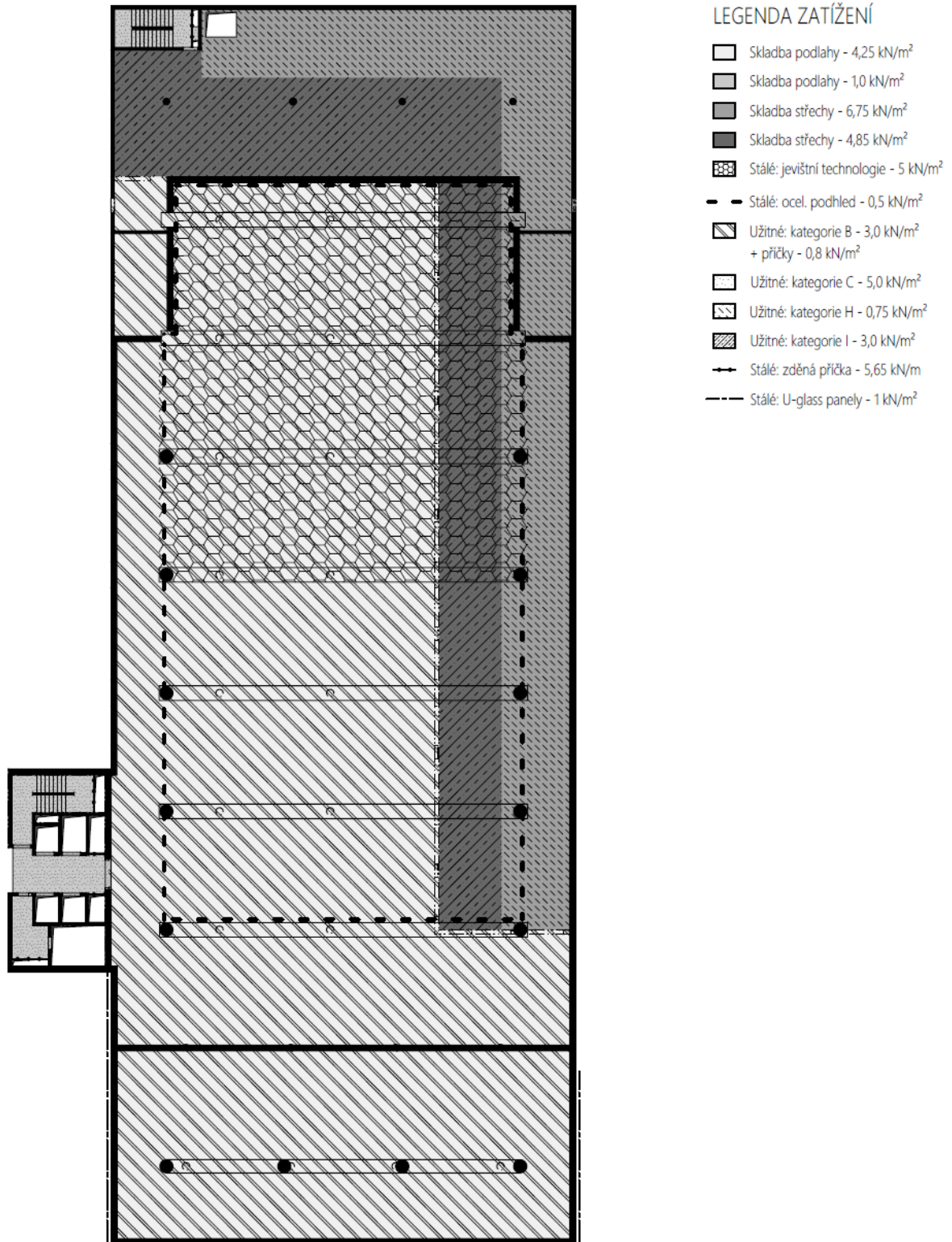
ZATÍŽENÍ 1.NP



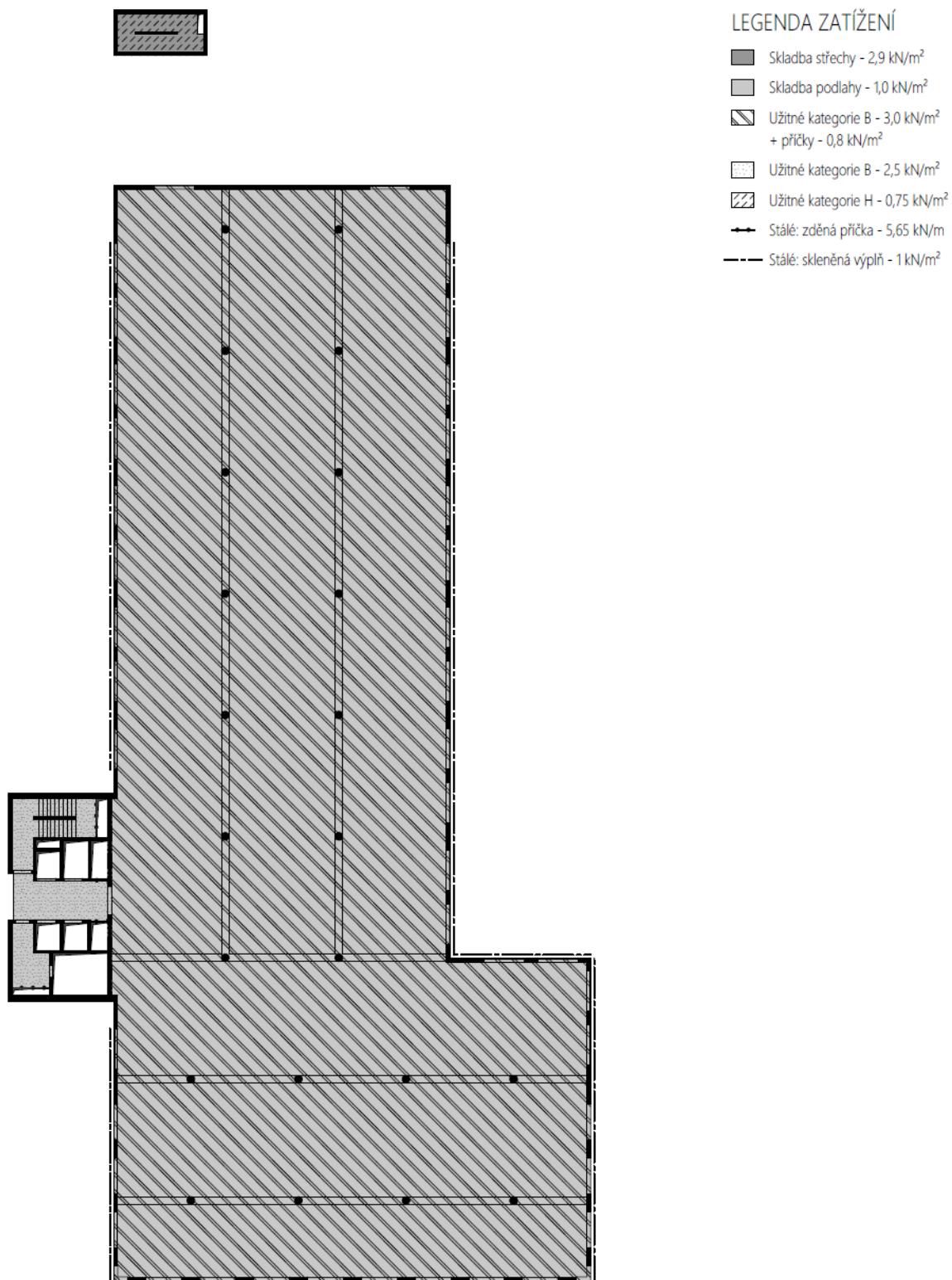
LEGENDA ZATÍŽENÍ

-  Skladba podlahy - 0,6 kN/m²
-  Skladba podlahy - 3,85 kN/m²
-  Skladba podlahy - 1,3 kN/m²
-  Skladba podlahy - 1,0 kN/m²
-  Skladba střechy - 3,15 kN/m²
-  Užitné: kategorie H - 0,75 kN/m²
-  Užitné: kategorie C - 5,0 kN/m²
Příčky - 1,2 kN/m²
-  Užitné: kategorie C - 5,0 kN/m²
Užitné: strojovna VZT - 5,0 kN/m²
-  Stálé: příčka P1 - 7,89 kN/m
-  Stálé: příčka P2 - 7,14 kN/m
-  Stálé: příčka P3 - 5,9 kN/m
-  Stálé: příčka P4 - 9,65 kN/m
-  Stálé: U-glass panely - 1 kN/m²

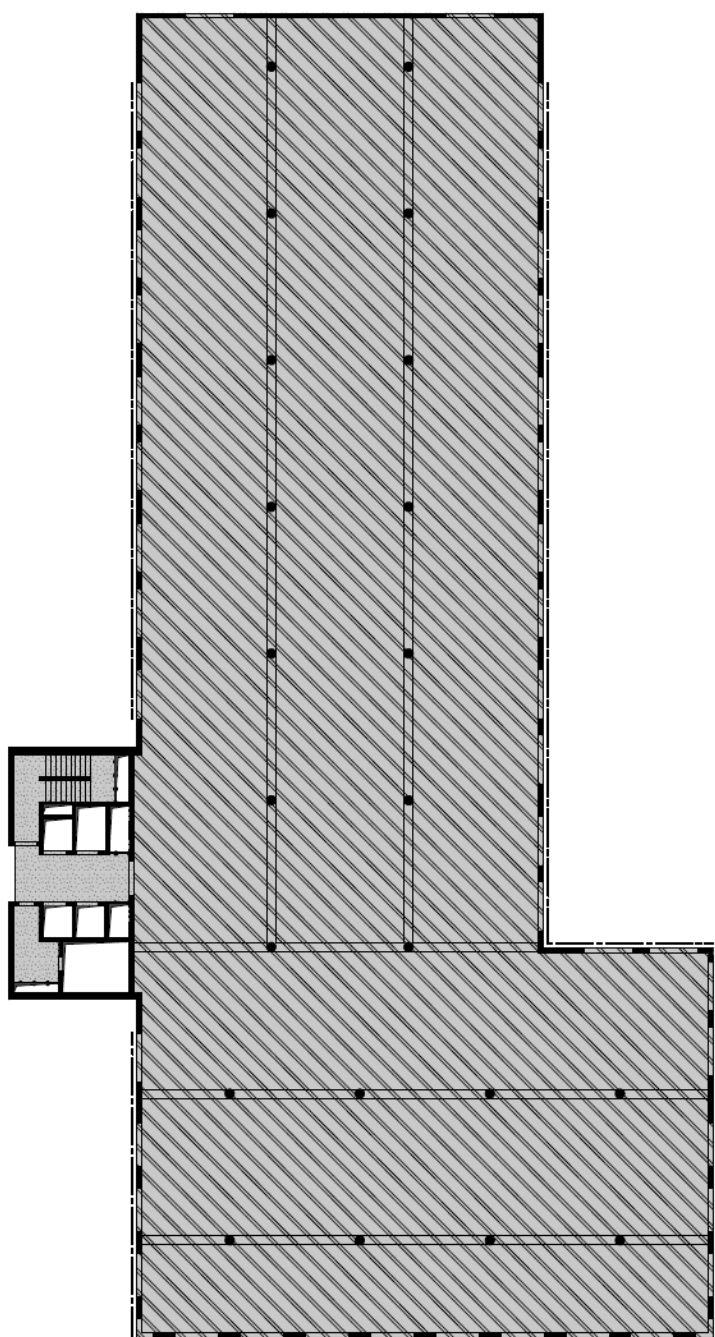
ZATÍŽENÍ 2.NP



ZATÍŽENÍ 3.NP



ZATÍŽENÍ 4.NP





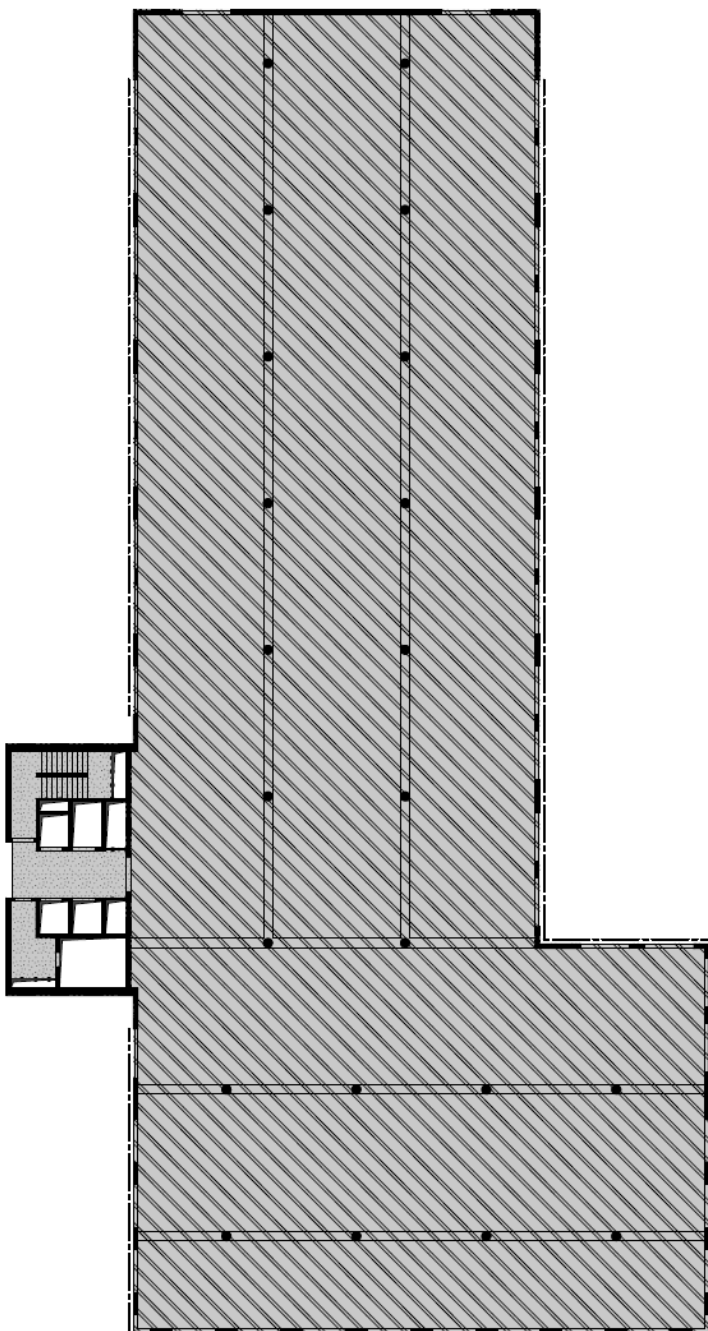
LEGENDA ZATÍŽENÍ

-  Skladba podlahy - 1,0 kN/m²
-  Užitné kategorie B - 3,0 kN/m²
+ příčky - 0,8 kN/m²
-  Užitné kategorie B - 2,5 kN/m²
-  Užitné kategorie H - 0,75 kN/m²
-  Stálé: zděná příčka - 5,65 kN/m
-  Stálé: skleněná výplň - 1 kN/m²

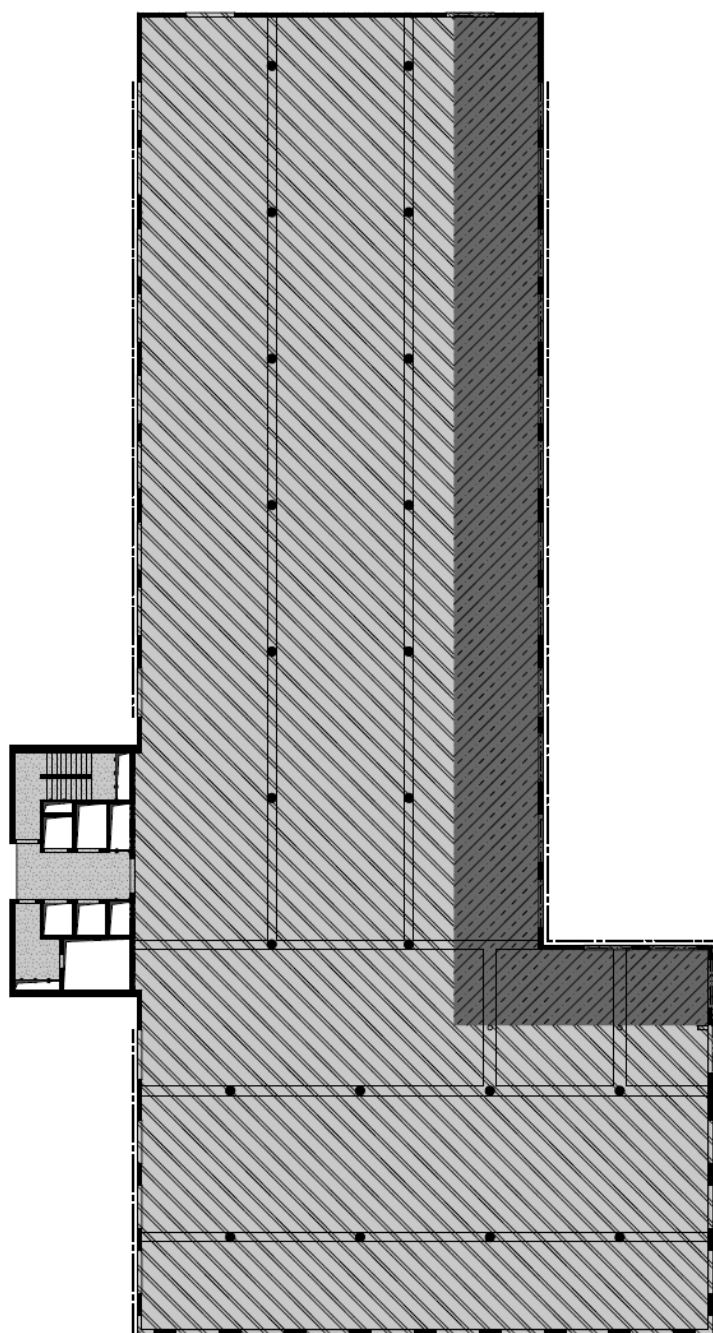
ZATÍŽENÍ 5.NP

LEGENDA ZATÍŽENÍ

-  Skladba podlahy - 1,0 kN/m²
-  Užitné kategorie B - 3,0 kN/m²
+ přičky - 0,8 kN/m²
-  Užitné kategorie B - 2,5 kN/m²
-  Stálé: zděná přička - 5,65 kN/m
-  Stálé: skleněná výplň - 1 kN/m²



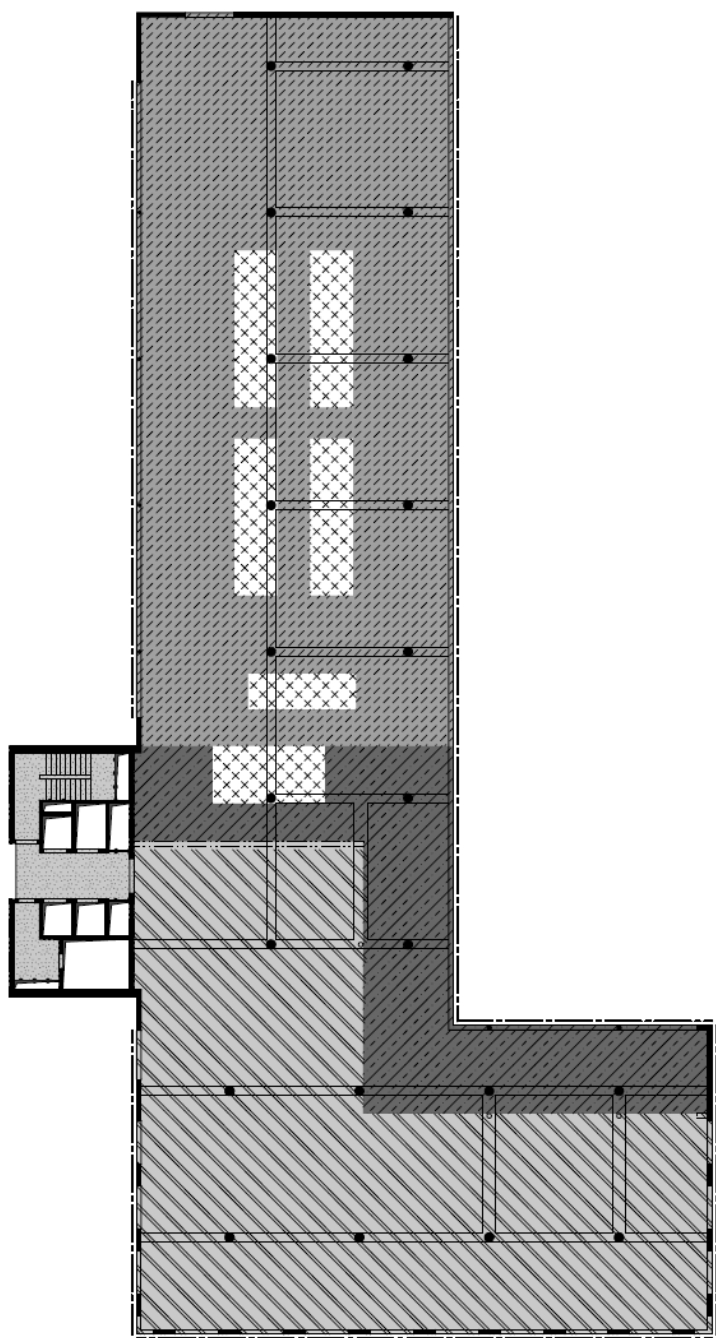
ZATÍŽENÍ 6.NP














LEGENDA ZATÍŽENÍ

-  Skladba podlahy - 1,0 kN/m²
-  Skladba střechy - 1,6 kN/m²
-  Užitné: kategorie B - 3,0 kN/m²
+ příčky - 0,8 kN/m²
-  Užitné: kategorie B - 2,5 kN/m²
-  Užitné: kategorie I - 3,0 kN/m²
-  Stálé: zděná příčka - 5,65 kN/m
-  Stálé: skleněná výplň - 1 kN/m²

ZATÍŽENÍ 7.NP






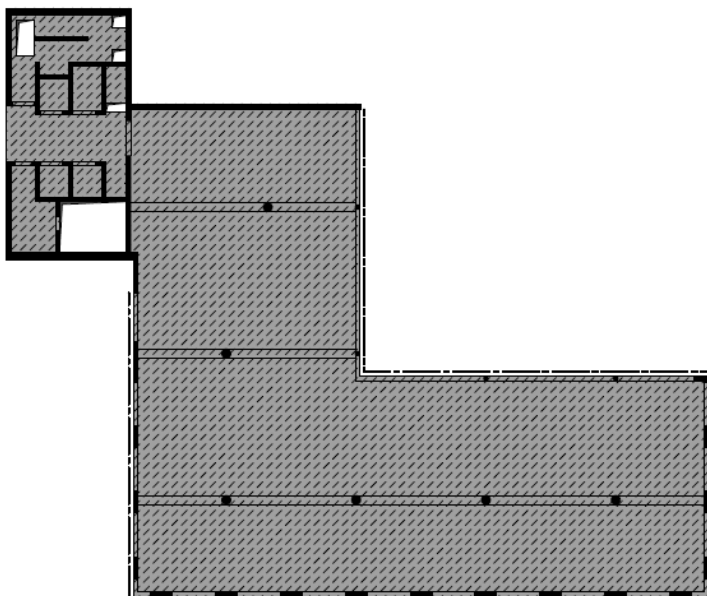
LEGENDA ZATÍŽENÍ

-  Skladba podlahy - 1,0 kN/m²
-  Skladba střechy - 2,4 kN/m²
-  Skladba střechy - 3,4 kN/m²
-  Skladba střechy - 5,8 kN/m²
-  Užité: technologie - 5,0 kN/m²
-  Užité: kategorie H - 0,75 kN/m²
-  Užité: kategorie I - 3,0 kN/m²
-  Užité: kategorie B - 3,0 kN/m² + příčky - 0,8 kN/m²
-  Užité: kategorie B - 2,5 kN/m²
-  Stálé: zděná příčka - 8,39 kN/m
-  Stálé: skleněná výplň - 1 kN/m²

ZATÍŽENÍ 8.NP

LEGENDA ZATÍŽENÍ

-  Skladba střechy - 3,6 kN/m²
-  Užitné: kategorie H - 0,75 kN/m²
-  Stálé: skleněná výplň - 1 kN/m²



5. SHRNUÍ PŘEDBĚŽNÉHO NÁVRHU KONSTRUKCE

Předběžný statický návrh jednotlivých prvků nosné konstrukce objektu byl předmětem projektu P04C [14]. V tomto případě byl návrh administrativní části budovy kompletně navržen jako železobetonový monolitický skelet s lokálně podepřenými vylehčenými stropními konstrukcemi a obvodovými stěnami. I přes aplikované vylehčovací prvky U-boot, byly výsledné hodnoty zatížení od administrativní části působící na předpjaté trámy vysoké a předpjaté trámy tak při rozumné výšce nerealizovatelné. Z tohoto důvodu je v této kapitole shrnut předběžný statický návrh konstrukce z projektu P04C společně s novým návrhem konstrukce administrativní části. Nový konstrukční systém je již popsán v kapitole 3.1 – Popis objektu. Veškeré navrhované prvky jsou vyznačeny ve schématech konstrukce.

5.1 NOSNÁ KONSTRUKCE ADMINISTRATIVNÍ ČÁSTI BUDOVY

5.1.1 Stropní desky

Veškeré stropní desky v administrativní části objektu jsou navrženy jako předpjaté železobetonové stropní dílce Spiroll od společnosti Goldbeck uložené na železobetonové monolitické průvlaky, přesněji na jejich konzolky.

STROPNÍ DÍLCE SPIROLL

Pro předběžný statický návrh stropních dílců Spiroll byly použity podklady konstrukčního popisu s příslušnou orientační únosností dílce pro rovnoměrné zatížení (třída prostředí XC1) – viz obrázky níže. Přesné dimenze v jednotlivých podlažích jsou zřejmé z tabulky níže. Stropní dílce jsou vyrobeny z betonu třídy C45/55.

Tab. Typy stropních dílců Spiroll v jednotlivých podlažích

	rozpětí [m]	maximální charakteristické plošné zatížení [kN/m ²]	navržený stropní dílec Spiroll	limitní charakteristické plošné zatížení [kN/m ²]	tloušťka dílce [mm]
strop nad 3.NP	8,1	$1 + 3,8 = 4,8$	SPG 20207	5,55	200
strop nad 4.NP	8,1	$1 + 3,8 = 4,8$	SPG 20207	5,55	200
strop nad 5.NP	8,1	$1 + 3,8 = 4,8$	SPG 20207	5,55	200
strop nad 6.NP	8,1	$1 + 3,8 = 4,8$	SPG 20207	5,55	200
strop nad 7.NP	8,1	$2,4 + 3 = 5,4$	SPG 20207	5,55	200
	8,1	$5,8 + 5 = 10,8$	SPG 26210	12,1	265
strop nad 8.NP	8,1	$3,6 + 0,75 = 4,35$	SPG 20207	5,55	200

Obr. Statické parametry a orientační únosnost stropních dílců SPG výšky 200 [15]

Základní technické údaje

Tloušťka (mm)	200	Index vzduchové neprůzvučnosti $R'_{w,R}$	(dB)	49
Šířka skladebná / výrobní (mm)	1200 / 1196	Index kročejové neprůzvučnosti $L_{n,w,eq,R}$	(dB)	81
Doplňkové šířky (mm)	320 - 500 - 700 - 880 - 1070	Tepelný odpor	(m ² K/W)	0,157
Krytí horních lan (mm)	30	Třída požární odolnosti		min. REI 45
Krytí spodních lan (mm)	32	Vyšší třídu požární odolnosti (= REI 60) konzultujte s technickým oddělením GOLDBECK Prefabeton s.r.o.		
Manipulační hmotnost dílců (kg/m ²) / (kg/bm)	258 / 310	Beton	C45/55 ($f_{ck} = 45\text{MPa}$)	
Hmotnost stropu po provedení zdlivky spár (kg/m ²)	270	Předpínací ocel	Y1860S7_R1 ($f_{pt} = 1860\text{MPa}$, $f_{sd,ik} = 1600\text{MPa}$)	
Spotřeba zdlivkového betonu do spár (l/m ²)	4,7	Třída prostředí	XC1-XC3	

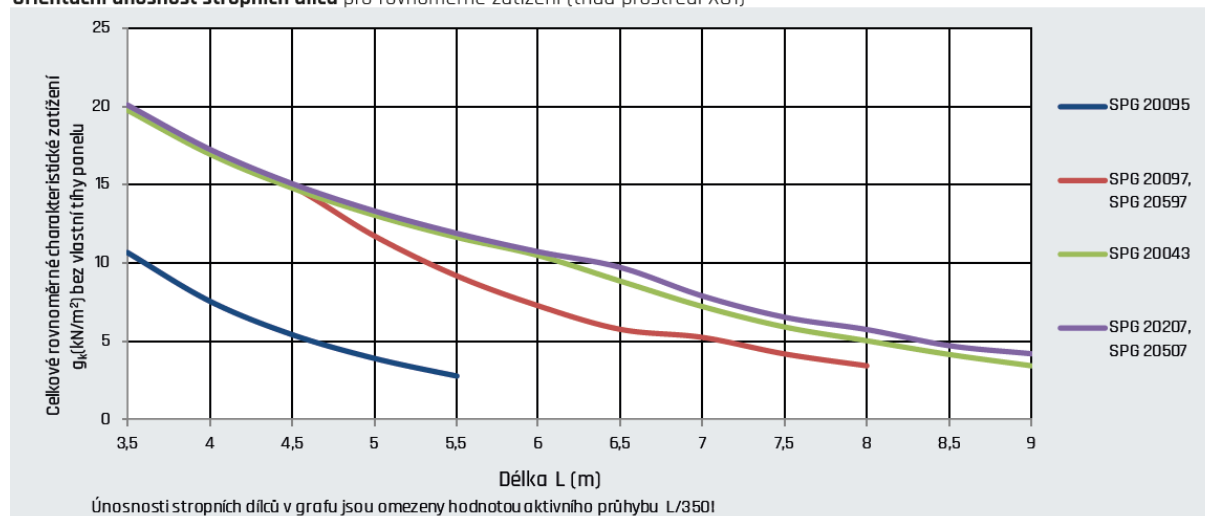
Statické parametry (ČSN EN 1168+A3, ČSN EN 1990, ČSN EN 1992-1-1)

Typ vyztužení	Průřezové charakteristiky							$A_{s,sk}$, $A_{s,sk}$ - plocha výztuže $M_{R,d}$ - moment na mezi únosnosti dílce $M_{R,sk}$ - moment na mezi napětí betonu v tahu, porovnání s charakteristickou komb. zatížením $M_{R,sk2}$ - moment na mezi šířky trhlin 0,2 mm, porovnání s častou kombinací zatížení $M_{R,dek}$ - moment na mezi dekomprese, porovnání s kvazistálou kombinací zatížení pro XC2/XC3 $V_{R,det1}$ - mezní únosnost dílce ve smyku v oblasti bez trhlin, pro uložení na poddajné podpory (průvlaky) se doporučuje omezit využití na 50% až 70% (viz konstrukční zásady)
	$A_{s,sk}$ horní (mm ²)	$A_{s,sk}$ spodní (mm ²)	$M_{R,d}$ (kNm/1,20m)	$M_{R,sk}^{(1)}$ (kNm/1,20m)	$M_{R,sk2}^{(1)}$ (kNm/1,20m)	$M_{R,dek}^{(1)}$ (kNm/1,20m)	$V_{R,det1}$ (kN/1,20m)	
SPG 20095 ²⁾	0	260	56,6	24,6	35,7	25,2	67,8	
SPG 20097	0	364	84,1	57,5	50,1	34,2	69,0	
SPG 20597 ⁴⁾	260	364	86,3	59,4	51,8	32,4	71,3	
SPG 20043	0	528	117,3	73,3	67,8	44,9	68,6	
SPG 20207 ³⁾	104	651	140,2	80,9	83,5	52,6	69,6	
SPG 20507 ⁴⁾	260	651	139,2	79,5	84,3	51,5	71,1	

V případě požadavků konzolového vložení kontaktujte technické oddělení GOLDBECK Prefabeton s.r.o.

Konstrukční zásady viz PN SPG 08/2012, PN 042/13

Orientační únosnost stropních dílců pro rovnoměrné zatížení (třída prostředí XC1)



Posouzení panelu SPG 20207 přímým výpočtem:

- $f_{Ed,max} = (2,7 + 2,4) \cdot 1,35 + 3 \cdot 1,5 = 11,385 \text{ kN/m}$
- $M_{Ed,max} = (f_{Ed,max} \cdot l^2)/8 = (11,385 \cdot 8,1^2)/8 = 93,38 \text{ kNm/m} = 112,1 \text{ kNm/1,2 m}$
- $V_{Ed,max} = (f_{Ed,max} \cdot l)/2 = (11,385 \cdot 8,1)/2 = 46,2 \text{ kN/m} = 55,4 \text{ kN/1,2 m}$

$M_{R,d} = 140,2 \text{ kNm/1,2 m} \geq M_{Ed,max} = 112,1 \text{ kNm/1,2 m}$... **VYHOVUJE**

$V_{R,d} = 69,6 \text{ kN/1,2 m} \geq V_{Ed,max} = 55,4 \text{ kN/1,2 m}$... **VYHOVUJE**

NÁVRH: Ve 4.NP – 6.NP, 8.NP a 7.NP (v části kancelářské plochy) jsou navrženy stropní dílce SPG 20207 výšky 200 mm.

Obr. Statické parametry a orientační únosnost stropních dílců SPG výšky 265 [16]

Základní technické údaje

Tloušťka (mm)	265	Index vzduchové neprůzvučnosti $R'_{w,R}$	(dB)	54
Šířka skladebná / výrobní (mm)	1200 / 1196	Index kročejové neprůzvučnosti $L_{n,w,R,R}$	(dB)	79
Doplňkové šířky (mm)	380 - 600 - 820 - 1050	Tepelný odpor	(m ² K/W)	0,180
Krytí horních lan (mm)	35	Třída požární odolnosti		min. REI 45
Krytí spodních lan (mm)	32	Vyšší třídu požární odolnosti (= REI 60) konzultujte s technickým oddělením GOLDBECK Prefabeton s.r.o.		
Manipulační hmotnost dílců (kg/m ²) / (kg/bm)	365 / 438	Beton	C45/55 ($f_{tk} = 45\text{MPa}$)	
Hmotnost stropu po provedení zdělivky spár (kg/m ²)	385	Předpínací ocel	Y1860S7_R1 ($f_{tk} = 1860\text{MPa}$, $f_{m,R} = 1600\text{MPa}$)	
Spotřeba zdělivkového betonu do spár (l/m ²)	8,0	Třída prostředí	XC1-XC3	

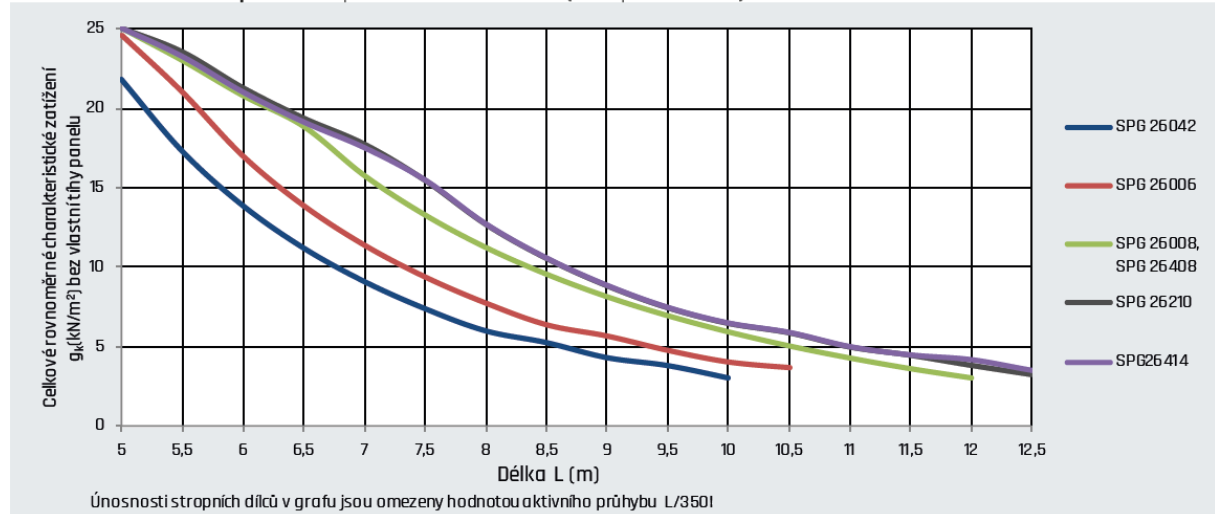
Statické parametry (ČSN EN 1168+A3, ČSN EN 1990, ČSN EN 1992-1-1)

Typ vyztužení	Průřezové charakteristiky							$A_{s,h}, A_{s,s}$ - plocha výztuže $M_{R,d}$ - moment na mezi únosnosti dílce $M_{R,k}$ - moment na mezi napětí betonu v tahu, porovnání s charakteristickou komb. zatížením $M_{R,w0,2}$ - moment na mezi šířky trhlin 0,2 mm, porovnání s častou kombinací zatížení pro XC2/XC3 $M_{R,dek}$ - moment na mezi dekomprese, porovnání s kvazistálou kombinací zatížení $V_{R,dctt}$ - mezní únosnost dílce ve smyku v oblasti bez trhlin, pro uložení na poddajné podpory (průvlaky) se doporučuje omezit využití na 50% až 70% (viz konstrukční zásady)
	$A_{s,h}$ horní (mm ²)	$A_{s,s}$ spodní (mm ²)	$M_{R,d}$ (kNm/1,20m)	$M_{R,k}^{1)}$ (kNm/1,20m)	$M_{R,w0,2}^{1)}$ (kNm/1,20m)	$M_{R,dek}^{1)}$ (kNm/1,20m)	$V_{R,dctt}$ (kN/1,20m)	
SPG 26042	0	476	153,3	104,4	88,6	60,7	122,3	
SPG 26006	0	558	177,7	122,2	103,8	69,8	124,5	
SPG 26008	0	744	231,0	142,9	137,9	89,4	129,0	
SPG 26408 ³⁾	372	744	228,8	135,5	139,1	82,8	130,1	
SPG 26210	104	930	279,1	159,6	171,5	104,8	131,7	
SPG 26414 ²⁾	208	1138	311,8	173,5	201,6	117,9	130,2	

V případě požadavků konzolového vložení kontaktujte technické oddělení GOLDBECK Prefabeton s.r.o.

Konstrukční zásady viz PN SPG 08/2012, PN 042/13

Orientační únosnost stropních dílců pro rovnoměrné zatížení (třída prostředí XC1)



Posouzení panelu SPG 26210 přímým výpočtem:

- $f_{Ed,max} = (3,85 + 5,8) \cdot 1,35 + 5 \cdot 1,5 = 20,5275 \text{ kN/m}$
- $M_{Ed,max} = (f_{Ed,max} \cdot l^2)/8 = (20,5275 \cdot 8,1^2)/8 = 168,4 \text{ kNm/m} = 202,1 \text{ kNm/1,2 m}$
- $V_{Ed,max} = (f_{Ed,max} \cdot l)/2 = (20,5275 \cdot 8,1)/2 = 83,2 \text{ kN/m} = 99,8 \text{ kN/1,2 m}$

$M_{R,d} = 279,1 \text{ kNm/1,2 m} \geq M_{Ed,max} = 202,1 \text{ kNm/1,2 m}$... VYHOVUJE

$V_{R,d} = 131,7 \text{ kN/1,2 m} \geq V_{Ed,max} = 99,8 \text{ kN/1,2 m}$... VYHOVUJE

NÁVRH: V 7.NP (v části terasy a nepochozí střechy) jsou navrženy stropní dílce SPG 26210 výšky 265 mm.

ŽELEZOBETONOVÉ MONOLITICKÉ STROPNÍ DESKY

Stropní desky ve schodišťovém jádru SCH1 (D3.1 až D8.1) a stropní deska střechy schodišťového jádra SCH2 (D3.2) jsou navrženy jako železobetonové monolitické z betonu třídy C30/37 o tloušťce 200 mm. Předběžný návrh těchto desek byl proveden v rámci projektu P04C.

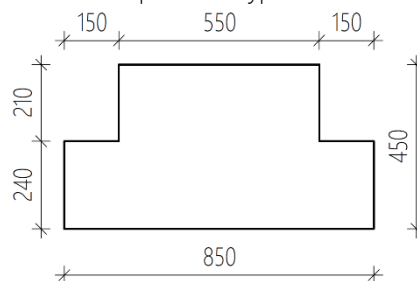
5.1.2 Vnitřní železobetonové průvlaky

Veškeré průvlaky v administrativní části objektu jsou navrženy jako železobetonové monolitické z betonu třídy C30/37. Pro stanovení rozměrů průvlaků jsou použity nejvíce namáhané prvky. Vnitřní síly navrhovaných prvků jsou získány z programu Scia Engineer, ve kterém byl vytvořen 3D model celého objektu.

5.1.2.1 Průvlak PR.1

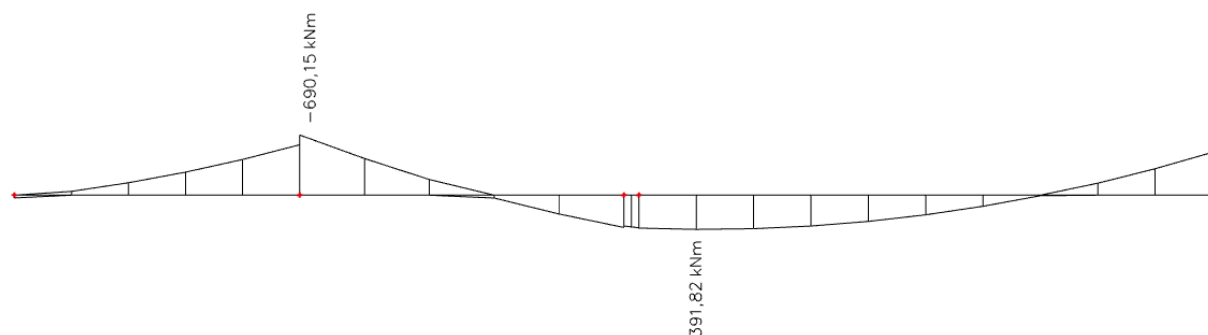
Průvlak PR.1 má obdélníkový tvar průřezu doplněný o konzolky pro uložení stropních dílců – spirollů. Tento typ průvlaku se nachází ve 3.NP až 6.NP, v 8.NP a v části 7.NP, přesněji v části s kancelářskými plochami. Návrh průvlaku PR.1 bude proveden jak pro maximální moment nad podporou, tak pro max. moment v poli. Návrh a posouzení výztuže je provedeno především pro možnost ověření průhybu zmíněného průvlaku pomocí programu SCIA Engineer, kdy bude do programu přímo zadána navržená výztuž. Výztuž je navržena a posouzena zjednodušeně a bezpečně bez vlivu tlačené výztuže.

Obr. Průřez průvlaku typu PR.1

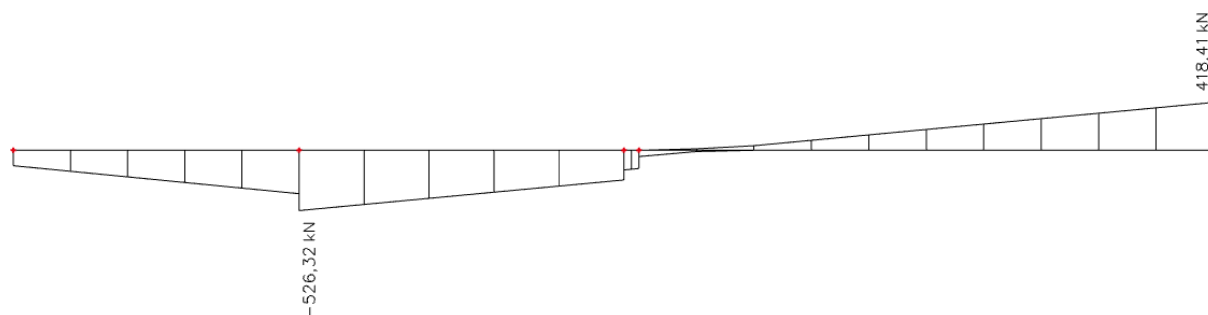


VNITŘNÍ SÍLY NA PRŮVLAKU

Obr. Max. ohybové momenty M_y [kNm] na průvlaku PR.1 nad podporou a v poli



Obr. Max. posouvající síla V_z [kN] na průvlaku PR.1



NÁVRH A POSOUZENÍ OHYBOVÉ VÝZTUŽE PRŮVLAKU

Overění průřezu pomocí poměrné výšky tlačené oblasti ξ a stupně vyztužení ohybovou výztuží ρ

- poměrný ohybový moment: $\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$ \rightarrow ξ (z tabulek)
- potřebná plocha výztuže: $A_{s,rqd} = \frac{0,8 \cdot b \cdot d \cdot \xi \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$
- orientační stupeň vyztužení: $\rho = \frac{A_{s,rqd}}{b \cdot d}$

	h	b	\emptyset_s	d	M_{Ed}	μ	ξ	$A_{s,rqd}$	ρ
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kNm]	[-]	[-]	[mm ²]	[%]
PR.1	450	850	28	396	691	0,259	0,384	4757	1,64
PR.1	450	550	28	396	392	0,227	0,325	2605	1,03

- hodnoty ξ vyhovují: $\xi < 0,45$
- hodnoty ρ vyhovují: $\rho \approx 1,0 - 1,5 \%$... VYHOVUJE

ÚNOSNOST PRŮŘEZU V OHYBU - PR.1 (nad podporou)			
Materiály		VÝZTUŽ B500B	
BETON C 30/37		char. mez kluzu výztuže	$f_{yk} = 500$ MPa
char. pevnost betonu v tlaku	$f_{ck} = 30$ MPa	návrhová mez kluzu výztuže	$f_{yd} = 434,8$ MPa
návrh. pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} = 20,0$ MPa		
střední pevnost betonu v tahu	$f_{ctm} = 2,9$ MPa		
Geometrie		Navržená výztuž	
výška	$h = 450$ mm	profil výztuže	$\emptyset 28$ mm
šířka (pro tlačenou oblast)	$b = 850$ mm	počet prutů	8 ks
šířka (pro oblast s výztuží)	$b = 550$ mm	plocha výztuže	$A_{s,prov} = 4926,02$ mm ²
krycí vrstva	$c = 30$ mm	odhadovaný profil třmínku	$\emptyset 12$ mm
účinná výška průřezu	$d = 394$ mm		
Únosnost průřezu			
výška tlačené oblasti	$x = 157,48$ mm		$\lambda = 0,8$
rameno vnitřních sil	$z = 331,01$ mm		$\eta = 1$
moment únosnosti	$M_{Rd} = 708,9$ kNm	$> M_{ed} = 691,0$ kNm	VYHOVUJE
$x = \frac{A_{s,prov} \cdot f_{yd}}{\eta \cdot \lambda \cdot b \cdot f_{cd}}$	$z = d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x$	$M_{Rd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z$	

KONSTRUKČNÍ ZÁSADY			
poměrná výška tlačené oblasti	$\xi = 0,40$	$< \xi_{max} = 0,45$	VYHOVUJE
min. plocha výztuže	$A_{s,min} = 327$ mm ²	$< A_{s,prov} = 4926$ mm ²	VYHOVUJE
max. plocha výztuže	$A_{s,max} = 9900$ mm ²	$> A_{s,prov} = 4926$ mm ²	VYHOVUJE
min. světlá vzdálenost výztuže	$s_{l,min} = 33,6$ mm	$< s_l = 34,6$ mm	VYHOVUJE
max. osová vzdálenost výztuže	$s_{max} = 250$ mm	$> s = 66,6$ mm	VYHOVUJE
$A_{s,min} = \max(0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d; 0,0013 \cdot b \cdot d)$		$s_l = \max(1,2 \cdot \emptyset; D_{max} + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm})$	$\xi = \frac{x}{d}$
$A_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot d$		$s_{max} = \min(2 \cdot h; 250 \text{ mm})$	

NÁVRH: Ohybová výztuž průvlaku PR.1 nad podporou je 8 x $\emptyset 28$ mm.

ÚNOSNOST PRŮŘEZU V OHYBU - PR.1 (v poli)			
Materiály			
BETON C 30/37		VÝZTUŽ B500B	
char. pevnost betonu v tlaku	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$	char. mez kluzu výztuže	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
návrh. pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} = 20,0 \text{ MPa}$	návrhová mez kluzu výztuže	$f_{yd} = 434,8 \text{ MPa}$
střední pevnost betonu v tahu	$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$		
Geometrie		Navržená výztuž	
výška	$h = 450 \text{ mm}$	profil výztuže	Ø 20 mm
šířka (pro tlačенou oblast)	$b = 550 \text{ mm}$	počet prutů	10 ks
šířka (pro oblast s výztuží)	$b = 850 \text{ mm}$	plocha výztuže	$A_{s,prov} = 3141,59 \text{ mm}^2$
krycí vrstva	$c = 30 \text{ mm}$	odhadovaný profil třmínku	Ø 12 mm
účinná výška průřezu	$d = 398 \text{ mm}$		
Únosnost průřezu			
výška tlačенé oblasti	$x = 155,22 \text{ mm}$		$\lambda = 0,8$
rameno vnitřních sil	$z = 335,91 \text{ mm}$		$\eta = 1$
moment únosnosti	$M_{Rd} = 458,8 \text{ kNm}$	$> M_{ed} = 392,0 \text{ kNm}$	VYHOVUJE
$x = \frac{A_{s,prov} \cdot f_{yd}}{\eta \cdot \lambda \cdot b \cdot f_{cd}}$		$z = d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x$	$M_{Rd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z$

KONSTRUKČNÍ ZÁSADY			
poměrná výška tlačенé oblasti	$\xi = 0,39$	$< \xi_{max} = 0,45$	VYHOVUJE
min. plocha výztuže	$A_{s,min} = 330 \text{ mm}^2$	$< A_{s,prov} = 3142 \text{ mm}^2$	VYHOVUJE
max. plocha výztuže	$A_{s,max} = 9900 \text{ mm}^2$	$> A_{s,prov} = 3142 \text{ mm}^2$	VYHOVUJE
min. světlá vzdálenost výztuže	$s_{l,min} = 27,0 \text{ mm}$	$< s_l = 62,9 \text{ mm}$	VYHOVUJE
max. osová vzdálenost výztuže	$s_{max} = 250 \text{ mm}$	$> s = 85,1 \text{ mm}$	VYHOVUJE
$A_{s,min} = \max(0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d; 0,0013 \cdot b \cdot d)$		$s_l = \max(1,2 \cdot \emptyset; D_{max} + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm})$	$\xi = \frac{x}{d}$
$A_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot d$		$s_{max} = \min(2 \cdot h; 250 \text{ mm})$	

NÁVRH: Ohybová výztuž průvlaku PR.1 v poli je 10 x Ø20 mm.

OVĚŘENÍ SMYKOVÉ ÚNOSNOSTI PRŮVLAKU

• únosnost tlačенé diagonály: $V_{Rd,max} = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{\cotg\theta}{1 + \cotg^2\theta} \geq V_{Ed,max}$

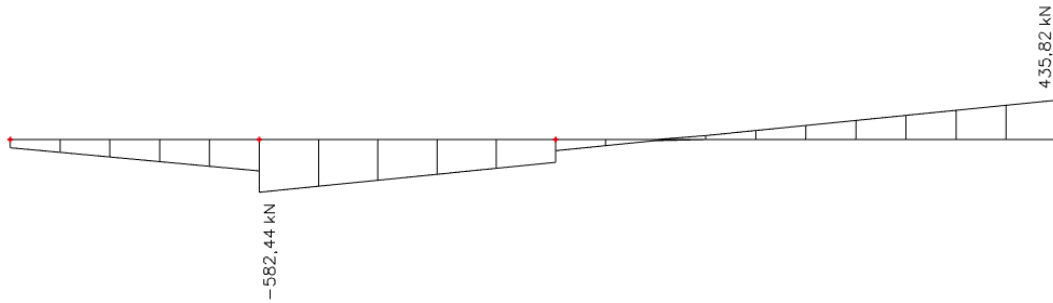
	h	b _w	f _{ck}	Ø _s	d	ζ	z	cotgθ	V _{Ed,max}	V _{Rd,max}
	[mm]	[mm]	[MPa]	[mm]	[mm]	[-]	[mm]	[-]	[kN]	[kN]
PR.1	450	550	30	30	395	0,903	329,73	1,5	527	883,88

... VYHOVUJE

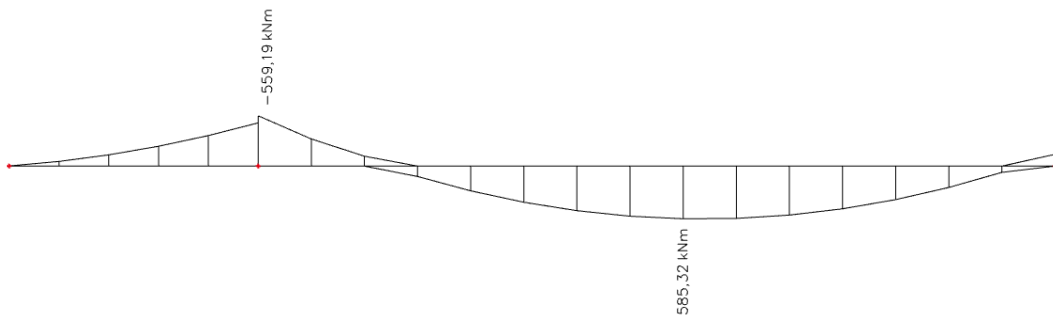
OVĚŘENÍ PRŮHYBU PRŮVLAKU

Průhyb průvlaku PR.1 bude ověřen pomocí programu SCIA Engineer, kdy bude na průvlaku zadána navržená ohybová výztuž, díky čemuž budou získány přesnější hodnoty průhybu s vlivem dotvarování. Vstupní hodnotou pro generaci součinitele dotvarování je doba zatížení průvlaku od betonáže, v tomto případě 28 dní.

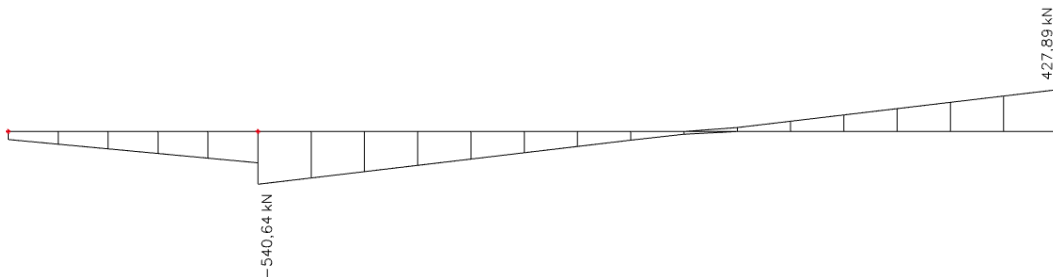
Obr. Posouvající síla Vz [kN] na průvlaku PR.2.1 s max. ohybovým momentem nad podporou



Obr. Max. ohybový moment My [kNm] na průvlaku PR.2.2 v poli



Obr. Posouvající síla Vz [kN] na průvlaku PR.2.2 max. ohybovým momentem nad podporou



NÁVRH A POSOUZENÍ OHYBOVÉ VÝZTUŽE PRŮVLAKU

Ověření průřezu pomocí poměrné výšky tlačené oblasti ξ a stupně vyztužení ohybovou výztuží ρ

- poměrný ohybový moment: $\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \rightarrow \xi$ (z tabulek)
- potřebná plocha výztuže: $A_{s,rqd} = \frac{0,8 \cdot b \cdot d \cdot \xi \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$
- orientační stupeň vyztužení: $\rho = \frac{A_{s,rqd}}{b \cdot d}$

	h [mm]	b [mm]	\emptyset_s [mm]	d [mm]	M_{Ed} [kNm]	μ [-]	ξ [-]	$A_{s,rqd}$ [mm ²]	ρ [%]
PR.2.1	520	850	28	466	660	0,179	0,248	3615	1,10
PR.2.2	520	550	28	466	586	0,245	0,357	3367	1,08

- hodnoty ξ vyhovují: $\xi < 0,45$
- hodnoty ρ vyhovují: $\rho \approx 1,0 - 1,5\%$

... VYHOVUJE

ÚNOSNOST PRŮŘEZU V OHYBU - PR.2.1 (nad podporou)			
Materiály			
BETON C 30/37		VÝZTUŽ B500B	
char. pevnost betonu v tlaku	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$	char. mez kluzu výztuže	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
návrh. pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} = 20,0 \text{ MPa}$	návrhová mez kluzu výztuže	$f_{yd} = 434,8 \text{ MPa}$
střední pevnost betonu v tahu	$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$		
Geometrie		Navržená výztuž	
výška	$h = 520 \text{ mm}$	profil výztuže	Ø 28 mm
šířka (pro tlačnou oblast)	$b = 850 \text{ mm}$	počet prutů	7 ks
šířka (pro oblast s výztuží)	$b = 550 \text{ mm}$	plocha výztuže	$A_{s,prov} = 4310,27 \text{ mm}^2$
krycí vrstva	$c = 30 \text{ mm}$	odhadovaný profil třmínku	Ø 12 mm
účinná výška průřezu	$d = 464 \text{ mm}$		
Únosnost průřezu			
výška tlačné oblasti	$x = 137,80 \text{ mm}$		$\lambda = 0,8$
rameno vnitřních sil	$z = 408,88 \text{ mm}$		$\eta = 1$
moment únosnosti	$M_{Rd} = 766,3 \text{ kNm} > M_{ed} = 660,0 \text{ kNm}$		VYHOVUJE
$x = \frac{A_{s,prov} \cdot f_{yd}}{\eta \cdot \lambda \cdot b \cdot f_{cd}}$	$z = d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x$		$M_{Rd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z$

KONSTRUKČNÍ ZÁSADY			
poměrná výška tlačné oblasti	$\xi = 0,30$	$< \xi_{max} = 0,45$	VYHOVUJE
min. plocha výztuže	$A_{s,min} = 385 \text{ mm}^2$	$< A_{s,prov} = 4310 \text{ mm}^2$	VYHOVUJE
max. plocha výztuže	$A_{s,max} = 11440 \text{ mm}^2$	$> A_{s,prov} = 4310 \text{ mm}^2$	VYHOVUJE
min. světlá vzdálenost výztuže	$s_{l,min} = 33,6 \text{ mm}$	$< s_l = 45,0 \text{ mm}$	VYHOVUJE
max. osová vzdálenost výztuže	$s_{max} = 250 \text{ mm}$	$> s = 77,7 \text{ mm}$	VYHOVUJE
$A_{s,min} = \max(0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d; 0,0013 \cdot b \cdot d)$		$s_l = \max(1,2 \cdot \emptyset; D_{max} + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm})$	$\xi = \frac{x}{d}$
$A_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot d$		$s_{max} = \min(2 \cdot h; 250 \text{ mm})$	

NÁVRH: Ohybová výztuž průvlaku PR.2.1 nad podporou je 7 x Ø28 mm.

ÚNOSNOST PRŮŘEZU V OHYBU - PR.2.2 (v poli)			
Materiály			
BETON C 30/37		VÝZTUŽ B500B	
char. pevnost betonu v tlaku	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$	char. mez kluzu výztuže	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
návrh. pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} = 20,0 \text{ MPa}$	návrhová mez kluzu výztuže	$f_{yd} = 434,8 \text{ MPa}$
střední pevnost betonu v tahu	$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$		
Geometrie		Navržená výztuž	
výška	$h = 520 \text{ mm}$	profil výztuže	Ø 25 mm
šířka (pro tlačенou oblast)	$b = 550 \text{ mm}$	počet prutů	9 ks
šířka (pro oblast s výztuží)	$b = 850 \text{ mm}$	plocha výztuže	$A_{s,prov} = 4417,86 \text{ mm}^2$
krycí vrstva	$c = 30 \text{ mm}$	odhadovaný profil třmínku	Ø 12 mm
účinná výška průřezu	$d = 466 \text{ mm}$		
Únosnost průřezu			
výška tlačенé oblasti	$x = 218,27 \text{ mm}$		$\lambda = 0,8$
rameno vnitřních sil	$z = 378,19 \text{ mm}$		$\eta = 1$
moment únosnosti	$M_{Rd} = 726,4 \text{ kNm}$	$> M_{ed} = 586,0 \text{ kNm}$	VYHOVUJE
$x = \frac{A_{s,prov} \cdot f_{yd}}{\eta \cdot \lambda \cdot b \cdot f_{cd}}$		$z = d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x$	$M_{Rd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z$

KONSTRUKČNÍ ZÁSADY			
poměrná výška tlačенé oblasti	$\xi = 0,47$	$> \xi_{max} = 0,45$	NEVYHOVUJE
min. plocha výztuže	$A_{s,min} = 386 \text{ mm}^2$	$< A_{s,prov} = 4418 \text{ mm}^2$	VYHOVUJE
max. plocha výztuže	$A_{s,max} = 11440 \text{ mm}^2$	$> A_{s,prov} = 4418 \text{ mm}^2$	VYHOVUJE
min. světlá vzdálenost výztuže	$s_{l,min} = 30,0 \text{ mm}$	$< s_l = 67,6 \text{ mm}$	VYHOVUJE
max. osová vzdálenost výztuže	$s_{max} = 250 \text{ mm}$	$> s = 95,8 \text{ mm}$	VYHOVUJE
$A_{s,min} = \max(0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d; 0,0013 \cdot b \cdot d)$		$s_l = \max(1,2 \cdot \emptyset; D_{max} + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm})$	$\xi = \frac{x}{d}$
$A_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot d$		$s_{max} = \min(2 \cdot h; 250 \text{ mm})$	

NÁVRH: Ohybová výztuž průvlaku PR.2.2 v poli je 9 x Ø25 mm.

OVĚŘENÍ SMYKOVÉ ÚNOSNOSTI PRŮVLAKU

- únosnost tlačенé diagonály: $V_{Rd,max} = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{\cotg\theta}{1 + \cotg^2\theta} \geq V_{Ed,max}$

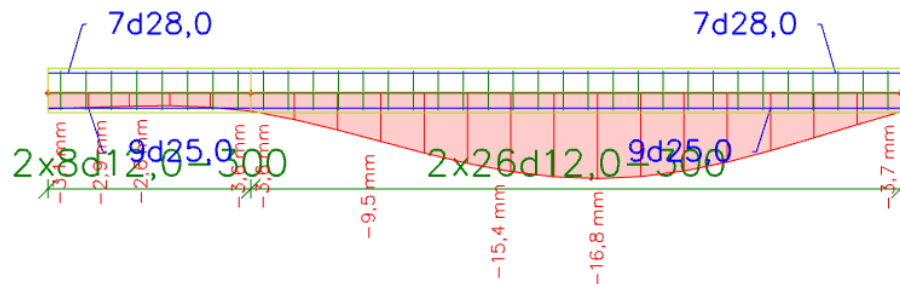
	h	b_w	f_{ck}	\emptyset_s	d	ζ	z	$\cotg\theta$	$V_{Ed,max}$	$V_{Rd,max}$
	[mm]	[mm]	[MPa]	[mm]	[mm]	[-]	[mm]	[-]	[kN]	[kN]
PR.2.1	520	550	30	28	466	0,903	420,80	1,5	583	1128
PR.2.2	520	550	30	28	466	0,861	401,23	1,5	541	1075,5

... VYHOVUJE

OVĚŘENÍ PRŮHYBU PRŮVLAKU

Průhyb průvlaku PR.2 bude ověřen pomocí programu SCIA Engineer, kdy bude na průvlaku zadána navržená ohybová výztuž, díky čemuž budou získány přesnější hodnoty průhybu s vlivem dotvarování. Vstupní hodnotou pro generaci součinitele dotvarování je doba zatížení průvlaku od betonáže, v tomto případě 28 dní.

Obr. Konečná hodnota průhybu bez vlivu smršťování na průvlaku PR.2.1



Průhyb konstrukce od smršťování betonu bývá obvykle do cca 20% z celkové hodnoty průhybu. Konečné hodnoty průhybů průvlaku v poli a na konzole tedy jsou:

$$\delta_{\text{tot,pole}} = 16,8/0,8 = 21 \text{ mm} \leq \delta_{\text{lim}} = 7600/250 = 30,4 \text{ mm} \quad \dots \text{VYHOVUJE}$$

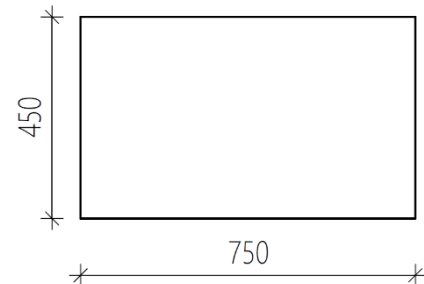
$$\delta_{\text{tot,konz}} = 3,1/0,8 = 3,9 \text{ mm} \leq \delta_{\text{lim}} = 2375/250 = 9,5 \text{ mm} \quad \dots \text{VYHOVUJE}$$

NÁVRH: Navrhuji průřez průvlaku PR.2 obdélníkového tvaru s konzolkami o celkové výšce $h = 520 \text{ mm}$, dolní šířce průvlaku $b_d = 850 \text{ mm}$, horní šířce průvlaku $b_n = 550 \text{ mm}$, výšce konzolky $h_k = 240 \text{ mm}$ a délce konzolky $l_k = 150 \text{ mm}$.

5.1.2.3 Průvlak PR.3

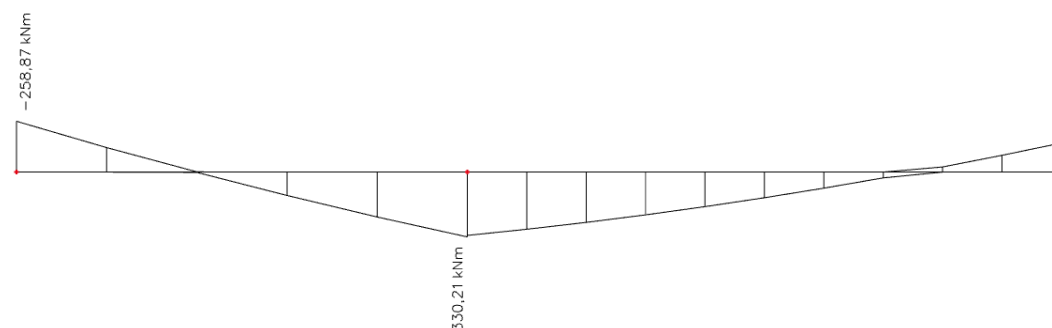
Průvlak PR.3 má obdélníkový tvar průřezu, nachází se v 6.NP a 7.NP a slouží především pro vynesení sloupů z vyššího podlaží. Návrh průvlaku PR.3 bude proveden jak pro maximální moment nad podporou, tak pro max. moment v poli. Návrh a posouzení výztuže je provedeno především pro možnost ověření průhybu zmíněného typu průvlaku pomocí programu SCIA Engineer, kdy bude do programu přímo zadána navržená výztuž. Výztuž je navržena a posouzena zjednodušeně a bezpečně bez vlivu tlačené výztuže.

Obr. Průřez průvlaku typu PR.3

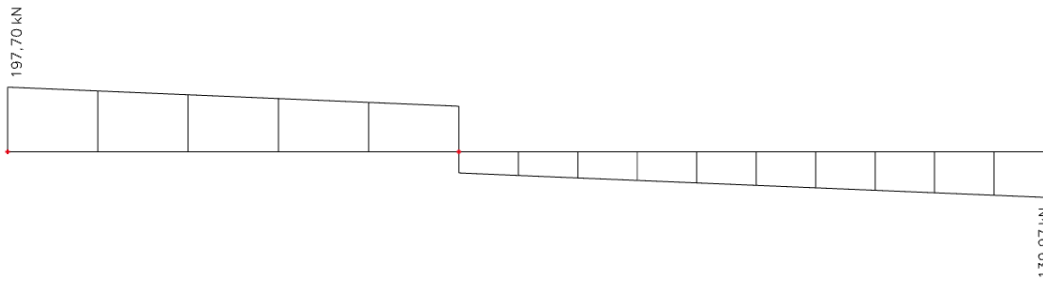


VNITŘNÍ SÍLY NA PRŮVLAKU

Obr. Max. ohybový moment M_y [kNm] na průvlaku PR.3



Obr. Posouvající síla V_z [kN] na průvlaku s max. ohybovým momentem PR.3



Ověření poměrné výšky tlačené oblasti ξ a stupně vyztužení ohybovou výztuží ρ

- poměrný ohybový moment: $\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \rightarrow \xi$ (z tabulek)
- potřebná plocha výztuže: $A_{s,rqd} = \frac{0,8 \cdot b \cdot d \cdot \xi \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$
- orientační stupeň vyztužení: $\rho = \frac{A_{s,rqd}}{b \cdot d}$

	h [mm]	b [mm]	\varnothing_s [mm]	d [mm]	M_{Ed} [kNm]	μ [-]	ξ [-]	$A_{s,rqd}$ [mm ²]	ρ [%]
PR.3	450	750	18	401	331	0,137	0,184	2036	0,76
PR.3	450	750	16	402	259	0,107	0,141	1564	0,58

- hodnoty ξ vyhovují: $\xi < 0,45$
- hodnoty ρ vyhovují: $\rho \approx 1,0$

... VYHOVUJE

ÚNOSNOST PRŮŘEZU V OHYBU - PR.3 (v poli)			
Materiály		VÝZTUŽ B500B	
BETON C 30/37		char. mez kluzu výztuže	$f_{yk} = 500$ MPa
char. pevnost betonu v tlaku	$f_{ck} = 30$ MPa	návrhová mez kluzu výztuže	$f_{yd} = 434,8$ MPa
návrh. pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} = 20,0$ MPa		
střední pevnost betonu v tahu	$f_{ctm} = 2,9$ MPa		
Geometrie		Navržená výztuž	
výška	$h = 450$ mm	profil výztuže	$\varnothing 18$ mm
šířka (pro tlačnou oblast)	$b = 750$ mm	počet prutů	10 ks
šířka (pro oblast s výztuží)	$b = 750$ mm	plocha výztuže	$A_{s,prov} = 2544,69$ mm ²
krycí vrstva	$c = 30$ mm	odhadovaný profil třmínku	$\varnothing 10$ mm
účinná výška průřezu	$d = 401$ mm		
Únosnost průřezu			
výška tlačené oblasti	$x = 92,20$ mm		$\lambda = 0,8$
rameno vnitřních sil	$z = 364,12$ mm		$\eta = 1$
moment únosnosti	$M_{Rd} = 402,9$ kNm	$> M_{ed} = 331,0$ kNm	VYHOVUJE
$x = \frac{A_{s,prov} \cdot f_{yd}}{\eta \cdot \lambda \cdot b \cdot f_{cd}}$	$z = d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x$	$M_{Rd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z$	

KONSTRUKČNÍ ZÁSADY			
poměrná výška tlačené oblasti	$\xi = 0,23$	$< \xi_{max} = 0,45$	VYHOVUJE
min. plocha výztuže	$A_{s,min} = 454 \text{ mm}^2$	$< A_{s,prov} = 2545 \text{ mm}^2$	VYHOVUJE
max. plocha výztuže	$A_{s,max} = 13500 \text{ mm}^2$	$> A_{s,prov} = 2545 \text{ mm}^2$	VYHOVUJE
min. světlá vzdálenost výztuže	$s_{l,min} = 27,0 \text{ mm}$	$< s_l = 54,4 \text{ mm}$	VYHOVUJE
max. osová vzdálenost výztuže	$s_{max} = 250 \text{ mm}$	$> s = 74,4 \text{ mm}$	VYHOVUJE
$A_{s,min} = \max(0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d; 0,0013 \cdot b \cdot d)$		$s_l = \max(1,2 \cdot \emptyset; D_{max} + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm})$	$\xi = \frac{x}{d}$
$A_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot d$		$s_{max} = \min(2 \cdot h; 250 \text{ mm})$	

NÁVRH: Ohybová výztuž průvlaku PR.3 nad podporou je 10 x ø18 mm.

ÚNOSNOST PRŮŘEZU V OHYBU - PR.3 (nad podporou)			
Materiály		VÝZTUŽ B500B	
BETON C 30/37		char. mez kluzu výztuže	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
char. pevnost betonu v tlaku	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$	návrhová mez kluzu výztuže	$f_{yd} = 434,8 \text{ MPa}$
návrh. pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} = 20,0 \text{ MPa}$		
střední pevnost betonu v tahu	$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$		
Geometrie		Navržená výztuž	
výška	$h = 450 \text{ mm}$	profil výztuže	Ø 16 mm
šířka (pro tlačnou oblast)	$b = 750 \text{ mm}$	počet prutů	10 ks
šířka (pro oblast s výztuží)	$b = 750 \text{ mm}$	plocha výztuže	$A_{s,prov} = 2010,62 \text{ mm}^2$
krycí vrstva	$c = 30 \text{ mm}$	odhadovaný profil třmínku	Ø 10 mm
účinná výška průřezu	$d = 402 \text{ mm}$		
Únosnost průřezu			
výška tlačené oblasti	$x = 72,85 \text{ mm}$		$\lambda = 0,8$
rameno vnitřních sil	$z = 372,86 \text{ mm}$		$\eta = 1$
moment únosnosti	$M_{Rd} = 325,9 \text{ kNm}$	$> M_{ed} = 259,0 \text{ kNm}$	VYHOVUJE
$x = \frac{A_{s,prov} \cdot f_{yd}}{\eta \cdot \lambda \cdot b \cdot f_{cd}}$	$z = d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x$		$M_{Rd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z$

KONSTRUKČNÍ ZÁSADY			
poměrná výška tlačené oblasti	$\xi = 0,18$	$< \xi_{max} = 0,45$	VYHOVUJE
min. plocha výztuže	$A_{s,min} = 455 \text{ mm}^2$	$< A_{s,prov} = 2011 \text{ mm}^2$	VYHOVUJE
max. plocha výztuže	$A_{s,max} = 13500 \text{ mm}^2$	$> A_{s,prov} = 2011 \text{ mm}^2$	VYHOVUJE
min. světlá vzdálenost výztuže	$s_{l,min} = 27,0 \text{ mm}$	$< s_l = 56,7 \text{ mm}$	VYHOVUJE
max. osová vzdálenost výztuže	$s_{max} = 250 \text{ mm}$	$> s = 74,4 \text{ mm}$	VYHOVUJE
$A_{s,min} = \max(0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d; 0,0013 \cdot b \cdot d)$		$s_l = \max(1,2 \cdot \emptyset; D_{max} + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm})$	$\xi = \frac{x}{d}$
$A_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot d$		$s_{max} = \min(2 \cdot h; 250 \text{ mm})$	

NÁVRH: Ohybová výztuž průvlaku PR.3 v poli je 10 x ø16 mm.

OVĚŘENÍ SMYKOVÉ ÚNOSNOSTI PRŮVLAKU

- únosnost tlačené diagonály: $V_{Rd,max} = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{\cot\theta}{1 + \cot^2\theta} \geq V_{Ed,max}$

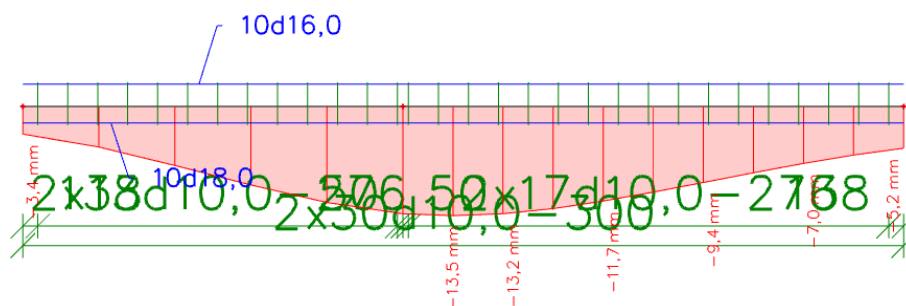
	h	b _w	f _{ck}	Ø _s	d	ζ	z	cotgθ	V _{Ed,max}	V _{Rd,max}
	[mm]	[mm]	[MPa]	[mm]	[mm]	[-]	[mm]	[-]	[kN]	[kN]
PR.3	450	750	30	18	401	0,933	374,13	1,5	198	1367,6

... VYHOVUJE

OVĚŘENÍ PRŮHYBU PRŮVLAKU PR.3

Průhyb průvlaku PR.3 bude ověřen pomocí programu SCIA Engineer, kdy bude na průvlaku zadána navržená ohybová výztuž, díky čemuž budou získány přesnější hodnoty průhybu s vlivem dotvarování. Vstupní hodnotou pro generaci součinitele dotvarování je doba zatížení průvlaku od betonáže, v tomto případě 28 dní.

Obr. Konečná hodnota průhybu bez vlivu smršťování na průvlaku PR.3



Průhyb konstrukce od smršťování betonu bývá obvykle do cca 20% z celkové hodnoty průhybu. Konečná hodnota průhybu průvlaku v poli tedy je:

$$\delta_{\text{tot,pole}} = 13,5/0,8 = 16,9 \text{ mm} \leq \delta_{\text{lim}} = 8100/250 = 32,4 \text{ mm} \quad \dots \text{ VYHOVUJE}$$

NÁVRH: Navrhuji obdélníkový průřez průvlaku PR.3 s rozměry b = 750 mm a h = 450 mm.

5.1.3 Obvodové železobetonové trámy

Obvodové trámy jsou navrženy jako železobetonové monolitické z betonu pevnostní třídy C30/37. Veškeré rozměry vycházejí z architektonického návrhu fasády a stavební dokumentace. Jednotlivé typy trámů jsou zřejmé ze schémat jednotlivých podlaží.

TRÁMY T1, T2 A T3

Trámy T1, T2 a T3 tvoří nadpraží a parapet ve 3.NP až 8.NP a byly již navrženy v předběžném statickém výpočtu v rámci projektu P04C. Jejich statické schéma se nezměnilo, zatížení naopak snížilo, není tedy třeba prvky znovu posuzovat.

NÁVRH: Navrhuji průřez trámy T1 s rozměry b = 200 a h = 1150 mm, trámy T2 a T3 pak s rozměry b = 250 mm a h = 1150 mm.

TRÁMY T4 A T7

Trámy T4 a T7 tvoří nadpraží v 7.NP v části se stropními dílci o tloušťce 265 mm. Návrh průřezu prvků byl proveden již v rámci projektu P04C. Jejich statické schéma se nezměnilo, zatížení naopak snížilo, není tedy třeba prvky znovu posuzovat.

NÁVRH: Navrhují průřez trámů T4 a T7 s rozměry $b = 200$ a $h = 810$ mm.

TRÁM T5

Trám T5 tvoří nadpraží a atiku v 7.NP v části s terasou. Rozměry průřezu byly navrženy již v projektu P04C. Statické schéma prvku se nezměnilo, zatížení naopak snížilo, není tedy třeba trám znovu posuzovat.

NÁVRH: Navrhují průřez trámu T5 $b = 200$ a $h = 1150$ mm.

TRÁM T6

Trám T6 tvoří nadpraží v 8.NP. Rozměry průřezu byly navrženy již v projektu P04C. Statické schéma prvku se nezměnilo, zatížení naopak snížilo, není tedy třeba trám znovu posuzovat.

NÁVRH: Navrhují průřez trámu T6 $b = 200$ a $h = 750$ mm.

5.1.4 Železobetonové sloupy

5.1.4.1 Vnitřní kruhové sloupy

Vnitřní kruhové sloupy jsou navrženy jako železobetonové monolitické z betonu pevnostní třídy C35/45 pro 3.NP až 5.NP a pevnostní třídy C30/37 pro sloupy v 6.NP až 8.NP. Průměr sloupů je pro všechny podlaží administrativní části shodný – $d = 500$ mm. Sloupy jsou navrženy na základě ověření únosnosti nejvíce namáhaného sloupu S1 (ve 3.NP) a S2 (v 6.NP) na centrický tlak. Maximální normálové síly jsou získány z 3D výpočetního modelu vytvořeného ve SCIA Engineer.

SLOUP S1

Ověření únosnosti sloupů ve 3.NP – 5.NP

- normálová únosnost sloupu z betonu třídy C35/45 (z přibližného vztahu pro dostředný tlak):

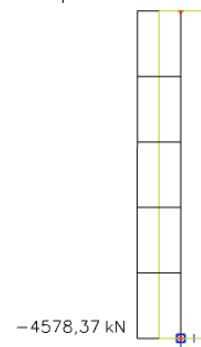
$$N_{Rd} = 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot \sigma_s = 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_c \cdot \rho \cdot \sigma_s$$

$$N_{Rd} = 0,8 \cdot \pi \cdot 250^2 \cdot 23,33 + \pi \cdot 250^2 \cdot 0,02 \cdot 400 = 5235,46 \cdot 10^3 \text{ N} = 5235,4 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} \geq N_{Ed} \quad \rightarrow \quad 5235,4 > 4579 \text{ [kN]} \quad \dots \text{ VYHOVUJE}$$

NÁVRH: Navrhují průměr vnitřního sloupu S1 $d = 500$ mm.

Obr. Max. síla N [kN] na sloupu S1



SLOUP S2

Ověření únosnosti sloupů v 6.NP – 8.NP

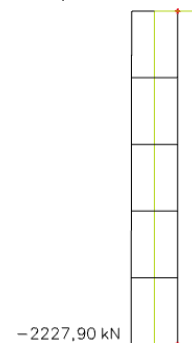
- normálová únosnost sloupu z betonu třídy C30/37 (z přibližného vztahu pro dostředný tlak):

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

$$N_{Rd} = 0,8 \cdot \pi \cdot 250^2 \cdot 20 + \pi \cdot 250^2 \cdot 0,02 \cdot 400 = 4712,38 \cdot 10^3 \text{ N} = 4712,3 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} \geq N_{Ed} \quad \rightarrow \quad 4712,3 > 2228 \text{ [kN]} \quad \dots \text{VYHOVUJE}$$

Obr. Max. síla N [kN] na sloupu S2



NÁVRH: Navrhuji průměr vnitřního sloupu S2 $d = 500 \text{ mm}$.

5.1.4.2 Obvodové kruhové sloupy

Obvodové kruhové sloupy se nacházejí v 6.NP až 8.NP a jsou navrženy jako železobetonové monolitické z betonu pevnostní třídy C30/37. Průměr sloupů je shodný – $d = 250 \text{ mm}$. Sloupy jsou navrženy na základě ověření únosnosti nejvíce namáhaného sloupu S3 (v 8.NP) na centrický tlak. Maximální normálová síla je získána z 3D výpočetního modelu vytvořeného ve SCIA Engineer.

SLOUP S3

Ověření únosnosti sloupů v 6.NP – 8.NP

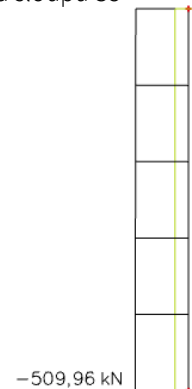
- normálová únosnost sloupu z betonu třídy C30/37 (z přibližného vztahu pro dostředný tlak):

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

$$N_{Rd} = 0,8 \cdot \pi \cdot 125^2 \cdot 20 + \pi \cdot 125^2 \cdot 0,02 \cdot 400 = 1178,09 \cdot 10^3 \text{ N} = 1178 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} \geq N_{Ed} \quad \rightarrow \quad 1178 > 510 \text{ [kN]} \quad \dots \text{VYHOVUJE}$$

Obr. Max. síla N [kN] na sloupu S3



NÁVRH: Navrhuji průměr obvodového sloupu S3 $d = 250 \text{ mm}$.

5.1.4.3 Obvodové pilíře

Obvodové pilíře obdélníkového průřezu jsou v celé administrativní části navrženy jako železobetonové monolitické z betonu pevnostní třídy C30/37. Průřez pilířů je shodný – $b = 200 \text{ mm}$ a $h = 900 \text{ mm}$. Pilíře jsou navrženy na základě ověření únosnosti nejvíce namáhaného prvku OP1 (ve 3.NP) na centrický tlak. Maximální normálová síla je získána z 3D výpočetního modelu vytvořeného ve SCIA Engineer.

OBVODOVÝ PILÍŘ OP1

Ověření únosnosti obvodových pilířů

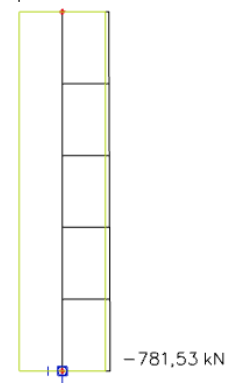
- normálová únosnost pilíře z betonu třídy C30/37 (z přibližného vztahu pro dostředný tlak):

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

$$N_{Rd} = 0,8 \cdot 200 \cdot 900 \cdot 20 + 200 \cdot 900 \cdot 0,02 \cdot 400 = 1584 \cdot 10^3 \text{ N} = 1584 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} \geq N_{Ed} \quad \rightarrow \quad 1584 > 782 \text{ [kN]} \quad \dots \text{VYHOVUJE}$$

Obr. Max. síla N [kN]
na pilíři OP1



NÁVRH: Navrhuji průřez obvodového pilíře OP1 $b = 200 \text{ mm}$ a $h = 900 \text{ mm}$.

5.1.5 Železobetonové stěny

Obvodové železobetonové stěny jsou navrženy o tloušťce 250 mm. Vnější stěny schodišťového jádra mají v příčném směru tloušťku 400 mm, ve směru podélném pak 250 mm. Vnitřní stěny jádra jsou shodně o tloušťce 200 mm.

5.1.6 Zděné stěny

V 8.NP je v příčném směru navržena zděná stěna (ZS) z cihelných bloků Porotherm 30 Profi P10 na maltu pro tenké spáry M10.

5.1.7 Schodiště

Schodiště ve schodišťovém jádru (SCH1) 3.NP až 8.NP je navrženo jako deskové dvouramenné. Ramena schodiště jsou prefabrikovaná a uložena na ozub železobetonové monolitické podesty/mezipodesty. Všechny mezipodesty ve schodišťovém jádru jsou realizované pomocí vylamovací výztuže. Izolace proti kročejovému hluku je zajištěna pro uložení na podesty pomocí speciálních pryžových desek (např. Schöck – Wittek Tronsole typ F – V1), v případě dilatace ramene od okolních stěn jsou použity desky (např. Schöck – Wittek Tronsole typ L).

5.2 NOSNÁ KONSTRUKCE POLYFUNKČNÍ ČÁSTI BUDOVY

5.2.1 Stropní desky

STROPNÍ DESKY

Veškeré stropní desky v polyfunkční části objektu jsou navrženy jako železobetonové monolitické. Tloušťky jednotlivých desek společně s navrženou pevnostní třídou betonu jsou zřejmé z tabulky níže.

Tab. Tloušťky železobetonových stropních desek v polyfunkční části objektu

	označení stropní desky	pevnost. třída betonu	tloušťka desky mm]
strop nad 3.PP	D03.1, D03.4, D03.5, R03.1	C30/37	250
	D03.2, D03.3		200
strop nad 2.PP	D02.1	C30/37	350
	D02.2, D02.3, D02.4, D02.9, R02.1, R02.2		300
	D02.5, D02.6		250
	D02.7, D02.8		200
strop nad 1.PP	D01.1, D01.3, D01.4, R01.1	C30/37	300
	D01.2, D01.5, D01.6		200
strop nad 1.NP	D1.1, D1.3	C30/37	300
	D1.2, D1.4, D1.5		200
strop nad 2.NP	D2.1, D2.2	C45/55	300
	D2.3, D2.4	C30/37	200

LOKÁLNÍ ZESÍLENÍ DESEK (HLAVICE)

Tab. Lokální zesílení stropních desek (hlavice) v jednotlivých podlažích

	označení stropní desky	tloušťka hlavice pod deskou [mm]	tloušťka hlavice [mm]	rozměr hlavice [m]
strop nad 3.PP	P03.1 (pro sloup S03.1)	200	450	3 x 3
	P03.2 (pro sloup S03.2)	200	450	2,25 x 3
	P03.3 (pro sloup S03.3)	200	450	2,4 x 2,8
	P03.4 (pro sloup S03.4)	200	450	3 x 3
	P03.5 (pro sloupy S03.1 a S03.5)	200	450	3 x 5,4
	P03.6 (pro sloupy S03.2 a S03.5)	200	450	3 x 5
	P03.7 (pro sloupy S03.2 a S03.5)	200	450	2,8 x 5,1
strop nad 2.PP	P02.1 (pro sloup S02.4)	150	450	3 x 3
	P02.2 (pro sloup S02.1)	200	550	4,6 x 4,6
	P02.3 (pro sloup S02.2)	150	450	2,25 x 3
	P02.4 (pro sloup S02.3)			2,4 x 2,8
strop nad 1.PP	P01.1 (pro sloup S01.3)	150	450	4 x 4
	P01.2 (pro sloup S01.1)	150	450	3 x 3
	P01.3 (kotvení ocelového táhla)			
strop nad 1.NP	P1.1 (pro sloup S1.1)	150	450	3 x 3
	P1.2 (kotvení ocelového táhla)			
strop nad 2.NP	P2.1	150	450	3 x 3

5.2.2 Železobetonové trámy

Veškeré trámy v polyfunkční části objektu jsou navrženy jako železobetonové monolitické. Rozměry jednotlivých prvků společně s navrženou pevnostní třídou betonu jsou zřejmé z tabulky níže.

Tab. Rozměry železobetonových trámů v polyfunkční části objektu

	označení trámů	pevnost. třída betonu	šířka trámu b_t [mm]	výška trámu h_t [mm]
trámy ve 2.PP	T02.1	C30/37	200	500
trámy v 1.PP	T01.1	C30/37	300	500
trámy v 1.NP	T1.1	C30/37	300	500
trámy ve 2.NP	T2.1	C30/37	900	1300
	T2.2 (předpjaté)	C45/55	1000	2000
	T2.3 (předpjaté)	C45/55	1250	2000

5.2.3 Železobetonové sloupy

Veškeré sloupy v polyfunkční části objektu jsou navrženy jako železobetonové monolitické. Rozměry jednotlivých prvků společně s navrženou pevnostní třídou betonu jsou zřejmé z tabulky níže.

Tab. Průřezy železobetonových sloupů v polyfunkční části objektu

	označení sloupů	pevnostní třída betonu	rozměr sloupu [mm]
sloupy ve 3.PP	S03.1	C40/50	450
	S03.2		1200 x 450
	S03.3		1000 x 600
	S03.4		550
	S03.5		1500 x 450
sloupy ve 2.PP	S02.1	C40/50	500
	S02.2		1200 x 450
	S02.3		1000 x 600
	S02.4		550
	S02.5		1500 x 450
sloupy v 1.PP	S01.1	C40/50	450
	S01.2, S01.3, S01.4		900
sloupy v 1.NP	S1.1	C40/50	450
	S1.2		900
sloupy ve 2.NP	S2.1	C40/50	450
	S2.2, S2.3		900

5.2.4 Železobetonové stěny

Veškeré stěny v polyfunkční části objektu jsou navrženy jako železobetonové monolitické z pevnostní třídy betonu C30/37.

STĚNY SCHODIŠŤOVÉHO JÁDRA SCH1

Obvodové stěny jádra budou navrženy o tloušťce 400 mm. Od 1.NP se tloušťka podélné venkovní stěny mění na 250 mm. Vnitřní stěny jádra jsou ve všech patrech o shodné tloušťce 200 mm.

STĚNY SCHODIŠŤOVÉHO JÁDRA SCH2

Vnější obvodové stěny jádra budou navrženy o tloušťce 400 mm, vnitřní stěny pak v tloušťce 200 mm. Tyto tloušťky jsou shodné ve všech podlažích.

STĚNY 3.PP

Obvodové stěny objektu mají tloušťku 400 mm. Vnitřní podélná stěna, společně se stěnou rampy, bude navržena o tloušťce 250 mm, zbylé stěny o tloušťce 200 mm. U podélné stěny (s SCH1) jsou navrženy pilíře vycházející z této stěny o rozměrech 450 x 1050 mm sloužící k vynesení stěny obvodové stěny z 1.PP až 8.NP. U vnitřní podélné stěny se jedná o stejný případ – jsou navrženy pilíře o rozměrech 450 x 1050 mm. Tyto pilíře budou zhotoveny z betonu pevnostní třídy C40/50.

STĚNY 2.PP

Obvodové stěny ve 2.PP jsou navrženy shodně jako ve 3.PP – 400 mm. Podélná vnitřní stěna a stěna rampy (oblouková stěna) mají rozměr 250 mm. Tyto stěny jsou stejně jako ve 3.PP doplněny o pilíře stejných rozměrů – 450 x 1050 mm – z pevnostní třídy betonu C40/50. Ostatní vnitřní stěny jsou navrženy o tloušťce 200 mm.

STĚNY 1.PP

Obvodové stěny objektu jsou navrženy o tloušťce 400 mm. Výjimkou je pouze část podélné stěny na ose 2, jejíž tloušťka je 250 mm. Vnitřní příčné stěny na osách B, I a K jsou navrženy o tloušťce 400 mm, stejně jako stěny podélné na osách 3, 6 a 7. Suterénní stěny s venkovním schodištěm SCH3 mají tloušťku 300 mm. Zbylé vnitřní stěny jsou navrženy o tloušťce 200 mm.

STĚNY 1.NP

Železobetonové stěny jsou po většině obvodu navrženy o tloušťce 400 mm. Výjimku tvoří stěny od osy I k ose M, kde jsou tloušťky obvodových stěn 250 mm. Kolem pódia jsou stěny navrženy o tloušťce 400 mm (vynáší předepnutý trám a jsou přes 3 patra vysoké). Zbylé vnitřní stěny jsou navrženy o tloušťce 200 mm.

STĚNY 2.NP

Ve 2.NP jsou nosné stěny navrženy shodně jako v 1.NP. Vnitřní nosná stěna vynášející administrativní část budovy má rozměry 400 mm. Příčné stěny na ose C a I mají tloušťku 400 mm. Zbylé vnitřní stěny mají tloušťku 200 mm.

5.2.5 Schodiště

SCHODIŠTĚ SCH1 A SCH2

Schodiště ve schodišťovém jádru SCH1 (ve 3.PP až 2.NP) a ve schodišťovém jádru SCH2 (ve 3.PP až 3.NP) je navrženo jako deskové dvouramenné. Ramena schodiště (R-1-01 až R-1-10 a R-2-01 až R-2-10) jsou prefabrikovaná a uložena na železobetonové monolitické podestě (mezipodestu) na ozub. Všechny mezipodesty ve schodišťovém jádru jsou realizované s pomocí vylamovací výztuže. Izolace proti kročejovému hluku je zajištěna pro uložení na podesty pomocí speciálních pryžových desek (např. Schöck – Wittek Tronsole typ F – V1), v případě dilatace ramene od okolních stěn jsou použity desky (např. Schöck – Wittek Tronsole typ L).

Všechna schodišťová ramena v SCH1 (3.PP až 2.NP) a SCH2 mají shodnou tloušťku 180 mm a jsou zhotovena z betonu pevnostní třídy C25/30.

SCHODIŠTĚ SCH3

Venkovní evakuační schodiště SCH3 v 1.PP je navrženo jako dvouramenné přímé monolitické vetknuté do desky a suterénní stěny. V případě venkovního schodiště nebudou aplikovány žádné izolační prvky proti hluku. Schodiště je navrženo o tloušťce 260 mm a je zhotoveno z betonu pevnostní třídy C30/37.

SCHODIŠTĚ SCH4

Vnitřní únikové schodiště SCH4 v 1.PP je navrženo jako dvouramenné přímé monolitické vetknuté do bočních železobetonových stěn pomocí vylamovací výztuže. V tomto případě nebudou aplikovány žádné akustické izolační prvky. Schodiště je navrženo o tloušťce 200 mm a je zhotoveno z betonu pevnostní třídy C30/37.

SCHODIŠTĚ SCH5

Vnitřní schodiště ve foyer SCH5 v 1.PP je navrženo jako přímé tříramenné monolitické. Střední rameno je podepřeno železobetonovými stěnami. V tomto případě nebudou aplikovány žádné akustické izolační prvky. Schodiště je navrženo o tloušťce 190 mm a je zhotoveno z betonu pevnostní třídy C30/37.

SCHODIŠTĚ SCH6

Vnitřní únikové schodiště SCH6 v 1.NP je navrženo jako dvouramenné monolitické deskové schodiště. Mezipodesta je vetknutá do železobetonové stěny pomocí vylamovací výztuže. V tomto případě nebudou aplikovány žádné akustické izolační prvky. Schodiště je navrženo o tloušťce 180 mm a je zhotoveno z betonu pevnostní třídy C30/37.

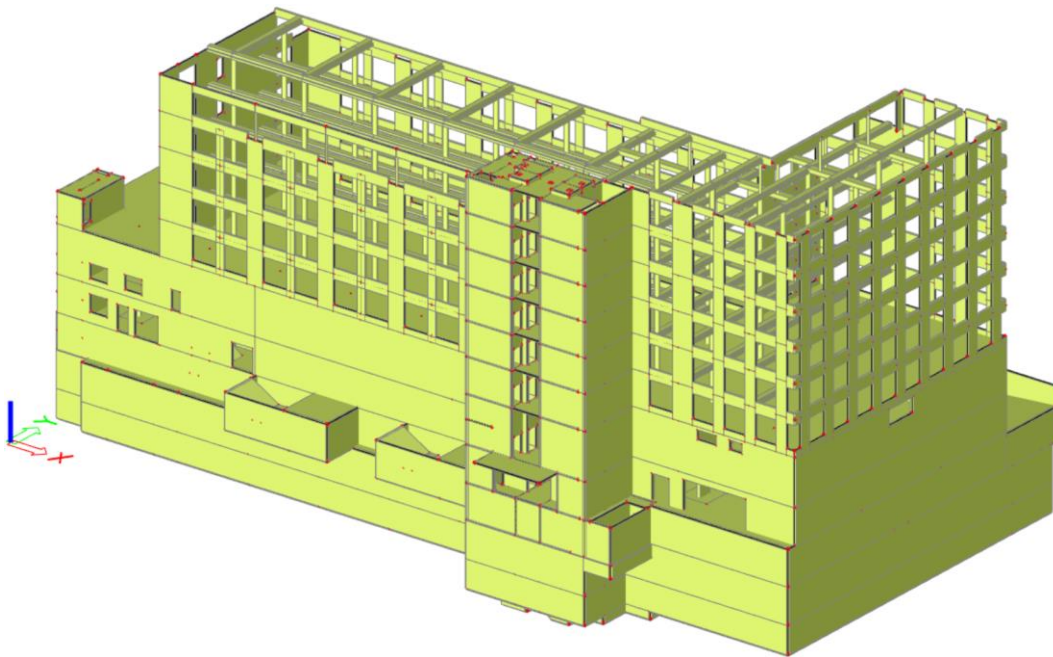
SCHODIŠTĚ SCH7

Vnitřní schodiště na galeriích SCH7 v 1.NP je navrženo jako přímé dvouramenné monolitické schodiště. Mezipodesta je vetknutá do železobetonové stěny pomocí vylamovací výztuže. V tomto případě nebudou aplikovány žádné akustické izolační prvky. Schodiště je navrženo o tloušťce 180 mm a je zhotoveno z betonu pevnostní třídy C30/37.

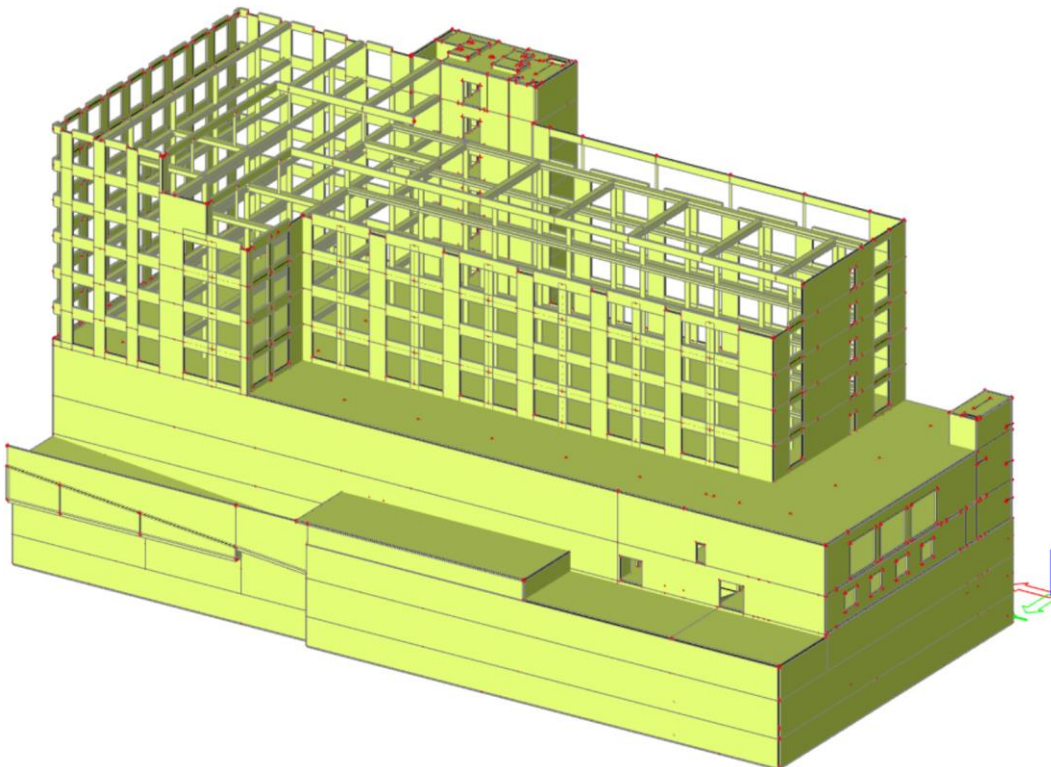
6. VÝPOČETNÍ MODEL

Pro výpočet vnitřních sil na posuzovaných prvcích (předpjatém trámu, ocelových táhlech a spodní stavbě) byl na základě předběžného statického výpočtu z projektu P04C a nového návrhu administrativní části stavby vytvořen výpočetní 3D model objektu v programu SCIA Engineer (viz obr. níže).

Obr. 3D model celého objektu

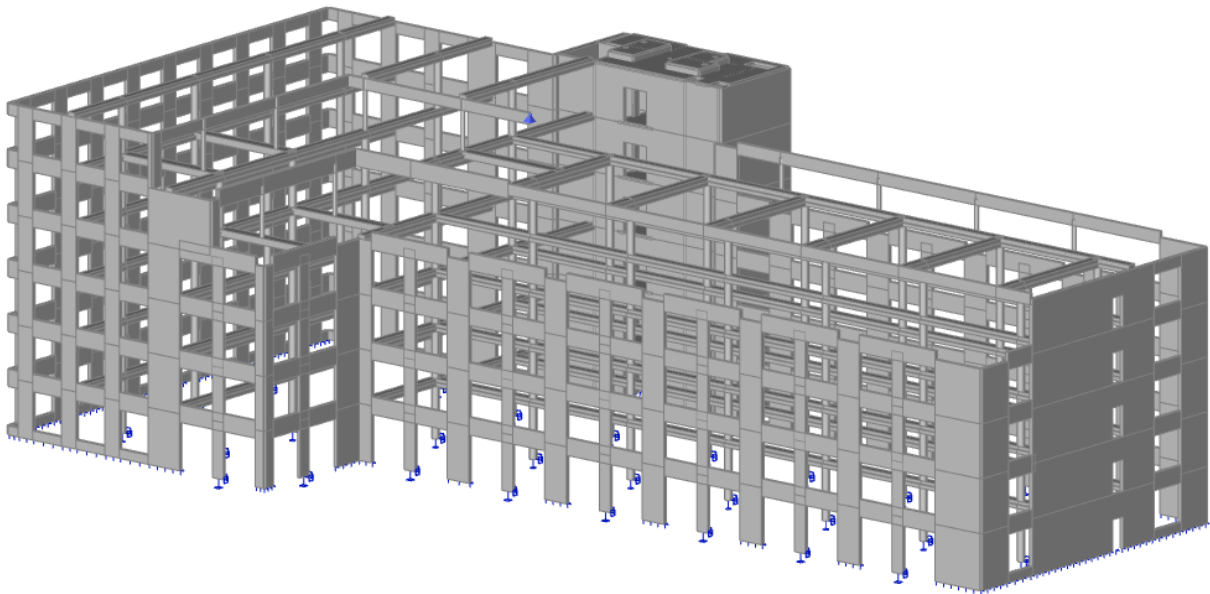


Obr. 3D model celého objektu



Za účelem získání zatížení předpjatého trámu od administrativní části budovy byl použit 3D model pouze již zmíněné části (na obr. níže), kde veškeré svislé prvky ve 3.NP byly opatřeny tuhými podporami (bodovými pod sloupy, liniovými pod stěnami). Výsledné reakce v podporách pak posloužily jako příslušné zatěžovací stavy posuzovaného předpjatého trámu, které jsou zřejmé z podkapitoly 7.2.1. Konstrukce této části objektu byla modelována jako železobetonové rámy, na jejichž průvlaky bylo zadáno zatížení od navržených stropních dílců spiroll (vypočteného pomocí příslušných zatěžovacích šířek průvlaků).

Obr. 3D model administrativní části budovy



V případě návrhu spodní stavby, resp. založení objektu, byla konstrukce podepřena tuhými podporami ve směru z (jednou podporou tuhou ve všech směrech) v místech plánovaných pilot (případně skupin pilot), aby bylo možné jednoduše získat síly na ně působící.

7. NÁVRH DODATEČNĚ PŘEDPJATÉHO TRÁMU

7.1 VSTUPNÍ PARAMETRY

7.1.1 Schéma konstrukce

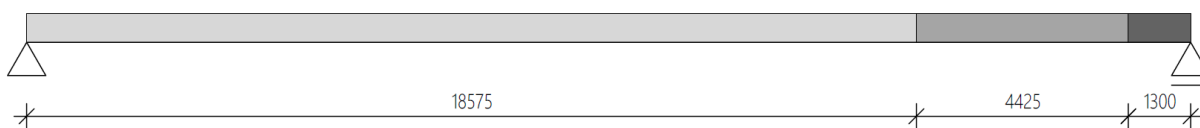
STATICKÉ SCHÉMA

Předpjatý trám bude na monolitické sloupy uložen pomocí vahadlových ložisek – na jedné straně pevným kloubem, na druhé posuvným. Díky této skutečnosti lze statické schéma předpjatého trámu uvažovat jako prostý nosník, tedy staticky určitou konstrukci, kdy na konstrukci nevznikají žádné sekundární účinky od předpětí.

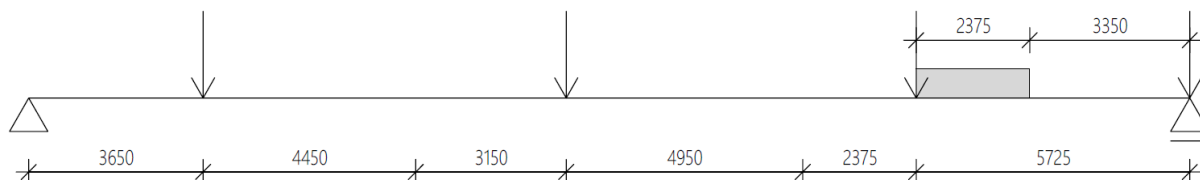


SCHÉMA ZATÍŽENÍ

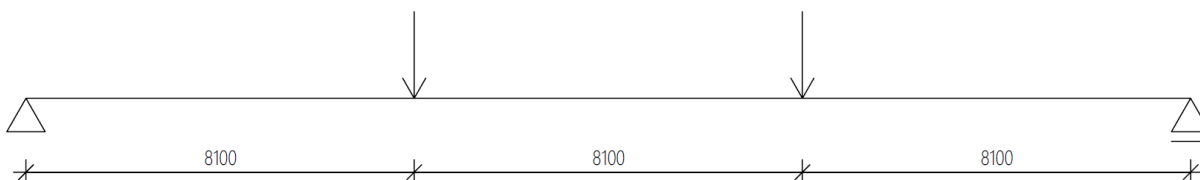
Stálé zatížení skladeb stropu nad 2.NP



Zatížení od administrativní části budovy



Zatížení od táhel



7.1.2 Tvar průřezu

Pro návrh prvku je uvažováno jeho spolupůsobení s železobetonovou monolitickou stropní deskou (nad 2.NP), jejíž tloušťka činí 300 mm. Spolupůsobící šířka desky je stanovena dle normového výpočtu.

- šířka trámu: $b_w = 1250 \text{ mm}$
- výška trámu pod deskou: $h_p = 1700 \text{ mm}$
- celková výška trámu: $h_t = 2000 \text{ mm}$

Stanovení spolupůsobící šířky desky T průřezu (dle ČSN EN 1992-1-1)

- polovina světlé vzdálenosti trámů: $b_1 = 3487 \text{ mm}$
- polovina světlé vzdálenosti trámu a stěny: $b_2 = 3637 \text{ mm}$
- vzdálenost středů světlých vzdáleností polí: $b = 8375 \text{ mm}$
- vzdálenost mezi body nulových momentů: $l_0 = 24300 \text{ mm}$

$$b_{\text{eff},1} = \min(0,2 \cdot b_1 + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_1) = \min(0,2 \cdot 3487 + 0,1 \cdot 24300; 0,2 \cdot 24300; 3487) = \min(3127; 4860; 3487) = 3127 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff},2} = \min(0,2 \cdot b_2 + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_2) = \min(0,2 \cdot 3637 + 0,1 \cdot 24300; 0,2 \cdot 24300; 3637) = \min(3157; 4860; 3637) = 3157 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff}} = b_{\text{eff},1} + b_w + b_{\text{eff},2} = 3127 + 1250 + 3157 = 7534 \text{ mm} \leq b = 8375 \text{ mm}$$

Stanovení spolupůsobící šířky desky T průřezu (dle Chacosovy [17] a Alamiho [18] publikace)

Dle Chacose lze spolupůsobící šířku zjednodušeně uvažovat jako polovinu světlé vzdálenosti trámů, k níž je přičtena šířka samotného trámu, tedy: $b_{\text{eff}} = (8100 - 1250)/2 + 1250 = 4675 \text{ mm}$.

Další možností je aplikace tří vzorců (viz níže):

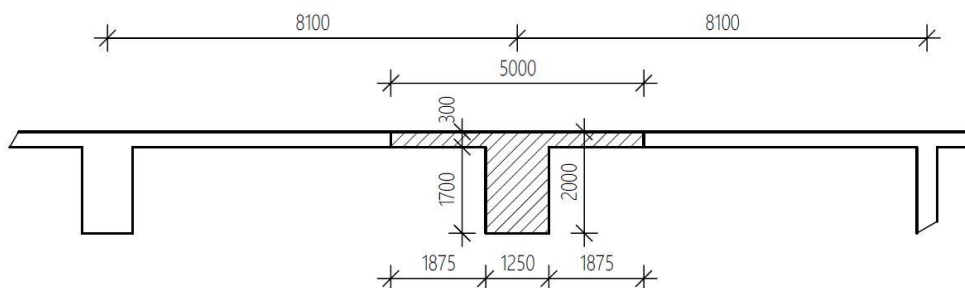
$$b_{\text{eff}} = 24 \cdot t + b = 24 \cdot 300 + 1250 = 8450 \text{ mm},$$

$$b_{\text{eff}} = 16 \cdot t + b = 16 \cdot 300 + 1250 = 6050 \text{ mm},$$

$$b_{\text{eff}} = 20 \cdot t + b = 20 \cdot 300 + 1250 = 7250 \text{ mm}.$$

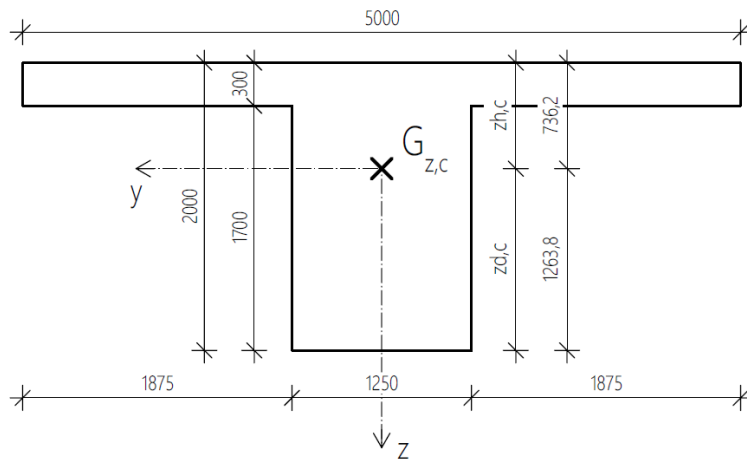
Tyto tři vzorce však nejvíce odpovídají spojitě zatíženým konstrukcím. V případě převládajícího účinku bodového zatížení se spolupůsobící šířka na prvku snižuje, a tedy pro tento případ není bezpečné tyto hodnoty uvažovat.

Pro návrh a posouzení předpětí trámu bude počítáno se spolupůsobící šířkou $b_{\text{eff}} = 5000 \text{ mm}$.

Obr. Geometrie průřezu předpjatého trámu**7.1.3** Průřezové charakteristiky

- těžiště průřezu: $G_{z,c} = 1263,8 \text{ mm}$
- poloha dolních vláken průřezu: $z_{d,c} = 1263,8 \text{ mm}$
- poloha horních vláken průřezu: $z_{h,c} = -736,2 \text{ mm}$
- obvod průřezu: $u_c = 14000 \text{ mm}$
- plocha průřezu: $A_c = 3,625 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$
- moment setrvačnosti průřezu: $I_{y,c} = 1,4023 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$

Obr. Příčný řez trámu



7.1.4 Základní časové údaje při výstavbě hrubé stavby

REALIZACE ADMINISTRATIVNÍ ČÁSTI OBJEKTU

- svislé konstrukce 1 podlaží: 3 dny
- vodorovné konstrukce (průvlaky) 1 podlaží: 28 dní
- stropní dílce spiroll 1 podlaží: 2 dny

ČASOVÉ ÚDAJE PRO NÁVRH A POSOUZENÍ PŘEDPĚTÍ TRÁMU

- doba ošetřování trámu: $t_w = 7$ dní
- doba vnesení předpětí: $t_0 = 10$ dní
- uvedení objektu do provozu: $t_1 = 6 \cdot 33 \text{ dní} + 120 \text{ dní} = 318$ dní
- životnost konstrukce: $t_\infty = 50 \text{ let} = 18250$ dní

7.1.5 Použité materiály

7.1.5.1 Beton

C45/55 – XC1 – Cl 0,2 – D_{max}22 – S3 (cement CEM I 42,5 N)

SLOŽENÍ BETONOVÉ SMĚSI

- obsah cementu: $c = 420 \text{ kg/m}^3$
- obsah vody: $w = 160 \text{ kg/m}^3$
- množství kameniva: $a = 1800 \text{ kg/m}^3$

VLASTNOSTI BETONU VE 28 DNECH

- charakteristická pevnost v tlaku: $f_{ck} = 45 \text{ MPa}$
- střední hodnota pevnosti v tlaku: $f_{cm} = 53 \text{ MPa}$
- střední hodnota pevnosti v tahu: $f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$
- charakteristická pevnost v tahu (dolní kvantil): $f_{ctk0,05} = 2,7 \text{ MPa}$
- střední hodnota modulu pružnosti: $E_{cm} = 36000 \text{ MPa}$
- návrhová pevnost v tlaku: $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 45/1,5 = 30 \text{ MPa}$

- návrhová pevnost v tahu: $f_{ctd} = f_{ctk0,05}/\gamma_c = 2,7/1,5 = 1,8 \text{ MPa}$

7.1.5.2 Předpínací výztuž

Y1860S7 – R2

- ztráta relaxací 1000 hodin po napnutí: $\rho_{1000} = 2,5 \%$
- charakter. hodnota pevnosti v tahu: $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$
- charakter. hodnota smluvní meze 0,1: $f_{p0,1k} = 1640 \text{ MPa}$
- modul pružnosti: $E_p = 195000 \text{ MPa}$
- max. napětí při předpínání: $\sigma_{p0,max} = \min(0,8 f_{pk}; 0,9 f_{p0,1k}) = 1476 \text{ MPa}$
- max. předpínací napětí po zakotvení: $\sigma_{pm0,max} = \min(0,75 f_{pk}; 0,85 f_{p0,1k}) = 1394 \text{ MPa}$
- návrhová tahová pevnost: $f_{pd} = f_{p0,1k}/\gamma_s = 1640/1,15 = 1426 \text{ MPa}$

Pro návrh trámů jsou uvažována lana o průměru 15,7 mm.

- průměr lana: $\varnothing_{p1} = 15,7 \text{ mm}$
- průřezová plocha lana: $A_{p1} = 150 \text{ mm}^2$

7.1.5.3 Betonářská výztuž

B 500B

- charakteristická mez kluzu: $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
- návrhová mez kluzu: $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 500/1,15 = 434,78 \text{ MPa}$
- modul pružnosti: $E_s = 200000 \text{ MPa}$

7.2 NÁVRH A POSOUZENÍ PRVKU NA MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI

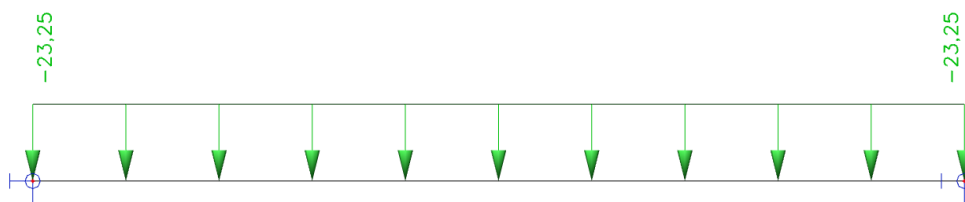
7.2.1 Zatěžovací stavy

Zatěžovací stavy ZS1 až ZS6 představují vlastní tíhu jednotlivých podlaží, následující zatěžovací stavy ZS7 a ZS8 pak ostatní stálé zatížení a užité zatížení, která jsou realizována v závěru výstavby objektu. Bodové síly představují zatížení od sloupů, v případě ZS10 a ZS11 reprezentují bodové síly zatížení od stropních konstrukcí nad 1.NP a 1.PP, které jsou vynášeny ocelovými táhly kotvenými do trámu. Liniové zatížení v pravé části trámu představuje zatížení od stěny administrativní části budovy.

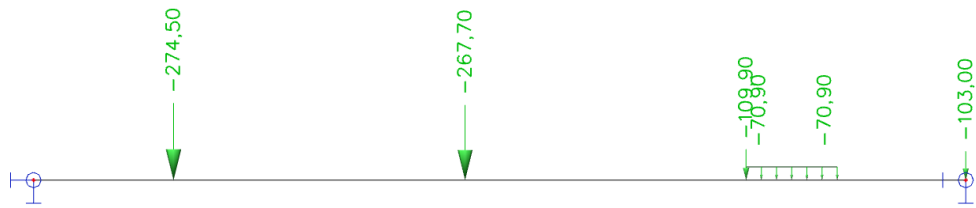
ZS1 – VLASTNÍ TÍHA PŘEDPJATÉHO TRÁMU

Vlastní tíha předpjatého trámu je automaticky vygenerována výpočetním programem Scia Engineer. Objemová tíha předpjatého betonu je uvažována 26 kN/m^3 .

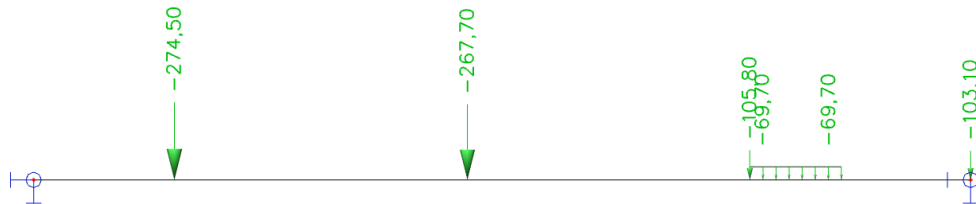
ZS2 – VLASTNÍ TÍHA STROPU NAD 2.NP



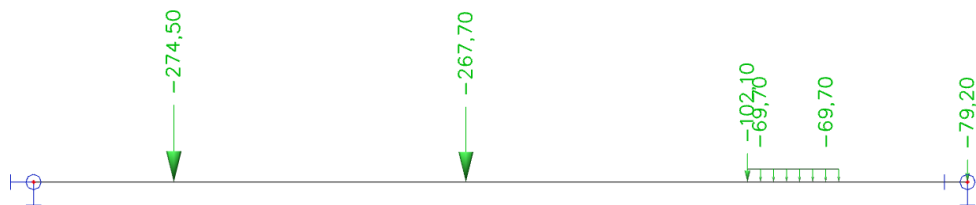
ZS3 – VLASTNÍ TÍHA 3.NP



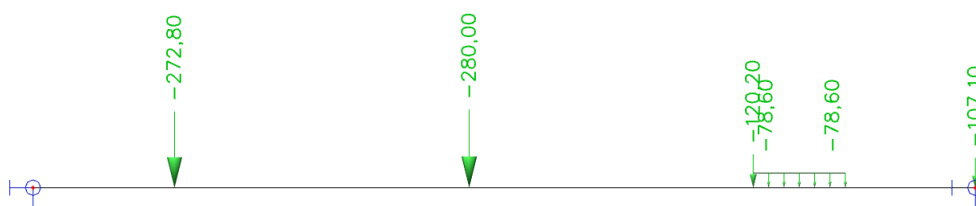
ZS4 – VLASTNÍ TÍHA 4.NP



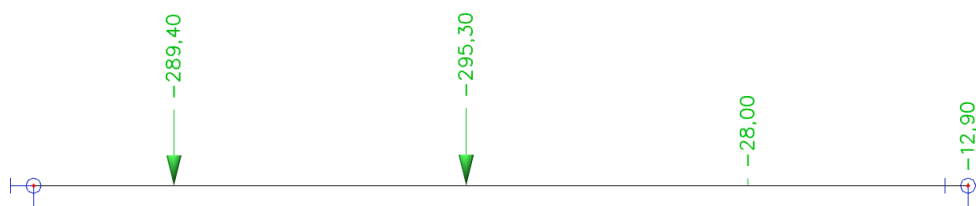
ZS5 – VLASTNÍ TÍHA 5.NP



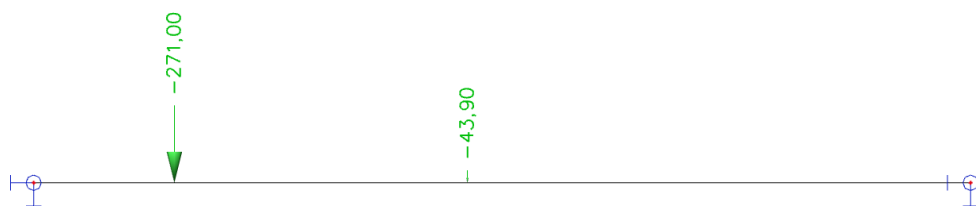
ZS6 – VLASTNÍ TÍHA 6.NP



ZS7 – VLASTNÍ TÍHA 7.NP



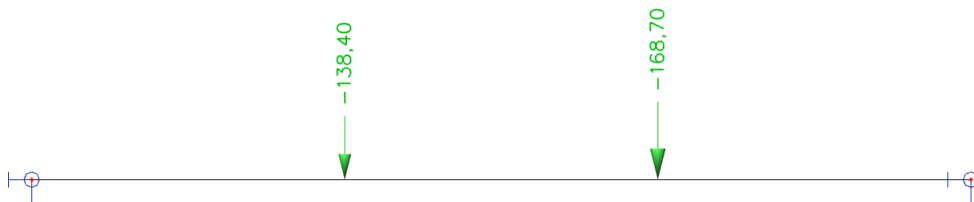
ZS8 – VLASTNÍ TÍHA 8.NP



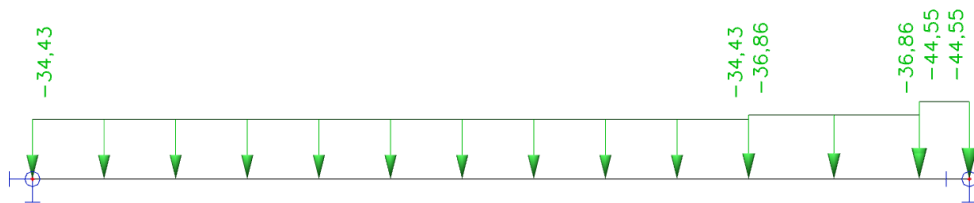
ZS9 – VLASTNÍ TÍHA 1.PP A 1.NP (TÁHLA)



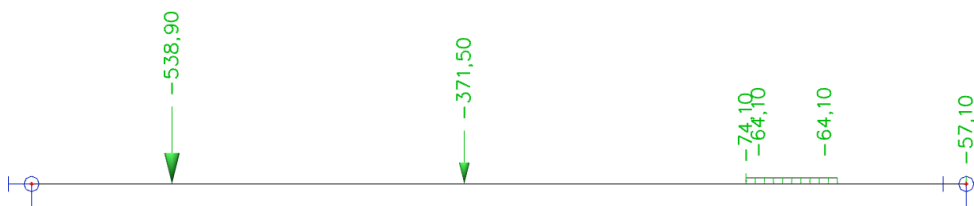
ZS10 – OSTATNÍ STÁLÉ ZATÍŽENÍ (TÁHLA)



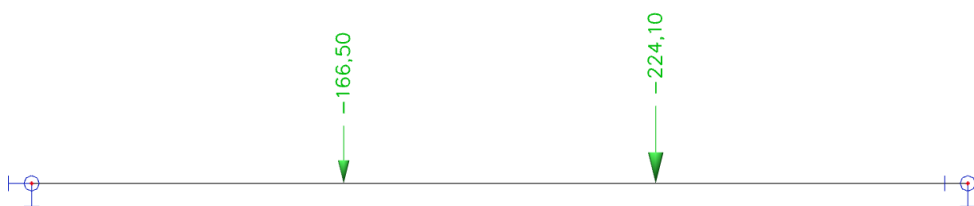
ZS11 – OSTATNÍ STÁLÉ ZATÍŽENÍ STROPU NAD 2.NP



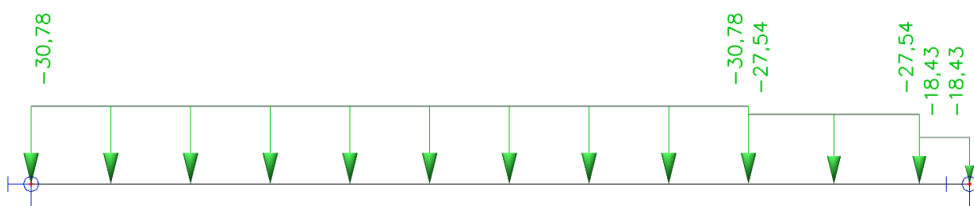
ZS12 – OSTATNÍ STÁLÉ ZATÍŽENÍ ADMINISTRATIVNÍ ČÁSTI



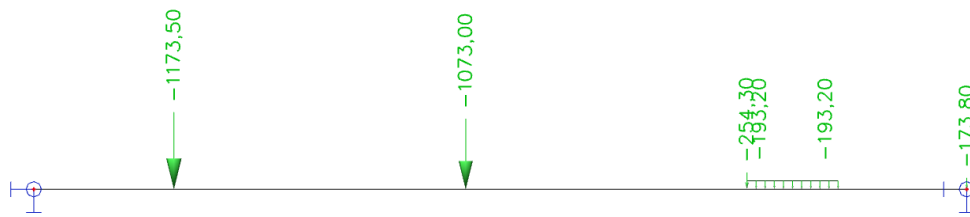
ZS13 – UŽITNÉ ZATÍŽENÍ (TÁHLA)



ZS14 – UŽITNÉ ZATÍŽENÍ STROPU NAD 2.NP



ZS15 – UŽITNÉ ZATÍŽENÍ ADMINISTRATIVNÍ ČÁSTI

7.2.2 Kombinace zatěžovacích stavů (pro MSP)

CHARAKTERISTICKÉ KOMBINACE ZATÍŽENÍ

Charakteristická kombinace zatížení je vyjádřena jako (dle ČSN EN 1990 kombinace číslo 6.14b)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (7.1)$$

kde $j \geq 1; i > 1$.

CO1 (dokončení stropu nad 2.NP)

- ZS1 + ZS2

CO2 (dokončení 3.NP)

- ZS1 + ZS2 + ZS3

CO3 (dokončení 4.NP)

- ZS1 + ZS2 + ZS3 + ZS4

CO4 (dokončení 5.NP)

- ZS1 + ZS2 + ZS3 + ZS4 + ZS5

CO5 (dokončení 6.NP)

- ZS1 + ZS2 + ZS3 + ZS4 + ZS5 + ZS6

CO6 (dokončení 7.NP)

- ZS1 + ZS2 + ZS3 + ZS4 + ZS5 + ZS6 + ZS7

CO7 (dokončení 8.NP, tedy celé hrubé stavby)

- ZS1 + ZS2 + ZS3 + ZS4 + ZS5 + ZS6 + ZS7 + ZS8

CO8 (aplikace a aktivace ocelových táhel)

- ZS1 + ZS2 + ZS3 + ZS4 + ZS5 + ZS6 + ZS7 + ZS8 + ZS9

CO9 (uvedení do provozu)

- ZS1 + ZS2 + ZS3 + ZS4 + ZS5 + ZS6 + ZS7 + ZS8 + ZS9 + ZS10 + ZS11 + ZS12 + ZS13 + ZS14 + ZS15

KVAZISTÁLÁ KOMBINACE ZATÍŽENÍ

Kvazistálá kombinace zatížení je vyjádřena jako (dle ČSN EN 1990 kombinace číslo 6.16b)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (7.2)$$

kde $j \geq 1; i > 1$.

CO10 (uvedení do provozu)

- $ZS1 + ZS2 + ZS3 + ZS4 + ZS5 + ZS6 + ZS7 + ZS8 + ZS9 + ZS10 + ZS11 + ZS12 + ZS13 \cdot \psi_{2,1} + (ZS14 + ZS15) \cdot \psi_{2,2}$
- pro kategorie C: shromažďovací plochy je $\psi_{2,1} = 0,6$
- pro kategorie B: kancelářské plochy je $\psi_{2,2} = 0,3$

ČASTÁ KOMBINACE ZATÍŽENÍ

Častá kombinace zatížení je vyjádřena jako (dle ČSN EN 1990 kombinace číslo 6.15b)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (7.3)$$

kde $j \geq 1; i > 1$.

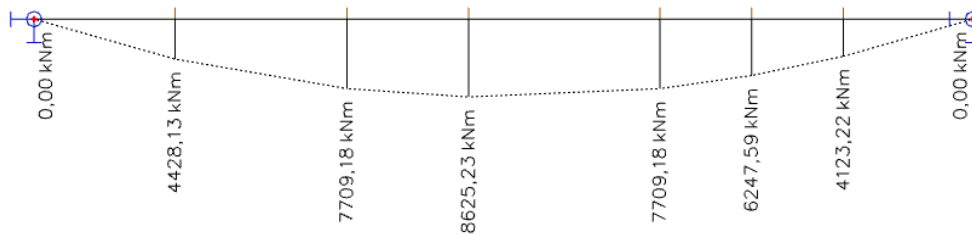
CO11 (uvedení do provozu)

- $ZS1 + ZS2 + ZS3 + ZS4 + ZS5 + ZS6 + ZS7 + ZS8 + ZS9 + ZS10 + ZS11 + ZS12 + ZS13 \cdot \psi_{2,1} + (ZS14 + ZS15) \cdot \psi_{2,2}$
- pro kategorie C: shromažďovací plochy je $\psi_{1,1} = 0,7$
- pro kategorie B: kancelářské plochy je $\psi_{1,2} = 0,5$

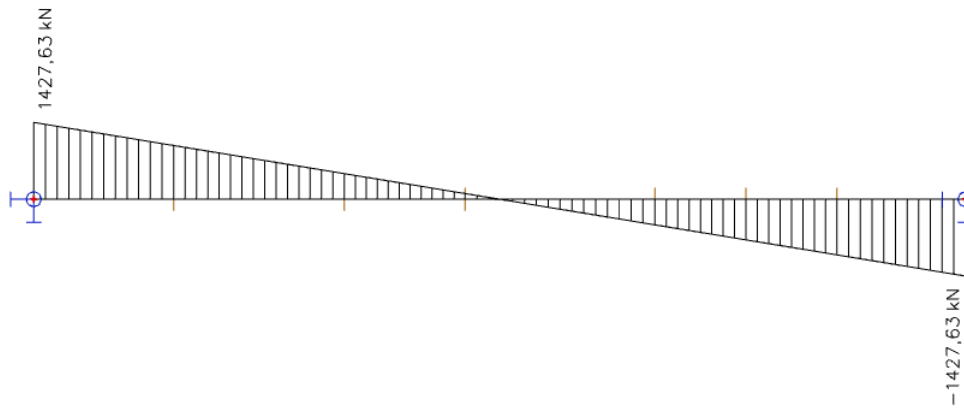
7.2.3 Charakteristické vnitřní síly

KOMBINACE CO1

Obr. Hodnoty ohybového momentu M_y [kNm] ve vyšetřovaných průřezech

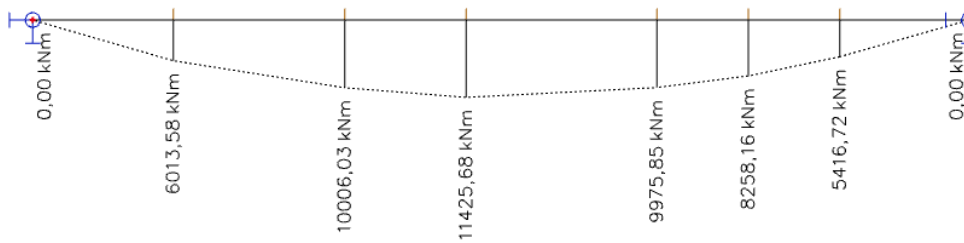


Obr. Průběh posouvající síly V_z [kN] vyvolaný charakteristickou kombinací zatížení

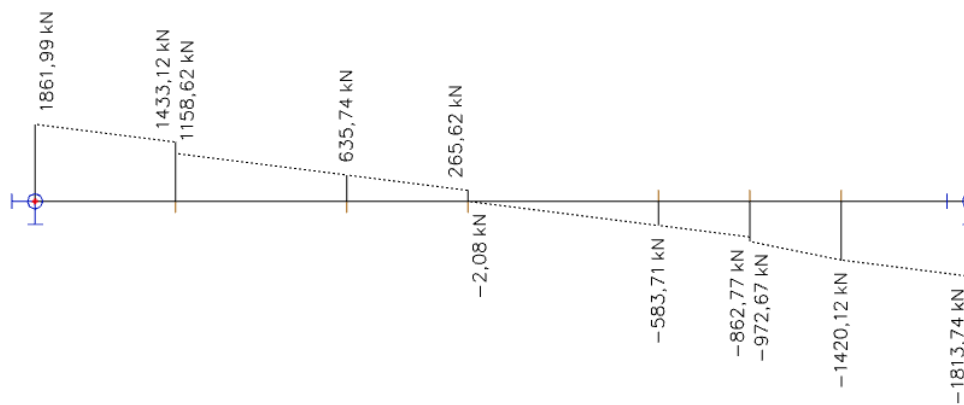


KOMBINACE CO2

Obr. Hodnoty ohybového momentu M_y [kNm] ve vyšetřovaných průřezech

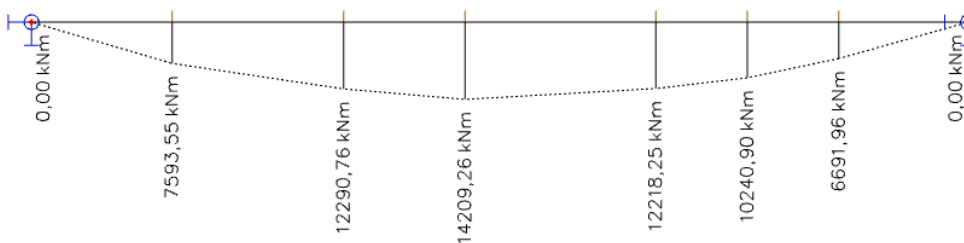


Obr. Hodnoty posouvající síly V_z [kN] ve vyšetřovaných průřezech

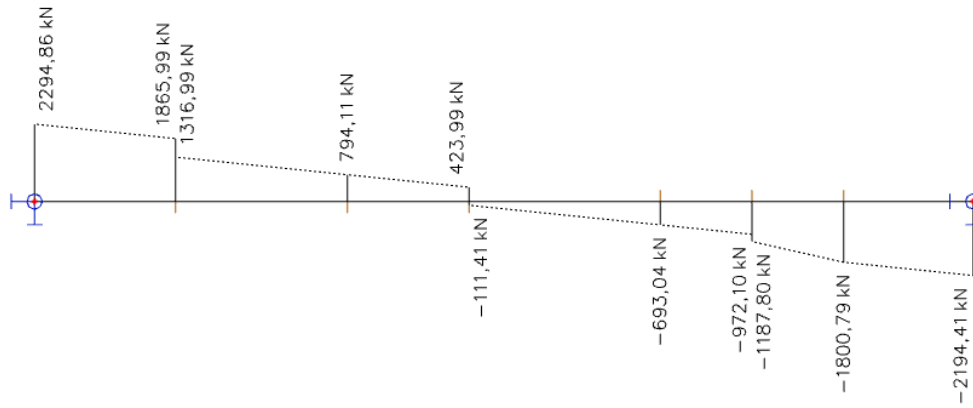


KOMBINACE CO3

Obr. Hodnoty ohybového momentu M_y [kNm] ve vyšetřovaných průřezech

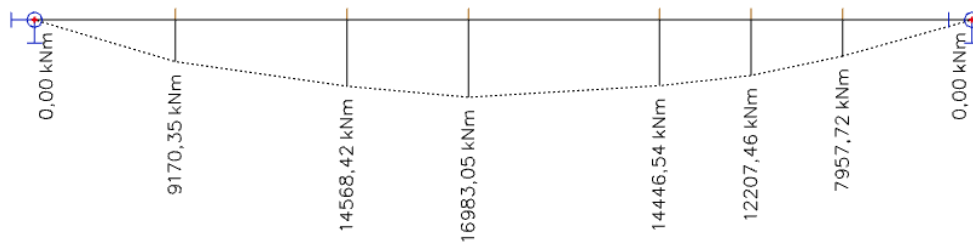


Obr. Hodnoty posouvající síly V_z [kN] ve vyšetřovaných průřezech

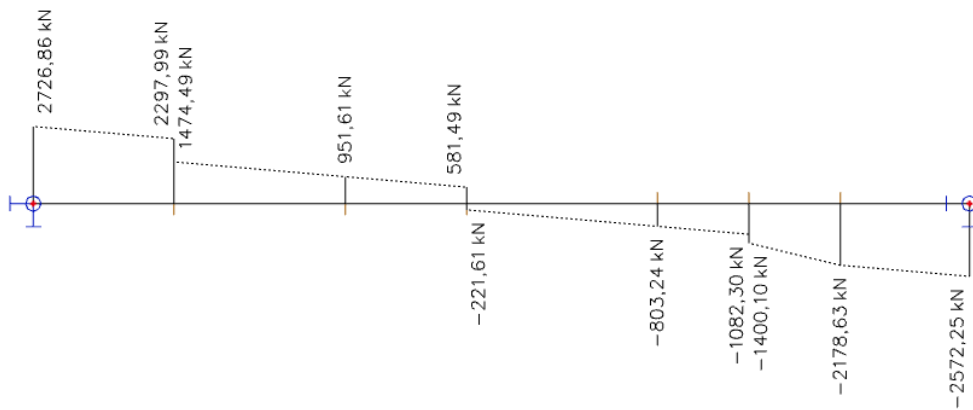


KOMBINACE CO4

Obr. Hodnoty ohybového momentu M_y [kNm] ve vyšetřovaných průřezech

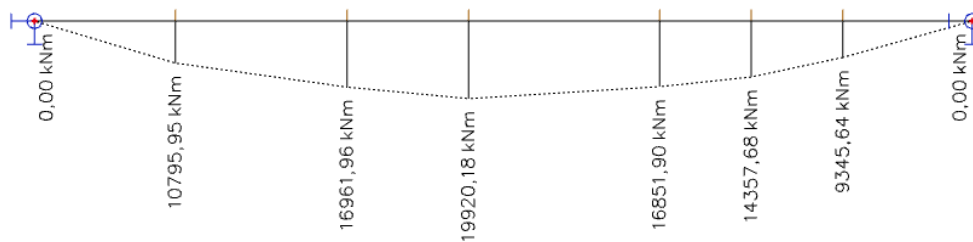


Obr. Hodnoty posouvající síly V_z [kN] ve vyšetřovaných průřezech

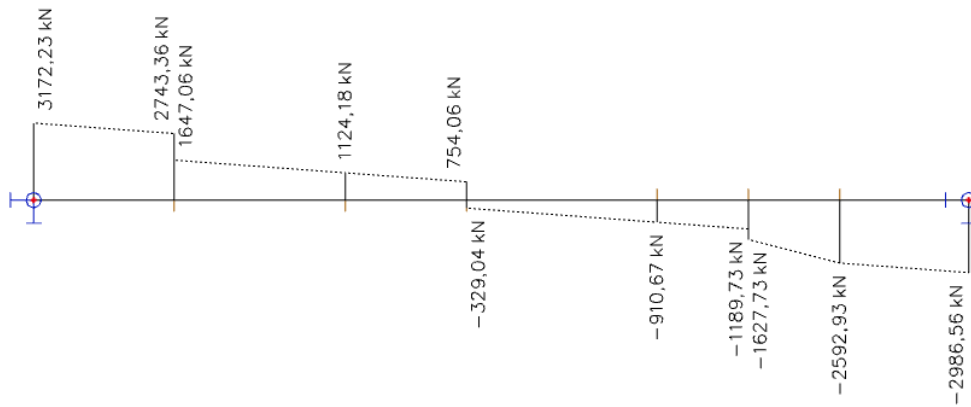


KOMBINACE CO5

Obr. Hodnoty ohybového momentu M_y [kNm] ve vyšetřovaných průřezech

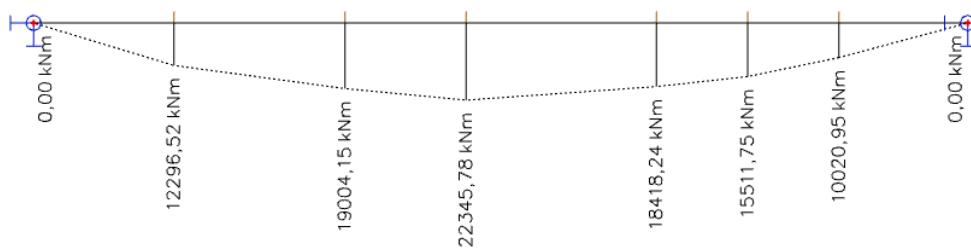


Obr. Hodnoty posouvající síly V_z [kN] ve vyšetřovaných průřezech

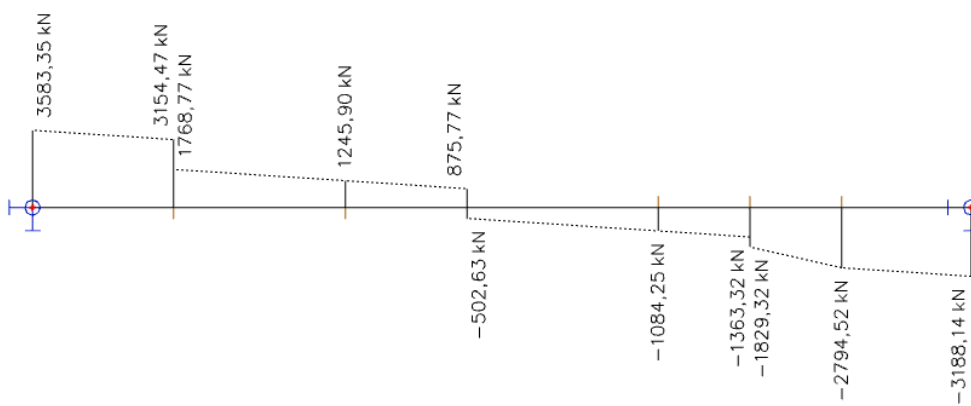


KOMBINACE CO6

Obr. Hodnoty ohybového momentu M_y [kNm] ve vyšetřovaných průřezech

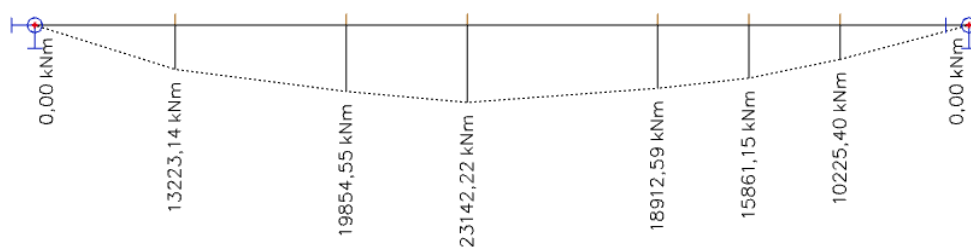


Obr. Hodnoty posouvající síly V_z [kN] ve vyšetřovaných průřezech

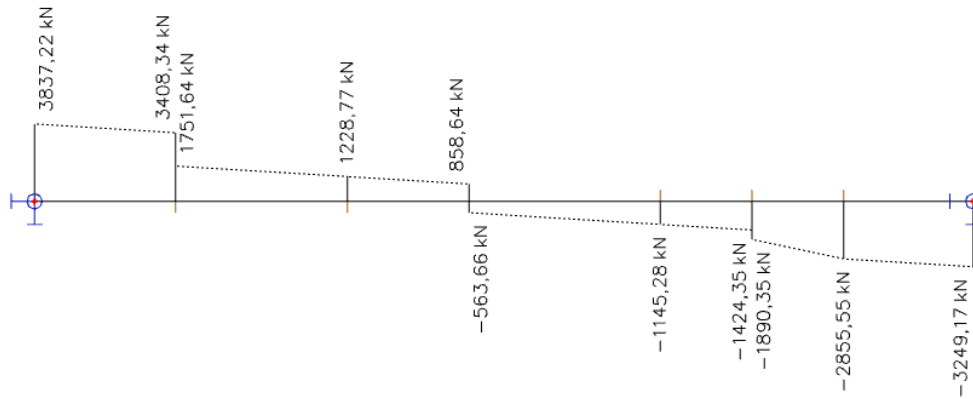


KOMBINACE CO7

Obr. Hodnoty ohybového momentu M_y [kNm] ve vyšetřovaných průřezech

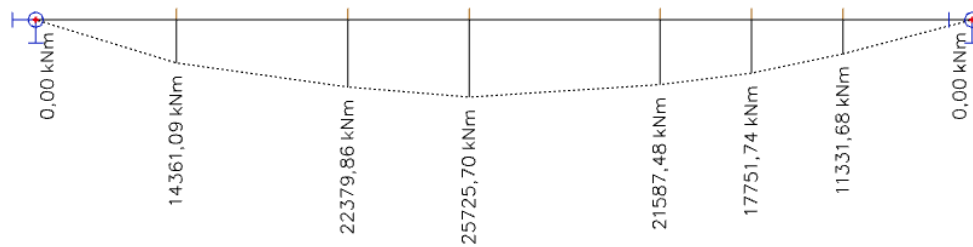


Obr. Hodnoty posouvající síly V_z [kN] ve vyšetřovaných průřezech

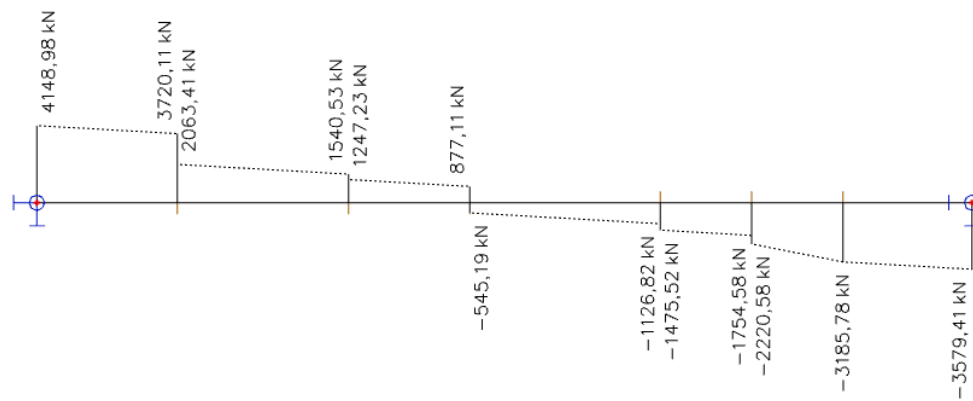


KOMBINACE CO8

Obr. Hodnoty ohybového momentu M_y [kNm] ve vyšetřovaných průřezech

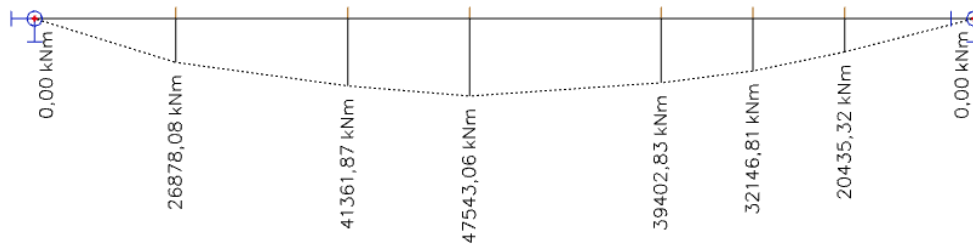


Obr. Hodnoty posouvající síly V_z [kN] ve vyšetřovaných průřezech

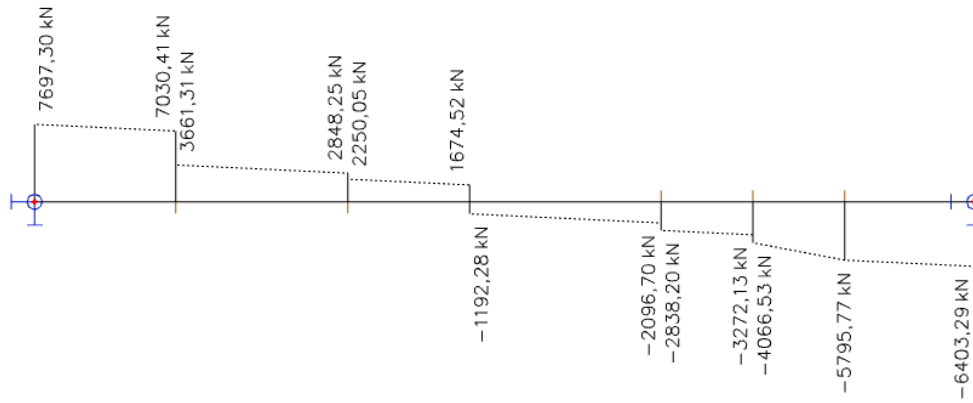


KOMBINACE CO9

Obr. Hodnoty ohybového momentu M_y [kNm] ve vyšetřovaných průřezech

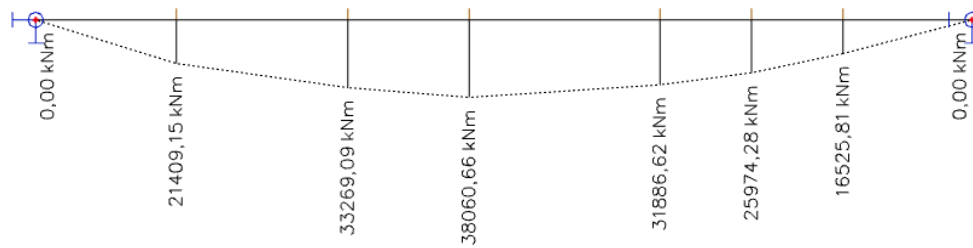


Obr. Hodnoty posouvající síly V_z [kN] ve vyšetřovaných průřezech

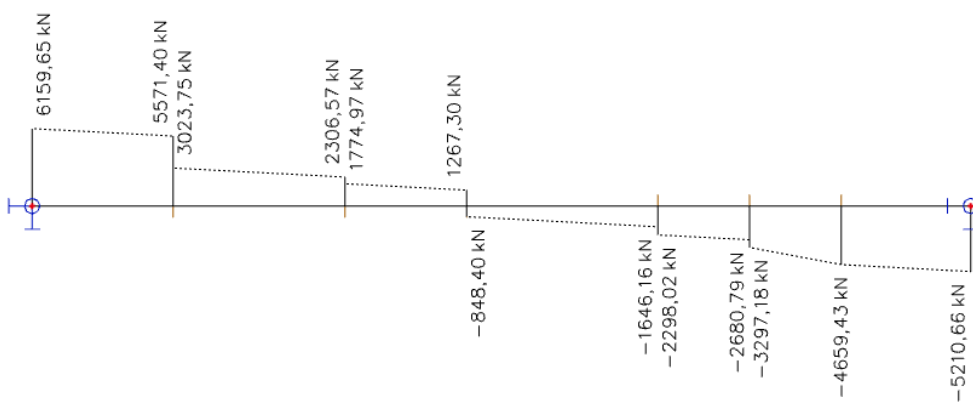


KOMBINACE CO10

Obr. Hodnoty ohybového momentu M_y [kNm] ve vyšetřovaných průřezech

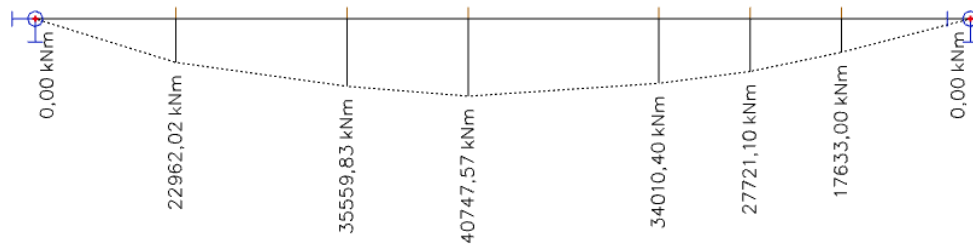


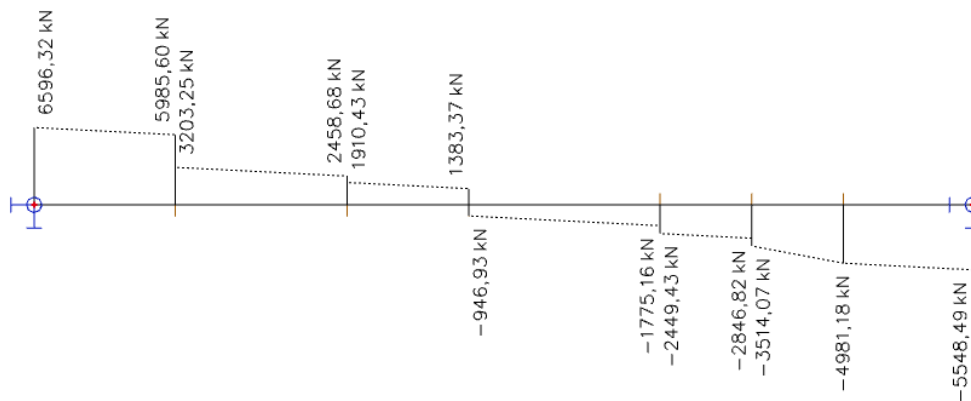
Obr. Hodnoty posouvající síly V_z [kN] ve vyšetřovaných průřezech



KOMBINACE CO11

Obr. Hodnoty ohybového momentu M_y [kNm] ve vyšetřovaných průřezech



Obr. Hodnoty posouvající síly V_z [kN] ve vyšetřovaných průřezech

7.2.4 Návrh předpětí

Návrh předpětí je proveden pro kvazistálou kombinaci zatížení CO10 (provoz objektu). Hodnota excentricity působící předpínací síly je stanovena pomocí odhadované krycí vrstvy předpínací výztuže a odhadovaného průměru kabelového kanálku. Kanálky budou uloženy ve dvou řadách se svislou a vodorovnou světovou vzdáleností rovnou průměru kanálku (dle ČSN EN 1992-1-1).

- odhadovaná krycí vrstva předpínací výztuže: $c = 90 \text{ mm}$
- odhadovaný průměr kabelového kanálku: $\varnothing_k = 120 \text{ mm}$
- excentricita předpínací síly: $e_p = z_{d,c} - c - \varnothing_k - \varnothing_k/2 =$
 $= 1263,8 - 90 - 120 - 120/2 = 993,8 \text{ mm}$

Tab. Návrh předpětí

PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY A ZATÍŽENÍ:	PŘEDPĚTÍ:
$A_c = 3625000 \text{ mm}^2$	$e_{p,15} = 990 \text{ mm}$
$I_{y,c} = 1,402E+12 \text{ mm}^4$	$\varnothing_{p1} = 15,7 \text{ mm}$
$z_{d,c} = 1263,8 \text{ mm}$	$A_{p1} = 150 \text{ mm}^2$
$z_{h,c} = -736,2 \text{ mm}$	$\sigma_{p,0} = 1476 \text{ MPa}$
$M_{15,CO10} = 38060,7 \text{ kNm}$	$\sigma_{p,\infty} = 1033 \text{ MPa}$
NÁVRH PŘEDPĚTÍ:	
$P_{r,qd} = 29368 \text{ kN}$	$n_{p,prov} = 200 \text{ ks}$
$A_{p,r,qd} = 28430 \text{ mm}^2$	$A_{p,prov} = 30000 \text{ mm}^2$
$n_{p,r,qd} = 190 \text{ ks}$	$P = 44280 \text{ kN}$

NÁVRH: Navrhují předpínací systém od výrobce Freyssinet typu 25C15, který se skládá z 8 kabelových kanálků (konrugované hadice z ocelových pásků) o vnitřním/vnějších průměru 110/115 mm. V každém kanálku je navrženo 25 kusů předpínacích lan o průměru 15,7 mm, dohromady tedy 200 kusů lan. Navržené předpínací napětí σ_{p0} je 1476 MPa.

Pozn. Pro další výpočty je hodnota $\varnothing_k = 115 \text{ mm}$.

7.2.5 Stanovení krycí vrstvy výztuže

Vstupní parametry

- stupeň vlivu prostředí: XC1
- třída konstrukce: S3
- životnost: 50 let

Minimální krycí vrstva

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

$c_{\min,b} = \min(\varnothing_k; 80 \text{ mm}) = 80 \text{ mm}$	min. krycí vrstva z hlediska soudržnosti
$c_{\min,dur} = 20 \text{ mm}$	min. krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí
$\Delta c_{dur,y} = 0 \text{ mm}$	přídavná hodnota z hlediska spolehlivosti prvku
$\Delta c_{dur,st} = 0 \text{ mm}$	redukce min. krycí vrstvy při použití nerezové oceli
$\Delta c_{dur,add} = 0 \text{ mm}$	redukce min. krycí vrstvy při použití přídavné ochrany

$$c_{\min} = \max(80 \text{ mm}; 20 \text{ mm} + 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm}; 10 \text{ mm}) = 80 \text{ mm}$$

Návrhová odchylka

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm} \quad \text{pro monolitické konstrukce}$$

Nominální krycí vrstva

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev} = 80 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 90 \text{ mm}$$

NÁVRH: Nominální krycí vrstva předpínací výztuže je 90 mm.

7.2.6 Předběžné posouzení předpětí

Předpokladem pro předběžné posouzení předpětí je napnutí kabelů po dokončení monolitické stropní konstrukce nad 2.NP (strop s předpjatým trámem). Posouzení předpětí v 6 průřezích je v čase $t_0 = 10$ dní provedeno pro charakteristickou kombinaci CO1, v čase t_∞ (na konci životnosti objektu) pak pro kvazistálou kombinaci CO10.

EXCENTRICITA PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽE

Excentricita působení předpínací síly ve vyšetřovaných průřezích je pro předběžné posouzení předpětí odhadnuta dle poměru momentu ku momentu v průřezu 15 (pro kombinaci CO9). Výchozí excentricita v průřezu 15 $e_{p,15} = 1263,8 - 90 - 115 - 115/2 = 1001,3 \text{ mm} \approx 1000 \text{ mm}$.

Průřez 5

$$\bullet \quad M_{CO10,5} / M_{CO10,15} = 26878,1 / 47543,1 = 0,565 \quad \rightarrow \quad e_{p,5} = 0,565 \cdot 1000 = 565 \text{ mm}$$

Průřez 10

$$\bullet \quad M_{CO10,10} / M_{CO10,15} = 41361,9 / 47543,1 = 0,87 \quad \rightarrow \quad e_{p,10} = 0,87 \cdot 1000 = 870 \text{ mm}$$

Průřez 20

$$\bullet \quad M_{CO10,20} / M_{CO10,15} = 39402,9 / 47543,1 = 0,829 \quad \rightarrow \quad e_{p,20} = 0,829 \cdot 1000 = 829 \text{ mm}$$

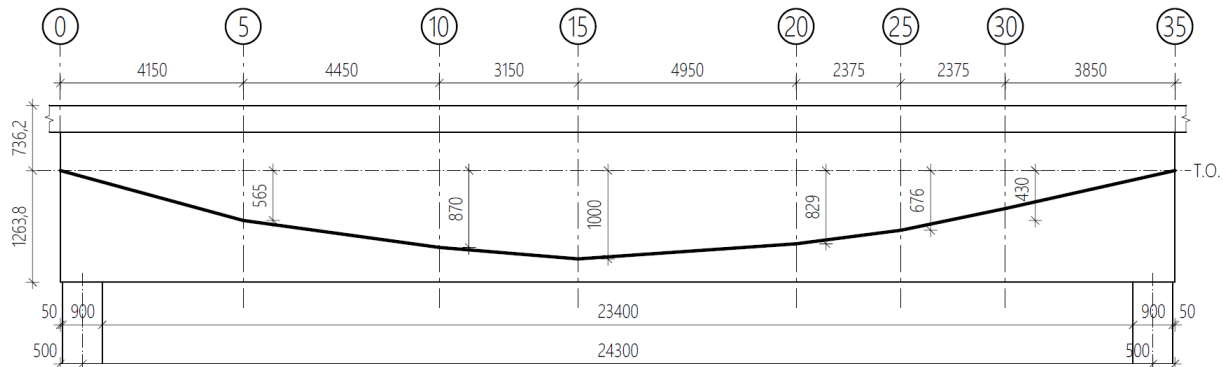
Průřez 25

• $M_{CO10,25} / M_{CO10,15} = 32146,9 / 47543,1 = 0,676 \rightarrow e_{p,25} = 0,676 \cdot 1000 = 676 \text{ mm}$

Průřez 30

• $M_{CO10,30} / M_{CO10,15} = 20435,4 / 47543,1 = 0,43 \rightarrow e_{p,30} = 0,43 \cdot 1000 = 430 \text{ mm}$

Obr. Schéma předběžného návrhu trasování kabelů na převýšeném modelu



PŘEDBĚŽNÉ POSOUZENÍ NAPĚTÍ V ČASE t_0

Posouzení pro charakteristickou kombinaci zatížení CO1 (dokončení stropní konstrukce nad 2.NP).

- předpínací napětí: $\sigma_{p0} = 1476 \text{ MPa}$
- odhad redukce σ_{p0} vlivem ztrát: $\zeta_0 = 0,9$

Tab. Předběžné posouzení předpětí v jednotlivých průřezech pro čas t_0

průřez	$f_{ck}(t_0)$ [MPa]	ζ [-]	M_{CO1} [kNm]	e_p [mm]	σ_{lim} [MPa]	vlákna	σ_x [MPa]	posudek	
průřez 5	38,25	0,9	4428,2	565	0	22,95	horní	-1,50	VYHOVUJE
							dolní	-27,30	NEVYHOVUJE
průřez 10				870			horní	3,16	NEVYHOVUJE
							dolní	-35,30	NEVYHOVUJE
průřez 15				1000			horní	5,40	NEVYHOVUJE
							dolní	-39,14	NEVYHOVUJE
průřez 20				829			horní	2,31	NEVYHOVUJE
							dolní	-33,83	NEVYHOVUJE
průřez 25	676	horní	-0,13	VYHOVUJE					
		dolní	-29,65	NEVYHOVUJE					
průřez 30	430	horní	-4,16	VYHOVUJE					
		dolní	-22,72	VYHOVUJE					
kriterium σ_{lim}							$\sigma_x \leq 0$ $ \sigma_x \leq 0,60 \cdot f_{ck}(t_0)$		

PŘEDBĚŽNÉ POSOUZENÍ NAPĚTÍ V ČASE t_∞

Posouzení pro kvazistálou kombinaci zatížení CO10.

- předpínací napětí: $\sigma_{p0} = 1476 \text{ MPa}$
- odhad redukce σ_{p0} vlivem ztrát: $\zeta_\infty = 0,7$

Tab. Předběžné posouzení předpětí v jednotlivých průřezech pro čas t_{∞}

průřez	f_{ck} [MPa]	ζ [-]	M_{CO10} [kNm]	ϵ_p [mm]	σ_{lim} [MPa]	vlákna	σ_x [MPa]	posudek	
průřez 5	45	0,7	21409,2	565	0	20,25	horní	-10,60	VYHOVUJE
							dolní	-5,04	VYHOVUJE
průřez 10			33269,1	870			horní	-11,86	VYHOVUJE
							dolní	-2,87	VYHOVUJE
průřez 15			38060,7	1000			horní	-12,26	VYHOVUJE
							dolní	-2,18	VYHOVUJE
průřez 20			31886,7	829			horní	-11,80	VYHOVUJE
							dolní	-2,97	VYHOVUJE
průřez 25			25974,3	676			horní	-11,19	VYHOVUJE
							dolní	-4,02	VYHOVUJE
průřez 30	16525,9	430	horní	-10,23	VYHOVUJE				
			dolní	-5,67	VYHOVUJE				
kriterium σ_{lim}							$\sigma_x \leq 0$ $ \sigma_x \leq 0,45 \cdot f_{ck}$		

Z výsledků předběžného posouzení navrženého předpětí na konci životnosti konstrukce je zřejmé, že prvek splňuje podmínku omezení napětí při kvazistálé kombinaci zatížení. Avšak v okamžiku těsně po vnesení napětí (t_0), kdy konstrukce vzdoruje pouze účinkům vlastní tíhy stropní konstrukce a předpětí, dochází v průřezech ke vzniku nadměrných tahových i tlakových napětí – nesplňuje podmínky pro MSP. Z tohoto důvodu je nutné předpínat konstrukci po jednotlivých fázích tak, aby účinky předpětí vždy vyrovnávaly účinky od vnějšího zatížení (v tomto případě zatížení od administrativní části budovy). V následující kapitole budou jednotlivé fáze předpětí určeny a posouzeny.

7.2.7 Fáze předpínání konstrukce

Předpětí konstrukce bude v první fázi provedeno po zhotovení samotné stropní konstrukce nad 2.NP a veškerých nosných prvků 3.NP, kdy dojde k napnutí 4 kabelů. Zbylé kabely budou napnuty po dokončení výstavby 8.NP (druhá fáze předpětí). Fáze napnutí jednotlivých kabelů jsou zřejmé ze schématu na obrázku níže.

ČASOVÉ ÚDAJE PŘEDPÍNÁNÍ PRO STANOVENÉ FÁZE

Fáze 1

- doba vnesení předpětí: $t_{0,1} = 7 + 3 + 28 + 2 = 40$ dní
- doba před 2. fází předpínání: $t_1 = 7 + (3 + 28 + 2) \cdot 6 = 205$ dní

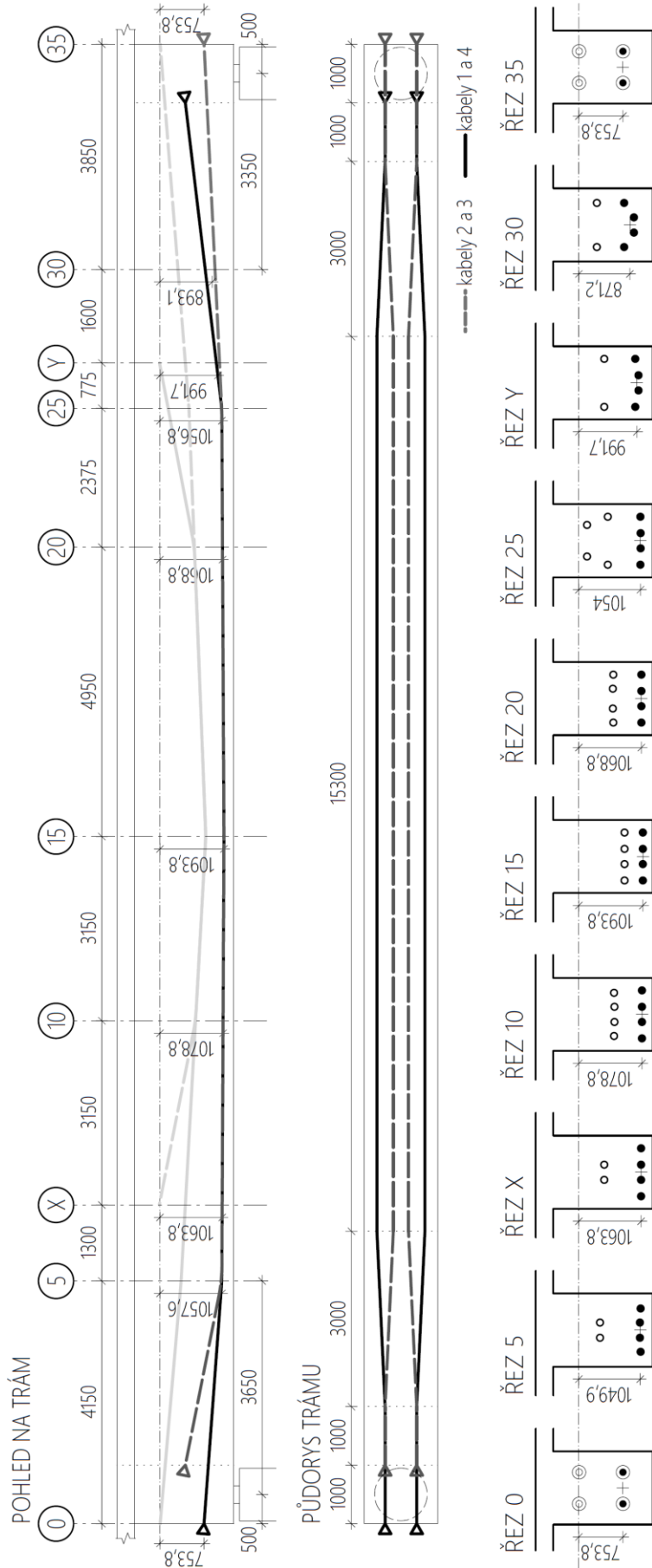
Fáze 2

- doba vnesení předpětí: $t_{0,2} = 7 + (3 + 28 + 2) \cdot 6 = 205$ dní
- doba uvedení do provozu: $t_2 = 7 + (3 + 28 + 2) \cdot 6 + 30 = 235$ dní
- doba na konci životnosti: $t_{\infty} = 50$ let = 18250 dní

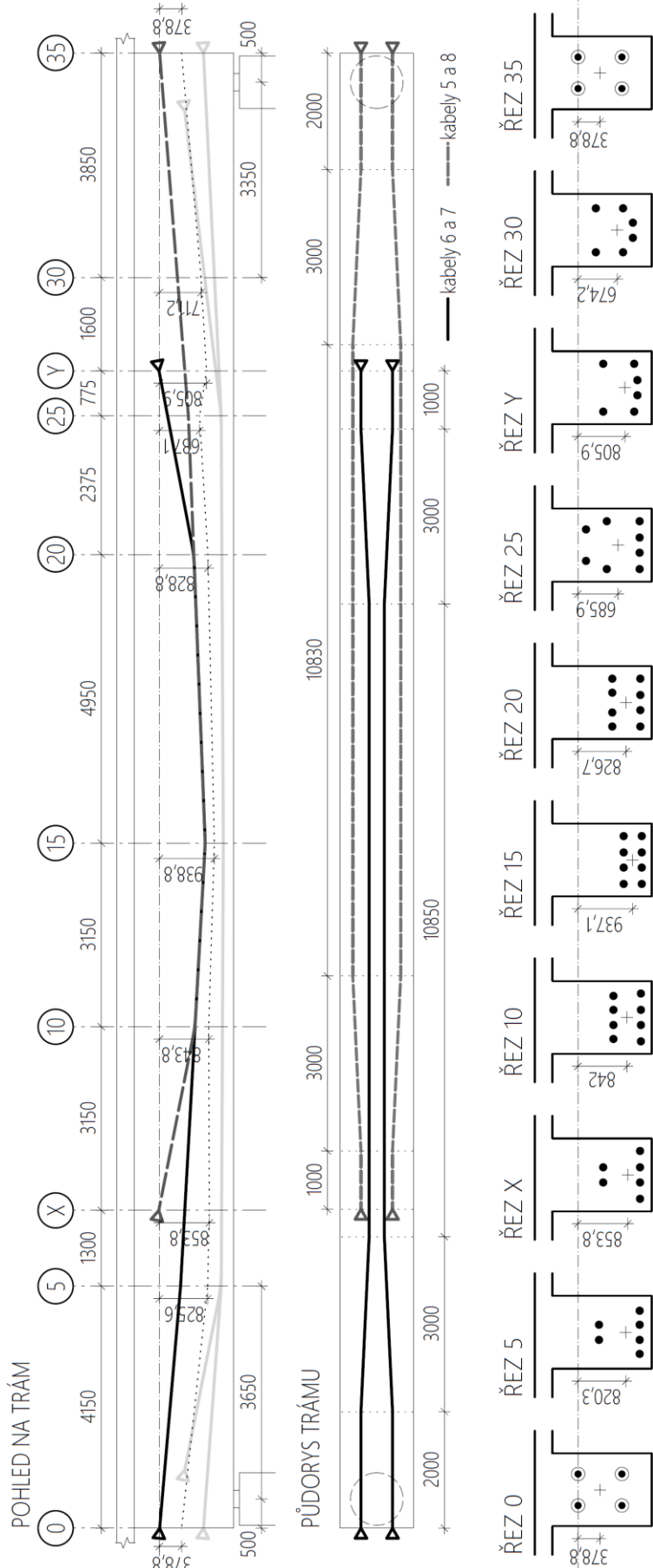
7.2.8 Trasování kabelů

Před samotným předběžným posouzením fází předpětí bylo navrženo trasování předpínacích kabelů tak, aby byla zajištěna možnost uložení navržených kabelů do trámu.

Obr. Schéma navrženého trasování kabelů v první fázi předpětí s příslušnými excentricitami napnutých kabelů



Obr. Schéma navrženého trasování kabelů ve druhé fázi předpětí s příslušnými excentricitami napnutých kabelů



Trasování nejprve vycházelo z návrhu kotevní oblasti, která musela splňovat požadované vzdálenosti aktivních kotev od krajů průřezu, případně jejich vlastní vzdálenosti. Druhým kritériem byla podkotevní oblast, která pro funkční návrh musela obsahovat výrobcem zadanou betonářskou výztuž v podobě spirál a třmíneků. Z tohoto důvodu bylo nutné provést zakotvení některých kabelů již po délce trámu (viz obr. Schéma trasování výše) pomocí pasivních kotev. Kvůli nutné úspoře místa budou pro návrh trámu použity pasivní kotvy typu NB, kdy se jedná o pevné kotvy plně uložené v betonové konstrukci. Veškeré požadavky pro návrh kotevní a podkotevní oblasti pro aktivní kotvy typu 25C15 a pasivní kotvy typu NB 25C15 byly získány z příručky výrobce Freyssinet [19].

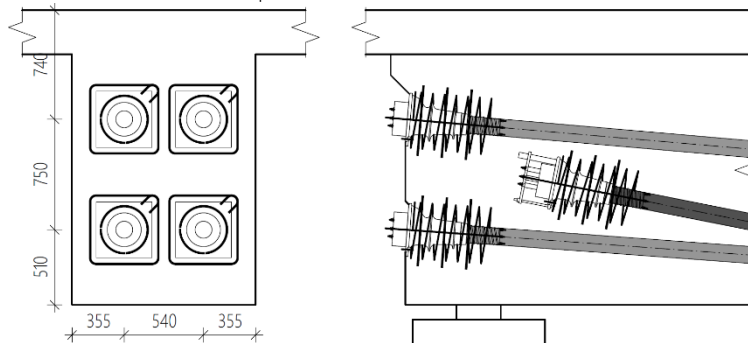
Šroubovice

- průměr výztuže: $\varnothing = 20 \text{ mm}$
- rozteč závitů: 80 mm
- počet závitů: 7
- vnější průměr: 380 mm

Přídavná výztuž (třmínky)

- průměr výztuže: $\varnothing = 16 \text{ mm}$
- rozteč třmíneků: 165 mm
- počet třmíneků: 3

Obr. Schéma kotevní a podkotevní oblasti



Ze schématu trasování kabelů v první a druhé fázi je zřejmé, že kabely nejsou v půdorysném pohledu přímé. V první fázi předpětí by u kabelů 2 a 3 mohlo dojít k jejich vytržení působením příčných sil směrem ven z průřezu. Díky stejnému „zalomení“ kabelů 1 a 4, lze však zjednodušeně říci, že se příčné síly vzájemně vyruší. K tomuto stavu ale nedochází ve druhé fázi předpětí, kdy je nutné vzniklé příčné síly působící směrem ven z průřezu zachytit pomocí betonářské výztuže. Na obrázku níže je popsán zjednodušený návrh této výztuže k doložení správné funkce navrženého trasování kabelů.

Obr. Návrh výztuže pro zachycení příčné síly

$$A_{p,prov,1} = 25 \cdot 150 = 3750 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{po} = 1476 \text{ MPa}$$

$$F = \sigma_{po} \cdot A_{p,prov,1} = 1476 \cdot 3750 \cdot 10^{-3} = 5535 \text{ kN}$$

$$X = F \cdot \sin \alpha = 5535 \cdot \sin 2,672^\circ = 258,1 \text{ kN}$$

NÁVRH VÝZTUŽE PRO ZACHYCENÍ SÍLY X:

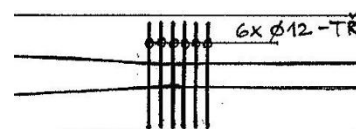
$$A_{s,reqd} = \frac{X}{f_{yd}} = \frac{258,1}{434,78} \cdot 10^3 = 594 \text{ mm}^2$$

! SÍLA PŮSOBÍ 2x (2 kabely) ! $\rightarrow A_{s,reqd} = 2 \cdot 594 = 1188 \text{ mm}^2$

$$n_{TR} = \frac{A_{s,reqd}}{n \cdot A_{s,1}} = \frac{1188}{2 \cdot 113} = 6 \text{ ks}$$

NÁVRH: 6x dvojitřmičkový třmínek o průměru $\varnothing = 12 \text{ mm}$

Obr. Schéma uložení třmíneků



Vzhledem k návrhu 4 kabelů (napnutých ve druhé fázi předpětí) ukončených po délce trámu budou při návrhu a posouzení předpětí uvažovány nové průřezy X a Y, které demonstrují stav, kdy v průřezu působí předpínací síly pouze v 6 kabelech.

7.2.9 Předběžné posouzení fází předpětí

Předběžné posouzení fází předpětí je provedeno pro 10 průřezů, ve kterých působí různé normálové síly od předpětí v závislosti na počtu napnutých lan a na fázi předpětí. Excentricita této síly je pak dána polohou kabelů, jež je zřejmá ze schématu trasování kabelů v podkapitole 7.2.8 a závisí také na dané fázi předpětí. Z tabulky níže lze vyčíst uvažované ztráty předpětí ζ pro jednotlivé časové úseky.

Jak již bylo zmíněno v podkapitole 7.2.7, první fáze předpětí bude provedena po ukončení výstavby veškerých nosných konstrukcí 2.NP a 3.NP. Tomuto stavu odpovídá ohybový moment M_{CO2} . Druhá fáze předpětí (napnutí zbylých lan) bude provedena po kompletním dohotovení hrubé stavby administrativní části budovy, tedy po dokončení 8.NP. Tomuto stavu odpovídá ohybový moment M_{CO7} . Ohybový moment vyvozený kvazistálou kombinací zatížení při provozu objektu (s uvážením ostatního stálého a užitného zatížení společně se zatížením od táhel) je označen jako M_{CO10} . Kritéria posouzení jsou zřejmá z tabulek níže.

Tab. Vstupní parametry pro předběžné posouzení fází předpětí

PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY:			
$A_c = 3625000$	mm^2	$z_{h,c} = -736,2$	mm
$I_{y,c} = 1,40E+12$	mm^4	$z_{d,c} = 1263,8$	mm
BETON:			
$f_{ck} = 45$	MPa	$0,60 \cdot f_{ck} = 27$	MPa
		$0,45 \cdot f_{ck} = 20,25$	MPa
		$f_{ctm} = 3,8$	MPa
PŘEDPĚTÍ:			
$\sigma_{p0} = 1476$	MPa	$A_{p,prov,kab} = 3750$	
		$P_{kabel} = 5535$	kN
$e_{p,0,1f} = 753,8$	mm	$N_{p,0,1f\acute{a}ze} = -11070$	kN
$e_{p,5,1f} = 1049,9$	mm	$N_{p,5,1f\acute{a}ze} = -22140$	kN
$e_{p,10,1f} = 1078,8$	mm	$N_{p,10,1f\acute{a}ze} = -22140$	kN
$e_{p,15,1f} = 1093,8$	mm	$N_{p,15,1f\acute{a}ze} = -22140$	kN
$e_{p,20,1f} = 1068,8$	mm	$N_{p,20,1f\acute{a}ze} = -22140$	kN
$e_{p,25,1f} = 1054,0$	mm	$N_{p,25,1f\acute{a}ze} = -22140$	kN
$e_{p,30,1f} = 871,2$	mm	$N_{p,30,1f\acute{a}ze} = -22140$	kN
$e_{p,35,1f} = 753,8$	mm	$N_{p,35,1f\acute{a}ze} = -11070$	kN
$e_{p,X,1f} = 1063,8$	mm	$N_{p,X,1f\acute{a}ze} = -22140$	kN
$e_{p,Y,1f} = 991,7$	mm	$N_{p,Y,1f\acute{a}ze} = -22140$	kN
$e_{p,0,2f} = 378,80$	mm	$N_{p,0,2f\acute{a}ze} = -22140$	kN
$e_{p,5,2f} = 820,30$	mm	$N_{p,5,2f\acute{a}ze} = -33210$	kN
$e_{p,10,2f} = 842,00$	mm	$N_{p,10,2f\acute{a}ze} = -44280$	kN
$e_{p,15,2f} = 937,20$	mm	$N_{p,15,2f\acute{a}ze} = -44280$	kN
$e_{p,20,2f} = 826,70$	mm	$N_{p,20,2f\acute{a}ze} = -44280$	kN
$e_{p,25,2f} = 685,90$	mm	$N_{p,25,2f\acute{a}ze} = -44280$	kN
$e_{p,30,2f} = 674,20$	mm	$N_{p,30,2f\acute{a}ze} = -33210$	kN
$e_{p,35,2f} = 378,80$	mm	$N_{p,35,2f\acute{a}ze} = -22140$	kN
$e_{p,X,2f} = 853,80$	mm	$N_{p,X,2f\acute{a}ze} = -33210$	kN
$e_{p,Y,2f} = 805,90$	mm	$N_{p,Y,2f\acute{a}ze} = -33210$	kN
ODHAD ZTRÁT PŘEDPĚTÍ:			
$\zeta_{0,1} = 0,9$		$\zeta_1 = \zeta_{0,2} = 0,85$	
		$\zeta_2 = 0,8$	
			$\zeta_{\infty} = 0,7$
ÚČINKY KOMBINACÍ ZATÍŽENÍ:			
$M_{0,CO2} = 0$	kNm	$M_{0,CO7} = 0$	kNm
$M_{5,CO2} = 7421$	kNm	$M_{5,CO7} = 13224$	kNm
$M_{10,CO2} = 10007$	kNm	$M_{10,CO7} = 19855$	kNm
$M_{15,CO2} = 11426$	kNm	$M_{15,CO7} = 23143$	kNm
$M_{20,CO2} = 9976$	kNm	$M_{20,CO7} = 18913$	kNm
$M_{25,CO2} = 8259$	kNm	$M_{25,CO7} = 15862$	kNm
$M_{30,CO2} = 5417$	kNm	$M_{30,CO7} = 10226$	kNm
$M_{35,CO2} = 0$	kNm	$M_{35,CO7} = 0$	kNm
$M_{X,CO2} = 6014$	kNm	$M_{X,CO7} = 15401$	kNm
$M_{Y,CO2} = 7448$	kNm	$M_{Y,CO7} = 14275$	kNm
		$M_{0,CO10} = 0$	kNm
		$M_{5,CO10} = 21410$	kNm
		$M_{10,CO10} = 33270$	kNm
		$M_{15,CO10} = 38061$	kNm
		$M_{20,CO10} = 31887$	kNm
		$M_{25,CO10} = 25975$	kNm
		$M_{30,CO10} = 16526$	kNm
		$M_{35,CO10} = 0$	kNm
		$M_{X,CO10} = 25204$	kNm
		$M_{Y,CO10} = 23247$	kNm

Tab. Posouzení první fáze předpětí

PRVNÍ FÁZE PŘEDPĚTÍ					
průřez	vlákna	vnesení předpětí ($t_{0,1}$)		výstavba 8.NP (t_1)	
		kombinace CO2		kombinace CO7	
		σ_x [MPa]	posudek	σ_x [MPa]	posudek
průřez 0	horní	1,20	VYHOVUJE	1,13	VYHOVUJE
	dolní	-9,52	VYHOVUJE	-8,99	VYHOVUJE
průřez 5	horní	1,59	VYHOVUJE	-1,76	VYHOVUJE
	dolní	-17,67	VYHOVUJE	-11,08	VYHOVUJE
průřez 10	horní	0,54	VYHOVUJE	-4,96	VYHOVUJE
	dolní	-15,85	VYHOVUJE	-5,59	VYHOVUJE
průřez 15	horní	-0,05	VYHOVUJE	-6,54	VYHOVUJE
	dolní	-14,84	VYHOVUJE	-2,88	VYHOVUJE
průřez 20	horní	0,45	VYHOVUJE	-4,56	VYHOVUJE
	dolní	-15,70	VYHOVUJE	-6,27	VYHOVUJE
průřez 25	horní	1,19	VYHOVUJE	-3,11	VYHOVUJE
	dolní	-16,98	VYHOVUJE	-8,77	VYHOVUJE
průřez 30	horní	0,77	VYHOVUJE	-1,95	VYHOVUJE
	dolní	-16,26	VYHOVUJE	-10,75	VYHOVUJE
průřez 35	horní	1,20	VYHOVUJE	1,13	VYHOVUJE
	dolní	-9,52	VYHOVUJE	-8,99	VYHOVUJE
průřez X	horní	2,48	VYHOVUJE	-2,77	VYHOVUJE
	dolní	-19,18	VYHOVUJE	-9,35	VYHOVUJE
průřez Y	horní	0,97	VYHOVUJE	-2,89	VYHOVUJE
	dolní	-16,60	VYHOVUJE	-9,15	VYHOVUJE
kriterium		$\sigma_x \leq f_{ctm}$ $ \sigma_x \leq 0,60 \cdot f_{ck}(t)$		$\sigma_x \leq f_{ctm}$ $ \sigma_x \leq 0,45 \cdot f_{ck}(t)$	

Tab. Posouzení druhé fáze předpětí

DRUHÁ FÁZE PŘEDPĚTÍ							
průřez	vlákna	vnesení předpětí ($t_{0,2}$)		uvedení do provozu (t_2)		konec životnosti (t_∞)	
		kombinace CO7		kombinace CO10		kombinace CO10	
		σ_x [MPa]	posudek	σ_x [MPa]	posudek	σ_x [MPa]	posudek
průřez 0	horní	-1,45	VYHOVUJE	-1,36	VYHOVUJE	-1,19	VYHOVUJE
	dolní	-11,62	VYHOVUJE	-10,93	VYHOVUJE	-9,57	VYHOVUJE
průřez 5	horní	-2,57	VYHOVUJE	-7,13	VYHOVUJE	-7,64	VYHOVUJE
	dolní	-16,74	VYHOVUJE	-7,68	VYHOVUJE	-4,30	VYHOVUJE
průřez 10	horní	-4,17	VYHOVUJE	-11,58	VYHOVUJE	-12,32	VYHOVUJE
	dolní	-21,05	VYHOVUJE	-6,67	VYHOVUJE	-2,09	VYHOVUJE
průřez 15	horní	-4,01	VYHOVUJE	-12,33	VYHOVUJE	-13,28	VYHOVUJE
	dolní	-21,32	VYHOVUJE	-5,39	VYHOVUJE	-0,43	VYHOVUJE
průřez 20	horní	-3,98	VYHOVUJE	-11,14	VYHOVUJE	-11,84	VYHOVUJE
	dolní	-21,38	VYHOVUJE	-7,43	VYHOVUJE	-2,91	VYHOVUJE
průřez 25	horní	-5,16	VYHOVUJE	-10,65	VYHOVUJE	-11,03	VYHOVUJE
	dolní	-19,36	VYHOVUJE	-8,26	VYHOVUJE	-4,30	VYHOVUJE
průřez 30	horní	-3,16	VYHOVUJE	-6,60	VYHOVUJE	-6,86	VYHOVUJE
	dolní	-15,72	VYHOVUJE	-8,58	VYHOVUJE	-5,64	VYHOVUJE
průřez 35	horní	-1,45	VYHOVUJE	-1,36	VYHOVUJE	-1,19	VYHOVUJE
	dolní	-11,62	VYHOVUJE	-10,93	VYHOVUJE	-9,57	VYHOVUJE
průřez X	horní	-3,22	VYHOVUJE	-8,65	VYHOVUJE	-9,23	VYHOVUJE
	dolní	-15,63	VYHOVUJE	-5,06	VYHOVUJE	-1,59	VYHOVUJE
průřez Y	horní	-3,34	VYHOVUJE	-8,29	VYHOVUJE	-8,78	VYHOVUJE
	dolní	-15,43	VYHOVUJE	-5,67	VYHOVUJE	-2,35	VYHOVUJE
kriterium		pro charakteristickou kombinaci zatížení v čase $t_{0,2}$:				$\sigma_x \leq 0$ a $ \sigma_x \leq 0,60 \cdot f_{ck}$	
		pro kvazistálou kombinaci zatížení v čase t_2 a t_∞ :				$\sigma_x \leq 0$ a $ \sigma_x \leq 0,45 \cdot f_{ck}$	

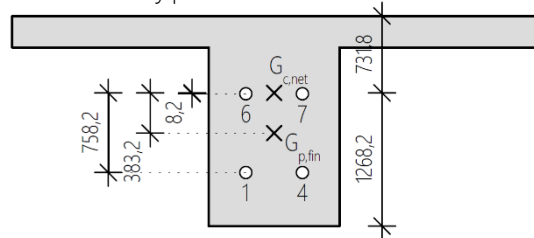
7.2.10 Průřezové charakteristiky

7.2.10.1 Průřez 0

Průřezové charakteristiky oslabeného průřezu

- $Z_{d,0,net} = 1268,2 \text{ mm}$
- $Z_{h,0,net} = -731,8 \text{ mm}$
- $A_{c,0,net} = 3,56268 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$
- $e_{p,0,net,14} = 758,2 \text{ mm}$
- $e_{p,0,net,67} = 8,2 \text{ mm}$
- $e_{p,0,net,fin} = 383,2 \text{ mm}$

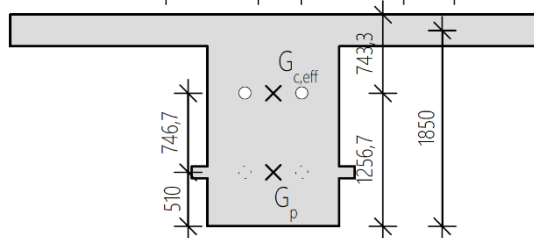
Obr. Oslabený průřez 0



Efektivní průřezové charakteristiky pro 1. fázi předpětí

- $Z_{d,0,eff} = 1256,7 \text{ mm}$
- $Z_{h,0,eff} = -743,3 \text{ mm}$
- $A_{c,0,eff} = 3,63839 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$
- $I_{y,0,eff,1.f} = 1,42158 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$
- $e_{p,0,eff,1.f} = 746,7 \text{ mm}$

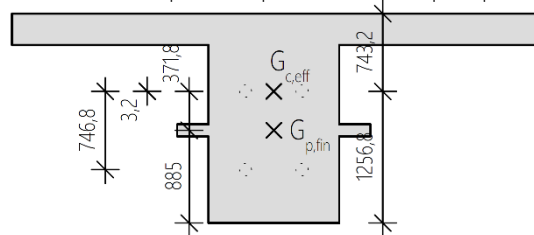
Obr. Efektivní průřez 0 pro první fázi předpětí



Efektivní průřezové charakteristiky pro 2. fázi předpětí

- $Z_{d,0,eff} = 1244,4 \text{ mm}$
- $Z_{h,0,eff} = -755,6 \text{ mm}$
- $A_{c,0,eff} = 3,69333 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$
- $I_{y,0,eff,2.f} = 1,41203 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$
- $e_{p,0,eff,2.f} = 3,2 \text{ mm}$
- $e_{p,0,eff,fin} = 371,8 \text{ mm}$

Obr. Efektivní průřez 0 pro druhou fázi předpětí

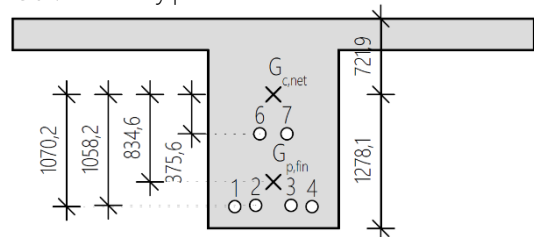


7.2.10.2 Průřez 5

Průřezové charakteristiky oslabeného průřezu

- $Z_{d,5,net} = 1278,1 \text{ mm}$
- $Z_{h,5,net} = -721,9 \text{ mm}$
- $A_{c,5,net} = 3,54190 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$
- $e_{p,5,net,14} = 1070,2 \text{ mm}$
- $e_{p,5,net,23} = 1058,2 \text{ mm}$
- $e_{p,0,net,67} = 375,6 \text{ mm}$
- $e_{p,0,net,fin} = 834,6 \text{ mm}$

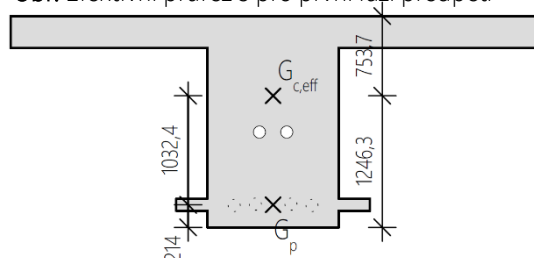
Obr. Oslabený průřez 5



Efektivní průřezové charakteristiky pro 1. fázi předpětí

- $Z_{d,5,eff} = 1246,3 \text{ mm}$
- $Z_{h,5,eff} = -753,7 \text{ mm}$
- $A_{c,5,eff} = 3,67256 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$
- $I_{y,5,eff,1.f} = 1,47386 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$
- $e_{p,5,eff,1.f} = 1032,4 \text{ mm}$

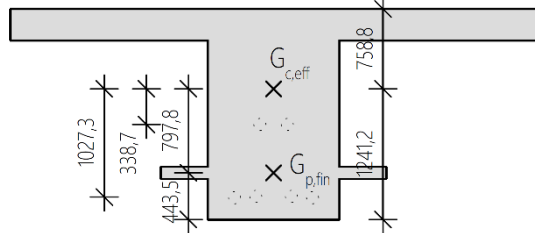
Obr. Efektivní průřez 5 pro první fázi předpětí



Efektivní průřezové charakteristiky pro 2. fázi předpětí

- $Z_{d,5,eff} = 1241,2 \text{ mm}$
- $Z_{h,5,eff} = -758,8 \text{ mm}$
- $A_{c,5,eff} = 3,72750 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$
- $I_{y,5,eff,2.f} = 1,46952 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$
- $e_{p,5,eff,2.f} = 338,7 \text{ mm}$
- $e_{p,5,eff,fin} = 797,8 \text{ mm}$

Obr. Efektivní průřez 5 pro druhou fázi předpětí

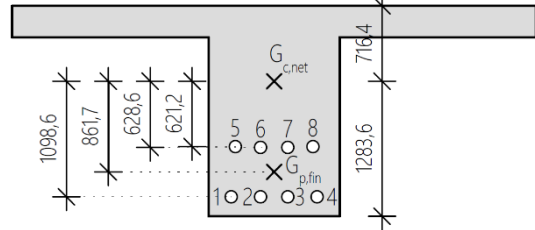


7.2.10.3 Průřez 10

Průřezové charakteristiky oslabeného průřezu

- $Z_{d,10,net} = 1283,6 \text{ mm}$
- $Z_{h,10,net} = -716,4 \text{ mm}$
- $A_{c,10,net} = 3,52113 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$
- $e_{p,10,net,1234} = 1098,6 \text{ mm}$
- $e_{p,0,net,58} = 621,2 \text{ mm}$
- $e_{p,0,net,67} = 628,6 \text{ mm}$
- $e_{p,0,net,fin} = 861,7 \text{ mm}$

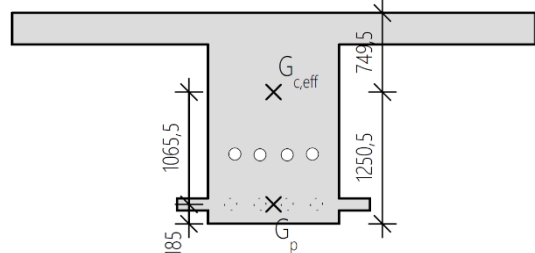
Obr. Oslabený průřez 10



Efektivní průřezové charakteristiky pro 1. fázi předpětí

- $Z_{d,10,eff} = 1250,5 \text{ mm}$
- $Z_{h,10,eff} = -749,5 \text{ mm}$
- $A_{c,10,eff} = 3,65179 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$
- $I_{y,10,eff,1.f} = 1,46604 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$
- $e_{p,10,eff,1.f} = 1065,5 \text{ mm}$

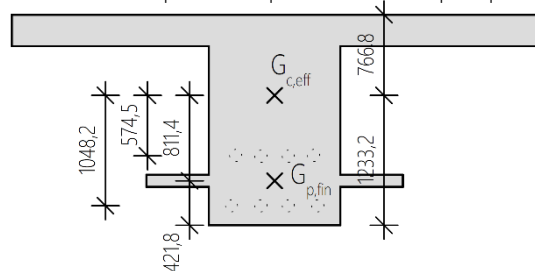
Obr. Efektivní průřez 10 pro první fázi předpětí



Efektivní průřezové charakteristiky pro 2. fázi předpětí

- $Z_{d,10,eff} = 1233,2 \text{ mm}$
- $Z_{h,10,eff} = -766,8 \text{ mm}$
- $A_{c,10,eff} = 3,76167 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$
- $I_{y,10,eff,2.f} = 1,49585 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$
- $e_{p,10,eff,2.f} = 574,5 \text{ mm}$
- $e_{p,10,eff,fin} = 811,4 \text{ mm}$

Obr. Efektivní průřez 10 pro druhou fázi předpětí

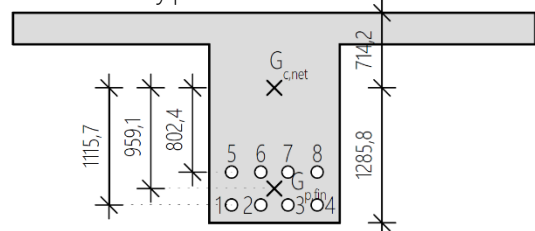


7.2.10.4 Průřez 15

Průřezové charakteristiky oslabeného průřezu

- $Z_{d,15,net} = 1285,8 \text{ mm}$
- $Z_{h,15,net} = -714,2 \text{ mm}$
- $A_{c,15,net} = 3,52113 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$
- $e_{p,15,net,1234} = 1115,7 \text{ mm}$
- $e_{p,15,net,5678} = 802,4 \text{ mm}$
- $e_{p,15,net,fin} = 959,1 \text{ mm}$

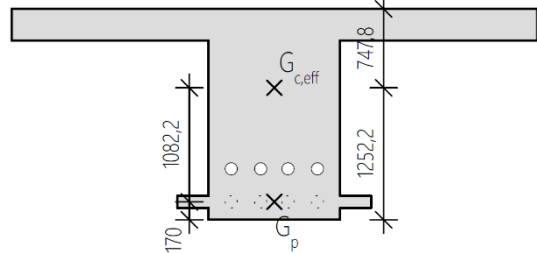
Obr. Oslabený průřez 15



Efektivní průřezové charakteristiky pro 1. fázi předpětí

- $Z_{d,15,eff} = 1252,2 \text{ mm}$
- $Z_{h,15,eff} = -747,8 \text{ mm}$
- $A_{c,15,eff} = 3,65179 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$
- $I_{y,15,eff,1.f} = 1,45833 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$
- $e_{p,15,eff,1.f} = 1082,2 \text{ mm}$

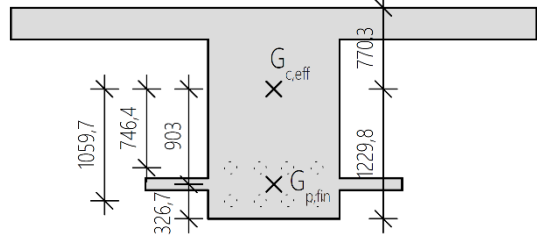
Obr. Efektivní průřez 15 pro první fázi předpětí



Efektivní průřezové charakteristiky pro 2. fázi předpětí

- $Z_{d,15,eff} = 1229,8 \text{ mm}$
- $Z_{h,15,eff} = -770,3 \text{ mm}$
- $A_{c,15,eff} = 3,76167 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$
- $I_{y,15,eff,2.f} = 1,51813 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$
- $e_{p,15,eff,2.f} = 746,4 \text{ mm}$
- $e_{p,15,eff,fin} = 903 \text{ mm}$

Obr. Efektivní průřez 15 pro druhou fázi předpětí

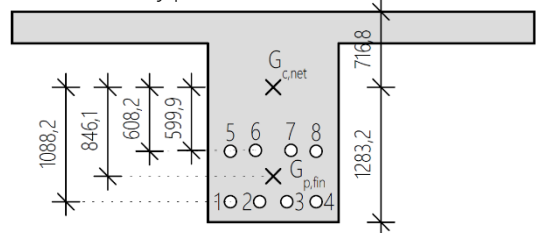


7.2.10.5 Průřez 20

Průřezové charakteristiky oslabeného průřezu

- $Z_{d,20,net} = 1283,2 \text{ mm}$
- $Z_{h,20,net} = -716,8 \text{ mm}$
- $A_{c,20,net} = 3,52113 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$
- $e_{p,20,net,1234} = 1088,2 \text{ mm}$
- $e_{p,20,net,58} = 608,2 \text{ mm}$
- $e_{p,20,net,67} = 599,9 \text{ mm}$
- $e_{p,20,net} = 846,1 \text{ mm}$

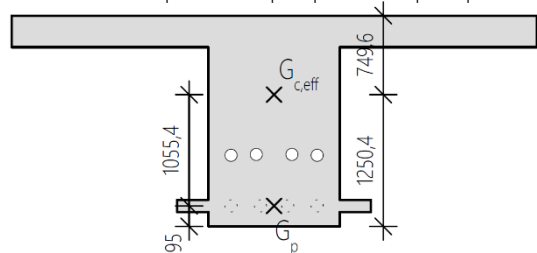
Obr. Oslabený průřez 20



Efektivní průřezové charakteristiky pro 1. fázi předpětí

- $Z_{d,20,eff} = 1250,4 \text{ mm}$
- $Z_{h,20,eff} = -749,6 \text{ mm}$
- $A_{c,20,eff} = 3,65179 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$
- $I_{y,20,eff,1.f} = 1,46558 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$
- $e_{p,20,eff,1.f} = 1055,4 \text{ mm}$

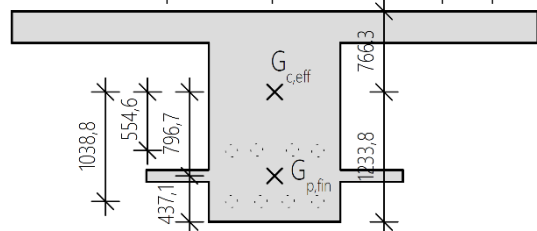
Obr. Efektivní průřez 20 pro první fázi předpětí



Efektivní průřezové charakteristiky pro 2. fázi předpětí

- $Z_{d,20,eff} = 1233,8 \text{ mm}$
- $Z_{h,20,eff} = -766,2 \text{ mm}$
- $A_{c,20,eff} = 3,76167 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$
- $I_{y,20,eff,2.f} = 1,49249 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$
- $e_{p,20,eff,2.f} = 554,6 \text{ mm}$
- $e_{p,20,eff,fin} = 796,7 \text{ mm}$

Obr. Efektivní průřez 20 pro druhou fázi předpětí



7.2.10.6 Průřez 25

Průřezové charakteristiky oslabeného průřezu

- $Z_{d,25,net} = 1279,9 \text{ mm}$
- $Z_{h,25,net} = -720,1 \text{ mm}$
- $A_{c,25,net} = 3,52113 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$
- $e_{p,25,net,14} = 1069,5 \text{ mm}$
- $e_{p,25,net,23} = 1072,2 \text{ mm}$
- $e_{p,25,net,58} = 510,7 \text{ mm}$
- $e_{p,25,net,67} = 155,5 \text{ mm}$
- $e_{p,25,net,fin} = 702 \text{ mm}$

Efektivní průřezové charakteristiky pro 1. fázi předpětí

- $Z_{d,25,eff} = 1247,7 \text{ mm}$
- $Z_{h,25,eff} = -752,3 \text{ mm}$
- $A_{c,25,eff} = 3,65179 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$
- $I_{y,25,eff,1.f} = 1,47196 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$
- $e_{p,25,eff,1.f} = 1038,7 \text{ mm}$

Efektivní průřezové charakteristiky pro 2. fázi předpětí

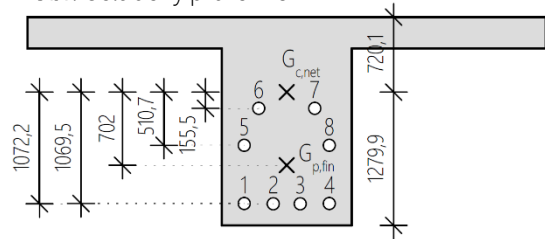
- $Z_{d,25,eff} = 1238,9 \text{ mm}$
- $Z_{h,25,eff} = -761,1 \text{ mm}$
- $A_{c,25,eff} = 3,76167 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$
- $I_{y,25,eff,2.f} = 1,46444 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$
- $e_{p,25,eff,2.f} = 292,1 \text{ mm}$
- $e_{p,25,eff,fin} = 661 \text{ mm}$

7.2.10.7 Průřez 30

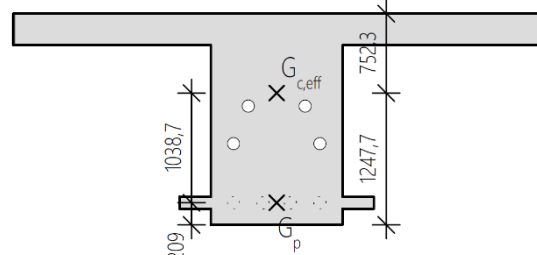
Průřezové charakteristiky oslabeného průřezu

- $Z_{d,30,net} = 1275,6 \text{ mm}$
- $Z_{h,30,net} = -724,2 \text{ mm}$
- $A_{c,30,net} = 3,54190 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$
- $e_{p,30,net,14} = 785,4 \text{ mm}$
- $e_{p,30,net,23} = 953 \text{ mm}$
- $e_{p,30,net,58} = 319,5 \text{ mm}$
- $e_{p,30,net,fin} = 686 \text{ mm}$

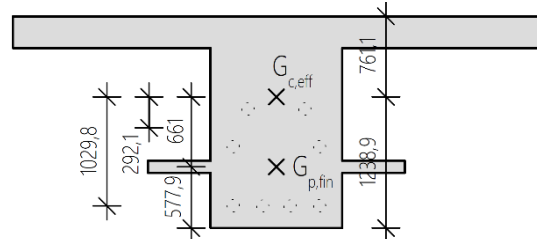
Obr. Oslabený průřez 25



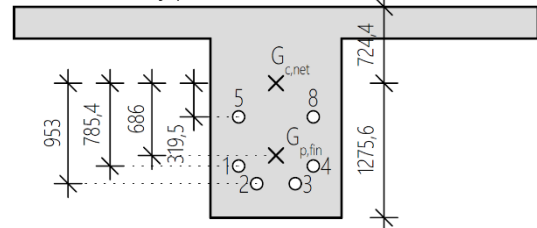
Obr. Efektivní průřez 25 pro první fázi předpětí



Obr. Efektivní průřez 25 pro druhou fázi předpětí



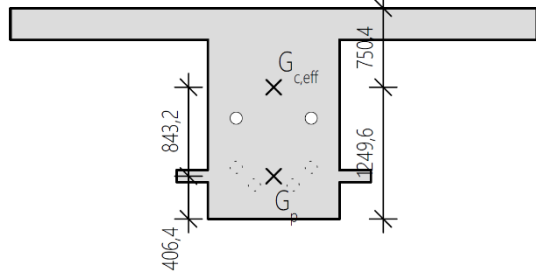
Obr. Oslabený průřez 30



Efektivní průřezové charakteristiky pro 1. fázi předpětí

- $Z_{d,30,eff} = 1249,6 \text{ mm}$
- $Z_{h,30,eff} = -750,4 \text{ mm}$
- $A_{c,30,eff} = 3,67256 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$
- $I_{y,30,eff,1.f} = 1,44991 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$
- $e_{p,30,eff,1.f} = 843,2 \text{ mm}$

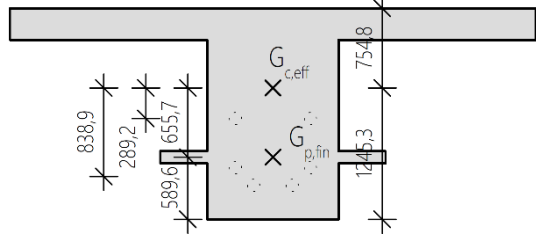
Obr. Efektivní průřez 30 pro první fázi předpětí



Efektivní průřezové charakteristiky pro 2. fázi předpětí

- $Z_{d,30,eff} = 1245,3 \text{ mm}$
- $Z_{h,30,eff} = -754,8 \text{ mm}$
- $A_{c,30,eff} = 3,72750 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$
- $I_{y,30,eff,2.f} = 1,44775 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$
- $e_{p,30,eff,2.f} = 289,2 \text{ mm}$
- $e_{p,30,eff,fin} = 655,7 \text{ mm}$

Obr. Efektivní průřez 30 pro druhou fázi předpětí

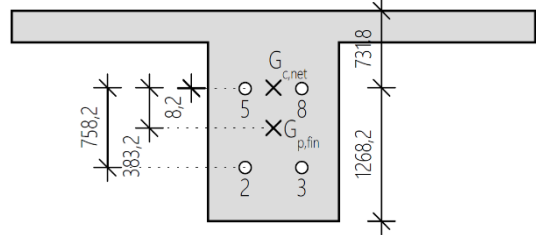


7.2.10.8 Průřez 35

Průřezové charakteristiky oslabeného průřezu

- $Z_{d,35,net} = 1268,2 \text{ mm}$
- $Z_{h,35,net} = -731,8 \text{ mm}$
- $A_{c,35,net} = 3,56268 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$
- $e_{p,35,net,23} = 758,2 \text{ mm}$
- $e_{p,35,net,58} = 8,2 \text{ mm}$
- $e_{p,35,net,fin} = 383,2 \text{ mm}$

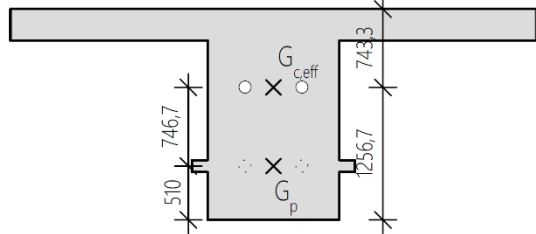
Obr. Oslabený průřez 35



Efektivní průřezové charakteristiky pro 1. fázi předpětí

- $Z_{d,35,eff} = 1256,7 \text{ mm}$
- $Z_{h,35,eff} = -743,3 \text{ mm}$
- $A_{c,35,eff} = 3,63839 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$
- $I_{y,35,eff,1.f} = 1,42158 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$
- $e_{p,35,eff,1.f} = 746,7 \text{ mm}$

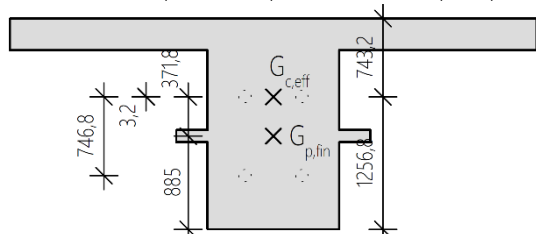
Obr. Efektivní průřez 35 pro první fázi předpětí



Efektivní průřezové charakteristiky pro 2. fázi předpětí

- $Z_{d,35,eff} = 1263,8 \text{ mm}$
- $Z_{h,35,eff} = -736,2 \text{ mm}$
- $A_{c,35,eff} = 3,69333 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$
- $I_{y,35,eff,2.f} = 1,41203 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$
- $e_{p,35,eff,2.f} = 3,2 \text{ mm}$
- $e_{p,35,eff,fin} = 371,8 \text{ mm}$

Obr. Efektivní průřez 35 pro druhou fázi předpětí



7.2.10.9 Průřez X

Průřezové charakteristiky oslabeného průřezu

- $Z_{d,X,net} = 1278,7 \text{ mm}$
- $Z_{h,X,net} = -721,3 \text{ mm}$
- $A_{c,X,net} = 3,54190 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$
- $e_{p,X,net,1234} = 1078,7 \text{ mm}$
- $e_{p,X,net,67} = 448,7 \text{ mm}$
- $e_{p,X,net,fin} = 868,7 \text{ mm}$

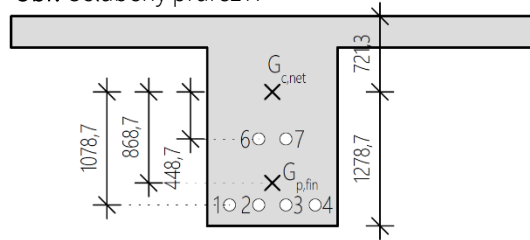
Efektivní průřezové charakteristiky pro 1. fázi předpětí

- $Z_{d,X,eff} = 1246,5 \text{ mm}$
- $Z_{h,X,eff} = -753,5 \text{ mm}$
- $A_{c,X,eff} = 3,67256 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$
- $I_{y,X,eff,1.f} = 1,47471 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$
- $e_{p,X,eff,1.f} = 1046,5 \text{ mm}$

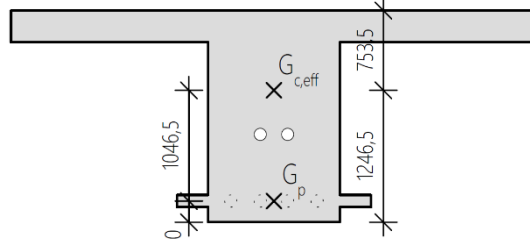
Efektivní průřezové charakteristiky pro 2. fázi předpětí

- $Z_{d,X,eff} = 1240,3 \text{ mm}$
- $Z_{h,X,eff} = -759,7 \text{ mm}$
- $A_{c,X,eff} = 3,72750 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$
- $I_{y,X,eff,2.f} = 1,47511 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$
- $e_{p,X,eff,2.f} = 410,3 \text{ mm}$
- $e_{p,X,eff,fin} = 830,3 \text{ mm}$

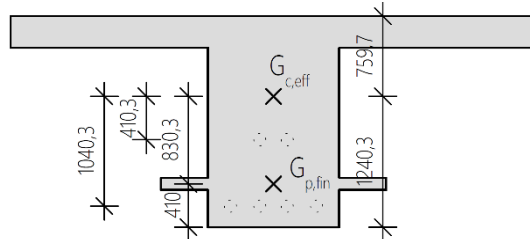
Obr. Oslabený průřez X



Obr. Efektivní průřez X pro první fázi předpětí



Obr. Efektivní průřez X pro druhou fázi předpětí



7.2.10.10 Průřez Y

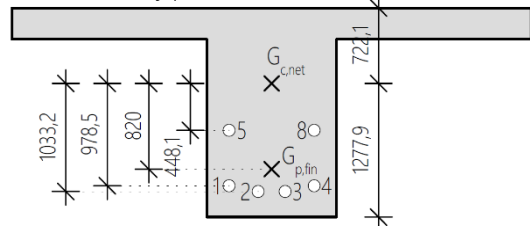
Průřezové charakteristiky oslabeného průřezu

- $Z_{d,Y,net} = 1277,9 \text{ mm}$
- $Z_{h,Y,net} = -722,1 \text{ mm}$
- $A_{c,Y,net} = 3,54190 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$
- $e_{p,Y,net,14} = 978,5 \text{ mm}$
- $e_{p,Y,net,23} = 1033,2 \text{ mm}$
- $e_{p,Y,net,58} = 448,1 \text{ mm}$
- $e_{p,Y,net,fin} = 820 \text{ mm}$

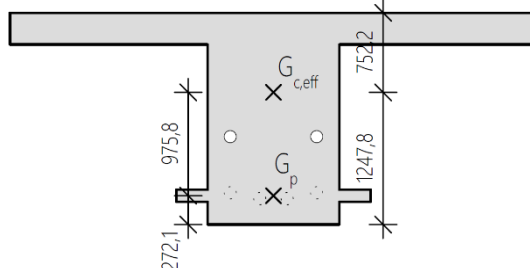
Efektivní průřezové charakteristiky pro 1. fázi předpětí

- $Z_{d,Y,eff} = 1247,8 \text{ mm}$
- $Z_{h,Y,eff} = -752,2 \text{ mm}$
- $A_{c,Y,eff} = 3,67256 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$
- $I_{y,Y,eff,1.f} = 1,46474 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$
- $e_{p,Y,eff,1.f} = 975,8 \text{ mm}$

Obr. Oslabený průřez Y



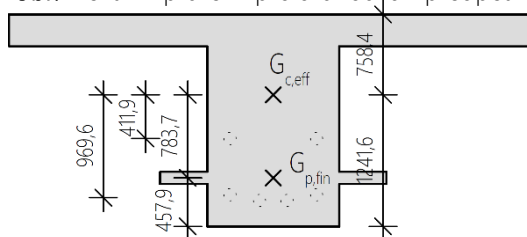
Obr. Efektivní průřez Y pro první fázi předpětí



Efektivní průřezové charakteristiky pro 2. fázi předpětí

- $Z_{d,Y,eff} = 1241,6 \text{ mm}$
- $Z_{h,Y,eff} = -758,4 \text{ mm}$
- $A_{c,Y,eff} = 3,72750 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$
- $I_{y,Y,eff,2.f} = 1,46718 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$
- $e_{p,Y,eff,2.f} = 411,9 \text{ mm}$
- $e_{p,Y,eff,fin} = 783,7 \text{ mm}$

Obr. Efektivní průřez Y pro druhou fázi předpětí



7.2.11 Okamžité ztráty předpětí

Okamžité ztráty předpětí jsou vypočteny pro jednotlivé fáze předpětí a pro příslušné průřezy, které jsou zřejmé ze schématu trasování kabelů (viz kapitola 7.2.8). Veškeré použité vztahy pro výpočty jsou uvedeny a popsány v kapitole 1.4.

7.2.11.1 Ztráty předpětí třením

ZTRÁTY PŘEDPĚTÍ TŘENÍM V PRVNÍ FÁZI PŘEDPĚTÍ

Tab. Pořadnice a úhlové posuvy (1. fáze předpětí)

průřez i	PŘEDPÍNÁNÍ ZLEVA (kabely 1 a 4)				PŘEDPÍNÁNÍ ZPRAVA (kabely 2 a 3)			
	α_k	x [m]	α_x [°]	α_x [rad]	α_k	x [m]	α_x [°]	α_x [rad]
průřez 0	$\alpha_{k,0,14} = 0,0000^\circ$	0	0,0000	0,0000	-	25,3	-	-
průřez 5	$\alpha_{k,5,L,14} = 1,9558^\circ$	4,15	1,9558	0,0341	$\alpha_{k,5,L,23} = 5,4381^\circ$	21,15	8,5502	0,1492
	$\alpha_{k,5,P,14} = 1,9584^\circ$				$\alpha_{k,5,P,23} = 5,4907^\circ$			
průřez X	$\alpha_{k,X,14} = 0,0000^\circ$	5,45	3,9142	0,0683	$\alpha_{k,X,23} = 0,0000^\circ$	19,85	3,0595	0,0534
průřez 10	$\alpha_{k,10,14} = 0,0000^\circ$	8,6	3,9142	0,0683	$\alpha_{k,10,23} = 0,0000^\circ$	16,7	3,0595	0,0534
průřez 15	$\alpha_{k,15,L,14} = 0,2811^\circ$	11,75	4,1953	0,0732	$\alpha_{k,15,L,23} = 0,2811^\circ$	13,55	2,7784	0,0485
	$\alpha_{k,15,P,14} = 0,2811^\circ$				$\alpha_{k,15,P,23} = 0,2811^\circ$			
průřez 20	$\alpha_{k,20,14} = 0,0000^\circ$	16,7	4,4764	0,0781	$\alpha_{k,20,P,23} = 0,0000^\circ$	8,6	2,4973	0,0436
průřez 25	$\alpha_{k,25,L,14} = 3,2608^\circ$	19,075	7,7372	0,1350	$\alpha_{k,25,L,23} = 1,2490^\circ$	6,225	1,2483	0,0218
	$\alpha_{k,25,P,14} = 3,2494^\circ$				$\alpha_{k,25,P,23} = 1,2483^\circ$			
průřez Y	$\alpha_{k,Y,14} = 0,0000^\circ$	19,85	10,9866	0,1918	$\alpha_{k,Y,23} = 0,0000^\circ$	5,45	0,0000	0,0000
průřez 30	$\alpha_{k,30,14} = 0,0000^\circ$	21,45	10,9866	0,1918	$\alpha_{k,30,23} = 0,0000^\circ$	3,85	0,0000	0,0000
průřez 35	-	25,3	-	-	$\alpha_{k,35,23} = 0,0000^\circ$	0	0,0000	0,0000

Tab. Ztráty třením pro kabely napnuté v 1. fázi předpětí

VLASTNOSTI KABELU:			
$\sigma_{p0,zleva} = 1476$ MPa	$\sigma_{p0,zprava} = 1476$ MPa	$\mu = 0,19$	$k = 0,007$ rad/m

průřez i	PŘEDPÍNÁNÍ ZLEVA (kabely 1 a 4)			PŘEDPÍNÁNÍ ZPRAVA (kabely 2 a 3)		
	x [m]	α_x [rad]	$\Delta\sigma_{p,\mu,x,14}$ [MPa]	x [m]	α_x [rad]	$\Delta\sigma_{p,\mu,x,23}$ [MPa]
průřez 0	0,000	0,0000	0,00	25,300	-	-
průřez 5	4,150	0,0341	17,60	21,150	0,1492	81,05
průřez X	5,450	0,0683	29,55	19,850	0,0534	52,97
průřez 10	8,600	0,0683	35,60	16,700	0,0534	46,99
průřez 15	11,750	0,0732	42,96	13,550	0,0485	39,66
průřez 20	16,700	0,0781	53,69	8,600	0,0436	28,82
průřez 25	19,075	0,1350	73,42	6,225	0,0218	18,22
průřez Y	19,850	0,1918	89,90	5,450	0,0000	10,66
průřez 30	21,450	0,1918	92,85	3,850	0,0000	7,54
průřez 35	25,300	-	-	0,000	0,0000	0,00

ZTRÁTY PŘEDPĚTÍ TŘENÍM VE DRUHÉ FÁZI PŘEDPĚTÍ

Tab. Pořadnice a úhlové posuvy (2. fáze předpětí)

průřez i	PŘEDPÍNÁNÍ ZLEVA (kabely 6 a 7)				PŘEDPÍNÁNÍ ZPRAVA (kabely 5 a 8)			
		x [m]	α_x [°] [rad]			x [m]	α_x [°] [rad]	
průřez 0	$\alpha_{k,0,67} = 0,0000^\circ$	0	0,0000	0,0000	-	25,3	-	-
průřez 5	$\alpha_{k,5,L,67} = 0,8733^\circ$	4,15	0,8733	0,0152	-	21,15	-	-
	$\alpha_{k,5,P,67} = 0,8742^\circ$							
průřez X	$\alpha_{k,X,67} = 0,0000^\circ$	5,45	1,7475	0,0305	-	19,85	-	-
průřez 10	$\alpha_{k,10,67} = 0,0000^\circ$	8,6	1,7475	0,0305	$\alpha_{k,10,L,58} = 3,9602^\circ$ $\alpha_{k,10,P,58} = 3,9949^\circ$	16,7	11,6886	0,2040
průřez 15	$\alpha_{k,15,L,67} = 2,7174^\circ$	11,75	4,4649	0,0779	$\alpha_{k,15,L,58} = 2,7174^\circ$ $\alpha_{k,15,P,58} = 2,7184^\circ$	13,55	4,9763	0,0869
	$\alpha_{k,15,P,67} = 2,7184^\circ$							
průřez 20	$\alpha_{k,20,L,67} = 4,2469^\circ$ $\alpha_{k,20,P,67} = 4,2113^\circ$	16,7	11,4302	0,1995	$\alpha_{k,20,58} = 0,0000^\circ$	8,6	2,2579	0,0394
průřez 25	$\alpha_{k,25,67} = 0,0000^\circ$	19,075	15,6415	0,2730	$\alpha_{k,25,L,58} = 1,1296^\circ$ $\alpha_{k,25,P,58} = 1,1283^\circ$	6,225	1,1283	0,0197
	-							
průřez Y	-	19,85	-	-	$\alpha_{k,Y,58} = 0,0000^\circ$	5,45	0,0000	0,0000
průřez 30	-	21,45	-	-	$\alpha_{k,30,58} = 0,0000^\circ$	3,85	0,0000	0,0000
průřez 35	-	25,3	-	-	$\alpha_{k,35,58} = 0,0000^\circ$	0,5	0,0000	0,0000

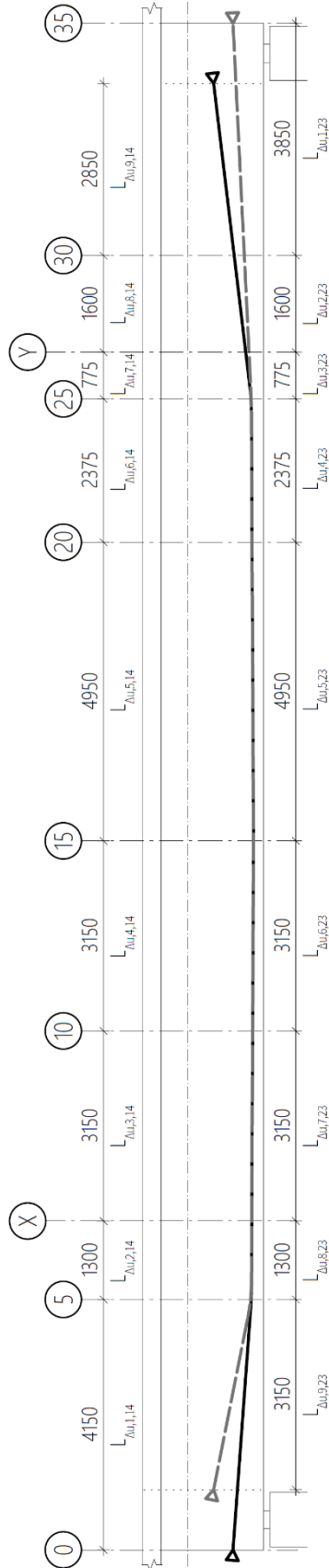
Tab. Ztráty třením pro kabely napnuté ve 2. fázi předpětí

VLASTNOSTI KABELU:			
$\sigma_{p0,zleva} = 1476$ MPa	$\sigma_{p0,zprava} = 1476$ MPa	$\mu = 0,19$	$k = 0,007$ rad/m

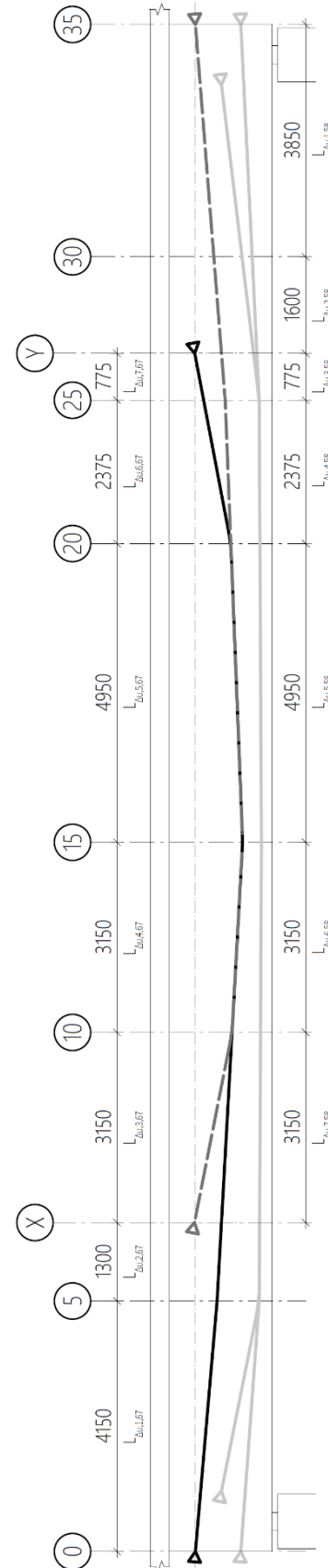
průřez i	PŘEDPÍNÁNÍ ZLEVA (kabely 6 a 7)			PŘEDPÍNÁNÍ ZPRAVA (kabely 5 a 8)		
	x [m]	α_x [rad]	$\Delta\sigma_{p,\mu,x,67}$ [MPa]	x [m]	α_x [rad]	$\Delta\sigma_{p,\mu,x,58}$ [MPa]
průřez 0	0,000	0,0000	0,00	25,300	-	-
průřez 5	4,150	0,0152	12,36	21,150	-	-
průřez X	5,450	0,0305	19,13	19,850	-	-
průřez 10	8,600	0,0305	25,22	16,700	0,2040	87,30
průřez 15	11,750	0,0779	44,24	13,550	0,0869	50,10
průřez 20	16,700	0,1995	86,12	8,600	0,0394	27,67
průřez 25	19,075	0,2730	109,71	6,225	0,0197	17,64
průřez Y	19,850	-	-	5,450	0,0000	10,66
průřez 30	21,450	-	-	3,850	0,0000	7,54
průřez 35	25,300	-	-	0,000	0,0000	0,00

7.2.11.2 Ztráta předpětí pokluzem v kotvě

Obr. Schéma úseků pro výpočet ztrát pokluzem v první fázi předpětí



Obr. Schéma úseků pro výpočet ztrát pokluzem ve druhé fázi předpětí



ZTRÁTY POKLUZEM V KOTVĚ V 1. FÁZI PŘEDPĚTÍ

Tab. Pořadnice a úhlové posuvy (1. fáze předpětí)

PŘEDPÍNÁNÍ ZLEVA (kabely 1 a 4)					PŘEDPÍNÁNÍ ZPRAVA (kabely 2 a 3)						
průřez i		úsek j	$L_{\Delta u, j}$ [m]	α_j [°] [rad]	průřez i		úsek j	$L_{\Delta u, j}$ [m]	α_j [°] [rad]		
0	$\alpha_{k,0,14} = 0,0000^\circ$	1	4,150	1,9558	0,0341	0	-	9	3,150	5,4381	0,0949
5	$\alpha_{k,5,L,14} = 1,9558^\circ$	2	1,300	1,9584	0,0342	5	$\alpha_{k,5,L,23} = 5,4381^\circ$	8	1,300	5,4907	0,0958
						$\alpha_{k,5,P,14} = 1,9584^\circ$					
X	$\alpha_{k,X,14} = 0,0000^\circ$	3	3,150	0,0000	0,0000	X	$\alpha_{k,X,23} = 0,0000^\circ$	7	3,150	0,0000	0,0000
10	$\alpha_{k,10,14} = 0,0000^\circ$	4	3,150	0,2811	0,0049	10	$\alpha_{k,10,23} = 0,0000^\circ$	6	3,150	0,2811	0,0049
15	$\alpha_{k,15,L,14} = 0,2811^\circ$	5	4,950	0,2811	0,0049	15	$\alpha_{k,15,L,23} = 0,2811^\circ$	5	4,950	0,2811	0,0049
						$\alpha_{k,15,P,14} = 0,2811^\circ$					
20	$\alpha_{k,20,14} = 0,0000^\circ$	6	2,375	3,2608	0,0569	20	$\alpha_{k,20,23} = 0,0000^\circ$	4	2,375	1,2490	0,0218
25	$\alpha_{k,25,L,14} = 3,2608^\circ$	7	0,775	3,2494	0,0567	25	$\alpha_{k,25,L,23} = 1,2490^\circ$	3	0,775	1,2483	0,0218
						$\alpha_{k,25,P,14} = 3,2494^\circ$					
Y	$\alpha_{k,Y,14} = 0,0000^\circ$	8	1,600	0,0000	0,0000	Y	$\alpha_{k,Y,23} = 0,0000^\circ$	2	1,600	0,0000	0,0000
30	$\alpha_{k,30,14} = 0,0000^\circ$	9	2,850	0,0000	0,0000	30	$\alpha_{k,30,23} = 0,0000^\circ$	1	3,850	0,0000	0,0000
35	-					35	$\alpha_{k,35,23} = 0,0000^\circ$				

Tab. Ztráty pokluzem v kotvě pro kabely napínané v 1. fázi předpětí zleva

VLASTNOSTI KABELU:			
$\sigma_{p0} = 1476$ MPa	$\mu = 0,19$	$k = 0,007$ rad/m	$\Delta u = 6$ mm

PŘEDPÍNÁNÍ ZLEVA (kabely 1 a 4)									
úsek j	α_j [rad]	$L_{\Delta u, j}$ [m]	p_j [MPa/m]	$A_{\Delta u, j}$ [MPa]	$x_{\Delta u}$ [m]	L_{Σ} [m]	posudek	průřez i	$\Delta \sigma_{p, \Delta u, i, 14}$ [MPa]
úsek 1	0,0341	4,150	4,24	36,53	16,61	4,150	Pokluz neukončen.	průřez 0	133,40
úsek 2	0,0342	1,300	9,30	58,05	11,63	5,450	Pokluz neukončen.	průřez 5	98,19
úsek 3	0,0000	3,150	1,96	43,35	23,03	8,600	Pokluz neukončen.	průřez X	74,01
úsek 4	0,0049	3,150	2,39	76,70	21,16	11,750	Pokluz neukončen.	průřez 10	61,67
úsek 5	0,0049	4,950	2,23	157,18	21,68	16,700	Pokluz neukončen.	průřez 15	46,59
úsek 6	0,0569	2,375	8,62	366,26	18,12	19,075	Mez dosahu pokluzu.	průřez 20	24,49
úsek 7	0,0567	0,775	22,35	337,09	18,71	19,850	Pokluz ukončen.	průřez 25	0,00
úsek 8	0,0000	1,600	1,96	64,79	-	21,450	Pokluz ukončen.	průřez Y	0,00
úsek 9	0,0000	2,85	1,96	127,74	-	24,300	Pokluz ukončen.	průřez 30	0,00
								průřez 35	-

Tab. Ztráty pokluzem v kotvě pro kabely napínané v 1. fázi předpětí zprava

PŘEDPÍNÁNÍ ZPRAVA (kabely 2 a 3)									
úsek j	α_j [rad]	$L_{\Delta u, j}$ [m]	p_j [MPa/m]	$A_{\Delta u, j}$ [MPa]	$x_{\Delta u}$ [m]	L_{Σ} [m]	posudek	průřez i	$\Delta\sigma_{p, \Delta u, i, 23}$ [MPa]
úsek 1	0,0000	3,850	1,96	14,51	24,44	3,850	Pokluz neukončen.	průřez 35	115,87
úsek 2	0,0000	1,600	1,96	14,59	24,43	5,450	Pokluz neukončen.	průřez 30	100,79
úsek 3	0,0218	0,775	9,83	44,45	11,95	6,225	Pokluz neukončen.	průřez Y	94,52
úsek 4	0,0218	2,375	4,52	79,59	16,28	8,600	Pokluz neukončen.	průřez 25	79,28
úsek 5	0,0049	4,950	2,23	122,38	21,47	13,550	Pokluz neukončen.	průřez 20	57,81
úsek 6	0,0049	3,150	2,39	114,02	21,03	16,700	Pokluz neukončen.	průřez 15	35,71
úsek 7	0,0000	3,150	1,96	112,77	21,87	19,850	Pokluz neukončen.	průřez 10	20,63
úsek 8	0,0958	1,300	22,41	597,10	20,04	21,150	Mez dosahu pokluzu.	průřez X	8,29
úsek 9	0,0949	3,150	10,30	737,10	18,64	24,300	Pokluz ukončen.	průřez 5	0,00
								průřez 0	-

ZTRÁTY POKLUZEM V KOTVĚ V 2. FÁZI PŘEDPĚTÍ

Tab. Pořadnice a úhlové posuvy (2. fáze předpětí)

PŘEDPÍNÁNÍ ZLEVA (kabely 6 a 7)					PŘEDPÍNÁNÍ ZPRAVA (kabely 5 a 8)						
průřez i		úsek j	$L_{\Delta u, j}$ [m]	α_j [°] [rad]	průřez i		úsek j	$L_{\Delta u, j}$ [m]	α_j [°] [rad]		
0	$\alpha_{k,0,67} = 0,0000^\circ$	1	4,150	0,8733	0,0152	0	-				
5	$\alpha_{k,5,L,67} = 0,8733^\circ$	2	1,300	0,8742	0,0153	5	-				
	$\alpha_{k,5,P,67} = 0,8742^\circ$					X	-				
X	$\alpha_{k,X,67} = 0,0000^\circ$	3	3,150	0,0000	0,0000	X	-				
10	$\alpha_{k,10,67} = 0,0000^\circ$	4	3,150	2,7174	0,0474	10	$\alpha_{k,10,L,58} = 3,9602^\circ$	7	3,150	3,9602	0,0691
						10	$\alpha_{k,10,P,58} = 3,9949^\circ$	6	3,150	6,7123	0,1172
15	$\alpha_{k,15,L,67} = 2,7174^\circ$	5	4,950	6,9653	0,1216	15	$\alpha_{k,15,L,58} = 2,7174^\circ$	5	4,950	2,7184	0,0474
						15	$\alpha_{k,15,P,58} = 2,7184^\circ$				
20	$\alpha_{k,20,L,67} = 4,2469^\circ$	6	2,375	4,2113	0,0735	20	$\alpha_{k,20,58} = 0,0000^\circ$	4	2,375	1,1296	0,0197
						20	$\alpha_{k,20,P,67} = 4,2113^\circ$				
25	$\alpha_{k,25,67} = 0,0000^\circ$	7	0,775	0,0000	0,0000	25	$\alpha_{k,25,L,58} = 1,1296^\circ$	3	0,775	1,1283	0,0197
						25	$\alpha_{k,25,P,58} = 1,1283^\circ$				
Y	-					Y	$\alpha_{k,Y,58} = 0,0000^\circ$	2	1,600	0,0000	0,0000
30	-					30	$\alpha_{k,30,58} = 0,0000^\circ$	1	3,850	0,0000	0,0000
35	-					35	$\alpha_{k,35,58} = 0,0000^\circ$				

Tab. Ztráty pokluzem v kotvě pro kabely napínané ve 2. fázi předpětí zleva

VLASTNOSTI KABELU:									
$\sigma_{p0} = 1476$ MPa		$\mu = 0,19$		$k = 0,007$ rad/m		$\Delta u = 6$ mm			
PŘEDPÍNÁNÍ ZLEVA (kabely 6 a 7)									
úsek j	α_j [rad]	$L_{\Delta u,j}$ [m]	p_j [MPa/m]	$A_{\Delta u,j}$ [MPa]	$x_{\Delta u}$ [m]	L_{Σ} [m]	posudek	průřez i	$\Delta\sigma_{p,\Delta u,i,67}$ [MPa]
úsek 1	0,0152	4,150	2,98	25,64	19,82	4,150	Pokluz neukončen.	průřez 0	133,42
úsek 2	0,0153	1,300	5,25	32,77	15,17	5,450	Pokluz neukončen.	průřez 5	108,71
úsek 3	0,0000	3,150	1,96	43,35	23,82	8,600	Pokluz neukončen.	průřez X	95,06
úsek 4	0,0474	3,150	6,14	196,87	15,21	11,750	Pokluz neukončen.	průřez 10	82,71
úsek 5	0,1216	4,950	8,72	614,16	14,27	16,700	Mez dosahu pokluzu.	průřez 15	44,02
úsek 6	0,0735	2,375	10,55	448,25	14,72	19,075	Pokluz ukončen	průřez 20	0,00
úsek 7	0,0000	0,775	1,96	29,59	-	19,850	Pokluz neukončen.	průřez 25	0,00
								průřez Y	-
								průřez 30	-
								průřez 35	-

Tab. Ztráty pokluzem v kotvě pro kabely napínané ve 2. fázi předpětí zprava

PŘEDPÍNÁNÍ ZPRAVA (kabely 5 a 8)									
úsek j	α_j [rad]	$L_{\Delta u,j}$ [m]	p_j [MPa/m]	$A_{\Delta u,j}$ [MPa]	$x_{\Delta u}$ [m]	L_{Σ} [m]	posudek	průřez i	$\Delta\sigma_{p,\Delta u,i,58}$ [MPa]
úsek 1	0,0000	3,850	1,96	14,51	24,44	3,850	Pokluz neukončen.	průřez 35	127,88
úsek 2	0,0000	1,600	1,96	14,59	24,43	5,450	Pokluz neukončen.	průřez 30	112,81
úsek 3	0,0197	0,775	9,07	41,03	12,34	6,225	Pokluz neukončen.	průřez Y	106,53
úsek 4	0,0197	2,375	4,27	75,25	16,72	8,600	Pokluz neukončen.	průřez 25	92,47
úsek 5	0,0474	4,950	4,61	252,86	16,27	13,550	Pokluz neukončen.	průřez 20	72,17
úsek 6	0,1172	3,150	12,23	582,91	14,63	16,700	Mez dosahu pokluzu.	průřez 15	26,51
úsek 7	0,0691	3,150	8,05	463,13	13,43	19,850	Pokluz ukončen.	průřez 10	0,00
								průřez X	-
								průřez 5	-
								průřez 0	-

7.2.11.3 Ztráta předpětí postupným předpínáním

Ztráta postupným předpínáním se zohlední u kabelů, které jsou předepnuty v 1. fázi předpětí, tedy kabely 1, 2, 3 a 4.

Tab. Ztráty postupným předpínáním

průřez i	σ_{p0} [MPa]	E_p [MPa]	E_{cm} [MPa]	počet kabelů n [ks]	$A_{p,i,prov}$ [mm ²]	$A_{c,i,net}$ [mm ²]	$\Delta\sigma_{p,pp,i}$ [MPa]
průřez 0	1476	195000	36000	4	15000	3,5835E+06	16,73
průřez 5				6	22500	3,5627E+06	25,25
průřez 10				8	30000	3,5419E+06	33,86
průřez 15				8	30000	3,5419E+06	33,86
průřez 20				8	30000	3,5419E+06	33,86
průřez 25				8	30000	3,5419E+06	33,86
průřez 30				6	22500	3,5627E+06	25,25
průřez 35				4	15000	3,5835E+06	16,73
průřez X				6	22500	3,5627E+06	25,25
průřez Y				6	22500	3,5627E+06	25,25

7.2.11.4 Souhrn okamžitých ztrát předpětí s ověřením limitního napětí

Tab. Souhrn okamžitých ztrát předpětí s ověřením limitního napětí ve výztuži

VSTUPNÍ ÚDAJE																	
$\sigma_{p0} = 1476 \text{ MPa}$ $\sigma_{p0,max} = 1394 \text{ MPa}$																	
průřez i	fáze předpětí f	kabely k	$\Delta\sigma_{p,i,j}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{p,\Delta u,i}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{p,pp,i}$ [MPa]	$A_{p,prov,i,k}$ [mm ²]	$\epsilon_{p,i,k}$ [mm]	$\epsilon_{p,i,f}$ [mm]	$\epsilon_{p,i,fin}$ [mm]	$\sigma_{p0,i,k}$ (t _{0,1} a t ₁) [MPa]	posudek	$\sigma_{p0,i,f}$ (t _{0,1} a t ₁) [MPa]	$\sigma_{p0,i,k}$ (t _{0,2} , t ₂ a t _∞) [MPa]	posudek	$\sigma_{p0,i,f}$ (t _{0,2} , t ₂ a t _∞) [MPa]	$N_{p0,i}$ (t _{0,1} a t ₁) [kN]	$N_{p0,i}$ (t _{0,2} , t ₂ a t _∞) [kN]
průřez 0	1. fáze	1 a 4	0,00	133,4	16,73	7500	758,2	758,2	383,2	1342,60	OK	1342,60	1325,87	OK	1325,87	10069,5	19890,73
	2. fáze	6 a 7	0,00	133,42	0,00	7500	8,2	8,2		-	-	1342,58	1342,58	OK	1342,58		
průřez 5	1. fáze	1 a 4	17,60	98,19	25,25	7500	1070,2	1064,2	834,6	1360,21	OK	1377,48	1334,96	OK	1352,23	20662,23	30436,76
	2. fáze	2 a 3	81,05	0,00	25,25	7500	1058,2	1058,2		1394,95	NE	-	1369,7	OK	1354,93		
průřez 10	1. fáze	1 a 4	35,60	61,67	33,86	7500	1098,6	1098,6		1378,73	OK	1393,56	1344,87	OK	1359,70		
	2. fáze	2 a 3	46,99	20,63	33,86	7500	1098,6	1098,6	861,7	1408,38	NE	-	1374,52	OK	1378,324	20903,33	40995,86
průřez 15	1. fáze	1 a 4	42,96	46,59	33,86	7500	1115,7	1115,7		1386,45	OK	1393,54	1352,59	OK	1359,68		
	2. fáze	2 a 3	39,66	35,71	33,86	7500	1115,7	1115,7	959,1	1400,63	NE	-	1366,77	OK	1393,565	20903,1	41213,51
průřez 20	1. fáze	1 a 4	53,69	24,49	33,86	7500	1088,2	1088,2		1397,82	NE	1393,60	1363,96	OK	1359,74		
	2. fáze	2 a 3	28,82	57,81	33,86	7500	1088,2	1088,2	846,1	1389,37	OK	-	1355,51	OK	1382,973	20903,93	41042,11
průřez 25	1. fáze	1 a 4	73,42	0,00	33,86	7500	1069,5	1070,9		1402,58	NE	1390,52	1368,72	OK	1356,66		
	2. fáze	2 a 3	18,22	79,28	33,86	7500	1072,2	1072,2	702,0	1378,50	OK	-	1344,64	OK	1365,983	20857,87	40764,82
průřez 30	1. fáze	1 a 4	92,85	0,00	25,25	7500	785,4	869,2	686,0	1383,15	OK	1374,66	1357,90	OK	1349,41	20619,96	30382,12
	2. fáze	2 a 3	7,54	100,79	25,25	7500	953,0	953,0		1367,67	OK	-	1342,42	OK	1355,65		
průřez 35	1. fáze	1 a 4	7,54	112,81	0,00	7500	319,5	319,5		-	-	-	1366,29	OK	1365,983		
	2. fáze	2 a 3	0,00	115,87	16,73	7500	758,2	758,2	383,2	1360,13	OK	1360,13	1343,40	OK	1348,12	10200,98	20151,76
kriterium	$\sigma_{p0,max} \leq \sigma_{p0,max}$																

Tab. Souhrn okamžitých ztrát předpětí s ověřením limitního napětí ve výztuži

SOUHRN OKAMŽITÝCH ZTRÁT PŘEDPĚTÍ													
průřez i	fáze předpětí f	kabely k	$\Delta\sigma_{p,\mu,i}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{p,\Delta\mu,i}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{p,pp,i}$ [MPa]	$A_{p,prov,i,k}$ [mm ²]	$e_{p,i,k}$ [mm]	$e_{p,i,f}$ [mm]	$e_{p,i,fin}$ [mm]	$\sigma_{pm0,i,k}$ ($t_{0,1}$ a t_i) [MPa]	posudek	$\sigma_{pm0,i,f}$ ($t_{0,1}$ a t_i) [MPa]	$\sigma_{pm0,i,k}$ ($t_{0,2}$, $t_{2,a}$ a t_{∞}) [MPa]
průřez X	1. fáze	1 a 4	29,55	74,01	25,25	7500	1078,7	1078,7	868,7	1372,44	OK	1393,59	1347,19
		2 a 3	52,97	8,29	25,25	7500	1078,7	1078,7	868,7	1414,74	NE	-	1389,49
		6 a 7	19,13	95,06	0,00	7500	448,7	448,7	820,0	-	-	OK	1361,81
průřez Y	1. fáze	1 a 4	89,90	0,00	25,25	7500	978,5	1005,9	820,0	1386,10	OK	1378,25	1360,85
		2 a 3	10,66	94,52	25,25	7500	1033,2	1033,2	820,0	1370,82	OK	-	1345,57
		5 a 8	10,66	106,53	0,00	7500	448,1	448,1	820,0	-	-	OK	1358,81
$\sigma_{p,m0,x} \leq \sigma_{p,m0,max}$													
kriterium													

POPIS JEDNOTLIVÝCH VELIČIN

- $A_{p,prov,i,k}$... plocha předpínací výztuže v příslušném průřezu a příslušné fázi předpětí
- $e_{p,i,k}$... excentricita příslušných napnutých kabelů v daném průřezu
- $e_{p,i,f}$... excentricita kabelů napnutých v příslušné fázi předpětí v daném průřezu
- $e_{p,i,fin}$... excentricita veškeré předpínací výztuže v daném průřezu
- $\sigma_{pm0,i,k}$... napětí po zakotvení (napětí s vlivem okamžitých ztrát) v příslušných kabelech pro uvažované časy na daném průřezu
- $\sigma_{pm0,i,f}$... výsledné napětí po zakotvení (napětí s vlivem okamžitých ztrát) v kabelech napnutých v příslušné fázi předpětí na daném průřezu pro uvažované časy
- $N_{pm0,i}$... výsledná normálová síla od předpětí pro uvažované časy a v daných průřezech

7.2.12 Přepočítání okamžitých ztrát předpětí

Vzhledem k nesplnění podmínky maximálního napětí v předpínací výztuži je nutné snížit hodnotu předpínacího napětí tak, aby byla podmínka splněna. Pořadnice a úhlové posuvy kabelů jsou stále shodné, a proto již nebudou zobrazovány.

NÁVRH: Navrhuji nové předpínací napětí $\sigma_{p0} = 1454$ MPa.

7.2.12.1 Ztráty třením

Tab. Ztráty třením pro kabely napnuté v 1. fázi předpětí

VLASTNOSTI KABELU:						
$\sigma_{p0,zleva} = 1454$ MPa		$\sigma_{p0,zprava} = 1454$ MPa		$\mu = 0,19$	$k = 0,007$ rad/m	
průřez i	PŘEDPÍNÁNÍ ZLEVA (kabely 1 a 4)			PŘEDPÍNÁNÍ ZPRAVA (kabely 2 a 3)		
	x [m]	α_x [rad]	$\Delta\sigma_{p,\mu,x,14}$ [MPa]	x [m]	α_x [rad]	$\Delta\sigma_{p,\mu,x,23}$ [MPa]
průřez 0	0,000	0,0000	0,00	25,300	-	-
průřez 5	4,150	0,0341	17,34	21,150	0,1492	79,84
průřez X	5,450	0,0683	29,11	19,850	0,0534	52,18
průřez 10	8,600	0,0683	35,07	16,700	0,0534	46,29
průřez 15	11,750	0,0732	42,32	13,550	0,0485	39,07
průřez 20	16,700	0,0781	52,88	8,600	0,0436	28,39
průřez 25	19,075	0,1350	72,32	6,225	0,0218	17,95
průřez Y	19,850	0,1918	88,56	5,450	0,0000	10,50
průřez 30	21,450	0,1918	91,46	3,850	0,0000	7,43
průřez 35	25,300	-	-	0,000	0,0000	0,00

Tab. Ztráty třením pro kabely napnuté ve 2. fázi předpětí

VLASTNOSTI KABELU:						
$\sigma_{p0,zleva} = 1454$ MPa		$\sigma_{p0,zprava} = 1454$ MPa		$\mu = 0,19$	$k = 0,007$ rad/m	
průřez i	PŘEDPÍNÁNÍ ZLEVA (kabely 6 a 7)			PŘEDPÍNÁNÍ ZPRAVA (kabely 5 a 8)		
	x [m]	α_x [rad]	$\Delta\sigma_{p,\mu,x,67}$ [MPa]	x [m]	α_x [rad]	$\Delta\sigma_{p,\mu,x,58}$ [MPa]
průřez 0	0,000	0,0000	0,00	25,300	-	-
průřez 5	4,150	0,0152	12,17	21,150	-	-
průřez X	5,450	0,0305	18,84	19,850	-	-
průřez 10	8,600	0,0305	24,84	16,700	0,2040	86,00
průřez 15	11,750	0,0779	43,58	13,550	0,0869	49,35
průřez 20	16,700	0,1995	84,83	8,600	0,0394	27,26
průřez 25	19,075	0,2730	108,08	6,225	0,0197	17,38
průřez Y	19,850	-	-	5,450	0,0000	10,50
průřez 30	21,450	-	-	3,850	0,0000	7,43
průřez 35	25,300	-	-	0,000	0,0000	0,00

7.2.12.2 Ztráty pokluzem v kotvě

Tab. Ztráty pokluzem v kotvě pro kabely napínané v 1. fázi předpětí zleva

VLASTNOSTI KABELU:									
$\sigma_{p0} = 1454 \text{ MPa}$		$\mu = 0,19$		$k = 0,007 \text{ rad/m}$		$\Delta u = 6 \text{ mm}$			
PŘEDPÍNÁNÍ ZLEVA (kabely 1 a 4)									
úsek j	α_j [rad]	$L_{\Delta u, j}$ [m]	p_j [MPa/m]	$A_{\Delta u, j}$ [MPa]	$x_{\Delta u}$ [m]	L_{Σ} [m]	posudek	průřez i	$\Delta\sigma_{p, \Delta u, i, 14}$ [MPa]
úsek 1	0,0341	4,150	4,18	35,98	16,73	4,150	Pokluz neukončen.	průřez 0	132,38
úsek 2	0,0342	1,300	9,16	57,18	11,71	5,450	Pokluz neukončen.	průřez 5	97,69
úsek 3	0,0000	3,150	1,93	42,70	23,23	8,600	Pokluz neukončen.	průřez X	73,87
úsek 4	0,0049	3,150	2,36	75,56	21,33	11,750	Pokluz neukončen.	průřez 10	61,71
úsek 5	0,0049	4,950	2,20	154,84	21,86	16,700	Pokluz neukončen.	průřez 15	46,86
úsek 6	0,0569	2,375	8,49	360,81	18,18	19,075	Mez dosahu pokluzu.	průřez 20	25,09
úsek 7	0,0567	0,775	22,02	332,06	18,73	19,850	Pokluz ukončen.	průřez 25	0,00
úsek 8	0,0000	1,600	1,93	63,83	-	21,450	Pokluz ukončen.	průřez Y	0,00
úsek 9	0,0000	2,85	1,93	125,83	-	24,300	Pokluz ukončen.	průřez 30	0,00
								průřez 35	-

Tab. Ztráty pokluzem v kotvě pro kabely napínané v 1. fázi předpětí zprava

PŘEDPÍNÁNÍ ZPRAVA (kabely 2 a 3)									
úsek j	α_j [rad]	$L_{\Delta u, j}$ [m]	p_j [MPa/m]	$A_{\Delta u, j}$ [MPa]	$x_{\Delta u}$ [m]	L_{Σ} [m]	posudek	průřez i	$\Delta\sigma_{p, \Delta u, i, 23}$ [MPa]
úsek 1	0,0000	3,850	1,93	14,30	24,63	3,850	Pokluz neukončen.	průřez 35	115,01
úsek 2	0,0000	1,600	1,93	14,37	24,61	5,450	Pokluz neukončen.	průřez 30	100,16
úsek 3	0,0218	0,775	9,68	43,79	12,03	6,225	Pokluz neukončen.	průřez Y	93,98
úsek 4	0,0218	2,375	4,45	78,40	16,40	8,600	Pokluz neukončen.	průřez 25	78,97
úsek 5	0,0049	4,950	2,20	120,55	21,65	13,550	Pokluz neukončen.	průřez 20	57,82
úsek 6	0,0049	3,150	2,36	112,32	21,20	16,700	Pokluz neukončen.	průřez 15	36,05
úsek 7	0,0000	3,150	1,93	111,09	22,08	19,850	Pokluz neukončen.	průřez 10	21,20
úsek 8	0,0958	1,300	22,07	588,20	20,05	21,150	Mez dosahu pokluzu.	průřez X	9,04
úsek 9	0,0949	3,150	10,14	726,12	18,68	24,300	Pokluz ukončen.	průřez 5	0,00
								průřez 0	-

Tab. Ztráty pokluzem v kotvě pro kabely napínané ve 2. fázi předpětí zleva

VLASTNOSTI KABELU:									
$\sigma_{p0} = 1454 \text{ MPa}$		$\mu = 0,19$		$k = 0,007 \text{ rad/m}$		$\Delta u = 6 \text{ mm}$			
PŘEDPÍNÁNÍ ZLEVA (kabely 6 a 7)									
úsek j	α_j [rad]	$L_{\Delta u, j}$ [m]	p_j [MPa/m]	$A_{\Delta u, j}$ [MPa]	$x_{\Delta u}$ [m]	L_{Σ} [m]	posudek	průřez i	$\Delta\sigma_{p, \Delta u, i, 67}$ [MPa]
úsek 1	0,0152	4,150	2,93	25,26	19,97	4,150	Pokluz neukončen.	průřez 0	132,65
úsek 2	0,0153	1,300	5,17	32,28	15,28	5,450	Pokluz neukončen.	průřez 5	108,31
úsek 3	0,0000	3,150	1,93	42,70	24,01	8,600	Pokluz neukončen.	průřez X	94,86
úsek 4	0,0474	3,150	6,05	193,94	15,30	11,750	Pokluz neukončen.	průřez 10	82,70
úsek 5	0,1216	4,950	8,59	605,01	14,34	16,700	Mez dosahu pokluzu.	průřez 15	44,58
úsek 6	0,0735	2,375	10,39	441,57	14,78	19,075	Pokluz ukončen.	průřez 20	0,00
úsek 7	0,0000	0,775	1,93	29,15	-	19,850	Pokluz neukončen.	průřez 25	0,00
								průřez Y	-
								průřez 30	-
								průřez 35	-

Tab. Ztráty pokluzem v kotvě pro kabely napínané ve 2. fázi předpětí zprava

PŘEDPÍNÁNÍ ZPRAVA (kabely 5 a 8)									
úsek j	α_j [rad]	$L_{\Delta u, j}$ [m]	p_j [MPa/m]	$A_{\Delta u, j}$ [MPa]	$x_{\Delta u}$ [m]	L_{Σ} [m]	posudek	průřez i	$\Delta\sigma_{p, \Delta u, i, 58}$ [MPa]
úsek 1	0,0000	3,850	1,93	14,30	24,63	3,850	Pokluz neukončen.	průřez 35	127,17
úsek 2	0,0000	1,600	1,93	14,37	24,61	5,450	Pokluz neukončen.	průřez 30	112,31
úsek 3	0,0197	0,775	8,93	40,42	12,42	6,225	Pokluz neukončen.	průřez Y	106,13
úsek 4	0,0197	2,375	4,21	74,13	16,85	8,600	Pokluz neukončen.	průřez 25	92,28
úsek 5	0,0474	4,950	4,54	249,09	16,38	13,550	Pokluz neukončen.	průřez 20	72,28
úsek 6	0,1172	3,150	12,05	574,22	14,68	16,700	Mez dosahu pokluzu.	průřez 15	27,30
úsek 7	0,0691	3,150	7,93	456,22	13,51	19,850	Pokluz ukončen.	průřez 10	0,00
								průřez X	-
								průřez 5	-
								průřez 0	-

7.2.12.3 Ztráty postupným předpínáním

Tab. Ztráty postupným předpínáním

průřez i	σ_{p0} [MPa]	E_p [MPa]	E_{cm} [MPa]	počet kabelů n [ks]	$A_{p, i, prov}$ [mm ²]	$A_{c, i, net}$ [mm ²]	$\Delta\sigma_{p, pp, i}$ [MPa]
průřez 0	1454	195000	36000	4	15000	3,56268E+06	16,58
průřez 5				6	22500	3,54190E+06	25,02
průřez 10				8	30000	3,52113E+06	33,55
průřez 15				8	30000	3,52113E+06	33,55
průřez 20				8	30000	3,52113E+06	33,55
průřez 25				8	30000	3,52113E+06	33,55
průřez 30				6	22500	3,54190E+06	25,02
průřez 35				4	15000	3,56268E+06	16,58
průřez X				6	22500	3,54190E+06	25,02
průřez Y				6	22500	3,54190E+06	25,02

7.2.12.4 Souhrn okamžitých ztrát předpětí s ověřením limitního napětí

Tab. Souhrn okamžitých ztrát po úpravě předpínacího napětí s ověřením limitního napětí

VSTUPNÍ ÚDAJE																				
$\sigma_{p0} = 1454 \text{ MPa}$																				
$\sigma_{pm0,max} = 1394 \text{ MPa}$																				
SOUHRN OKAMŽITÝCH ZTRÁT PŘEDPĚTÍ																				
průřez	průřez	f	k	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[mm ²]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	Posk	$\sigma_{pm0,i,k}$ ($\sigma_{0,1} \sigma_{0,2}$)	[MPa]	χ_{sod}	$\sigma_{pm0,i,f}$ ($\sigma_{0,2} \sigma_{0,3} \sigma_{0,4}$)	[MPa]
průřez 0	1. fáze	1 a 4	1 a 4	0,00	132,38	16,58	7500	758,2	758,2	383,2	0,00	132,38	16,58	1321,62	OK	1321,62	1305,05	OK	1305,05	
	2. fáze	6 a 7	6 a 7	0,00	132,65	0,00	7500	8,2	8,2	0,00	0,00	132,65	0,00	-	-	1321,35	OK	1321,35		
průřez 5	1. fáze	1 a 4	1 a 4	17,34	97,69	25,02	7500	1070,2	1064,2	834,6	48,42	49,12	25,02	1338,97	OK	1338,97	1313,95	OK	1331,45	
	2. fáze	2 a 3	2 a 3	79,84	0,00	25,02	7500	1058,2	1058,2	834,6	12,17	108,31	0,00	1374,16	OK	1374,16	1349,14	OK	1331,45	
průřez 10	1. fáze	1 a 4	1 a 4	35,07	61,71	33,55	7500	1098,6	1098,6	861,7	40,68	41,45	33,55	1357,22	OK	1357,22	1323,67	OK	1338,31	
	2. fáze	2 a 3	2 a 3	46,29	21,20	33,55	7500	1098,6	1098,6	861,7	55,24	41,59	0,00	1386,51	OK	1386,51	1352,96	OK	1338,31	
průřez 15	1. fáze	1 a 4	1 a 4	86,00	0,00	0,00	7500	621,2	624,9	959,1	40,69	41,45	33,55	-	-	-	1368,00	OK	1357,16	
	2. fáze	2 a 3	2 a 3	24,84	82,70	0,00	7500	628,6	624,9	959,1	46,46	35,94	0,00	-	-	-	1346,46	OK	1357,16	
průřez 20	1. fáze	1 a 4	1 a 4	42,32	46,86	33,55	7500	1115,7	1115,7	846,1	40,64	41,45	33,55	1364,83	OK	1364,83	1331,28	OK	1338,30	
	2. fáze	2 a 3	2 a 3	39,07	36,05	33,55	7500	1115,7	1115,7	846,1	46,46	35,94	0,00	1378,88	OK	1378,88	1345,33	OK	1338,30	
průřez 25	1. fáze	1 a 4	1 a 4	49,35	27,30	0,00	7500	802,4	802,4	846,1	40,64	41,45	33,55	-	-	-	1377,35	OK	1371,60	
	2. fáze	2 a 3	2 a 3	43,58	44,58	0,00	7500	802,4	802,4	846,1	55,85	36,39	0,00	-	-	-	1365,84	OK	1371,60	
průřez 30	1. fáze	1 a 4	1 a 4	52,88	25,09	33,55	7500	1088,2	1088,2	846,1	40,64	41,45	33,55	1376,03	OK	1376,03	1342,48	OK	1338,36	
	2. fáze	2 a 3	2 a 3	28,39	57,82	33,55	7500	1088,2	1088,2	846,1	45,10	39,54	33,55	1367,79	OK	1367,79	1334,23	OK	1338,36	
průřez 35	1. fáze	1 a 4	1 a 4	27,26	72,28	0,00	7500	608,2	604,1	846,1	55,85	36,39	0,00	-	-	-	1354,46	OK	1361,76	
	2. fáze	2 a 3	2 a 3	84,83	0,00	0,00	7500	599,9	604,1	846,1	45,10	39,54	33,55	-	-	-	1369,17	OK	1361,76	
průřez 40	1. fáze	1 a 4	1 a 4	72,32	0,00	33,55	7500	1069,5	1070,9	846,1	45,10	39,54	33,55	1381,68	OK	1381,68	1348,13	OK	1335,81	
	2. fáze	2 a 3	2 a 3	17,95	78,97	33,55	7500	1072,2	1072,2	846,1	38,55	70,74	0,00	1357,08	OK	1357,08	1323,53	OK	1335,81	
průřez 45	1. fáze	1 a 4	1 a 4	17,38	92,28	0,00	7500	510,7	333,1	846,1	45,39	54,91	25,02	-	-	-	1344,34	OK	1344,71	
	2. fáze	2 a 3	2 a 3	108,08	0,00	0,00	7500	155,5	333,1	846,1	7,43	112,31	0,00	-	-	-	1345,92	OK	1344,71	
průřez 50	1. fáze	1 a 4	1 a 4	91,46	0,00	25,02	7500	785,4	869,2	846,1	45,39	54,91	25,02	1362,54	OK	1362,54	1337,52	OK	1328,68	
	2. fáze	2 a 3	2 a 3	7,43	100,16	25,02	7500	953,0	869,2	846,1	7,43	112,31	0,00	1346,42	OK	1346,42	1321,40	OK	1328,68	
průřez 55	1. fáze	1 a 4	1 a 4	7,43	112,31	0,00	7500	319,5	319,5	846,1	0,00	115,01	16,58	-	-	-	1334,26	OK	1334,26	
	2. fáze	2 a 3	2 a 3	0,00	115,01	16,58	7500	758,2	758,2	846,1	0,00	115,01	16,58	1338,99	OK	1338,99	1322,41	OK	1334,26	
průřez 60	1. fáze	1 a 4	1 a 4	0,00	127,17	0,00	7500	8,2	8,2	846,1	0,00	127,17	0,00	-	-	-	1326,83	OK	1322,41	
	2. fáze	2 a 3	2 a 3	0,00	127,17	0,00	7500	8,2	8,2	846,1	0,00	127,17	0,00	-	-	-	1326,83	OK	1322,41	
kritérium														$\sigma_{pm0,x} \leq \sigma_{pm0,max}$						

Tab. Souhrn okamžitých ztrát po úpravě předpínacího napětí s ověřením limitního napětí

průřez i	fáze předpětí f	kabely k	$\Delta\sigma_{p,\mu,i}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{p,\Delta\mu,i}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{p,pp,i}$ [MPa]	$A_{p,prov,i,k}$ [mm ²]	$\epsilon_{p,i,k}$ [mm]	$\epsilon_{p,i,f}$ [mm]	$\epsilon_{p,i,fin}$ [mm]	$\Delta\sigma_{p,\mu,i,f}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{p,pp,i,f}$ [MPa]	$\sigma_{pm0,i,k}$ [MPa]	posudek	$\sigma_{pm0,i,f}$ [MPa]	$\sigma_{pm0,i,k}$ [MPa]	posudek	$\sigma_{pm0,i,f}$ [MPa]	$\sigma_{pm0,i,k}$ [MPa]
průřez X	1. fáze	1 a 4	29,11	73,87	25,02	7500	1078,7	1078,7	868,7	40,65	25,02	1351,02	OK	1371,90	1326,01	OK	1346,89	1346,89
	2. fáze	2 a 3	52,18	9,04	25,02	7500	1078,7	1078,7	868,7	18,84	0,00	1392,78	OK	-	1367,77	OK	1340,30	1340,30
průřez Y	1. fáze	1 a 4	88,56	0,00	25,02	7500	978,5	1005,9	820,0	48,47	25,02	1365,44	OK	1357,26	1340,42	OK	1332,25	1332,25
	2. fáze	2 a 3	10,50	93,98	25,02	7500	1033,2	1033,2	820,0	106,13	0,00	1349,52	OK	-	1324,51	OK	1241,74	1241,74
kriterium										$\sigma_{pm0,x} \leq \sigma_{pm0,max}$								

7.2.13 Dlouhodobé ztráty předpětí

7.2.13.1 Ztráty relaxací výztuže

Obr. Vstupní parametry a časové údaje pro výpočet ztrát relaxací výztuže

VSTUPNÍ PARAMETRY:	
$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$	$\rho_{1000} = 2,5\%$
Časové údaje 1. fáze předpětí:	Časové údaje 2. fáze předpětí:
$t_{0,1,r} = 0,0833 \text{ hodin}$	
$t_{1,r} = 3960 \text{ hodin}$	
$t_{0,2,r} = 3960 \text{ hodin}$	$t_{0,2,r} = 0,0833 \text{ hodin}$
$t_{2,r} = 4680 \text{ hodin}$	$t_{2,r} = 720 \text{ hodin}$
$t_{\infty,r} = 438000 \text{ hodin}$	$t_{\infty,r} = 438000 \text{ hodin}$

Tab. Ztráty předpětí relaxací výztuže pro kabely napnuté v 1. fázi předpětí

LANA NAPNUTÁ V 1. FÁZI (kabely 1, 2, 3 a 4)									
průřez i	$\sigma_{pm0,i,1,f}$ ($t_{0,1}$ a t_1) [MPa]	μ_i [-]	$\Delta\sigma_{p,r,i,t0,1}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{p,r,i,t1}$ [MPa]	$\sigma_{pm0,i,1,f}$ ($t_{0,2}$, t_2 a t_{∞}) [MPa]	μ_i [-]	$\Delta\sigma_{p,r,i,t0,2}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{p,r,i,t2}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{p,r,i,t\infty}$ [MPa]
průřez 0	1321,62	0,71	1,82	17,08	1305,04	0,702	15,54	16,21	47,96
průřez 5	1356,47	0,73	2,53	20,03	1331,45	0,716	17,34	18,06	51,64
průřez 10	1371,87	0,74	2,93	21,47	1338,32	0,720	17,65	18,38	52,45
průřez 15	1371,85	0,74	2,93	21,47	1338,30	0,720	17,65	18,38	52,44
průřez 20	1371,91	0,74	2,93	21,47	1338,36	0,720	17,65	18,39	52,45
průřez 25	1369,36	0,74	2,86	21,23	1335,81	0,718	17,46	18,19	52,07
průřez 30	1353,70	0,73	2,47	19,78	1328,68	0,714	17,12	17,84	51,23
průřez 35	1338,99	0,72	2,15	18,50	1322,41	0,711	16,83	17,53	50,48
průřez X	1371,90	0,74	2,93	21,47	1346,88	0,724	18,56	19,32	53,98
průřez Y	1357,26	0,73	2,55	20,10	1332,24	0,716	17,40	18,12	51,76

Tab. Ztráty předpětí relaxací výztuže pro kabely napnuté ve 2. fázi předpětí

LANA NAPNUTÁ VE 2. FÁZI (kabely 5, 6, 7 a 8)					
průřez i	$\sigma_{pm0,i,2,f}$ ($t_{0,2}$, t_2 a t_{∞}) [MPa]	μ_i [-]	$\Delta\sigma_{p,r,i,t0,2}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{p,r,i,t2}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{p,r,i,t\infty}$ [MPa]
průřez 0	1321,35	0,710	1,82	11,21	50,64
průřez 5	1333,52	0,717	2,04	11,94	52,49
průřez 10	1357,17	0,730	2,55	13,48	56,25
průřez 15	1371,60	0,737	2,92	14,49	58,63
průřez 20	1361,77	0,732	2,66	13,79	57,00
průřez 25	1344,71	0,723	2,27	12,65	54,25
průřez 30	1334,26	0,717	2,06	11,99	52,61
průřez 35	1326,83	0,713	1,92	11,54	51,47
průřez X	1340,30	0,721	2,18	12,37	53,55
průřez Y	1337,37	0,719	2,12	12,18	53,09

Tab. Ztráty předpětí relaxací výztuže po napnutí všech kabelů (pro časové úseky $t_{0,2}$, t_2 a t_∞)

VÝSLEDNÉ ZTRÁTY RELAXACÍ PO NAPNUTÍ VŠECH KABELŮ								
průřez i	$A_{p,prov,1,f}$ [mm ²]	$A_{p,prov,2,f}$ [mm ²]	$e_{p,i,eff,1,f}$ [mm]	$e_{p,i,eff,2,f}$ [mm]	$e_{p,i,eff,fin}$ [mm]	$\Delta\sigma_{p,r,i,t_{0,2}}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{p,r,i,t_2}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{p,r,i,t_\infty}$ [MPa]
průřez 0	7500	7500	746,7	3,2	371,8	15,62	16,32	48,38
průřez 5	15000	7500	1032,4	338,7	797,8	15,25	17,27	51,98
průřez 10	15000	15000	1065,5	574,5	811,4	12,49	16,84	54,35
průřez 15	15000	15000	1082,2	746,4	903,0	11,78	17,01	55,66
průřez 20	15000	15000	1055,4	554,6	796,7	12,62	16,98	54,58
průřez 25	15000	15000	1038,7	292,1	661,0	14,22	17,08	52,90
průřez 30	15000	7500	843,2	289,2	655,7	14,98	17,05	51,65
průřez 35	7500	7500	746,7	3,2	371,8	16,91	17,65	50,92
průřez X	15000	7500	1046,5	410,3	830,3	15,96	18,27	54,17
průřez Y	15000	7500	975,8	411,9	783,7	14,81	17,18	52,27

7.2.13.2 Ztráty dotvarováním betonu

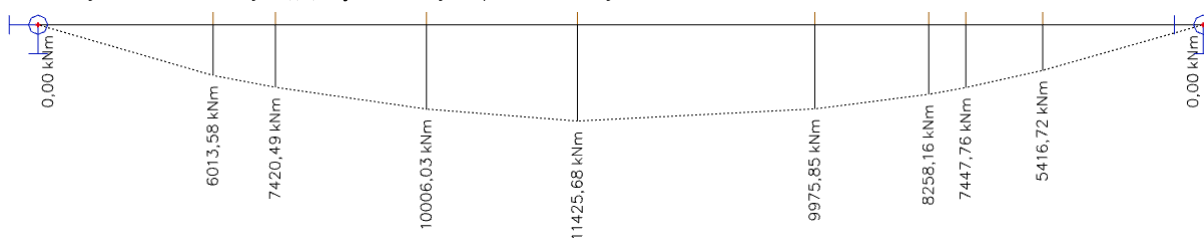
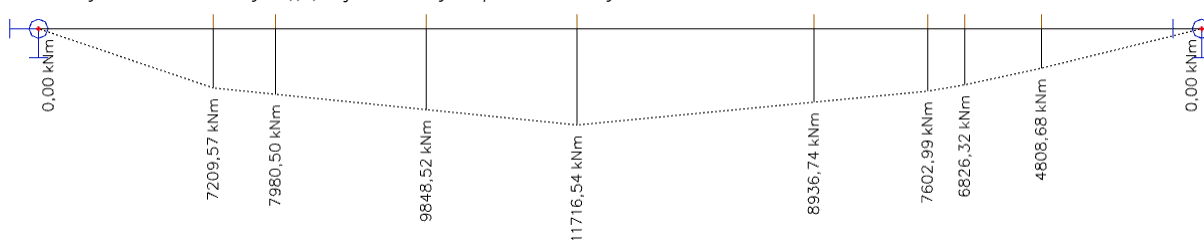
Pro výpočet ztrát předpětí od dotvarování betonu je nutné získat ohybový moment vyvozený účinky stálého a ostatního stálého zatížení. Hodnoty momentů v jednotlivých průřezech jsou zřejmé z obr. níže. Pro výpočet vnitřních sil v čase t_2 bylo nutné vytvořit nové charakteristické kombinace zatížení CO12 a CO13, které se skládají z následujících zatěžovacích stavů:

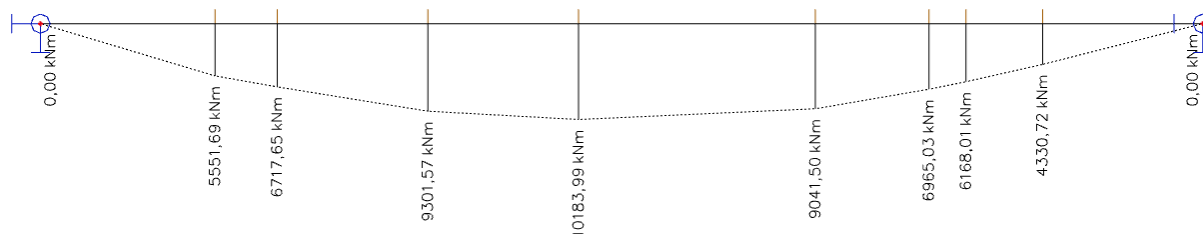
CO12 (přírůstek zatížení pro čas $t_{0,2}$)

- ZS4 + ZS5 + ZS6 + ZS7 + ZS8

CO13 (přírůstek zatížení pro čas t_2)

- ZS9 + ZS10 + ZS11 + ZS12

Obr. Ohybové momenty $M_{f_i,t_{0,1}}$ v jednotlivých průřezech vyvozené charakteristickou kombinací zatížení CO2**Obr.** Ohybové momenty $M_{f_i,t_{0,2}}$ v jednotlivých průřezech vyvozené charakteristickou kombinací zatížení CO12

Obř. Ohybové momenty M_{f_i,t_2} v jednotlivých průřezích vyvozené charakteristickou kombinací zatížení CO13

Hodnota součinitele dotvarování v daných časových úsecích je stanovena pomocí programu C&S od doc. Ing. Lukáše Vráblíka, Ph.D. – CREEP & SHRINKAGE.

Vstupní parametry programu C&S:

- průřezová plocha: $A_c = 3625000 \text{ mm}^2$
- obvod průřezu: $u = 13400 \text{ mm}$
- tvar průřezu: nekonečná deska
- obsah cementu: $c = 420 \text{ kg/m}^3$
- obsah vody: $w = 160 \text{ kg/m}^3$
- obsah kameniva: $a = 1800 \text{ kg/m}^3$
- válcová pevnost po 28 dnech: $f_{ck} = 45 \text{ MPa}$
- druh cementu: cement typu I
- průměrná relativní vlhkost: 50%
- ošetřování betonu: normální ošetřování na vzduchu

Tab. Vstupní parametry se součiniteli dotvarování a moduly pružnosti betonu v daných časech

VSTUPNÍ PARAMETRY:		
$A_c = 3625000 \text{ mm}^2$		$E_p = 195000 \text{ MPa}$
$\varphi(t_{0,1}, t_{0,1}) = 0$	$\varphi(t_{0,2}, t_{0,2}) = 0$	$E_c(t_{0,1}) = 32581 \text{ MPa}$
$\varphi(t_1, t_{0,1}) = 0,88155$	$\varphi(t_2, t_{0,2}) = 0,27102$	$E_c(t_1) = 34056 \text{ MPa}$
$\varphi(t_{0,2}, t_{0,1}) = 0,88155$	$\varphi(t_{\infty}, t_{0,2}) = 3,22616$	$E_c(t_{0,2}) = 34056 \text{ MPa}$
$\varphi(t_2, t_{0,1}) = 0,93151$	$\varphi(t_2, t_2) = 0$	$E_c(t_2) = 34105 \text{ MPa}$
$\varphi(t_{\infty}, t_{0,1}) = 3,20987$	$\varphi(t_{\infty}, t_2) = 3,20834$	$E_c(t_{\infty}) = 34440 \text{ MPa}$

Tab. Průřezové charakteristiky a plocha výztuže jednotlivých průřezů pro dané fáze předpětí

$A_{p,prov,i}$ (pro čas $t_{0,1}$ a t_1) [mm^2]									
průřez 0	průřez 5	průřez 10	průřez 15	průřez 20	průřez 25	průřez 30	průřez 35	průřez X	průřez Y
7500	15000	15000	15000	15000	15000	15000	7500	15000	15000
$A_{p,prov,i}$ (pro časy $t_{0,2}$, t_2 a t_{∞}) [mm^2]									
průřez 0	průřez 5	průřez 10	průřez 15	průřez 20	průřez 25	průřez 30	průřez 35	průřez X	průřez Y
15000	22500	30000	30000	30000	30000	22500	15000	22500	22500
$A_{c,i,l,f}$ (pro čas $t_{0,1}$ a t_1) [mm^2]									
průřez 0	průřez 5	průřez 10	průřez 15	průřez 20	průřez 25	průřez 30	průřez 35	průřez X	průřez Y
3604226	3604226	3583452	3583452	3583452	3604226	3604226	3604226	3604226	3604226

Tab. Vstupní hodnoty pro výpočet přírůstků napětí σ_{cp}

průřez i	$e_{p,i,eff,1,f}$ [mm]	$e_{p,i,eff,2,f}$ [mm]	$e_{p,i,eff,2,f,z}$ [mm]	$e_{p,i,eff,fin}$ [mm]	$I_{y,i,eff,1,f}$ [mm ⁴]	$I_{y,i,eff,fin}$ [mm ⁴]	$N_{pm0,i,1,f}$ ($t_{0,1}$ a t_1) [kN]	$N_{pm0,i,2,f}$ ($t_{0,2}, t_2$ a t_∞) [kN]	$Z_{p,pp}$ ($t_{0,2}, t_2$ a t_∞) [kN]	$M_{f,i,t0,1}$ [kNm]	$M_{f,i,t0,2}$ [kNm]	$M_{f,i,t2}$ [kNm]
0	746,7	3,2	746,8	371,8	1,42E+12	1,41E+12	-9912,2	-9910,1	124,3	0	0	0
5	1032,4	338,7	1027,3	797,8	1,47E+12	1,47E+12	-20346,9	-10001,4	375,2	6014	7210	5552
10	1065,5	574,5	1048,2	811,4	1,47E+12	1,5E+12	-20578,0	-20357,5	503,3	10007	9849	9302
15	1082,2	746,4	1059,7	903,0	1,46E+12	1,52E+12	-20577,8	-20573,9	503,3	11426	11717	10184
20	1055,4	554,6	1038,8	796,7	1,47E+12	1,49E+12	-20578,6	-20426,4	503,3	9976	8937	9042
25	1038,7	292,1	1029,8	661,0	1,47E+12	1,46E+12	-20540,4	-20170,6	503,3	8259	7603	6966
30	843,2	289,2	838,9	655,7	1,45E+12	1,45E+12	-20305,5	-10006,9	375,2	5417	4809	4331
35	746,7	3,2	746,8	371,8	1,42E+12	1,41E+12	-10042,4	-9951,2	124,3	0	0	0
X	1046,5	410,3	1040,3	830,3	1,47E+12	1,48E+12	-20578,5	-10052,3	375,2	7421	7981	6718
Y	975,8	411,9	969,6	783,7	1,46E+12	1,47E+12	-20359,0	-9313,0	375,2	7448	6827	6169

Tab. Výsledné ztráty předpětí od dotvarování betonu

ZTRÁTY OD DOTVAROVÁNÍ								
průřez i	$\sigma_{cp,i}(t_{0,1})$ [MPa]	$\sigma_{cp,i}(t_{0,2})$ [MPa]	$\sigma_{cp,i}(t_2)$ [MPa]	$\Delta\sigma_{p,c,i,t0,1}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{p,c,i,t1}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{p,c,i,t0,2}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{p,c,i,t2}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{p,c,i,t\infty}$ [MPa]
průřez 0	-6,64	-2,69	0,00	0,00	35,05	35,05	41,22	177,41
průřez 5	-16,17	-0,39	3,01	0,00	85,32	85,32	90,75	262,52
průřez 10	-14,43	-6,24	5,05	0,00	76,13	76,13	90,13	299,88
průřez 15	-13,81	-7,43	6,06	0,00	72,88	72,88	88,54	291,51
průřez 20	-14,22	-6,54	4,83	0,00	75,04	75,04	89,44	305,50
průřez 25	-14,95	-4,46	3,14	0,00	78,88	78,88	90,28	312,01
průřez 30	-12,46	-1,66	1,96	0,00	65,76	65,76	72,07	234,20
průřez 35	-6,73	-2,71	0,00	0,00	35,51	35,51	41,72	179,30
průřez X	-15,75	-0,30	3,78	0,00	83,10	83,10	88,26	238,66
průřez Y	-13,95	-0,69	3,30	0,00	73,58	73,58	78,82	220,19

7.2.13.3 Ztráty smršťováním betonu

Tab. Ztráty předpětí způsobené smršťováním betonu

čas t	$\epsilon_{shr,t}$ [-]	E_p [MPa]	$\Delta\sigma_{p,s,t}$ [MPa]
$t_{0,1}$	3,629587E-05	195000	7,08
t_1	8,831740E-05		17,22
$t_{0,2}$	8,831740E-05		17,22
t_2	9,465840E-05		18,46
t_∞	5,181513E-04		101,04

7.2.14 Přehled ztrát předpětí

Tab. Dílčí ztráty předpětí

DÍLČÍ ZTRÁTY PŘEDPĚTÍ		... předpínací napětí																			
		průřez 0		průřez 5		průřez 10		průřez 15		průřez 20		průřez 25		průřez 30		průřez 35		průřez X		průřez Y	
čas t	zdroj ztráty předpětí	$\Delta\sigma_p$ [MPa]	z [%]	$\Delta\sigma_p$ [MPa]	z [%]	$\Delta\sigma_p$ [MPa]	z [%]	$\Delta\sigma_p$ [MPa]	z [%]	$\Delta\sigma_p$ [MPa]	z [%]	$\Delta\sigma_p$ [MPa]	z [%]	$\Delta\sigma_p$ [MPa]	z [%]	$\Delta\sigma_p$ [MPa]	z [%]	$\Delta\sigma_p$ [MPa]	z [%]	$\Delta\sigma_p$ [MPa]	z [%]
1. fáze	$t_{0,1}$ (40 dní)	0,0	0,0	48,4	3,3	40,7	2,8	40,7	2,8	40,6	2,8	45,1	3,1	45,4	3,1	40,6	2,8	48,5	3,3	48,5	3,3
		132,4	9,1	49,1	3,4	41,5	2,9	41,5	2,9	41,5	2,9	39,5	2,7	54,9	3,8	115,0	7,9	41,5	2,9	48,3	3,3
		7,1	0,5	7,1	0,5	7,1	0,5	7,1	0,5	7,1	0,5	7,1	0,5	7,1	0,5	7,1	0,5	7,1	0,5	7,1	0,5
	t_1 (205 dní)	17,1	1,2	20,0	1,4	21,5	1,5	21,5	1,5	21,5	1,5	21,2	1,5	19,8	1,4	18,5	1,3	21,5	1,5	20,1	1,4
		35,1	2,4	85,3	5,9	76,1	5,2	72,9	5,0	75,0	5,2	78,9	5,4	65,8	4,5	35,5	2,4	83,1	5,7	73,6	5,1
2. fáze	$t_{0,2}$ (205 dní)	17,2	1,2	17,2	1,2	17,2	1,2	17,2	1,2	17,2	1,2	17,2	1,2	17,2	1,2	17,2	1,2	17,2	1,2	17,2	1,2
		0,0	0,0	43,0	3,0	46,0	3,2	43,1	3,0	46,1	3,2	43,5	3,0	39,5	2,7	0,0	0,0	36,9	2,5	59,0	4,1
		132,4	9,1	58,0	4,0	41,5	2,9	39,1	2,7	39,6	2,7	46,9	3,2	63,8	4,4	115,1	7,9	50,6	3,5	58,8	4,0
	t_2 (235 dní)	16,4	1,1	21,3	1,5	21,4	1,5	19,5	1,3	21,6	1,5	25,6	1,8	21,1	1,5	16,4	1,1	20,7	1,4	20,5	1,4
		15,6	1,1	15,2	1,0	12,5	0,9	11,8	0,8	12,6	0,9	14,2	1,0	15,0	1,0	16,9	1,2	16,0	1,1	14,8	1,0
t_{∞} (18250 dní)	35,1	2,4	85,3	5,9	76,1	5,2	72,9	5,0	75,0	5,2	78,9	5,4	65,8	4,5	35,5	2,4	83,1	5,7	73,6	5,1	
	17,2	1,2	17,2	1,2	17,2	1,2	17,2	1,2	17,2	1,2	17,2	1,2	17,2	1,2	17,2	1,2	17,2	1,2	17,2	1,2	

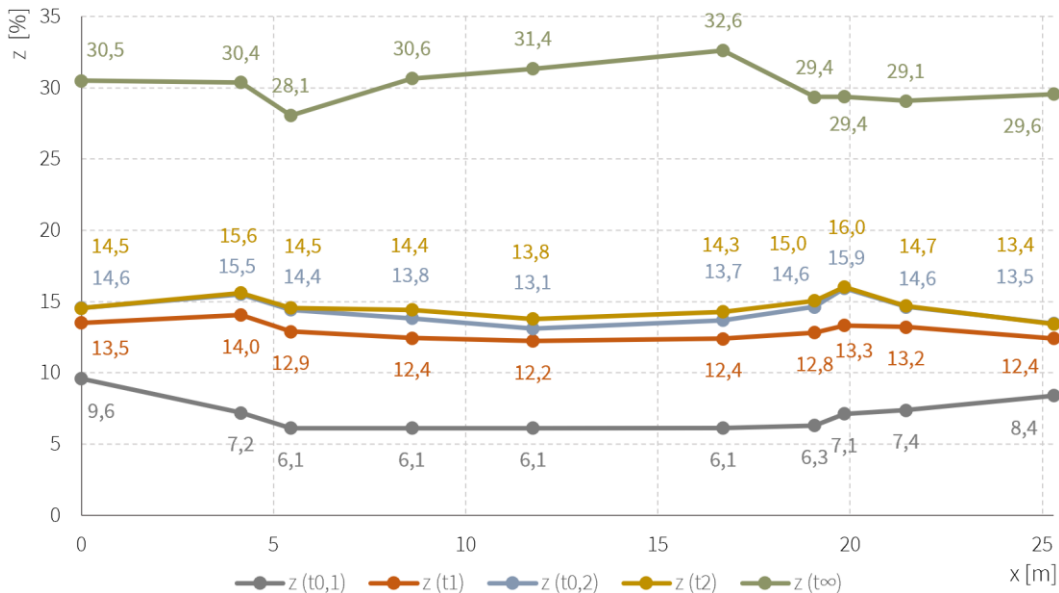
Tab. Celkové ztráty předpětí

CELKOVÉ ZTRÁTY PŘEDPĚTÍ		... předpínací napětí																			
		průřez 0		průřez 5		průřez 10		průřez 15		průřez 20		průřez 25		průřez 30		průřez 35		průřez X		průřez Y	
fáze	čas t	$\Delta\sigma_p$ [MPa]	z [%]	$\Delta\sigma_p$ [MPa]	z [%]	$\Delta\sigma_p$ [MPa]	z [%]	$\Delta\sigma_p$ [MPa]	z [%]	$\Delta\sigma_p$ [MPa]	z [%]	$\Delta\sigma_p$ [MPa]	z [%]	$\Delta\sigma_p$ [MPa]	z [%]	$\Delta\sigma_p$ [MPa]	z [%]	$\Delta\sigma_p$ [MPa]	z [%]	$\Delta\sigma_p$ [MPa]	z [%]
1. fáze	vnesení předpětí - 1. fáze ($t_{0,1} = 40$ dní)	139,5	9,6	104,6	7,2	89,2	6,1	89,2	6,1	89,2	6,1	91,7	6,3	107,4	7,4	122,1	8,4	89,2	6,1	103,8	7,1
	dokončení S.N.P. ($t_1 = 205$ dní)	196,4	13,5	204,3	14,0	180,9	12,4	177,7	12,2	180,1	12,4	186,3	12,8	192,2	13,2	180,6	12,4	187,6	12,9	193,9	13,3
2. fáze	vnesení předpětí - 2. fáze ($t_{0,2} = 205$ dní)	211,7	14,6	225,6	15,5	201,2	13,8	190,4	13,1	199,0	13,7	212,7	14,6	212,8	14,6	195,9	13,5	209,8	14,4	231,6	15,9
	uvedení do provozu ($t_2 = 235$ dní)	211,3	14,5	227,2	15,6	209,7	14,4	200,3	13,8	207,8	14,3	218,8	15,0	213,5	14,7	195,4	13,4	211,5	14,5	232,7	16,0
	konec životnosti ($t_{\infty} = 18250$ dní)	443,4	30,5	441,5	30,4	445,6	30,6	455,8	31,4	474,4	32,6	426,9	29,4	422,7	29,1	429,8	29,6	407,9	28,1	427,2	29,4

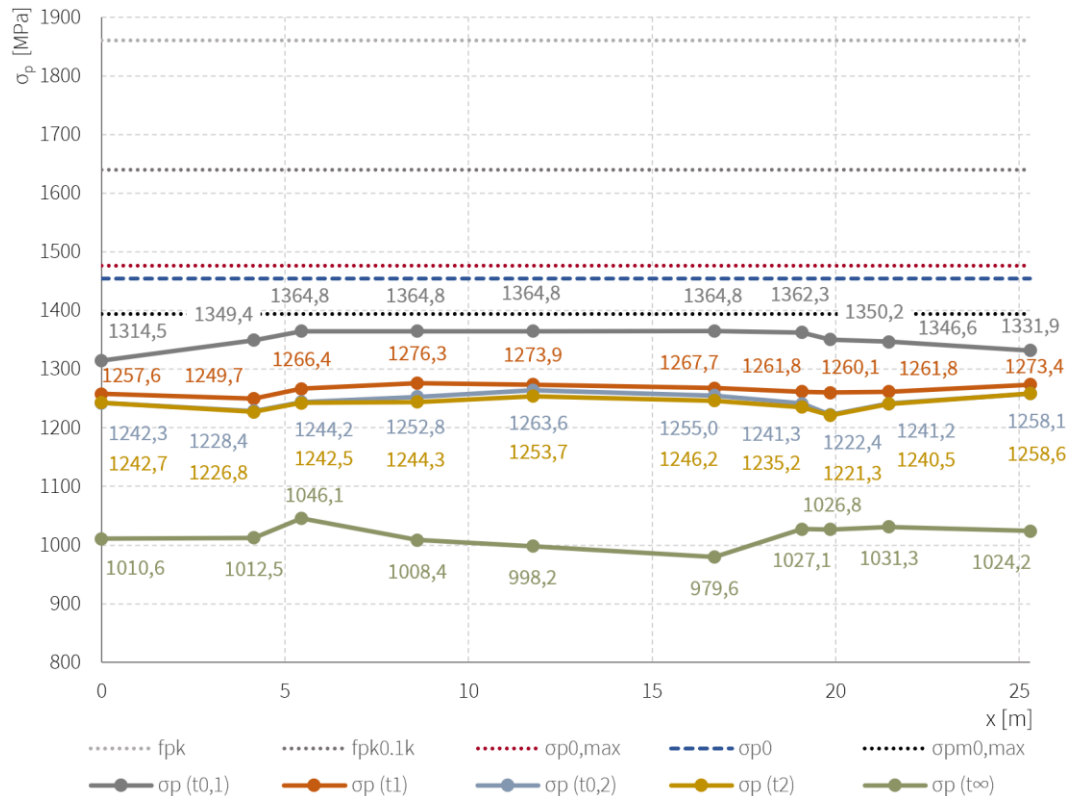
Tab. Souhrn ztrát a průběhu napětí v předpínací výztuži

SOUHR ZTRÁT A PRŮBĚHU NAPĚTÍ V PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽI												
průřez	σ_{p0} [MPa]	$\sigma_{pm0,max}$ [MPa]	$\sigma_{p,i}(t_{0,1})$ [MPa]	$\sigma_{p,i}(t_1)$ [MPa]	$\sigma_{p,i}(t_{0,2})$ [MPa]	$\sigma_{p,i}(t_2)$ [MPa]	$\sigma_{p,i}(t_\infty)$ [MPa]	$z_i(t_{0,1})$ [%]	$z_i(t_1)$ [%]	$z_i(t_{0,2})$ [%]	$z_i(t_2)$ [%]	$z_i(t_\infty)$ [%]
0	1454	1394	1314,5	1257,6	1242,3	1242,7	1010,6	9,6	13,5	14,6	14,5	30,5
5	1454	1394	1349,4	1249,7	1228,4	1226,8	1012,5	7,2	14,0	15,5	15,6	30,4
X	1454	1394	1364,8	1266,4	1244,2	1242,5	1046,1	6,1	12,9	14,4	14,5	28,1
10	1454	1394	1364,8	1276,3	1252,8	1244,3	1008,4	6,1	12,4	13,8	14,4	30,6
15	1454	1394	1364,8	1273,9	1263,6	1253,7	998,2	6,1	12,2	13,1	13,8	31,4
20	1454	1394	1364,8	1267,7	1255,0	1246,2	979,6	6,1	12,4	13,7	14,3	32,6
25	1454	1394	1362,3	1261,8	1241,3	1235,2	1027,1	6,3	12,8	14,6	15,0	29,4
Y	1454	1394	1350,2	1260,1	1222,4	1221,3	1026,8	7,1	13,3	15,9	16,0	29,1
30	1454	1394	1346,6	1261,8	1241,2	1240,5	1031,3	7,4	13,2	14,6	14,7	29,6
35	1454	1394	1331,9	1273,4	1258,1	1258,6	1024,2	8,4	12,4	13,5	13,4	29,6

Obr. Průběh ztrát předpětí po délce prvku



Obr. Průběh napětí v předpínací výztuži po délce konstrukce



7.2.15 Podrobné posouzení předpětí

Podrobné posouzení předpětí je provedeno ve všech vyšetřovaných průřezích pro časové úseky $t_{0,1}$, t_1 , $t_{0,2}$, t_2 a t_{∞} .

Tab. Vstupní parametry pro podrobné posouzení předpětí v jednotlivých průřezích a časových úsecích

PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY - obecné:				
$A_c = 3625000$	mm^2			
BETON:				
$f_{ck} = 45$ MPa	$0,60 \cdot f_{ck} = 27,00$ MPa	pro časy $t_{0,1}$ a $t_{0,2}$	$\sigma_{t,lim} = 3,8$ MPa	
$f_{ctm} = 3,8$ MPa	$0,45 \cdot f_{ck} = 20,25$ MPa	pro časy t_1 , t_2 a t_{∞}		

PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY - 1. fáze předpětí:											
průřez	i	0	5	10	15	20	25	30	35	X	Y
$I_{y,eff}$	[mm^4]	1,42E+12	1,47E+12	1,47E+12	1,46E+12	1,47E+12	1,47E+12	1,45E+12	1,42E+12	1,47E+12	1,46E+12
$Z_{h,eff}$	[mm]	-743,3	-753,7	-749,5	-747,8	-749,6	-752,3	-750,4	-743,3	-753,5	-752,2
$Z_{d,eff}$	[mm]	1256,7	1246,3	1250,5	1252,2	1250,4	1247,7	1249,6	1256,7	1246,5	1247,8
$e_{p,eff}$	[mm]	746,7	1032,4	1065,5	1082,2	1055,4	1038,7	843,2	746,7	1046,5	975,8
$A_{p,prov}$	[mm^2]	7500	15000	15000	15000	15000	15000	15000	7500	15000	15000
$A_{c,1,f}$	[mm^2]	3604226	3604226	3583452	3583452	3583452	3604226	3604226	3604226	3604226	3604226

PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY - 2. fáze předpětí:											
průřez	i	0	5	10	15	20	25	30	35	X	Y
$I_{y,eff}$	[mm^4]	1,41E+12	1,47E+12	1,5E+12	1,52E+12	1,49E+12	1,46E+12	1,45E+12	1,41E+12	1,48E+12	1,47E+12
$Z_{h,eff}$	[mm]	-755,6	-758,8	-766,8	-770,3	-766,2	-761,1	-754,8	-736,2	-759,7	-758,4
$Z_{d,eff}$	[mm]	1244,4	1241,2	1233,2	1229,8	1233,8	1238,9	1245,3	1263,8	1240,3	1241,6
$e_{p,eff}$	[mm]	371,8	797,8	811,4	903	796,7	661	655,7	371,8	830,3	783,7
$A_{p,prov}$	[mm^2]	15000	22500	30000	30000	30000	30000	22500	15000	22500	22500

Tab. Podrobné posouzení předpětí na průřezu 0

PODROBNÉ POSOUZENÍ PŘEDPĚTÍ PRŮŘEZU 0											
fáze	časť	$\sigma_{p,0}$	$N_{p,0}$	$M_{p,p,0}$	kombinace		$M_{f,0}$	$M_{tot,0}$	vlákna	$\sigma_{x,0}$	posudek
		[MPa]	[kN]	[kNm]			[kNm]	[kNm]		[MPa]	
1. fáze	$t_{0,1}$	1315	-9859	-7362	char.	CO2	0	-7362	horní	1,11	VYHOVUJE
									dolní	-9,24	VYHOVUJE
	t_1	1258	-9432	-7043	kvazi.	CO7	0	-7043	horní	1,07	VYHOVUJE
									dolní	-8,84	VYHOVUJE
2. fáze	$t_{0,2}$	1242	-18635	-13915	char.	CO7	0	-13915	horní	2,31	VYHOVUJE
									dolní	-17,40	VYHOVUJE
	t_2	1243	-18640	-13919	kvazi.	CO10	0	-13919	horní	2,31	VYHOVUJE
									dolní	-17,41	VYHOVUJE
	t_∞	1011	-15158	-11319	kvazi.	CO10	0	-11319	horní	1,88	VYHOVUJE
									dolní	-14,16	VYHOVUJE

Tab. Podrobné posouzení předpětí na průřezu 5

PODROBNÉ POSOUZENÍ PŘEDPĚTÍ PRŮŘEZU 5											
fáze	časť	$\sigma_{p,5}$	$N_{p,5}$	$M_{p,p,5}$	kombinace		$M_{f,5}$	$M_{tot,5}$	vlákna	$\sigma_{x,5}$	posudek
		[MPa]	[kN]	[kNm]			[kNm]	[kNm]		[MPa]	
1. fáze	$t_{0,1}$	1349	-20241	-20897	char.	CO2	6014	-14883	horní	1,99	VYHOVUJE
									dolní	-18,20	VYHOVUJE
	t_1	1250	-18746	-19353	kvazi.	CO7	13224	-6129	horní	-2,07	VYHOVUJE
									dolní	-10,38	VYHOVUJE
2. fáze	$t_{0,2}$	1228	-27640	-22051	char.	CO7	13224	-8827	horní	-3,07	VYHOVUJE
									dolní	-15,08	VYHOVUJE
	t_2	1227	-27604	-22022	kvazi.	CO10	21410	-612	horní	-7,30	VYHOVUJE
									dolní	-8,13	VYHOVUJE
	t_∞	1012	-22781	-18174	kvazi.	CO10	21410	3236	horní	-7,96	VYHOVUJE
									dolní	-3,55	VYHOVUJE

Tab. Podrobné posouzení předpětí na průřezu X

PODROBNÉ POSOUZENÍ PŘEDPĚTÍ PRŮŘEZU X											
fáze	časť	$\sigma_{p,X}$	$N_{p,X}$	$M_{p,p,X}$	kombinace		$M_{f,X}$	$M_{tot,X}$	vlákna	$\sigma_{x,X}$	posudek
		[MPa]	[kN]	[kNm]			[kNm]	[kNm]		[MPa]	
1. fáze	$t_{0,1}$	1365	-20472	-21424	char.	CO2	7421	-14003	horní	1,47	VYHOVUJE
									dolní	-17,52	VYHOVUJE
	t_1	1266	-18996	-19879	kvazi.	CO7	15401	-4478	horní	-2,98	VYHOVUJE
									dolní	-9,06	VYHOVUJE
2. fáze	$t_{0,2}$	1244	-27995	-23244	char.	CO7	15401	-7843	horní	-3,68	VYHOVUJE
									dolní	-14,32	VYHOVUJE
	t_2	1243	-27956	-23212	kvazi.	CO10	25204	1992	horní	-8,74	VYHOVUJE
									dolní	-6,04	VYHOVUJE
	t_∞	1046	-23537	-19543	kvazi.	CO10	25204	5661	horní	-9,41	VYHOVUJE
									dolní	-1,73	VYHOVUJE

Tab. Podrobné posouzení předpětí na průřezu 10

PODROBNÉ POSOUZENÍ PŘEDPĚTÍ PRŮŘEZU 10											
fáze	časť	$\sigma_{p,10}$	$N_{p,10}$	$M_{p,p,10}$	kombinace		$M_{f,10}$	$M_{tot,10}$	vlákna	$\sigma_{x,10}$	posudek
		[MPa]	[kN]	[kNm]			[kNm]	[kNm]		[MPa]	
1. fáze	$t_{0,1}$	1365	-20472	-21813	char.	CO2	10007	-11806	horní	0,32	VYHOVUJE
									dolní	-15,78	VYHOVUJE
	t_1	1276	-19145	-20399	kvazi.	CO7	19855	-544	horní	-5,06	VYHOVUJE
									dolní	-5,81	VYHOVUJE
2. fáze	$t_{0,2}$	1253	-37583	-30494	char.	CO7	19855	-10639	horní	-4,91	VYHOVUJE
									dolní	-19,14	VYHOVUJE
	t_2	1244	-37328	-30288	kvazi.	CO10	33270	2982	horní	-11,83	VYHOVUJE
									dolní	-7,84	VYHOVUJE
	t_∞	1008	-30252	-24546	kvazi.	CO10	33270	8724	horní	-12,82	VYHOVUJE
									dolní	-1,15	VYHOVUJE

Tab. Podrobné posouzení předpětí na průřezu 15

PODROBNÉ POSOUZENÍ PŘEDPĚTÍ PRŮŘEZU 15											
fáze	časť	$\sigma_{p,15}$	$N_{p,15}$	$M_{p,p,15}$	kombinace		$M_{f,15}$	$M_{tot,15}$	vlákna	$\sigma_{x,15}$	posudek
		[MPa]	[kN]	[kNm]			[kNm]	[kNm]		[MPa]	
1. fáze	$t_{0,1}$	1365	-20472	-22154	char.	CO2	11426	-10728	horní	-0,21	VYHOVUJE
									dolní	-14,92	VYHOVUJE
	t_1	1274	-19108	-20679	kvazi.	CO7	23143	2464	horní	-6,60	VYHOVUJE
									dolní	-3,22	VYHOVUJE
2. fáze	$t_{0,2}$	1264	-37908	-34231	char.	CO7	23143	-11088	horní	-4,83	VYHOVUJE
									dolní	-19,44	VYHOVUJE
	t_2	1254	-37611	-33963	kvazi.	CO10	38061	4098	horní	-12,45	VYHOVUJE
									dolní	-7,06	VYHOVUJE
	t_∞	998	-29945	-27040	kvazi.	CO10	38061	11021	horní	-13,85	VYHOVUJE
									dolní	0,67	VYHOVUJE

Tab. Podrobné posouzení předpětí na průřezu 20

PODROBNÉ POSOUZENÍ PŘEDPĚTÍ PRŮŘEZU 20											
fáze	časť	$\sigma_{p,20}$	$N_{p,20}$	$M_{p,p,20}$	kombinace		$M_{f,20}$	$M_{tot,20}$	vlákna	$\sigma_{x,20}$	posudek
		[MPa]	[kN]	[kNm]			[kNm]	[kNm]		[MPa]	
1. fáze	$t_{0,1}$	1365	-20472	-21607	char.	CO2	9976	-11631	horní	0,24	VYHOVUJE
									dolní	-15,64	VYHOVUJE
	t_1	1268	-19015	-20069	kvazi.	CO7	18913	-1156	horní	-4,72	VYHOVUJE
									dolní	-6,29	VYHOVUJE
2. fáze	$t_{0,2}$	1255	-37651	-29996	char.	CO7	18913	-11083	horní	-4,70	VYHOVUJE
									dolní	-19,55	VYHOVUJE
	t_2	1246	-37385	-29785	kvazi.	CO10	31887	2102	horní	-11,39	VYHOVUJE
									dolní	-8,58	VYHOVUJE
	t_∞	980	-29388	-23414	kvazi.	CO10	31887	8473	horní	-12,46	VYHOVUJE
									dolní	-1,10	VYHOVUJE

Tab. Podrobné posouzení předpětí na průřezu 25

PODROBNÉ POSOUZENÍ PŘEDPĚTÍ PRŮŘEZU 25											
fáze	čas t	$\sigma_{p,25}$	$N_{p,25}$	$M_{p,p,25}$	kombinace		$M_{f,25}$	$M_{tot,25}$	vlákna	$\sigma_{x,25}$	posudek
		[MPa]	[kN]	[kNm]			[kNm]	[kNm]		[MPa]	
1. fáze	$t_{0,1}$	1362	-20434	-21225	char.	CO2	8259	-12966	horní	0,96	VYHOVUJE
									dolní	-16,66	VYHOVUJE
	t_1	1262	-18927	-19659	kvazi.	CO7	15862	-3797	horní	-3,31	VYHOVUJE
									dolní	-8,47	VYHOVUJE
2. fáze	$t_{0,2}$	1241	-37239	-24615	char.	CO7	15862	-8753	horní	-5,72	VYHOVUJE
									dolní	-17,68	VYHOVUJE
	t_2	1235	-37055	-24494	kvazi.	CO10	25975	1481	horní	-10,99	VYHOVUJE
									dolní	-8,97	VYHOVUJE
	t_∞	1027	-30814	-20368	kvazi.	CO10	25975	5607	horní	-11,41	VYHOVUJE
									dolní	-3,76	VYHOVUJE

Tab. Podrobné posouzení předpětí na průřezu Y

PODROBNÉ POSOUZENÍ PŘEDPĚTÍ PRŮŘEZU Y											
fáze	čas t	$\sigma_{p,Y}$	$N_{p,Y}$	$M_{p,p,Y}$	kombinace		$M_{f,Y}$	$M_{tot,Y}$	vlákna	$\sigma_{x,Y}$	posudek
		[MPa]	[kN]	[kNm]			[kNm]	[kNm]		[MPa]	
1. fáze	$t_{0,1}$	1350	-20253	-19763	char.	CO2	7448	-12315	horní	0,70	VYHOVUJE
									dolní	-16,11	VYHOVUJE
	t_1	1260	-18901	-18443	kvazi.	CO7	14275	-4168	horní	-3,10	VYHOVUJE
									dolní	-8,80	VYHOVUJE
2. fáze	$t_{0,2}$	1222	-27504	-21555	char.	CO7	14275	-7280	horní	-3,82	VYHOVUJE
									dolní	-13,75	VYHOVUJE
	t_2	1221	-27478	-21535	kvazi.	CO10	23247	1712	horní	-8,47	VYHOVUJE
									dolní	-6,13	VYHOVUJE
	t_∞	1027	-23104	-18106	kvazi.	CO10	23247	5141	horní	-9,03	VYHOVUJE
									dolní	-2,02	VYHOVUJE

Tab. Podrobné posouzení předpětí na průřezu 30

PODROBNÉ POSOUZENÍ PŘEDPĚTÍ PRŮŘEZU 30											
fáze	čas t	$\sigma_{p,30}$	$N_{p,30}$	$M_{p,p,30}$	kombinace		$M_{f,30}$	$M_{tot,30}$	vlákna	$\sigma_{x,30}$	posudek
		[MPa]	[kN]	[kNm]			[kNm]	[kNm]		[MPa]	
1. fáze	$t_{0,1}$	1347	-20199	-17032	char.	CO2	5417	-11615	horní	0,41	VYHOVUJE
									dolní	-15,61	VYHOVUJE
	t_1	1262	-18927	-15959	kvazi.	CO7	10226	-5733	horní	-2,28	VYHOVUJE
									dolní	-10,19	VYHOVUJE
2. fáze	$t_{0,2}$	1241	-27927	-18312	char.	CO7	10226	-8086	horní	-3,49	VYHOVUJE
									dolní	-14,66	VYHOVUJE
	t_2	1241	-27912	-18302	kvazi.	CO10	16526	-1776	horní	-6,77	VYHOVUJE
									dolní	-9,23	VYHOVUJE
	t_∞	1031	-23203	-15214	kvazi.	CO10	16526	1312	horní	-7,08	VYHOVUJE
									dolní	-5,27	VYHOVUJE

Tab. Podrobné posouzení předpětí na průřezu 35

PODROBNÉ POSOUZENÍ PŘEDPĚTÍ PRŮŘEZU 35											
fáze	časť	$\sigma_{p,35}$	$N_{p,35}$	$M_{p,p,35}$	kombinace		$M_{f,35}$	$M_{tot,35}$	vlákna	$\sigma_{x,35}$	posudek
		[MPa]	[kN]	[kNm]			[kNm]	[kNm]		[MPa]	
1. fáze	$t_{0,1}$	1332	-9989	-7459	char.	CO2	0	-7459	horní	1,13	VYHOVUJE
									dolní	-9,37	VYHOVUJE
	t_1	1273	-9551	-7131	kvazi.	CO7	0	-7131	horní	1,08	VYHOVUJE
									dolní	-8,95	VYHOVUJE
2. fáze	$t_{0,2}$	1258	-18872	-7017	char.	CO7	0	-7017	horní	-1,55	VYHOVUJE
									dolní	-11,49	VYHOVUJE
	t_2	1259	-18879	-7019	kvazi.	CO10	0	-7019	horní	-1,55	VYHOVUJE
									dolní	-11,49	VYHOVUJE
	t_∞	1024	-15362	-5712	kvazi.	CO10	0	-5712	horní	-1,26	VYHOVUJE
									dolní	-9,35	VYHOVUJE

NAVRŽENÁ KONSTRUKCE VYHOVUJE NA MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI.

7.3 NÁVRH A POSOUZENÍ PRVKU NA MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI

Při návrhu a posouzení prvku na mezní stav únosnosti nejčastěji rozhoduje stav na konci životnosti. U předpjatých konstrukcí lze říci, že zpravidla na tento mezní stav vyhoví, avšak vždy je nutné jejich posouzení. Na rozdíl od MSP je pro beton uvažována nulová tahová pevnost a plastické rozdělení napětí po průřezu.

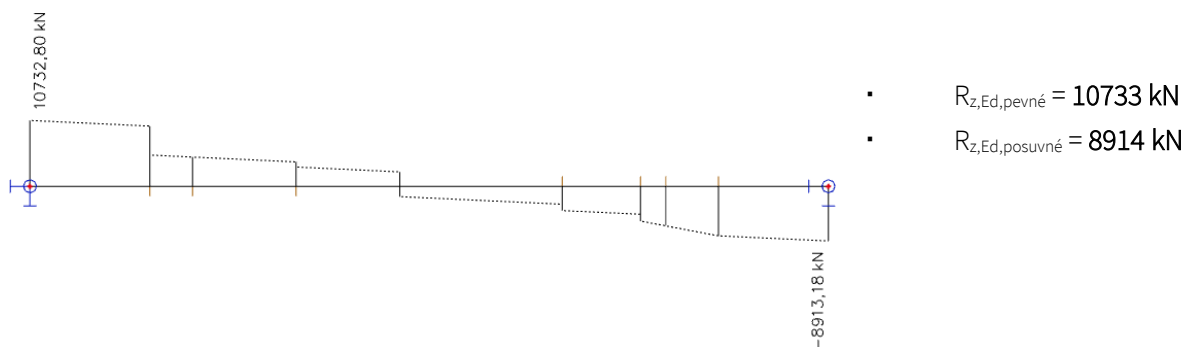
Návrh a posouzení předpětí na mezní stav únosnosti není vzhledem k rozsahu zadání součástí této práce.

7.4 NÁVRH VAHADLOVÝCH LOŽISEK

Vahadlová ložiska budou navržena dvojího typu – pevné a posuvné v jednom směru – dle podkladů od společnosti USL EKSPAN [20]. Návrh příslušného typu vychází z velikosti působícího maximálního svislého zatížení ložiska, které je získáno z normové kombinace pro návrh prvků na MSÚ (obr. níže).

HODNOTY SVISLÉHO ZATÍŽENÍ LOŽISEK

Obr. Maximální zatížení ložisek



Dle katalogu [20] je maximální únosnost vahadlových ložisek vyrobených z oceli S355 8500 kN. Pro účely této práce budou navržena vahadlová ložiska z oceli vyšší pevnostní třídy s dostatečnou únosností, která by byla zajištěna po konzultaci s dodavatelem. Přibližné rozměry ložiska jsou zřejmé z výkresu č. 01.

NÁVRH: Pevné vahadlové ložisko EKSPAN.

Posuvné (v jednom směru) vahadlové ložisko EKSPAN.

7.5 SOUHRN NAVRŽENÝCH PRVKŮ

NOSNÁ KONSTRUKCE

- statické schéma: prostý nosník
- rozpětí: **24,3 m**
- průřez: masivní symetrický trám s efektivní šířkou stropní desky
- rozměry průřezu: $b_{\text{eff}} = 5 \text{ m}$
 $b = 1,25 \text{ m}$
 $h = 2 \text{ m}$

KONSTRUKČNÍ BETON

- specifikace: **C45/55 – XC1 – Cl 0,2 – Dmax 22 – S3**
- cement: **CEM I 42,5 N**

PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ

- specifikace: sedmipramencová lana **$\varnothing 15,7 \text{ mm}$** ($A_{p,1} = 150 \text{ mm}^2$)
- pevnostní třída: **Y1860**
- krytí: 90 mm
- způsob napínání: jednostranné
- napínací napětí: **1454 MPa**
- počet lan: **200 ks** ($A_{p,\text{prov}} = 30000 \text{ mm}^2$)
- typ kanálků: konrugované hadice z ocelových pásků **Freyssinet typ 25C15**
- počet kanálků: 8 ks
- průměr kanálků: 110/115 mm
- počet lan v kanálku: 25 ks
- trasování: přímé s minimálními poloměry ohybu kabelových kanálků ($r = 3 \text{ m}$)
- metoda návrhu: vyrovnání napětí
- posouzení: MSP – omezení napětí

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ

- typ: samostatné pruty
- pevnostní třída: **B500B**
- krytí: 30 mm

Výztuž pro zachycení příčných sil od zakřivení předpínací výztuže

- **6x dvoustřížný uzavřený třmínek $\varnothing 12 \text{ mm}$**

KOTEVNÍ OBLAST

- typ kotvy: aktivní kotva Freyssinet typ 25C15 (AnC15)
pasivní kotva Freyssinet typ 25C15 (NB)

Výztuž podkotevní oblasti

- šroubovice (Fe E 235): ocel **Fe E 235**
rozteč **80 mm**
profil výztuže **Ø20 mm**
počet závitů **7**
vnější průměr **380 mm**
- přídatná výztuž (tř.): **B500B**
rozteč **165 mm**
profil výztuže **Ø16 mm**
počet **3**

LOŽISKA

- typ: pevné vahadlové ložisko EKSPAN
posuvné vahadlové ložisko v jednom směru EKSPAN

8. OCELOVÁ TÁHLA

Stropy 1.NP a 2.NP jsou na dvou místech (v části galerií sálu) vynášeny pomocí ocelových táhel, která jsou zavěšena do výše navrhovaného předpjatého trámu. Vzhledem k jeho proměnnému průhybu v průběhu jednotlivých fází výstavby a předpětí prvku bylo cílem nevystavovat táhla těmto účinkům, které by mohly způsobit navyšování průhybu stropních desek 1.NP a 2.NP. Z tohoto důvodu budou vynášené stropní desky v místě kotvení táhel podepřeny po celou dobu výstavby. Aktivace táhel bude zajištěna po dokončení hrubé stavby objektu, kdy dojde k odstranění podpěr, působením vlastní tíhou stropních konstrukcí.

Při podrobném návrhu a posouzení táhel by bylo nutné nejprve provést časovou analýzu průhybu předpjatého trámu a časovou analýzu průhybu stropních konstrukcí. Po jejich vzájemném porovnání by došlo ke zjištění, zda budou táhla aktivována po celou dobu životnosti konstrukce (průhyb stropních desek > průhyb trámu) nebo zda v určité fázi dojde ke stavu, kdy průhyb trámu bude „předbíhat“ průhyb stropních desek (průhyb trámu > průhyb stropních desek). Pokud by tato situace (průhyb trámu > průhyb stropních desek) nastala, musela by být táhla navržena jako předepnutá s takovou předpínací silou, která by zabránila deaktivaci lan.

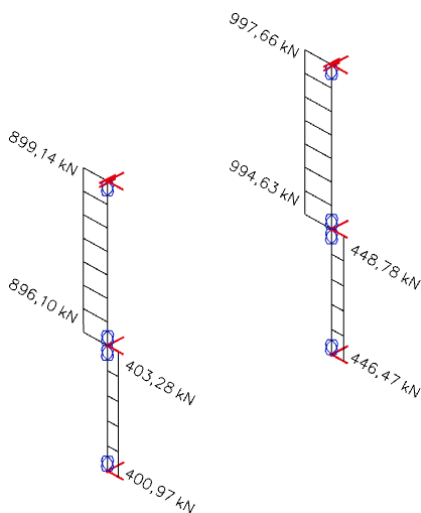
Pro účel této práce bude proveden zjednodušený návrh a posouzení táhel, kdy je předpokládán stav aktivace táhel po celou dobu životnosti konstrukce. Tedy průhyb předpjatého trámu „nepředbíhá“ průhyb stropních desek.

8.1 NÁVRH A POSOUZENÍ OCELOVÝCH TÁHEL

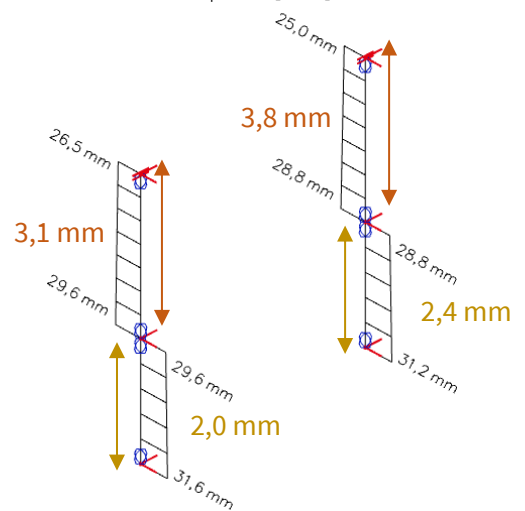
Zjednodušený návrh a posouzení ocelových táhel je proveden pro normálové tahové síly, které jsou vyvozeny návrhovou kombinací všech zatížení zmíněných v kapitole 4. Kombinace je automaticky generována výpočetním programem SCIA Engineer dle normových požadavků, viz ČSN EN 1990. Deformace prutů na obr. níže je pak výsledkem kvazistálé kombinace zatížení.

8.1.1 Vnitřní síly a deformace

Obr. Normálová síla N [kN] na táhlech v 1.NP a 2.NP



Obr. Deformace na prutu [mm]



8.1.2 Návrh a posouzení táhel

NÁVRH OCELOVÝCH TÁHEL

Obr. Tabulka únosnosti, minimální systémové délky, materiálu a rozměrů systému ocelových táhel [21]

DETAN STABSYSTEME

Zugstabsystem DETAN-S, Europäische Technische Bewertung ETA-05/0207

Systembauteile – Werkstoffe und Ausführungen								
	Zugstab			Gabelstück		Muffen, Kontermuttern	Kreisscheibe	Spaten
System - Ø d _s [mm]	10 - 12	16 - 76	85 - 95	10 - 12	16 - 95	10 - 95	10 - 95	10 - 95
Werkstoff	S355J2	S520	S470	S355J2	G20 Mn5+QT	S355J2/S235JR	S355J2	S355J2
Ausführung	FV	feuerverzinkt		feuerverzinkt		feuerverzinkt	feuerverzinkt	feuerverzinkt
	WB	walzblank		feuerverzinkt		feuerverzinkt	feuerverzinkt	feuerverzinkt

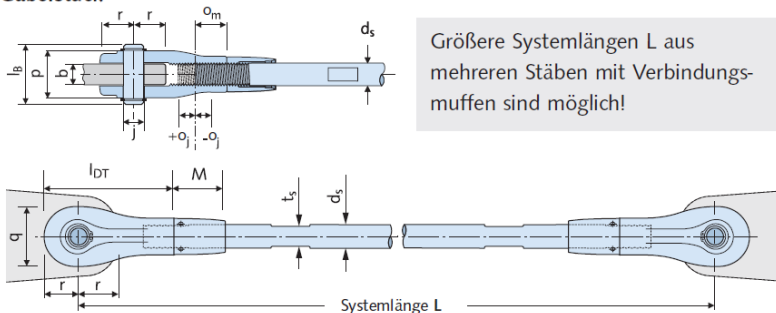
1.NP

2.NP

Tragfähigkeiten, System- und lieferbare Stablängen; Material: Stahl Festigkeitsklasse S355 (Ø d _s 10-12) bzw. S470/S520																	
System - Ø d _s [mm]	10	12	16	20	24	27	30	36	42	48	52	56	60	76	85	95	
Bemessungswerte Tragfähigkeit																	
Tragfähigkeit F _{t,R,d} [kN]	21,3	30,94	81,22	126,9	182,7	238,1	290,6	423,4	581,1	763,7	911,3	1052,4	1224,5	2016,2	2493,7	3161,6	
Lieferbare minimale Systemlänge L [mm]																	
walzblank, feuerverz.	250	310	360	440	520	560	600	700	810	940	990	1050	1160	1480	1640	1810	
Lieferbare maximale Systemlänge L mit einem Stab [mm]																	
walzblank, feuerverz.	6060	6070	12080	12100	12120	12140	12140	12170	12220	12260	12270	12290	12320	15430	15480	15530	
Lieferbare maximale Stablänge [mm]																	
walzblank, feuerverz.	6000						12000						15000				

Die Teilsicherheitsbeiwerte für oben stehende Tabelle wurden gemäß ETA-05/0207 mit $\gamma_{M0} = 1,0$ und $\gamma_{M2} = 1,25$ angenommen. Designlast F_{t,R,d} gemäß Anhang B11 der ETA-05/0207. Die Tragfähigkeiten dieser Tabelle wurden auf der Basis unterschiedlicher lieferbarer Materialfestigkeiten ermittelt. Mit der Festigkeitsklasse S520 können die bis zu 15% höheren Bemessungswerte erreicht werden. Die Bemessungswerte aller Festigkeitsklassen finden Sie in Anhang B11 der ETA-05/0207.

Gabelstück



Systemmaße [mm]; Werkstoffe: siehe Tabelle oben																	
System - Ø	d _s	10	12	16	20	24	27	30	36	42	48	52	56	60	76	85	95
Gabellänge	L _{DT}	60	73	89	110	133	147	160	192	225	265	285	305	335	460	520	580
Bolzenlänge	l _B	28	32	44	52	60	65	72	84	97	111	119	130	139	180	202	229
Gabelbreite	p	20	24	33	40	46	51	57	68	79	90	98	107	116	146	166	189
Gabelhöhe	q	26	31	41	51	61	69	75	90	105	119	125	137	146	196	216	236
Einschraubtiefe	o _m	15,0	18,5	22,5	27,0	34,0	37,5	42,5	51,0	55,0	62,5	70,5	77,5	85,0	115	130	155
Einschr.-justiermaß	o _j	5,0	6,5	7,5	8,0	11,0	12,5	12,5	14,0	15,0	17,5	20,0	22,5	25,0	39	45	60
Länge Kontermutter	M	24,5	37,0	41,0	50,0	58,0	63,0	64,0	72,0	83,0	91,0	98,0	105	112	148	165	205
Zugstabsmontage		Schlüsselweite t _s												mit Hakenschlüssel ②			
		8	10	14	18	21	24	27	32	36	41	46	50	55	90/6	90/6	155/6
Montage Kontermutter	Schonbackenzange verwenden	mit Hakenschlüssel															
		25-28	30-32	34-36	40-42	45-50	52-55	68-75	68-75	80-90	80-90	80-90	155/8	155/8	230/10		

① Lieferzeit auf Anfrage

② Bei Benutzung eines Kettenspanners statt Hakenschlüssels, empfehlen wir die Oberfläche mit geeigneten Unterlagen zu schützen (betrifft auch die Muffen).

Korrosionsschutz: Stabgewinde feuerverzinkt, Gabelstücke mit Gewindestopfen verschlossen; siehe auch → Dichtungssystem Seite 22

POSOUZENÍ OCELOVÝCH TÁHEL

Posouzení táhla $\varnothing 42$ mm S520:

- maximální tahová síla v 1.NP: $F_{t,Ed,1.NP,max} = 449$ kN

$$F_{t,R,d} = 581,1 \text{ kN} \geq F_{t,Ed,1.NP,max} = 449 \text{ kN}$$

... VYHOVUJE

Posouzení táhla $\varnothing 60$ mm S520:

- maximální tahová síla ve 2.NP: $F_{t,Ed,2.NP} = 998$ kN

$$F_{t,R,d} = 1224,5 \text{ kN} \geq F_{t,Ed,1.NP,max} = 998 \text{ kN}$$

... VYHOVUJE

NÁVRH: V 1.NP navrhují ocelové táhlo systému DETAN o průměru $\varnothing 42$ mm z oceli S520.
Ve 2.NP navrhují ocelové táhlo systému DETAN o průměru $\varnothing 60$ mm z oceli S520.

8.1.3 Kotvení táhel

Kotvení ocelových táhel do betonových prvků je schematicky znázorněno ve výkrese č. 4 a vychází z podkladů [21] pro systémové prvky DETAN. Veškeré ocelové kotevní prvky jsou navrženy z ocele pevnostní třídy S355 (pro spojovací desku přesněji S355J2), případně betonářské výztuže B500B.

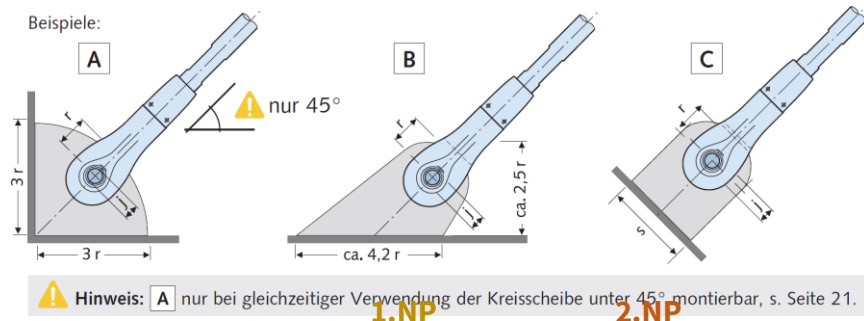
Obr. Rozměry pro spojovací desku (plech) [21]

DETAN STABSYSTEME

Zugstabsystem DETAN-S, Europäische Technische Bewertung ETA-05/0207

Anschlussbleche

Bei Einhaltung der in der Tabelle angegebenen Abmessungen ist die Krafteinleitung vom System in das Anschlussblech nachgewiesen. Die Bleche sind **nicht** im Lieferumfang enthalten.



Maße [mm]; Material – Mindestgüten für $\varnothing 10 - 12$: Stahl Festigkeitsklasse S235JR, für $\varnothing 16 - 95$: Stahl Festigkeitsklasse S355J2																	
System - \varnothing	d_s	10	12	16	20	24	27	30	36	42	48	52	56	60	76	85	95
Dicke Anschlussblech	b	8	10	15	18	20	22	25	30	35	40	45	50	55	65	75	85
Bohrung	$\varnothing j$	9,5	11,5	15,5	19,5	23,5	26,5	29,5	33,5	41	47	49	53	57	76	86	96
Lochposition	r	15	18	24	29	35	39	43	51	60	70	76	83	88	129	149	159
Mindestbreite	s	28	33	41	53	66	76	83	97	117	134	143	152	162	222	248	281

8.2 OVĚŘENÍ PROTLAČENÍ STROPNÍCH DESEK

Protlačení stropních desek v místě kotvení ocelových táhel je posouzeno pro největší hodnotu působící smykové síly $V_{Ed} = 550$ kN. Tato hodnota je získána rozdílem normálových sil v jednotlivých táhlech. Posouzení je provedeno pomocí programu FIN EC – protlak, jehož výstupní protokol je součástí přílohy č. 1. Poloha a rozměry hlavic jsou zřejmé ze schématu výkresu tvaru částí stropních desek nad 1.PP a 1.NP s ocelovými táhly (viz výkres č. 3).

NÁVRH: Navrhuji lokální zesílení desky (hlavici) o tloušťce $h_h = 450$ mm (150 mm pod deskou) a rozměrech 2050 x 3000 mm.

8.3 SOUHRN NAVRŽENÝCH PRVKŮ

OCELOVÁ TÁHLA

- typ: systém táhel **DETAN**
- průměr táhla v 1.NP: **ø 42** mm
- průměr táhla ve 2.NP: **ø 60** mm
- pevnostní třída oceli: **S520**

KOTVENÍ

- pevnostní třída oceli: **S355**
- betonářská výztuž: **B500B**

Pozn. Kotvení táhel je zřejmé z výkresu č. 4.

9. SPODNÍ STAVBA

Stavební jáma objektu je navržena jako trvale pažená pomocí převrtávaných pilotových stěn o tloušťce cca 800 mm. Stěny jsou vetknuty do horninového podloží do hloubky cca 5 m a jsou zajištěny trvalými horninovými kotvami. Těsnící funkce dna stavební jámy bude v průběhu výstavby objektu zajištěna, kromě vetknutí pilotové stěny do horninového podloží, také odčerpáváním vody. Po dokončení však bude odčerpávání ukončeno, a základová deska tak bude postupem času vystavena účinkům podzemní vody. Obvodové stěny podzemních podlaží tedy nejsou v kontaktu se zemínou a nejsou tak vystaveny zemnímu tlaku a účinkům vodního sloupce podzemní vody.

Návrh pilotové stěny není součástí zadání diplomové práce. Informace o této konstrukci byly získány ze stavebních podkladů objektu.

Spodní stavba objektu bude navržena jako bílá vana dle Technických pravidel ČBS 04 – Směrnice pro vodonepropustné betonové konstrukce [6].

9.1 ZALOŽENÍ OBJEKTU

Z důvodu složitých geologických podmínek (vysoké hladině podzemní vody) bude objekt založen na vrtaných pilotách, které budou v daných místech základové desky doplněny o piloty tahové.

9.1.1 Geologické poměry

Pro stavbu Fórum Karlín byly v rámci inženýrskogeologického průzkumu provedeny 4 vrty. Pro účely této práce je pro zjednodušení uvažováno pouze s jedním vrtem, jehož souvrství je popsáno níže. Vlastnosti jednotlivých zemin a hornin jsou zřejmé z protokolů návrhu a posouzení jednotlivých pilot (viz příloha č. 2).

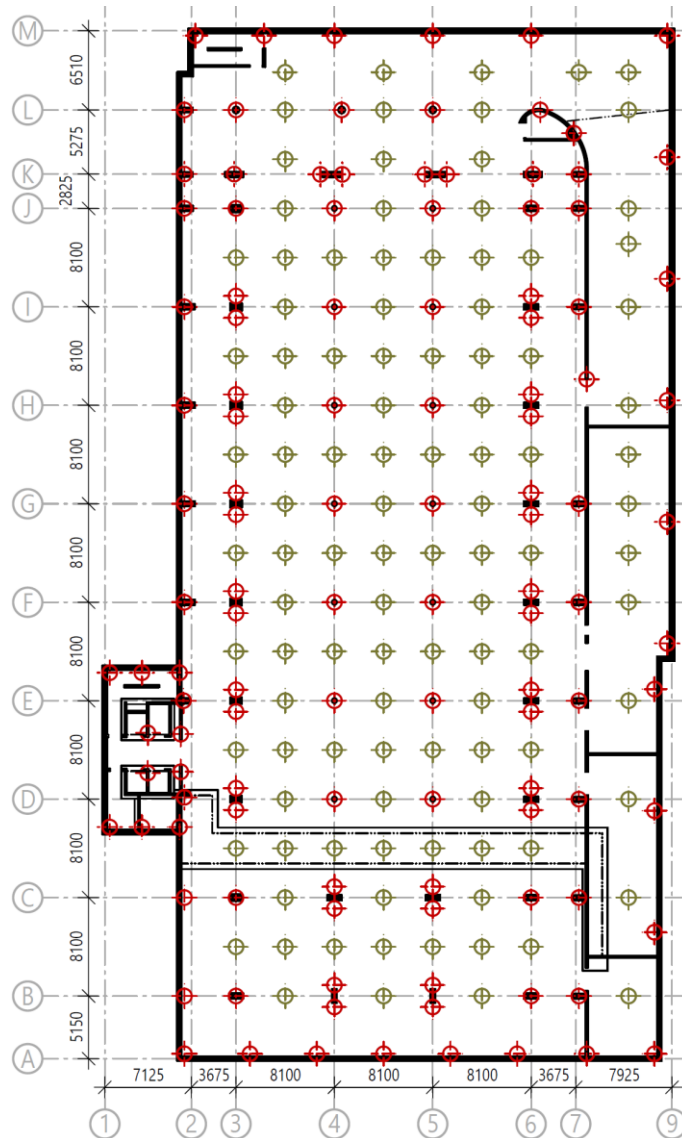
GEOLOGICKÝ VRT

do [m]	GEOLOGICKÝ POPIS ZEMIN A HORNIN	ČSN EN ISO 14688	ČSN 73 6133
2,00	navážka, písek jílovitý s úlomky cihel a drobným štěrkem	Mg	-
2,30	jíl se střední plasticitou, tmavě hnědý, tuhý	siCl	F6
4,90	písek s příměsí jemnozrnné zeminy, světle hnědý	Sa	S3
7,50	štěrk jílovito-písčitý, hnědý, od 5,35 m zvodnělý	saclGr	G2
10,70	písek špatně zrněný, hnědý, zvodnělý	grclSa	S2
13,60	štěrk písčitý, šedohnědý, od 12,4 m tmavě šedý, zvodnělý	saGr	G2
14,50	břidlice jílovitá zcela zvětralá, charakteru jílovitého písku s lámateľnými úlomky, tmavě šedá	nezatř.	R6 (S5)
17,00	břidlice jílovitá mírně až silně zvětralá, tmavě šedá	nezatř.	R4-R5

9.1.2 Návrh pilot

Pro účely této práce je návrh pilot proveden pro 5 typů tlačných osamělých pilot (P-01 až P-05) a 1 typ (P-06) tahové piloty. Samostatnou skupinu návrhu pak tvoří dvojice pilot, která se nachází pod nejvíce namáhanými sloupy objektu. Návrh a posouzení je provedeno pomocí programu GEO5, protokoly výpočtů jsou součástí přílohy č. 2. Jednotlivé typy pilot jsou zřejmé z výkresu č. 5 – Schéma pilotového plánu.

Obr. Schéma rozmístění pilot



9.1.2.1 Výsledné reakce v pilotách

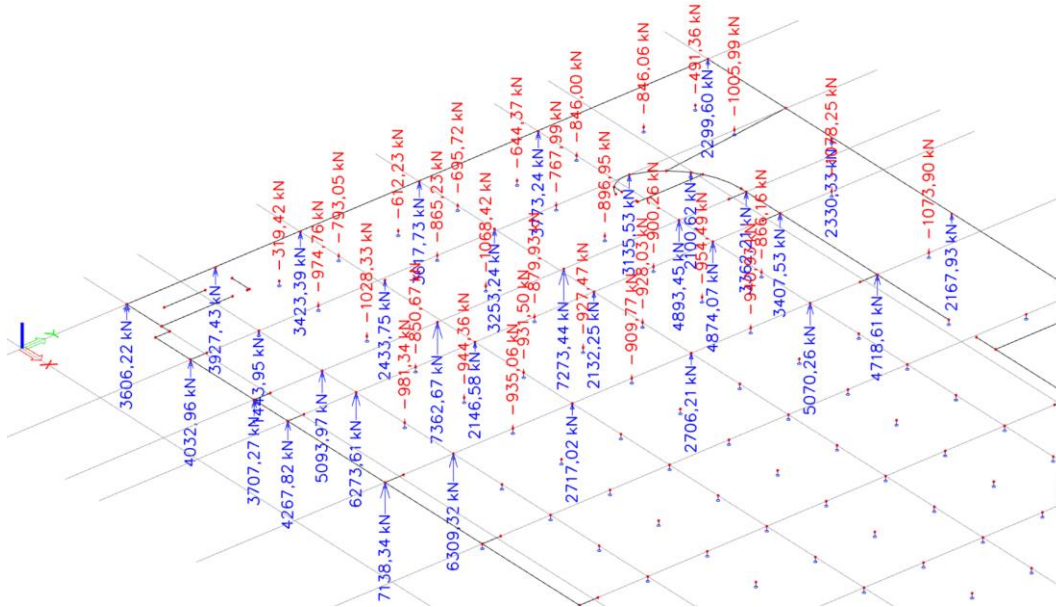
Pro návrh pilot byly kromě návrhové a charakteristické kombinace zatížení vygenerovány také mimořádná kombinace zatížení (obsahující mimořádné zatížení tlakovou vodou 75 kN/m^2 při povodňovém stavu) a kombinace zabraňující „vyplavání konstrukce“. Poslední zmíněná kombinace používá koeficienty pro destabilizaci, tedy 1,1 pro nepříznivé zatížení a 0,9 pro stálé zatížení:

$$1,1 \cdot \text{tlaková voda při povodních} + 0,9 \cdot \text{vlastní tíha konstrukce}$$

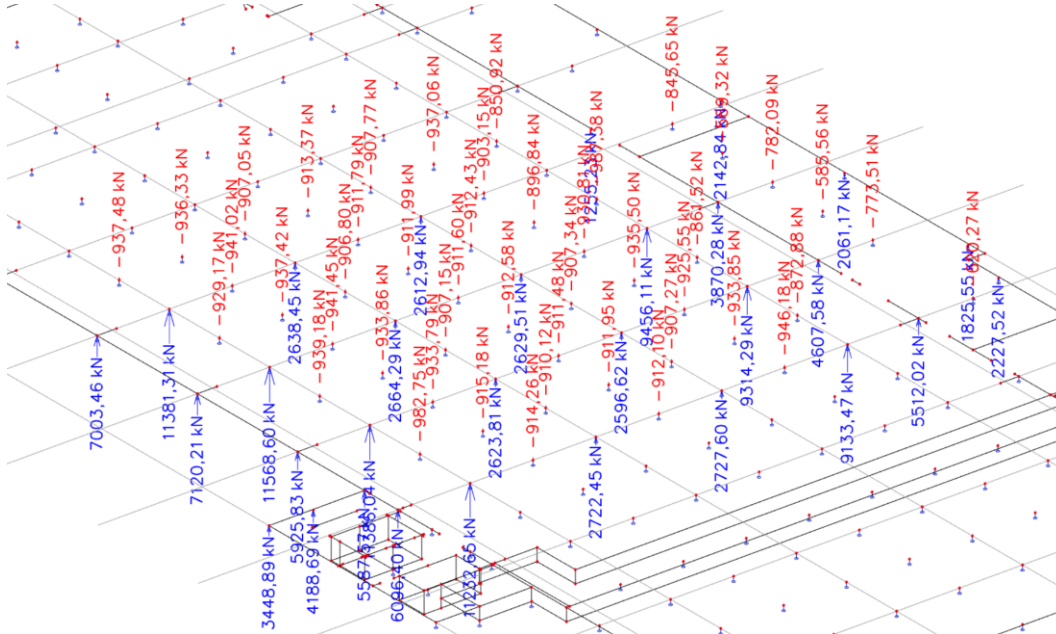
Z obr. s hodnotami reakcí pro tuto kombinaci je patrné, že dochází k tahu některých pilot, a proto je nutné tyto piloty navrhnout jako tažené. Po porovnání výsledných reakcí od návrhové a mimořádné kombinace zatížení jsou, vzhledem k vyšším tlakovým hodnotám při kombinaci návrhové, piloty navrženy na tyto vyšší hodnoty. Reakce od mimořádné kombinace zatížení nejsou tedy vykresleny.

NÁVRHOVÁ KOMBINACE ZATÍŽENÍ

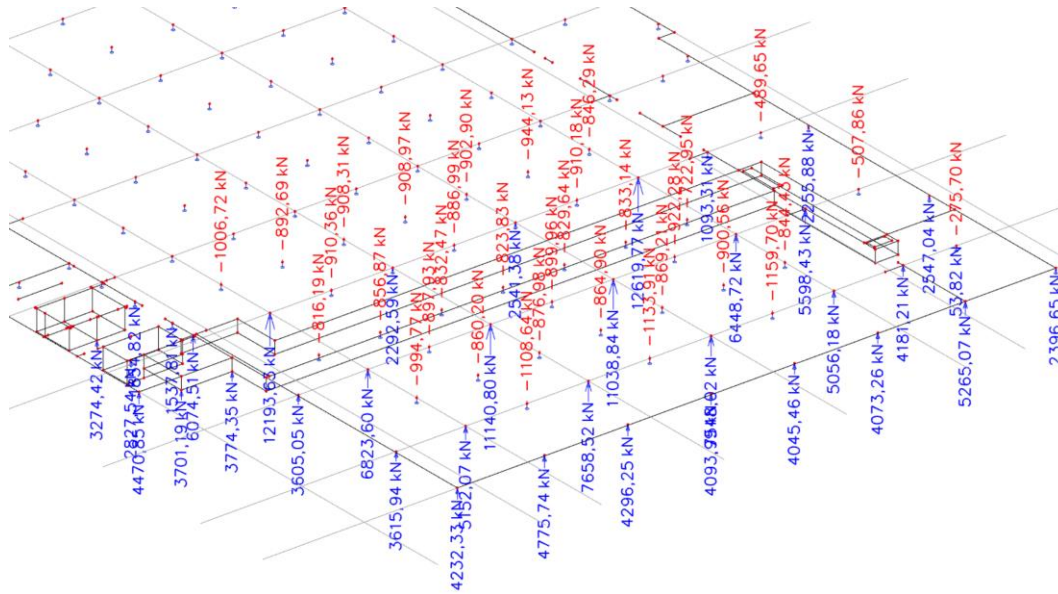
Obr. Reakce v pilotách R_z [kN] od návrhové kombinace zatížení (část mezi osami M až I)



Obr. Reakce v pilotách R_z [kN] od návrhové kombinace zatížení (část mezi osami I až E)

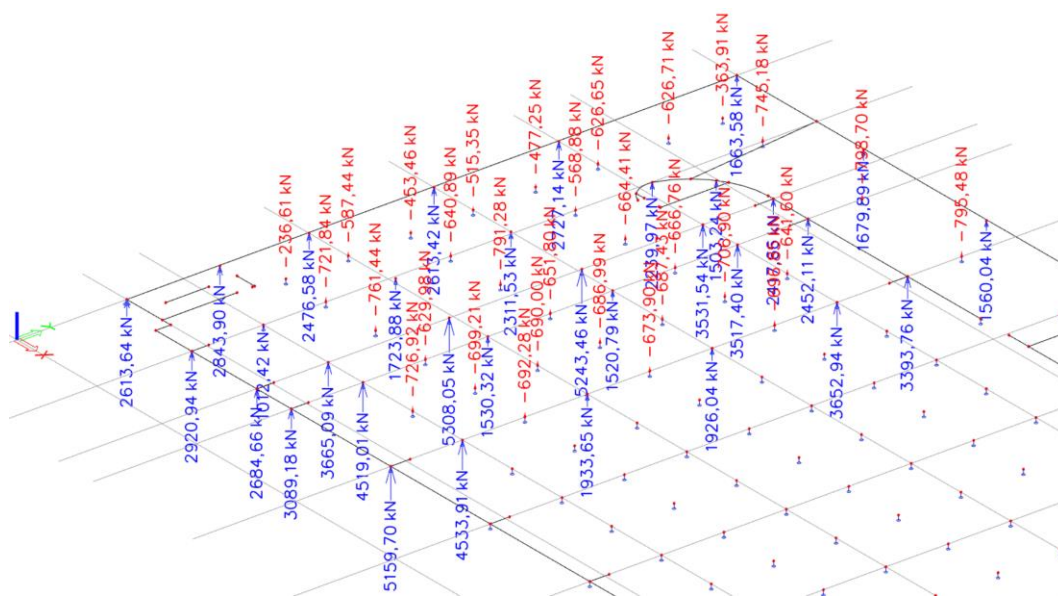


Obr. Reakce v pilotách R_z [kN] od návrhové kombinace zatížení (část mezi osami E až A)

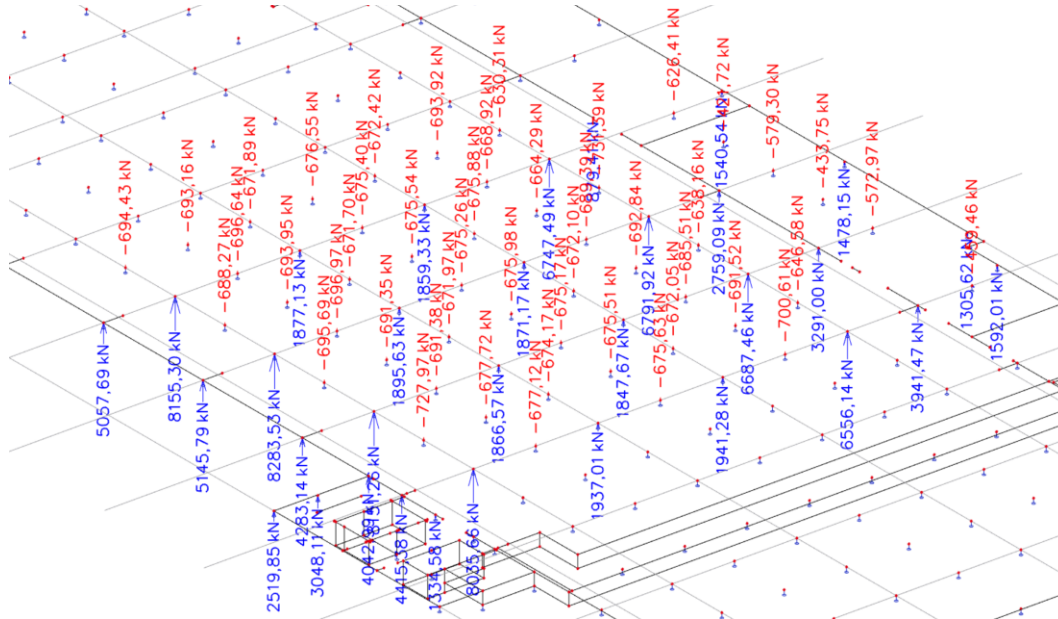


CHARAKTERISTICKÁ (PROVOZNÍ) KOMBINACE ZATÍŽENÍ

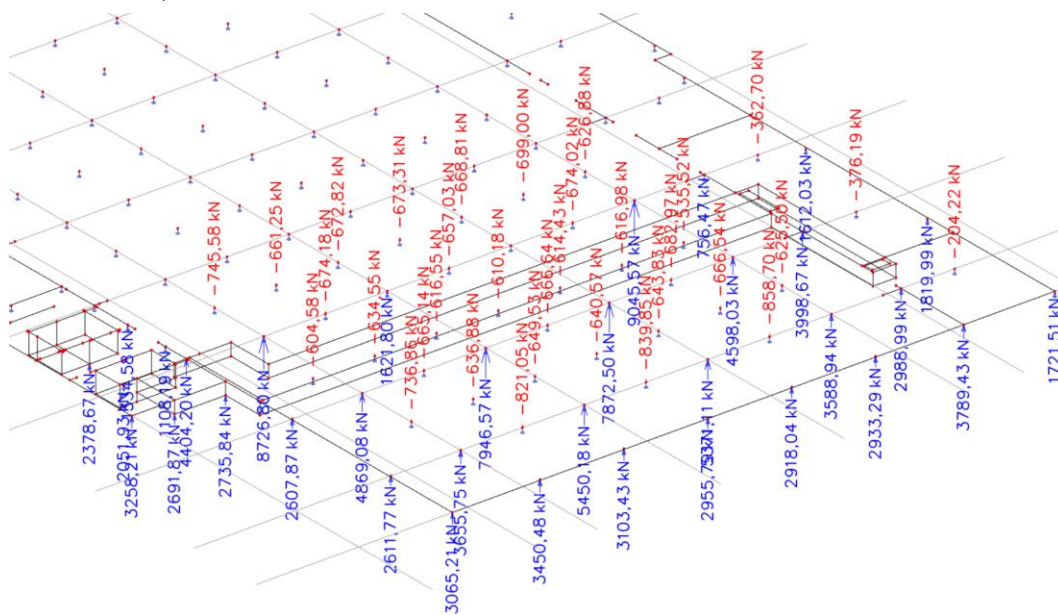
Obr. Reakce v pilotách R_z [kN] od charakteristické kombinace zatížení (část mezi osami M až I)

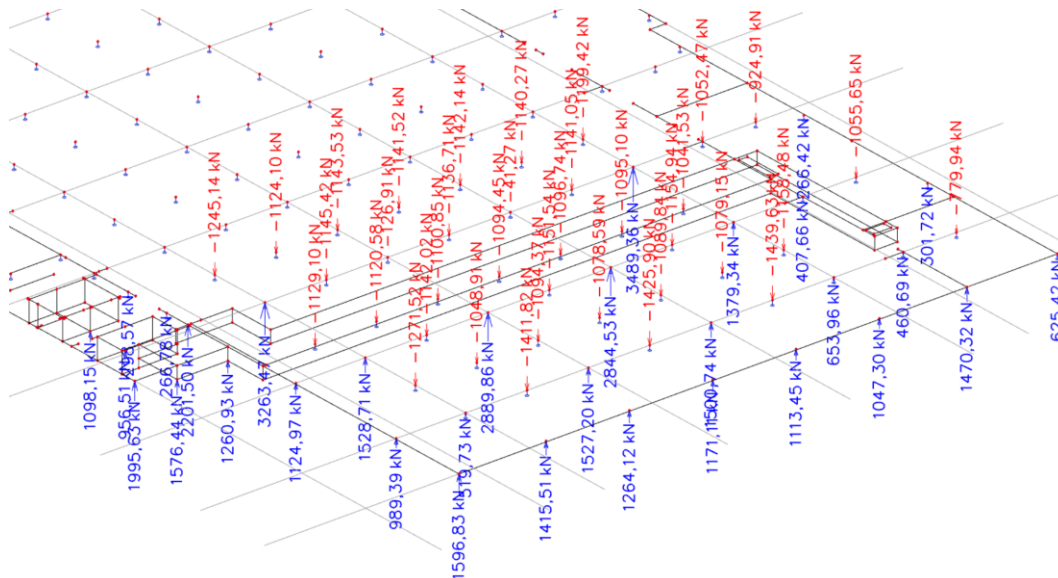


Obr. Reakce v pilotách R_z [kN] od charakteristické kombinace zatížení (část mezi osami I až E)



Obr. Reakce v pilotách R_z [kN] od charakteristické kombinace zatížení (část mezi osami E až A)



Ob. Reakce v pilotách R_z [kN] od kombinace proti „vyplavání“ konstrukce (část mezi osami E až A)

9.1.2.2 Návrh pilot P-01 až P-06

Návrh a posouzení piloty působící v tahu je proveden na základě posouzení tlačené piloty příslušných rozměrů v programu GEO5. Únosnost piloty těchto rozměrů v tahu je pak uvažována jako 70ti % získaná únosnost tlačené piloty na plášti. Protokoly návrhu a posouzení jednotlivých pilot, případně dvojic pilot, jsou součástí přílohy č. 2.

PILOTA P-01

- $R_{z,max,návrhová} = 2828 \text{ kN}$
- $R_{z,max,charakteristická} = 2052 \text{ kN}$
- $R_{z,max,vyplavání} = -1053 \text{ kN}$

Tahová únosnost piloty:

- únosnost na plášti tlačené piloty: $R_s = 2076 \text{ kN}$
- únosnost tahové piloty: $R_{s,tah} = 0,7 \cdot 2076 \text{ kN} = 1453 \text{ kN}$

$$R_{z,max,vyplavání} \leq R_{s,tah} \rightarrow 1053 \leq 1453 \text{ kN} \quad \dots \text{ WYHOVUJE}$$

NÁVRH: Pilota P-01 o průměru $d = 0,9 \text{ m}$ a délce $L = 12 \text{ m}$ z betonu pevnostní třídy C25/30.

PILOTA P-02

- $R_{z,max,návrhová} = 4471 \text{ kN}$
- $R_{z,max,charakteristická} = 3259 \text{ kN}$
- $R_{z,max,vyplavání} = -134 \text{ kN}$

Tahová únosnost piloty:

- únosnost na plášti tlačené piloty: $R_s = 3075 \text{ kN}$
- únosnost tahové piloty: $R_{s,tah} = 0,7 \cdot 3075 \text{ kN} = 2152 \text{ kN}$

$$R_{z,max,vyplavání} \leq R_{s,tah} \rightarrow 134 \leq 2152 \text{ kN} \quad \dots \text{ WYHOVUJE}$$

NÁVRH: Pilota P-02 o průměru $d = 1,2$ m a délce $L = 13$ m z betonu pevnostní třídy C25/30.

PILOTA P-03

- $R_{z,max,návrhová} = 6097$ kN
- $R_{z,max,charakteristická} = 4416$ kN
- $R_{z,max,vyplavání} = 329$ kN

NÁVRH: Pilota P-03 o průměru $d = 1,2$ m a délce $L = 16$ m z betonu pevnostní třídy C25/30.

PILOTA P-04

- $R_{z,max,návrhová} = 7139$ kN
- $R_{z,max,charakteristická} = 5160$ kN
- $R_{z,max,vyplavání} = 1945$ kN

NÁVRH: Pilota P-04 o průměru $d = 1,2$ m a délce $L = 18$ m z betonu pevnostní třídy C25/30.

TAHOVÁ PILOTA P-05

- $R_{z,max,tah} = -1478$ kN

Tahová únosnost piloty:

- únosnost na plášti tlačené piloty: $R_s = 2360$ kN
- únosnost tahové piloty: $R_{s,tah} = 0,7 \cdot 2360$ kN = 1652 kN

$$R_{z,max,vyplavání} \leq R_{s,tah} \rightarrow 1478 \leq 1652 \text{ kN} \quad \dots \text{VYHOVUJE}$$

NÁVRH: Tahová pilota P-05 o průměru $d = 0,9$ m a délce $L = 13$ m z betonu pevnostní třídy C25/30.

9.1.2.3 Návrh dvojice pilot

Dvojice pilot pod sloupem je navržena pro 1.MS takovým způsobem, že její únosnost je rovna dvojnásobku únosnosti jedné osamělé piloty, která je vypočtena pomocí programu GEO5 – Pilota. Takto navržená konstrukce je dále na 2.MS posouzena pomocí programu GEO5 – Skupina pilot. Z protokolu (viz příloha č. 2) je pak zřejmý použitý výpočet pro získání vyhovující hodnoty sedání.

DVOJICE PILOT P-06

- $R_{z,max,návrhová} = 7659$ kN
- $R_{z,max,charakteristická} = 5451$ kN
- $R_{z,max,vyplavání} = 1528$ kN

Únosnost dvojice pilot:

Geometrie dvojice pilot odpovídá geometrii piloty P-02.

- únosnost piloty P-02: $R_c = 4908$ kN
- únosnost tahové piloty: $R_{c,2} = 2 \cdot 4908$ kN = 9816 kN

$$R_{z,max,návrhová} \leq R_{c,2} \rightarrow 7659 \leq 9816 \text{ kN} \quad \dots \text{VYHOVUJE}$$

NÁVRH: Dvojice pilot P-06 o průměru $d = 1,2$ m a délce $L = 13$ m z betonu pevnostní třídy C25/30.

DVOJICE PILOT P-07

- $R_{z,max,návrhová} = 12620$ kN
- $R_{z,max,charakteristická} = 9046$ kN
- $R_{z,max,vyplavání} = 3490$ kN

Únosnost dvojice pilot:

Geometrie dvojice pilot odpovídá geometrii piloty P-02.

- únosnost piloty P-04: $R_c = 7376$ kN
- únosnost tahové piloty: $R_{c,2} = 2 \cdot 7376$ kN = 14752 kN

$$R_{z,max,návrhová} \leq R_{c,2} \rightarrow 7659 \leq 9816 \text{ kN} \quad \dots \text{ VYHOVUJE}$$

NÁVRH: Dvojice pilot P-07 o průměru $d = 1,2$ m a délce $L = 18$ m z betonu pevnostní třídy C25/30.

9.2 NÁVRH ZÁKLADOVÉ DESKY

Pro návrh základové desky byl zaveden předpoklad, že veškeré zatížení z horní stavby přenášejí piloty. Pro tuto úvahu je nutné zavést několik opatření – nakypření půdy v základové spáře o tloušťce 10-15 cm a zamezení jejího hutnění. Předpoklad stlačitelnosti podloží je pak umocněn vkládáním polystyrenu EPS.

Návrh a posouzení základové desky není vzhledem k rozsahu diplomové práce a složitosti spodní stavby proveden pro celou konstrukci, ale pouze pro část desky o tl. 450 mm. Zbylé části konstrukce by byly navrženy stejným způsobem ve všech krocích, které jsou provedeny pro vybranou část v následujících kapitolách. Je tedy jasné, že vzhledem k opakovatelnosti postupu návrhu je pro účel této práce zbytečné provádět návrh kompletní.

9.2.1 Zatřídění konstrukce

TŘÍDA NAMÁHÁNÍ

Z důvodu trvalého působení podzemní vody na základovou desku je uvažována **třída namáhání 1**.

TŘÍDA UŽÍVÁNÍ

Prostory ve 3.PP slouží jako podzemní garáže, případně technické místnosti, proto lze připustit vlhká místa v konstrukci. Konstrukce základové desky spadá do **třídy užívání B**.

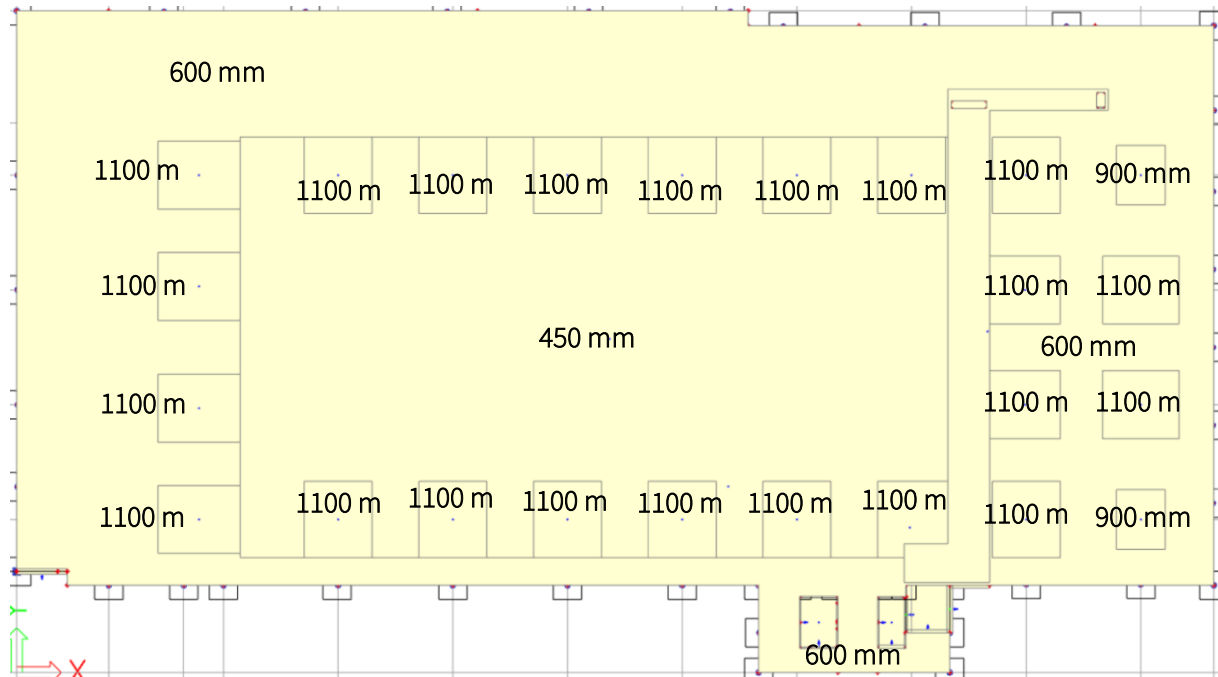
ŠÍŘKA TRHLIN

Tlakový spád konstrukce je $5,5/0,55 = 10$, tedy $h_v/h_b \leq 10$. Maximální povolená šířka trhliny je $w_{lim} = 0,2$ mm.

9.2.2 Tloušťka základové desky

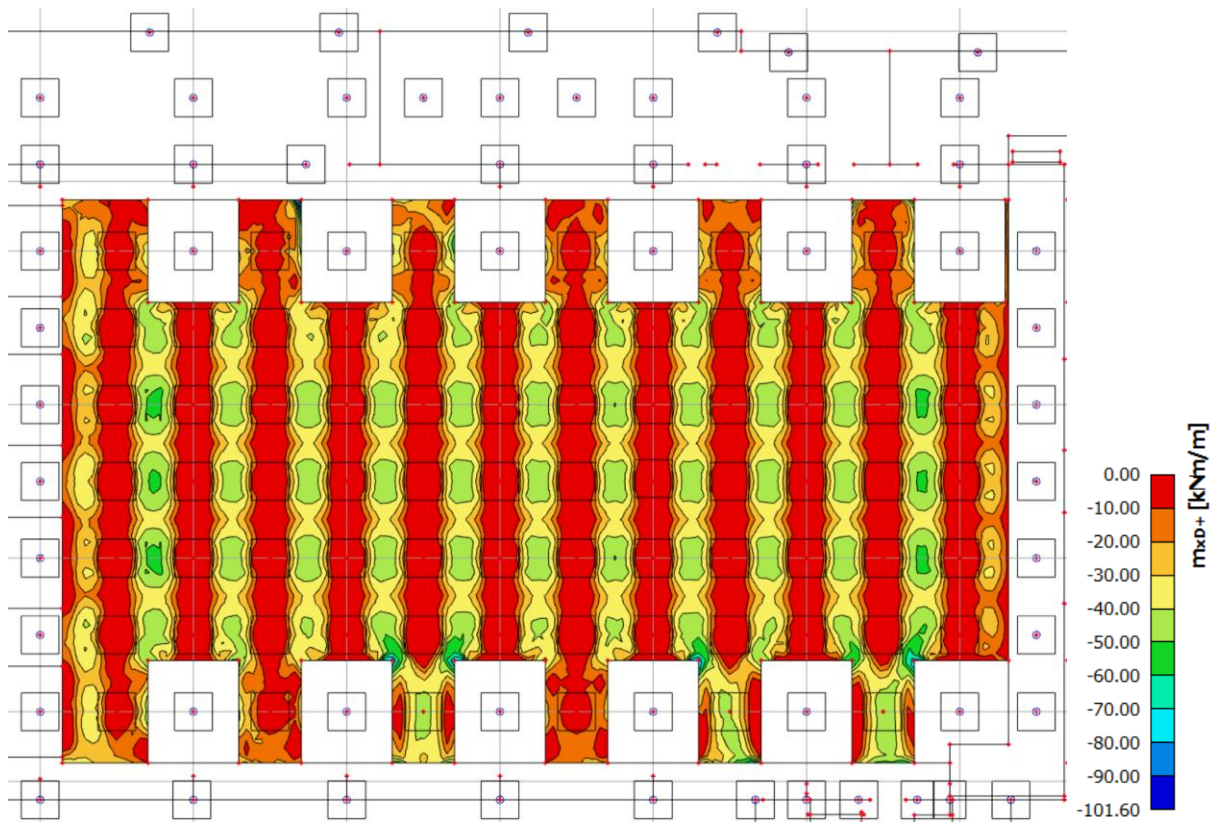
V předběžném statickém návrhu byla tloušťka základové desky stanovena hodnotou $h_d = 450$ mm. Při ověřování desky ve výpočetním programu na 3D modelu byly však tloušťky v jistých částech konstrukce změněny (v závislosti na napjatosti, případně protlačení desky) případně lokálně zesíleny pod příslušnými sloupy a oblastmi. Návrh základové desky bude proveden pro desku o tloušťce 450 mm (zřejmá z vykreslených momentů). Tloušťky základové desky jsou zřejmé z obr. níže.

Obr. Tloušťky jednotlivých částí základové desky

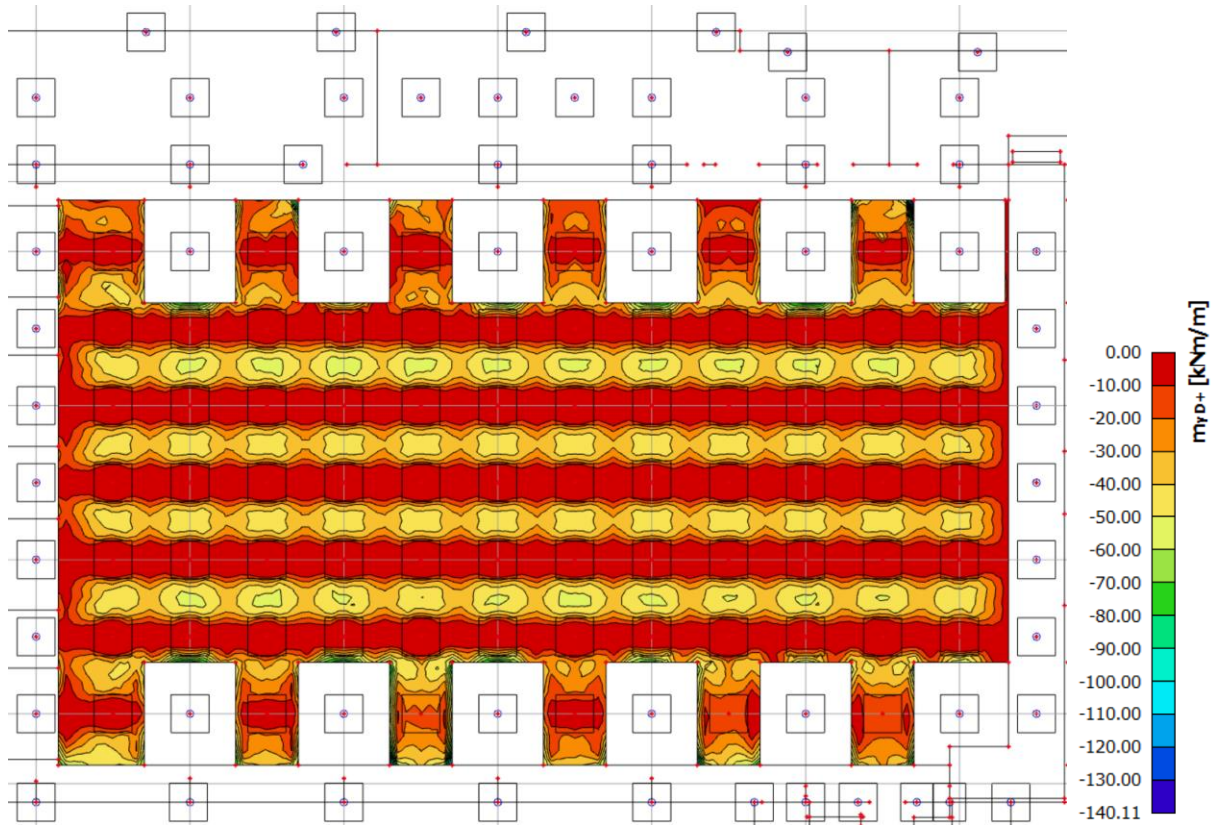


9.2.3 Vnitřní síly na základové desce

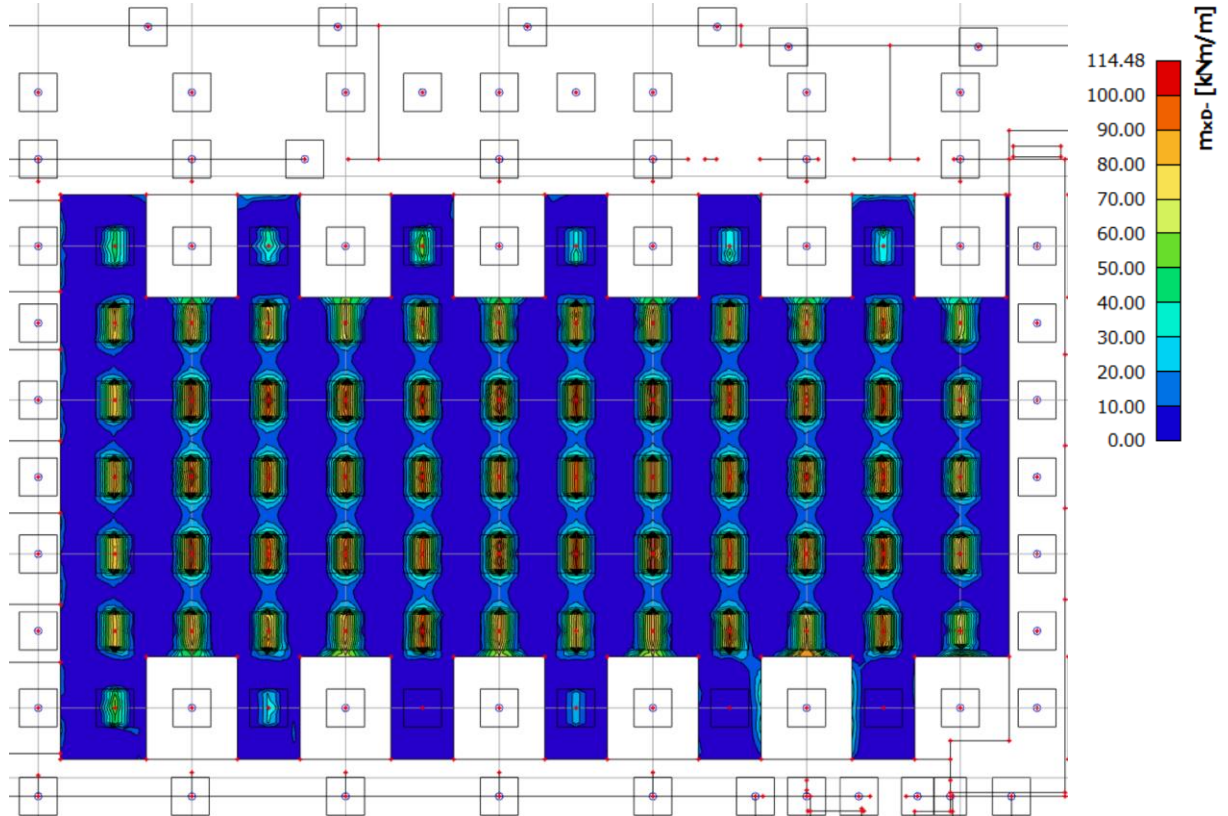
NÁVRHOVÁ KOMBINACE ZATÍŽENÍ

Obr. Návrhový horní ohybový moment ve směru x mxD+ [kNm/m]

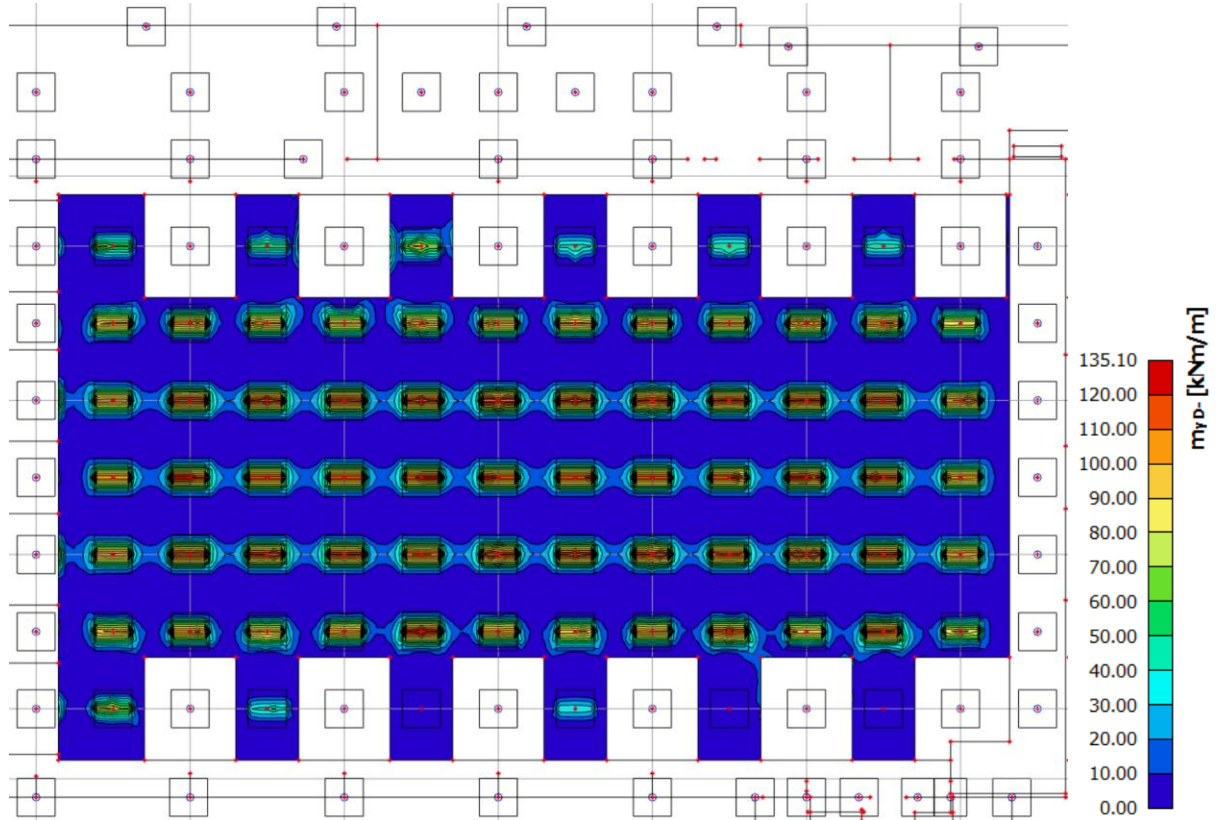
Obr. Návrhový horní ohybový moment ve směru y m_{yD+} [kNm/m]



Obr. Návrhový dolní ohybový moment ve směru x m_{xD-} [kNm/m]

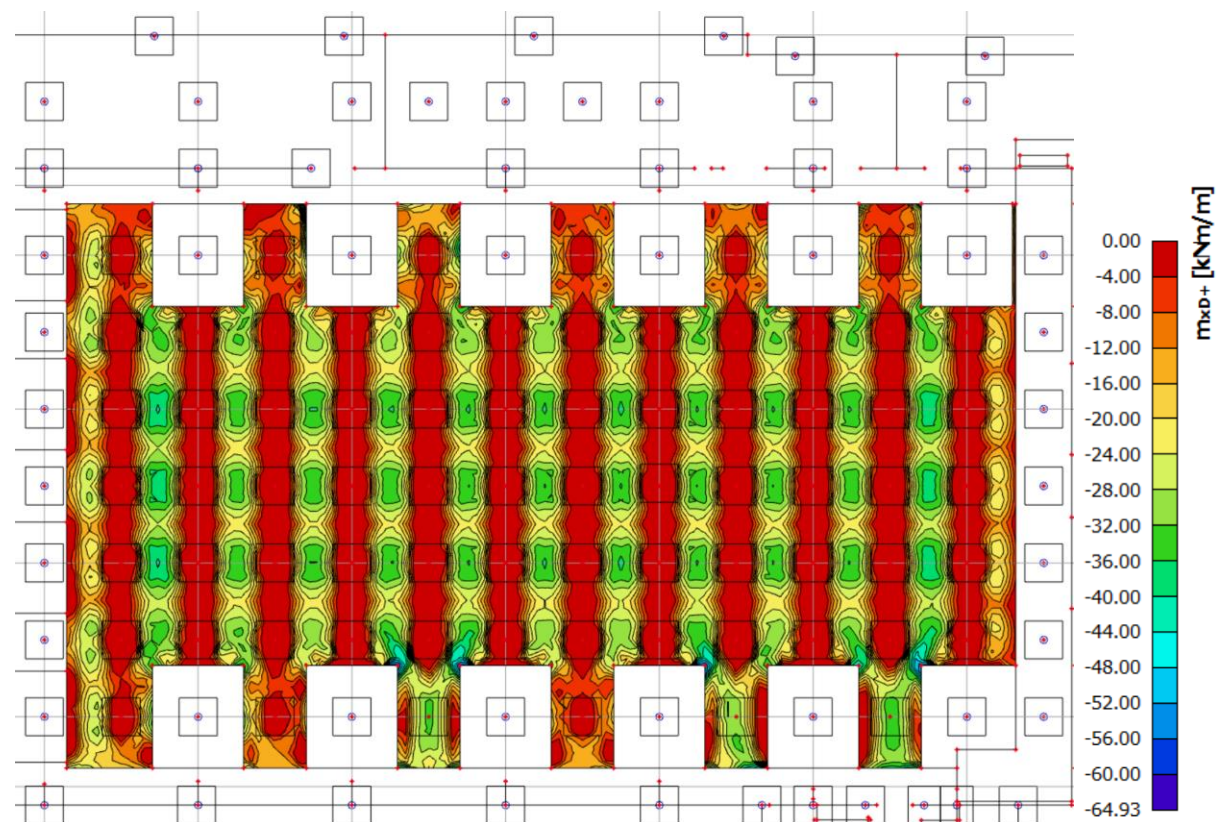


Obr. Návrhový dolní ohybový moment ve směru y myD- [kNm/m]

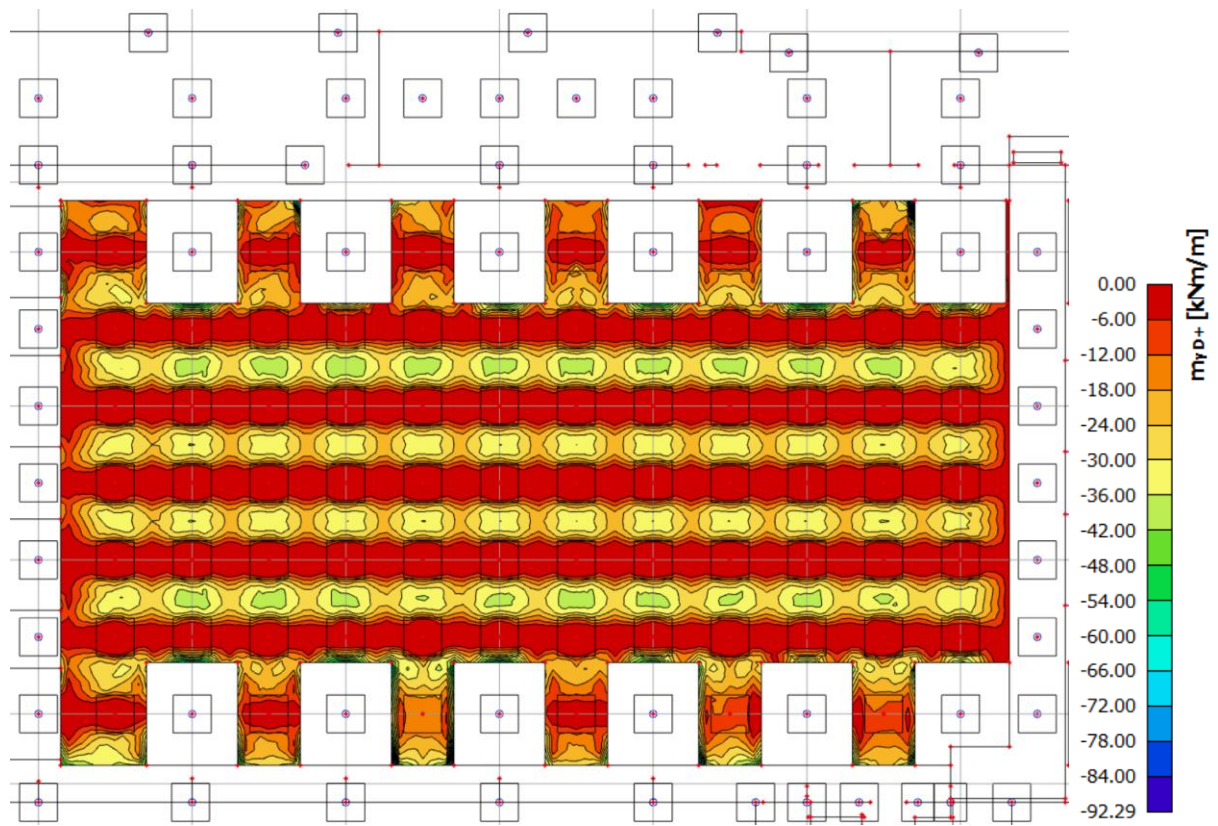


ČASTÁ KOMBINACE ZATÍŽENÍ

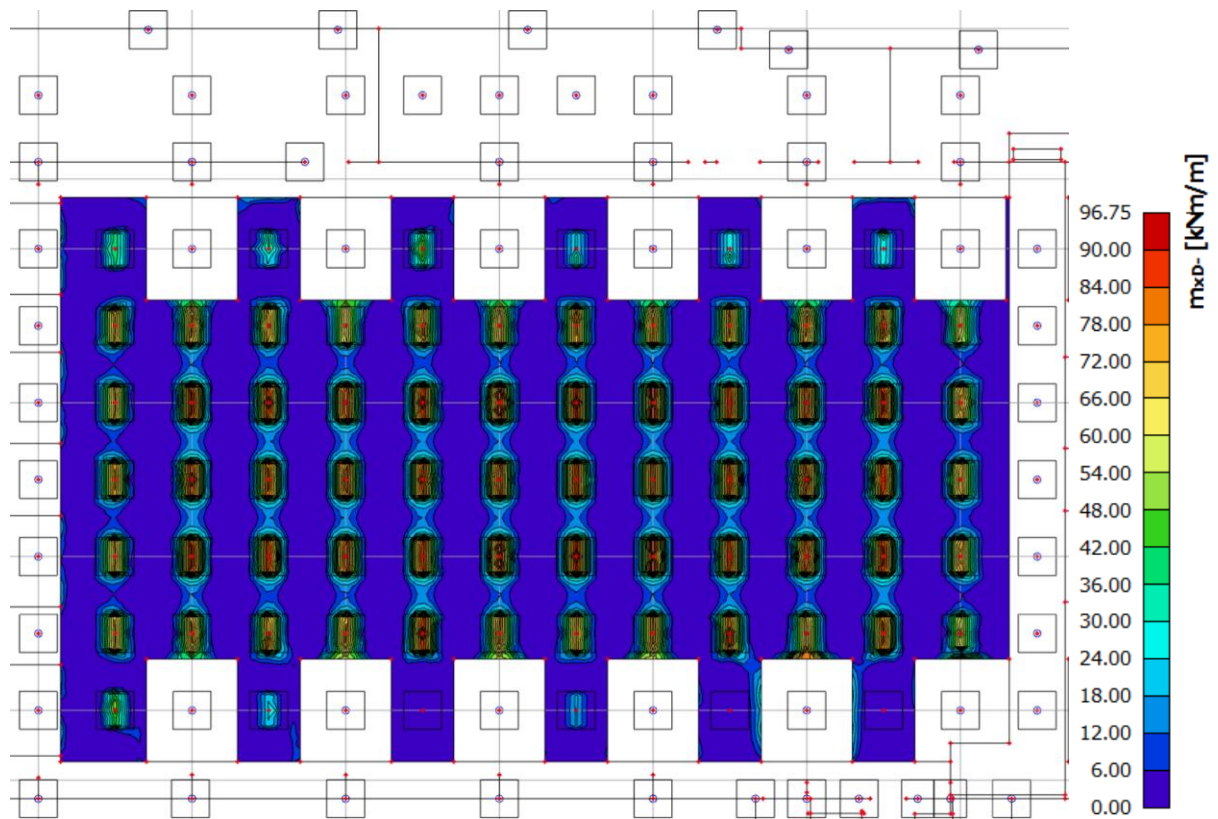
Obr. Horní ohybový moment ve směru x pro častou kombinaci mxD+ [kNm/m]

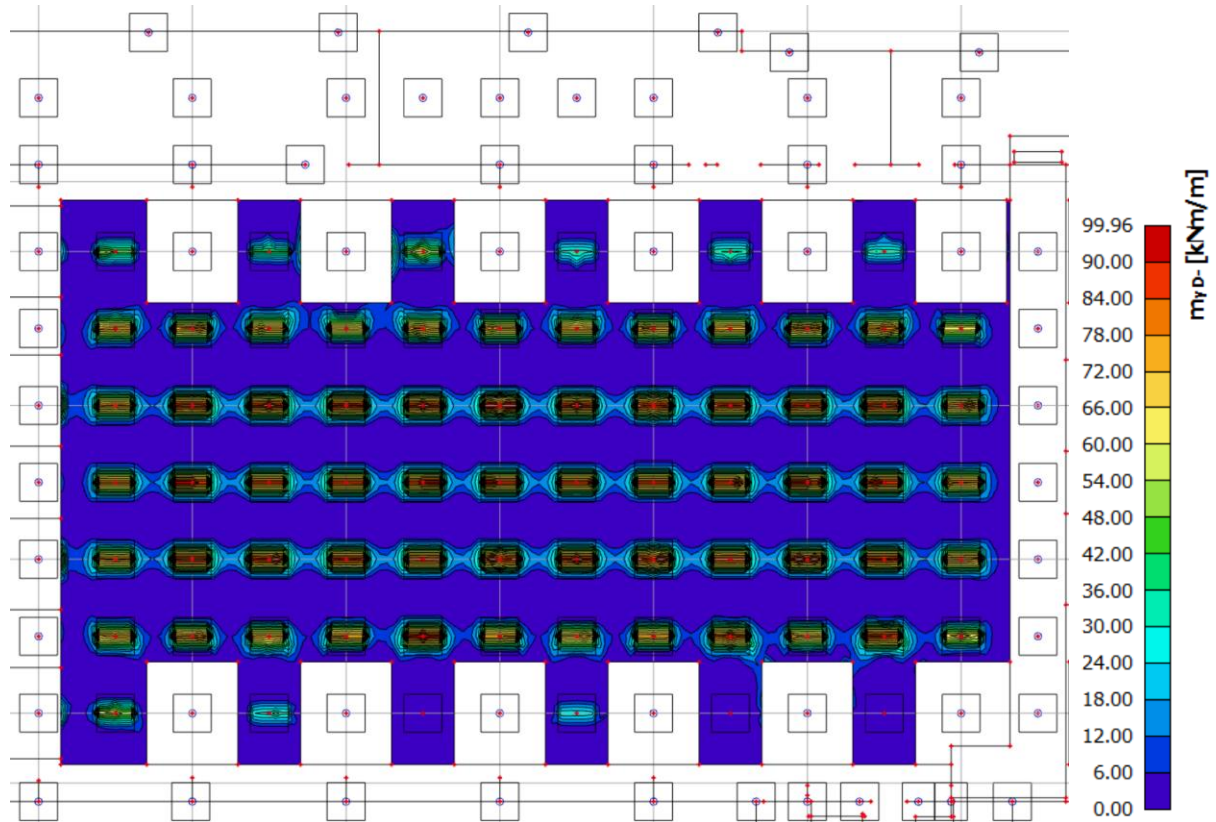


Obr. Horní ohybový moment ve směru y pro častou kombinaci m_{yD+} [kNm/m]



Obr. Dolní ohybový moment ve směru x pro častou kombinaci m_{xD-} [kNm/m]



Obr. Dolní ohybový moment ve směru y pro častou kombinaci myD- [kNm/m]

9.2.4 Návrh výztuže základové desky tl. 450 mm

9.2.4.1 Vynucené namáhání v základové desce

Vzhledem k navrženým tahovým pilotám, které svým připojením k desce zabraňují jejímu pokluzu po podkladním betonu (resp. PE fólii), je návrh výztuže proveden na účinky vynuceného namáhání, jež vzniká omezeným přetvořením základové desky.

OMEZENÉ PŘETVOŘENÍ DESKY TL. 450 MM VE SMĚRU X

Materiály

BETON C 25/30

Charakteristická pevnost betonu v tlaku

$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Návrhová pevnost betonu v tlaku

$f_{cd} = 16,7 \text{ MPa}$

Charakteristická pevnost betonu v tahu

$f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$

Modul pružnosti betonu

$E_{cm} = 30500 \text{ MPa}$

redukce pevnosti betonu v tahu

$0,5$

Střední hodnota pevnosti betonu v tahu

$f_{ct,eff} = 1,30 \text{ MPa}$

VÝZTUŽ B500B

Charakteristická mez kluzu výztuže

$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Návrhová mez kluzu výztuže

$f_{yd} = 434,8 \text{ MPa}$

Modul pružnosti výztuže

$E_s = 200000 \text{ MPa}$

Tažená výztuž u horního povrchu

$\emptyset 22 / 100 \text{ mm}$

Tažená výztuž u dolního povrchu

$\emptyset 22 / 100 \text{ mm}$

Plocha výztuže u horního povrchu

$A_{st} = 3801 \text{ mm}^2$

Plocha výztuže u dolního povrchu

$A_{sb} = 3801 \text{ mm}^2$

Geometrie a parametry

Tloušťka stěny

$h = 450 \text{ mm}$

Posuzovaná šířka stěny

$b = 1000 \text{ mm}$

Krycí vrstva u horního povrchu

$c_t = 62 \text{ mm}$

Krycí vrstva u dolního povrchu

$c_b = 40 \text{ mm}$

Účinná výška průřezu pro horní povrch

$d_t = 355 \text{ mm}$

Účinná výška průřezu pro dolní povrch

$d_b = 399 \text{ mm}$

Součinitel rozdělení napětí před vznikem trhlin

$k_c = 1,0$

Součinitel nerovnoměrnosti rozdělení vnitřních rovnovážných napětí

$k = 0,85$

Maximální šířka trhliny

$w_{k,max} = 0,20 \text{ m}$

Napětí v tahové výztuži

Napětí v tahové výztuži při vzniku trhliny ve směru x

$\sigma_s = 130,8 \text{ MPa}$

Šířka trhliny

Výška účinné plochy taženého betonu u horního povrchu

$h_{c,t,eff} = 225,0 \text{ mm}$

Výška účinné plochy taženého betonu u dolního povrchu

$h_{c,b,eff} = 127,5 \text{ mm}$

Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž u horního povrchu

$A_{c,t,eff} = 225000 \text{ mm}^2$

Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž u dolního povrchu

$A_{c,b,eff} = 127500 \text{ mm}^2$

Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž

$A_{c,eff} = 352500 \text{ mm}^2$

Účinný stupeň vyztužení

$\rho_{p,eff} = 0,0216$

Maximální vzdálenost trhlin

$s_{r,max} = 441,5 \text{ mm}$

součinitel soudržnosti výztuže

$k_1 = 0,8$

součinitel rozdělení poměrného přetvoření

$k_2 = 1,0$

$k_3 = 1,9$

$k_4 = 0,425$

$\alpha_e = 6,557$

Poměr modulů pružnosti

Rozdíl poměrných přetvoření výztuže a betonu

$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = 0,000448$

součinitel závisející na době trvání zatížení

$k_t = 0,6$

Charakteristická šířka trhliny

$w_k = 0,198 \text{ mm}$

VYHOVUJE

OMEZENÉ PŘETVOŘENÍ DESKY TL. 450 MM VE SMĚRU Y

Materiály

BETON C 25/30

Charakteristická pevnost betonu v tlaku

$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Návrhová pevnost betonu v tlaku

$f_{cd} = 16,7 \text{ MPa}$

Charakteristická pevnost betonu v tahu

$f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$

Modul pružnosti betonu

$E_{cm} = 30500 \text{ MPa}$

redukce pevnosti betonu v tahu

0,5

Střední hodnota pevnosti betonu v tahu

$f_{ct,eff} = 1,30 \text{ MPa}$

VÝZTUŽ B500B

Charakteristická mez kluzu výztuže

$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Návrhová mez kluzu výztuže

$f_{yd} = 434,8 \text{ MPa}$

Modul pružnosti výztuže

$E_s = 200000 \text{ MPa}$

Tažená výztuž u horního povrchu

$\emptyset 22 / 100 \text{ mm}$

Tažená výztuž u dolního povrchu

$\emptyset 22 / 100 \text{ mm}$

Plocha výztuže u horního povrchu

$A_{st} = 3801 \text{ mm}^2$

Plocha výztuže u dolního povrchu

$A_{sb} = 3801 \text{ mm}^2$

Geometrie a parametry

Tloušťka stěny

$h = 450 \text{ mm}$

Posuzovaná šířka stěny

$b = 1000 \text{ mm}$

Krycí vrstva u horního povrchu

$c_t = 40 \text{ mm}$

Krycí vrstva u dolního povrchu

$c_b = 62 \text{ mm}$

Účinná výška průřezu pro horní povrch

$d_t = 377 \text{ mm}$

Účinná výška průřezu pro dolní povrch

$d_b = 377 \text{ mm}$

Součinitel rozdělení napětí před vznikem trhlin

$k_c = 1,0$

Součinitel nerovnoměrnosti rozdělení vnitřních rovnovážných napětí

$k = 0,85$

Maximální šířka trhliny

$w_{k,max} = 0,20 \text{ m}$

Napětí v tahové výztuži

Napětí v tahové výztuži při vzniku trhliny ve směru x

$\sigma_s = 130,8 \text{ MPa}$

Šířka trhliny

Výška účinné plochy taženého betonu u horního povrchu

$h_{c,t,eff} = 182,5 \text{ mm}$

Výška účinné plochy taženého betonu u dolního povrchu

$h_{c,b,eff} = 182,5 \text{ mm}$

Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž u horního povrchu

$A_{c,t,eff} = 182500 \text{ mm}^2$

Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž u dolního povrchu

$A_{c,b,eff} = 182500 \text{ mm}^2$

Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž

$A_{c,eff} = 365000 \text{ mm}^2$

Účinný stupeň vyztužení

$\rho_{p,eff} = 0,0208$

Maximální vzdálenost trhlin

$s_{r,max} = 453,8 \text{ mm}$

součinitel soudržnosti výztuže

$k_1 = 0,8$

součinitel rozdělení poměrného přetvoření

$k_2 = 1,0$

$k_3 = 1,9$

$k_4 = 0,425$

$\alpha_e = 6,557$

Poměr modulů pružnosti

Rozdíl poměrných přetvoření výztuže a betonu

$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = 0,000441$

součinitel závisející na době trvání zatížení

$k_t = 0,6$

Charakteristická šířka trhliny

$w_k = 0,200 \text{ mm}$

VYHOVUJE

9.2.4.2 Návrh ohybové výztuže

Základní rastr výztuže vychází z předchozí kapitoly pro omezené přetvoření desky.

ÚNOSNOST V OHYBU – HORNÍ VÝZTUŽ

Materiály

BETON C 25/30

Char. pevnost betonu v tlaku	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
Návrhová pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} = 16,7 \text{ MPa}$
Modul pružnosti betonu	$E_{cm} = 30500 \text{ MPa}$
Char. pevnost betonu v tahu	$f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$

VÝZTUŽ B500B

Ch. mez kluzu výztuže	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
Návrhová mez kluzu výztuže	$f_{yd} = 434,8 \text{ MPa}$
Modul pružnosti výztuže	$E_s = 200000 \text{ MPa}$

Geometrie

Tloušťka desky	$h = 450 \text{ mm}$
Šířka desky	$b = 1000 \text{ mm}$
Krycí vrstva	$c = 40 \text{ mm}$
Účinná výška průřezu	$d_x = 377 \text{ mm}$ $d_y = 399 \text{ mm}$

Navržená výztuž

Základní rastr tahové výztuže	$\text{Ø } 22 / 100 \text{ mm}$
Příložky	/
Plocha výztuže	$a_{s,prov} = 3801 \text{ mm}^2/\text{m}'$

Únosnost průřezu

Výška tlačené oblasti	$x = 123,96 \text{ mm}$	$\lambda = 0,8$
Rameno vnitřních sil	$z_x = 327,42 \text{ mm}$ $z_y = 349,42 \text{ mm}$	$\eta = 1$
Moment únosnosti	$m_{Rd,x} = 541,1 \text{ kNm/m}'$ $m_{Rd,y} = 577,5 \text{ kNm/m}'$	

$$x = \frac{a_{s,prov} \cdot f_{yd}}{\eta \cdot \lambda \cdot b \cdot f_{cd}}$$

$$z = d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x$$

$$m_{Rd} = a_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z$$

Konstrukční zásady

Poměrná výška tlačené oblasti	$\xi = 0,33 < \xi_{max} = 0,45$...VYHOVUJE
Min. plocha výztuže	$a_{s,min} = 539 \text{ mm}^2/\text{m}' < a_{s,prov} = 3801 \text{ mm}^2/\text{m}'$...VYHOVUJE
Max. plocha výztuže	$a_{s,max} = 15080 \text{ mm}^2/\text{m}' > a_{s,prov} = 3801 \text{ mm}^2/\text{m}'$...VYHOVUJE
Min. světlá vzdálenost výztuže	$s_{l,min} = 27 \text{ mm} < s_l = 78 \text{ mm}$...VYHOVUJE
Max. osová vzdálenost výztuže	$s_{max} = 300 \text{ mm} > s = 100 \text{ mm}$...VYHOVUJE

$$\xi = \frac{x}{d}$$

$$a_{s,min} = \max\left(0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d; 0,0013 \cdot b \cdot d\right)$$

$$a_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot d$$

$$s_l = \max(1,2 \cdot \text{Ø}; D_{max} + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm})$$

$$s_{max} = \min(2 \cdot h; 300 \text{ mm})$$

POSOUZENÍ HORNÍ VÝZTUŽE NA MSÚ

Maximální návrhový moment ve směru x na horním povrchu je $m_{Ed,x} = 187 \text{ kNm/m}'$.

$$m_{Ed,x} = 102 \text{ kNm/m}' < m_{Rd,x} = 541,1 \text{ kNm/m}' \quad \dots \text{VYHOVUJE}$$

Maximální návrhový moment ve směru y na horním povrchu je $m_{Ed,y} = 184 \text{ kNm/m}'$.

$$m_{Ed,y} = 141 \text{ kNm/m}' < m_{Rd,y} = 577,5 \text{ kNm/m}' \quad \dots \text{VYHOVUJE}$$

ÚNOSNOST V OHYBU – DOLNÍ VÝZTUŽ

Materiály

BETON C 25/30

Char. pevnost betonu v tlaku	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
Návrhová pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} = 16,7 \text{ MPa}$
Modul pružnosti betonu	$E_{cm} = 30500 \text{ MPa}$
Char. pevnost betonu v tahu	$f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$

VÝZTUŽ B500B

Ch. mez kluzu výztuže	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
Návrhová mez kluzu výztuže	$f_{yd} = 434,8 \text{ MPa}$
Modul pružnosti výztuže	$E_s = 200000 \text{ MPa}$

Geometrie

Tloušťka desky	$h = 450 \text{ mm}$
Šířka desky	$b = 1000 \text{ mm}$
Krycí vrstva	$c = 40 \text{ mm}$
Účinná výška průřezu	$d_x = 399 \text{ mm}$ $d_y = 377 \text{ mm}$

Navržená výztuž

Základní rastr tahové výztuže	$\text{Ø} 22 / 100 \text{ mm}$
Příložky	/
Plocha výztuže	$a_{s,prov} = 3801 \text{ mm}^2/\text{m}'$

Únosnost průřezu

Výška tlačené oblasti	$x = 123,96 \text{ mm}$	$\lambda = 0,8$
Rameno vnitřních sil	$z_x = 349,42 \text{ mm}$ $z_y = 327,42 \text{ mm}$	$\eta = 1$
Moment únosnosti	$m_{Rd,x} = 577,5 \text{ kNm/m}'$ $m_{Rd,y} = 541,1 \text{ kNm/m}'$	

$$x = \frac{a_{s,prov} \cdot f_{yd}}{\eta \cdot \lambda \cdot b \cdot f_{cd}}$$

$$z = d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x$$

$$m_{Rd} = a_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z$$

Konstrukční zásady

Poměrná výška tlačené oblasti	$\xi = 0,31$	<	$\xi_{max} = 0,45$...VYHOVUJE
Min. plocha výztuže	$a_{s,min} = 539 \text{ mm}^2/\text{m}'$	<	$a_{s,prov} = 3801 \text{ mm}^2/\text{m}'$...VYHOVUJE
Max. plocha výztuže	$a_{s,max} = 18000 \text{ mm}^2/\text{m}'$	>	$a_{s,prov} = 3801 \text{ mm}^2/\text{m}'$...VYHOVUJE
Min. světlá vzdálenost výztuže	$s_{l,min} = 27 \text{ mm}$	<	$s_l = 78 \text{ mm}$...VYHOVUJE
Max. osová vzdálenost výztuže	$s_{max} = 300 \text{ mm}$	>	$s = 100 \text{ mm}$...VYHOVUJE

$$\xi = \frac{x}{d} \quad a_{s,min} = \max\left(0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d; 0,0013 \cdot b \cdot d\right)$$

$$a_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot d$$

$$s_l = \max(1,2 \cdot \text{Ø}; D_{max} + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm})$$

$$s_{max} = \min(2 \cdot h; 300 \text{ mm})$$

POSOUZENÍ DOLNÍ VÝZTUŽE NA MSÚ

Maximální návrhový moment ve směru x na dolním povrchu je $m_{Ed,x} = 115 \text{ kNm/m}'$.

$$m_{Ed,x} = 115 \text{ kNm/m}' < m_{Rd,x} = 577,5 \text{ kNm/m}' \quad \dots \text{VYHOVUJE}$$

Maximální návrhový moment ve směru y na dolním povrchu je $m_{Ed,y} = 145 \text{ kNm/m}'$.

$$m_{Ed,y} = 136 \text{ kNm/m}' < m_{Rd,y} = 541,1 \text{ kNm/m}' \quad \dots \text{VYHOVUJE}$$

9.2.4.3 Výpočet šířky trhlin od zatížení

ŠÍŘKA TRHLINY OD OHYBOVÉHO HORNÍHO MOMENTU VE SMĚRU X

Materiály

BETON C 25/30

Charakteristická pevnost betonu v tlaku

$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Návrhová pevnost betonu v tlaku

$f_{cd} = 16,7 \text{ MPa}$

Charakteristická pevnost betonu v tahu

$f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$

Modul pružnosti betonu

$E_{cm} = 30500 \text{ MPa}$

Součinitel redukující pevnost betonu v tahu

1

Střední hodnota pevnosti betonu v tahu

$f_{ct,eff} = 2,60 \text{ MPa}$

VÝZTUŽ B500B

Charakteristická mez kluzu výztuže

$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Návrhová mez kluzu výztuže

$f_{yd} = 434,8 \text{ MPa}$

Modul pružnosti výztuže

$E_s = 200000 \text{ MPa}$

Tažená výztuž

$\emptyset 22 / 100 \text{ mm}$

Tažená výztuž - příložky

$/$

Tlačená výztuž

$\emptyset 22 / 100 \text{ mm}$

Tlačená výztuž - příložky

$/$

Plocha tažené výztuže

$A_{s1} = 3801 \text{ mm}^2$

Plocha tlačené výztuže

$A_{s2} = 3801 \text{ mm}^2$

Poměr modulů pružnosti

$\alpha_e = 6,56$

Geometrie a parametry

Tloušťka desky

$h = 450 \text{ mm}$

Šířka desky

$b = 1000 \text{ mm}$

Krycí vrstva v tažené oblasti

$c_1 = 62 \text{ mm}$

Krycí vrstva v tlačené oblasti

$c_2 = 40 \text{ mm}$

Účinná výška průřezu

$d_1 = 377 \text{ mm}$

Vzdálenost těžiště plochy tlačené výztuže od tlačeného okraje průřezu

$d_2 = 51 \text{ mm}$

Účinky zatížení - stálé + dlouhodobé

Ohybový moment

$m = 65,0 \text{ kNm/m}^1$

Maximální šířka trhliny

$w_{k,lim} = 0,20 \text{ mm}$

Kontrola vzniku trhlin

Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od tlačeného okraje

$a_i = 223,9 \text{ mm}$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu k těžišti

$I_i = 8923737487,0 \text{ mm}^4$

Tahové napětí v betonu na nejvíce taženém okraji průřezu

$\sigma_{ct} = 1,65 \text{ MPa}$

Moment při vzniku trhlin

$m_{cr} = 102,6 \text{ kNm/m}^1$

KONSTRUKČNÍ POSOUZENÍ ŠÍŘKY TRHLIN

Napětí v tahové výztuži

Poloha neutrální osy s trhlinou

$x_{ir} = 105,8 \text{ mm}$

Moment setrvačnosti průřezu s trhlinou

$I_{ir} = 2291550018,2 \text{ mm}^4$

Napětí v tažené výztuži

$\sigma_s = 50 \text{ MPa}$

Šířka trhlin

Výška účinné plochy taženého betonu	$h_{c,eff} = 114,7 \text{ mm}$
Účinná plocha betonu obklopující taženou výztuž	$A_{c,eff} = 114721 \text{ mm}^2$
Účinný stupeň vyztužení efektivní tažené oblasti betonu	$\rho_{p,eff} = 0,0331$
Maximální vzdálenost trhlin	$s_{r,max} = 227,9 \text{ mm}$
součinitel soudržnosti výztuže	$k_1 = 0,8$
součinitel rozdělení poměrného přetvoření	$k_2 = 0,5$
	$k_3 = 1,9$
	$k_4 = 0,425$
Rozdíl poměrných přetvoření výztuže a betonu	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = 0,000151$
součinitel závisející na době trvání zatížení	$k_t = 0,4$

Charakteristická šířka trhliny	$w_k = 0,034 \text{ mm}$
	VYHOVUJE

ŠÍŘKA TRHLINY OD OHYBOVÉHO HORNÍHO MOMENTU VE SMĚRU Y

Materiály

BETON C 25/30

Charakteristická pevnost betonu v tlaku	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
Návrhová pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} = 16,7 \text{ MPa}$
Charakteristická pevnost betonu v tahu	$f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$
Modul pružnosti betonu	$E_{cm} = 30500 \text{ MPa}$
Součinitel redukující pevnost betonu v tahu	1
Střední hodnota pevnosti betonu v tahu	$f_{ct,eff} = 2,60 \text{ MPa}$

VÝZTUŽ B500B

Charakteristická mez kluzu výztuže	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
Návrhová mez kluzu výztuže	$f_{yd} = 434,8 \text{ MPa}$
Modul pružnosti výztuže	$E_s = 200000 \text{ MPa}$
Tažená výztuž	Ø 22 / 100 mm
Tažená výztuž - příložky	/
Tlačená výztuž	Ø 22 / 100 mm
Tlačená výztuž - příložky	/
Plocha tažené výztuže	$A_{s1} = 3801 \text{ mm}^2$
Plocha tlačené výztuže	$A_{s2} = 3801 \text{ mm}^2$
Poměr modulů pružnosti	$\alpha_e = 6,56$

Geometrie a parametry

Tloušťka desky	$h = 450 \text{ mm}$
Šířka desky	$b = 1000 \text{ mm}$
Krycí vrstva v tažené oblasti	$c_1 = 40 \text{ mm}$
Krycí vrstva v tlačené oblasti	$c_2 = 62 \text{ mm}$
Účinná výška průřezu	$d_1 = 399 \text{ mm}$
Vzdálenost těžiště plochy tlačené výztuže od tlačného okraje průřezu	$d_2 = 73 \text{ mm}$

Účinky zatížení - stálé + dlouhodobé

Ohybový moment	$m = 93,0 \text{ kNm/m'}$
Maximální šířka trhliny	$w_{k,lim} = 0,20 \text{ mm}$

Kontrola vzniku trhlin

Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od tlačného okraje	$a_i = 226,1 \text{ mm}$
Moment setrvačnosti ideálního průřezu k těžišti	$I_i = 8923737487,0 \text{ mm}^4$
Tahové napětí v betonu na nejvíce taženém okraji průřezu	$\sigma_{ct} = 2,33 \text{ MPa}$
Moment při vzniku trhlin	$m_{cr} = 103,6 \text{ kNm/m'}$

KONSTRUKČNÍ POSOUZENÍ ŠÍŘKY TRHLIN**Napětí v tahové výztuži**

Poloha neutrální osy s trhlinou	$x_{ir} = 112,4 \text{ mm}$
Moment setrvačnosti průřezu s trhlinou	$I_{ir} = 2553609998,9 \text{ mm}^4$
Napětí v tažené výztuži	$\sigma_s = 68 \text{ MPa}$

Šířka trhlin

Výška účinné plochy taženého betonu	$h_{c,eff} = 112,5 \text{ mm}$
Účinná plocha betonu obklopující taženou výztuž	$A_{c,eff} = 112544 \text{ mm}^2$
Účinný stupeň vyztužení efektivní tažené oblasti betonu	$\rho_{p,eff} = 0,0338$
Maximální vzdálenost trhlin	$s_{r,max} = 210,1 \text{ mm}$
součinitel soudržnosti výztuže	$k_1 = 0,8$
součinitel rozdělení poměrného přetvoření	$k_2 = 0,5$
	$k_3 = 2,5$
	$k_4 = 0,425$
Rozdíl poměrných přetvoření výztuže a betonu	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = 0,000205$
součinitel závisející na době trvání zatížení	$k_t = 0,4$

Charakteristická šířka trhliny	$w_k = 0,043 \text{ mm}$
--------------------------------	--------------------------

VYHOVUJE

ŠÍŘKA TRHLINY OD OHYBOVÉHO DOLNÍHO MOMENTU VE SMĚRU X

Materiály

BETON C 25/30

Charakteristická pevnost betonu v tlaku

$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Návrhová pevnost betonu v tlaku

$f_{cd} = 16,7 \text{ MPa}$

Charakteristická pevnost betonu v tahu

$f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$

Modul pružnosti betonu

$E_{cm} = 30500 \text{ MPa}$

Součinitel redukující pevnost betonu v tahu

1

Střední hodnota pevnosti betonu v tahu

$f_{ct,eff} = 2,60 \text{ MPa}$

VÝZTUŽ B500B

Charakteristická mez kluzu výztuže

$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Návrhová mez kluzu výztuže

$f_{yd} = 434,8 \text{ MPa}$

Modul pružnosti výztuže

$E_s = 200000 \text{ MPa}$

Tažená výztuž

$\emptyset 22 / 100 \text{ mm}$

Tažená výztuž - příložky

/

Tlačená výztuž

$\emptyset 22 / 100 \text{ mm}$

Tlačená výztuž - příložky

/

Plocha tažené výztuže

$A_{s1} = 3801 \text{ mm}^2$

Plocha tlačené výztuže

$A_{s2} = 3801 \text{ mm}^2$

Poměr modulů pružnosti

$\alpha_e = 6,56$

Geometrie a parametry

Tloušťka desky

$h = 450 \text{ mm}$

Šířka desky

$b = 1000 \text{ mm}$

Krycí vrstva v tažené oblasti

$c_1 = 40 \text{ mm}$

Krycí vrstva v tlačené oblasti

$c_2 = 62 \text{ mm}$

Účinná výška průřezu

$d_1 = 399 \text{ mm}$

Vzdálenost těžiště plochy tlačené výztuže od tlačeného okraje průřezu

$d_2 = 73 \text{ mm}$

Účinky zatížení - stálé + dlouhodobé

Ohybový moment

$m = 97,0 \text{ kNm/m'}$

Maximální šířka trhliny

$w_{k,lim} = 0,20 \text{ mm}$

Kontrola vzniku trhlin

Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od tlačeného okraje

$a_j = 226,1 \text{ mm}$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu k těžišti

$I_j = 8923737487,0 \text{ mm}^4$

Tahové napětí v betonu na nejvíce taženém okraji průřezu

$\sigma_{ct} = 2,43 \text{ MPa}$

Moment při vzniku trhlin

$m_{cr} = 103,6 \text{ kNm/m'}$

KONSTRUKČNÍ POSOUZENÍ ŠÍŘKY TRHLIN**Napětí v tahové výztuži**

Poloha neutrální osy s trhlinou

$x_{ir} = 112,4 \text{ mm}$

Moment setrvačnosti průřezu s trhlinou

$I_{ir} = 2553609998,9 \text{ mm}^4$

Napětí v tažené výztuži

$\sigma_s = 71 \text{ MPa}$

Šířka trhlin

Výška účinné plochy taženého betonu

$$h_{c,eff} = 112,5 \text{ mm}$$

Účinná plocha betonu obklopující taženou výztuž

$$A_{c,eff} = 112544 \text{ mm}^2$$

Účinný stupeň vyztužení efektivní tažené oblasti betonu

$$\rho_{p,eff} = 0,0338$$

Maximální vzdálenost trhlin

$$s_{r,max} = 210,1 \text{ mm}$$

součinitel soudržnosti výztuže

$$k_1 = 0,8$$

součinitel rozdělení poměrného přetvoření

$$k_2 = 0,5$$

$$k_3 = 2,5$$

$$k_4 = 0,425$$

Rozdíl poměrných přetvoření výztuže a betonu

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = 0,000214$$

součinitel závisející na době trvání zatížení

$$k_t = 0,4$$

Charakteristická šířka trhliny

$$w_k = 0,045 \text{ mm}$$

VYHOVUJE

ŠÍŘKA TRHLINY OD OHYBOVÉHO DOLNÍHO MOMENTU VE SMĚRU Y

Materiály

BETON C 25/30

Charakteristická pevnost betonu v tlaku

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

Návrhová pevnost betonu v tlaku

$$f_{cd} = 16,7 \text{ MPa}$$

Charakteristická pevnost betonu v tahu

$$f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$$

Modul pružnosti betonu

$$E_{cm} = 30500 \text{ MPa}$$

Součinitel redukující pevnost betonu v tahu

$$1$$

Střední hodnota pevnosti betonu v tahu

$$f_{ct,eff} = 2,60 \text{ MPa}$$

VÝZTUŽ B500B

Charakteristická mez kluzu výztuže

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Návrhová mez kluzu výztuže

$$f_{yd} = 434,8 \text{ MPa}$$

Modul pružnosti výztuže

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Tažená výztuž

$$\emptyset 22 / 100 \text{ mm}$$

Tažená výztuž - příložky

$$/$$

Tlačená výztuž

$$\emptyset 22 / 100 \text{ mm}$$

Tlačená výztuž - příložky

$$/$$

Plocha tažené výztuže

$$A_{s1} = 3801 \text{ mm}^2$$

Plocha tlačené výztuže

$$A_{s2} = 3801 \text{ mm}^2$$

Poměr modulů pružnosti

$$\alpha_e = 6,56$$

Geometrie a parametry

Tloušťka desky	$h = 450 \text{ mm}$
Šířka desky	$b = 1000 \text{ mm}$
Krycí vrstva v tažené oblasti	$c_1 = 62 \text{ mm}$
Krycí vrstva v tlačené oblasti	$c_2 = 40 \text{ mm}$
Účinná výška průřezu	$d_1 = 377 \text{ mm}$
Vzdálenost těžiště plochy tlačené výztuže od tlačného okraje průřezu	$d_2 = 51 \text{ mm}$

Účinky zatížení - stálé + dlouhodobé

Ohybový moment	$m = 100,0 \text{ kNm/m}^1$
Maximální šířka trhliny	$w_{k,lim} = 0,20 \text{ mm}$

Kontrola vzniku trhlin

Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od tlačného okraje	$a_i = 223,9 \text{ mm}$
Moment setrvačnosti ideálního průřezu k těžišti	$I_i = 8923737487,0 \text{ mm}^4$
Tahové napětí v betonu na nejvíce taženém okraji průřezu	$\sigma_{ct} = 2,53 \text{ MPa}$
Moment při vzniku trhlin	$m_{cr} = 102,6 \text{ kNm/m}^1$

KONSTRUKČNÍ POSOUZENÍ ŠÍŘKY TRHLIN**Napětí v tahové výztuži**

Poloha neutrální osy s trhlinou	$x_{ir} = 105,8 \text{ mm}$
Moment setrvačnosti průřezu s trhlinou	$I_{ir} = 2291550018,2 \text{ mm}^4$
Napětí v tažené výztuži	$\sigma_s = 78 \text{ MPa}$

Šířka trhlin

Výška účinné plochy taženého betonu	$h_{c,eff} = 114,7 \text{ mm}$
Účinná plocha betonu obklopující taženou výztuž	$A_{c,eff} = 114721 \text{ mm}^2$
Účinný stupeň vyztužení efektivní tažené oblasti betonu	$\rho_{p,eff} = 0,0331$
Maximální vzdálenost trhlin	$s_{r,max} = 227,9 \text{ mm}$
součinitel soudržnosti výztuže	$k_1 = 0,8$
součinitel rozdělení poměrného přetvoření	$k_2 = 0,5$
	$k_3 = 1,9$
	$k_4 = 0,425$
Rozdíl poměrných přetvoření výztuže a betonu	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = 0,000233$
součinitel závisící na době trvání zatížení	$k_t = 0,4$

Charakteristická šířka trhliny	$w_k = 0,053 \text{ mm}$
--------------------------------	--------------------------

VYHOVUJE

Navržená výztuž vytváří dostatečné rezervy pro podporové momenty, není nutné je tedy v rámci práce posuzovat.

NÁVRH: Navrhuji dolní výztuž $\varnothing 22/100 \text{ mm}$ po celé ploše navrhovaného úseku desky.
Navrhuji horní výztuž $\varnothing 22/100 \text{ mm}$ po celé ploše navrhovaného úseku desky.

9.2.5 Ověření protlačení základové desky

Pro každý sloup, který leží v navrhované ploše základové desky, byla vypočtena velikost posouvající síly na protlačení jako rozdíl normálové síly v patě sloupu a svislé reakce v podpoře (pilotě). Protlačení je též posouzeno pro taženou pilotu, kdy hodnota posouvající síly potřebné k výpočtu je stanovena jako maximální reakce v těchto pilotách. Oba výpočty jsou provedeny pomocí výpočetního programu FIN EC – Protlak. Výsledky a postup výpočtu je zřejmý z protokolů, jež jsou součástí přílohy č. 3.

Maximální rozdíl mezi svislou reakcí v pilotě a normálovou silou ve sloupu je $V_{Ed} = 940$ kN. Posudek je proveden pro hodnotu $V_{Ed} = 1100$ kN (na straně bezpečné).

Není nutné navrhovat smykovou výztuž – protlačení základové desky VYHOVUJE.

9.2.6 Kotevní a přesahová délka

ZÁKLADNÍ KOTEVNÍ DÉLKA

$$f_{bd, \text{dobré}} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,2 = 2,7 \text{ MPa}$$

$$\eta_1 = 1 \quad \text{dobré podmínky soudržnosti}$$

$$\eta_2 = 1 \quad \varnothing_s \leq 32 \text{ mm}$$

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

$$l_{bd,rqd} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{22}{4} \cdot \frac{434,78}{2,7} = 886 \text{ mm}$$

NÁVRHOVÁ KOTEVNÍ DÉLKA

$$l_{bd,tah} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{bd,rqd} = 1 \cdot 0,9325 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 886 = 827 \text{ mm}$$

$$l_{bd,min,tah} = \max(0,3 \cdot l_{bd,rqd}; 10\varnothing; 100 \text{ mm}) = \max(0,3 \cdot 886; 10 \cdot 22; 100 \text{ mm}) = 266 \text{ mm}$$

$$l_{bd,tlak} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{bd,rqd} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 886 = 886 \text{ mm}$$

$$l_{bd,min,tlak} = \max(0,6 \cdot l_{bd,rqd}; 10\varnothing; 100 \text{ mm}) = \max(0,6 \cdot 886; 10 \cdot 22; 100 \text{ mm}) = 532 \text{ mm}$$

α_1	vliv tvaru prutu
α_2	vliv tloušťky krycí vrstvy
α_3	vliv příčné výztuže
α_4	vliv příčné přivařené výztuže
α_5	vliv tuku kolmého na plochu štěpení

NÁVRH: Navrhují jednotnou kotevní délku 900 mm.

PŘESAHOVÁ DÉLKA

$$l_{0,tah} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{bd,rqd} = 1 \cdot 0,9325 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 886 = 1240 \text{ mm}$$

$$l_{0,tlak} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{bd,rqd} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 886 = 1330 \text{ mm}$$

$$l_{0,min} = \max(0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{bd,rqd}; 15\varnothing; 200 \text{ mm}) = \max(0,3 \cdot 1,5 \cdot 886; 15 \cdot 22; 200 \text{ mm}) = 399 \text{ mm}$$

NÁVRH: Navrhují jednotnou přesahovou délku 1350 mm.

9.3 NÁVRH STĚN PODZEMNÍCH PODLAŽÍ

Stěny podzemních podlaží objektu jsou proti účinkům tlakové podzemní vody chráněny podzemními pilotovými stěnami, které vytváří vodonepropustnou obálku svislých podzemních konstrukcí. I přes to

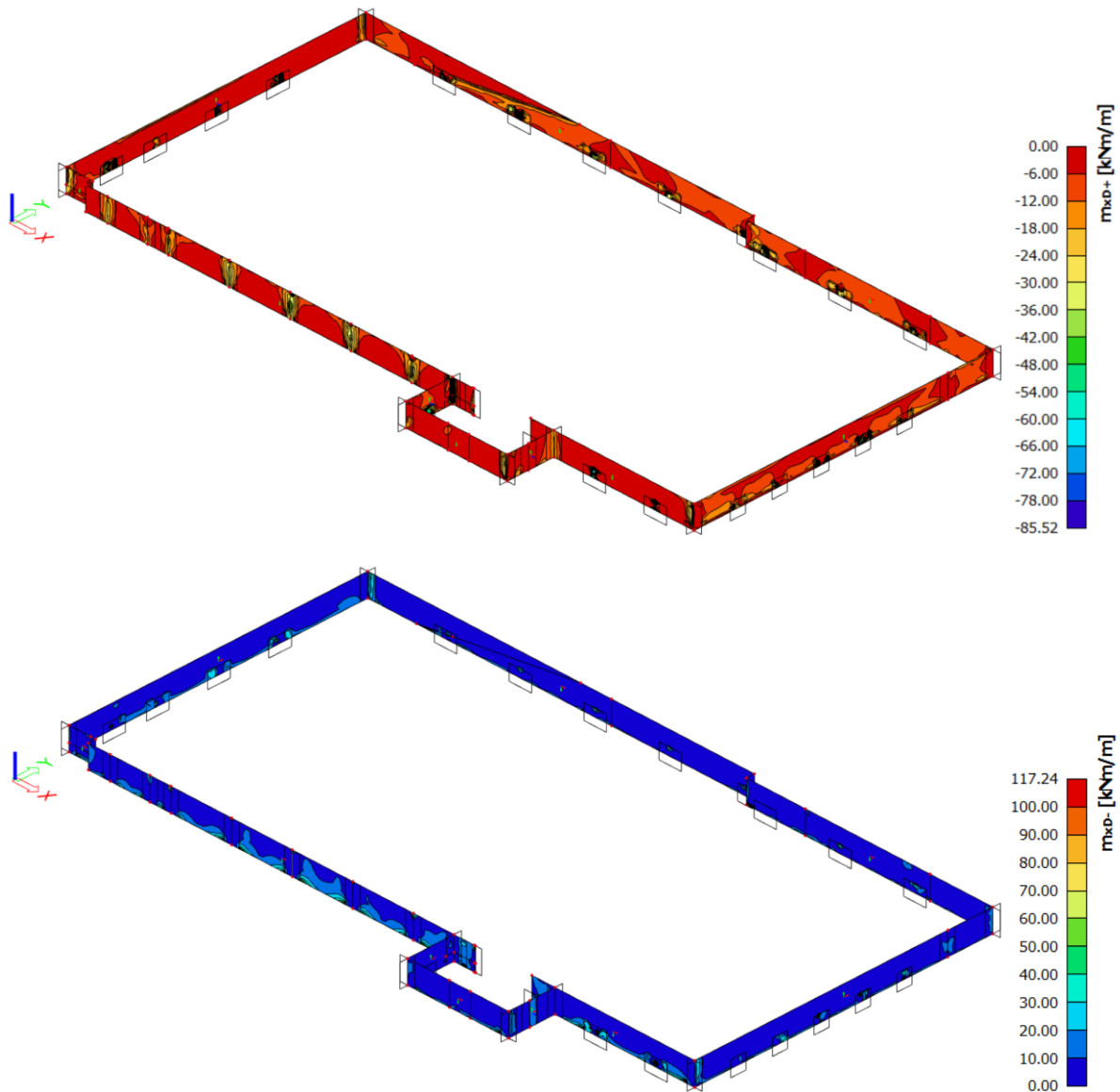
jsou stěny podzemních podlaží navrhovány na omezení šířky trhliny, aby při mimořádných situacích nedošlo k nechtěnému průsaku vlhkosti na vnitřní povrch stěn.

Vzhledem k rozsahu diplomové práce a složitosti spodní stavby objektu, je návrh výztuže podzemních stěn proveden pro nejvíce namáhanou část, tedy nad pilotou, a pro nejvíce namáhanou část mimo piloty.

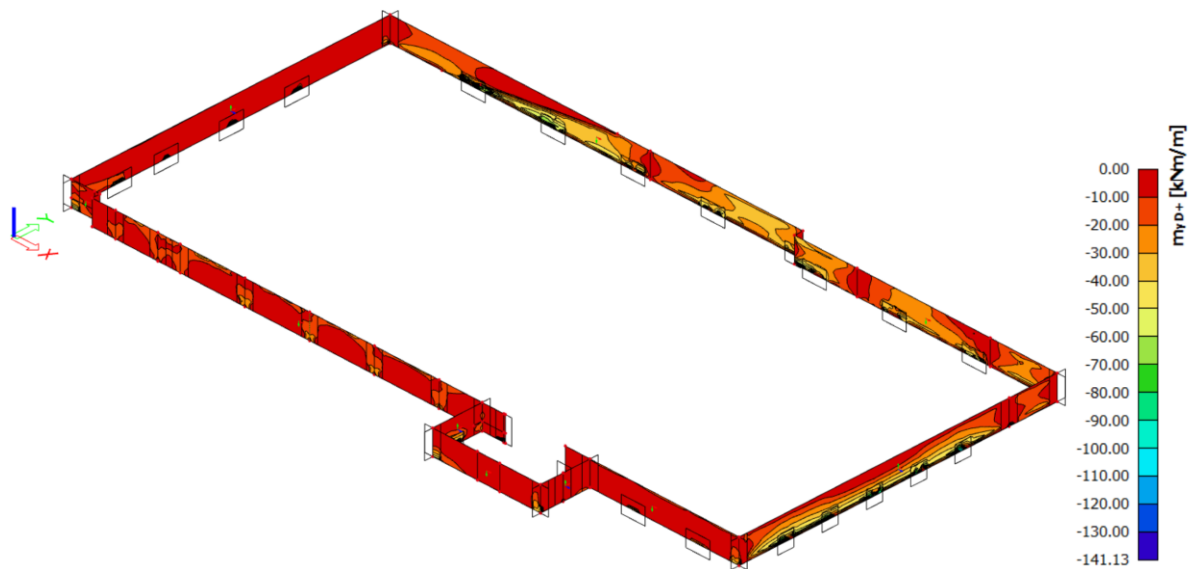
9.3.1 Vnitřní síly na stěnách

NÁVRHOVÁ KOMBINACE ZATÍŽENÍ

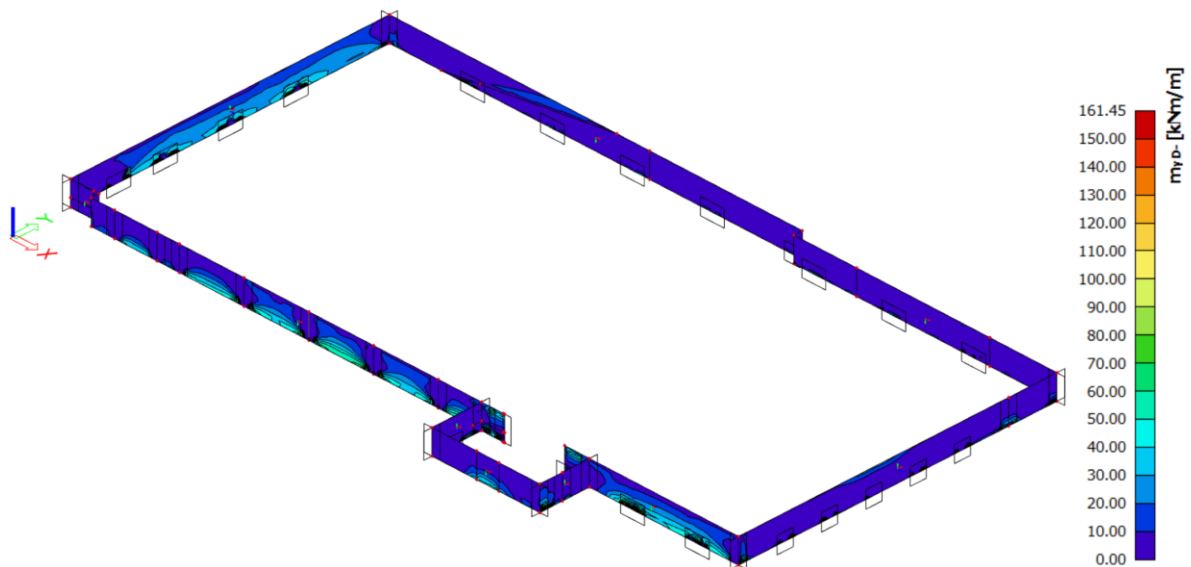
Obr. Ohybový moment od časté kombinace zatížení $mxD+$



Obr. Ohybový moment od časté kombinace zatížení m_{yD+}

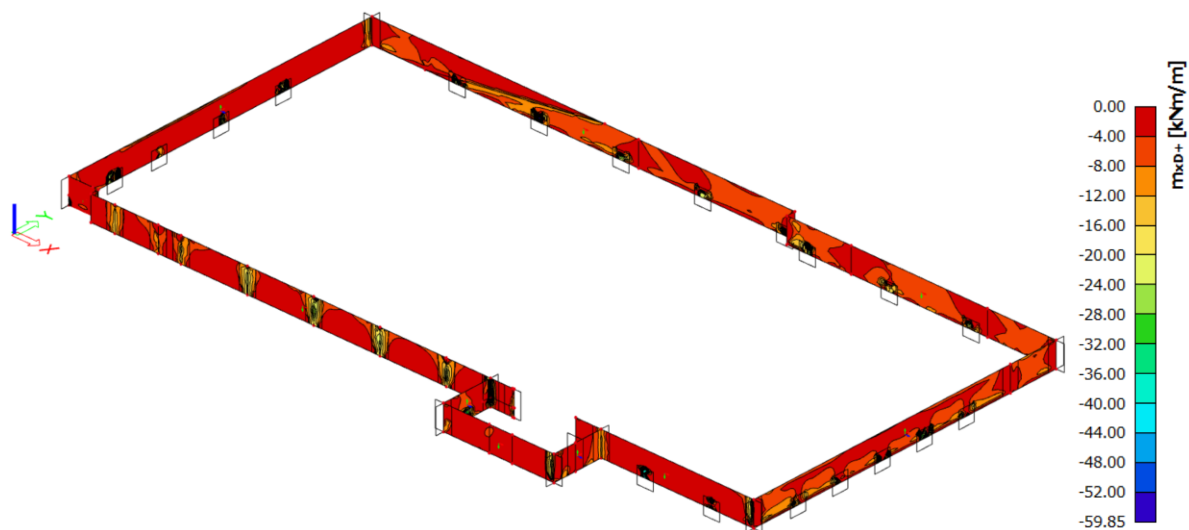


Obr. Ohybový moment od časté kombinace zatížení m_{yD-}

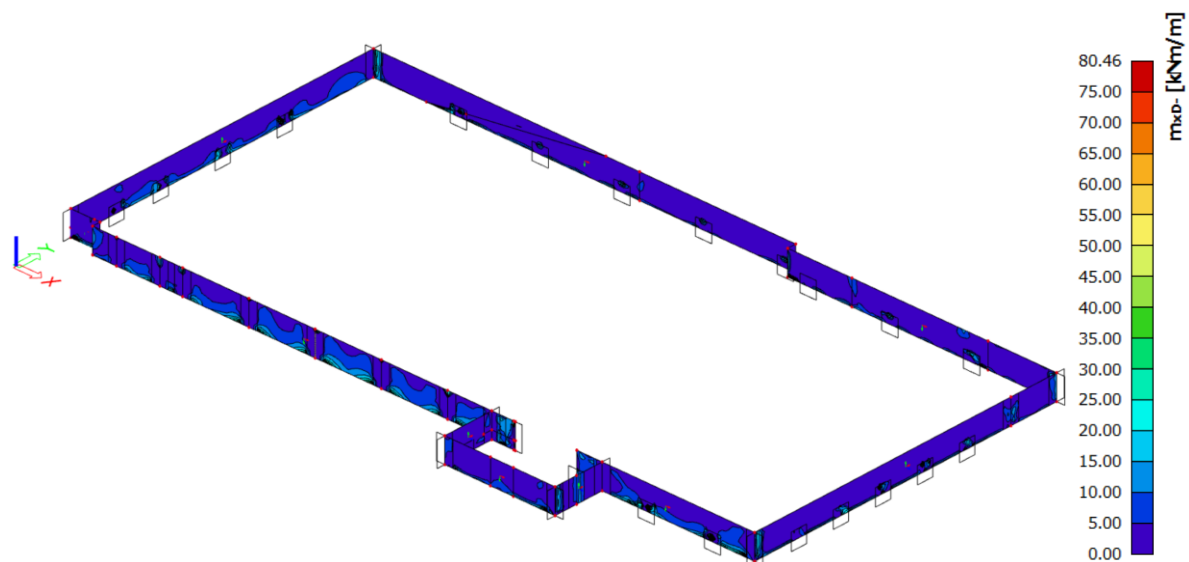


ČASTÁ KOMBINACE ZATÍŽENÍ

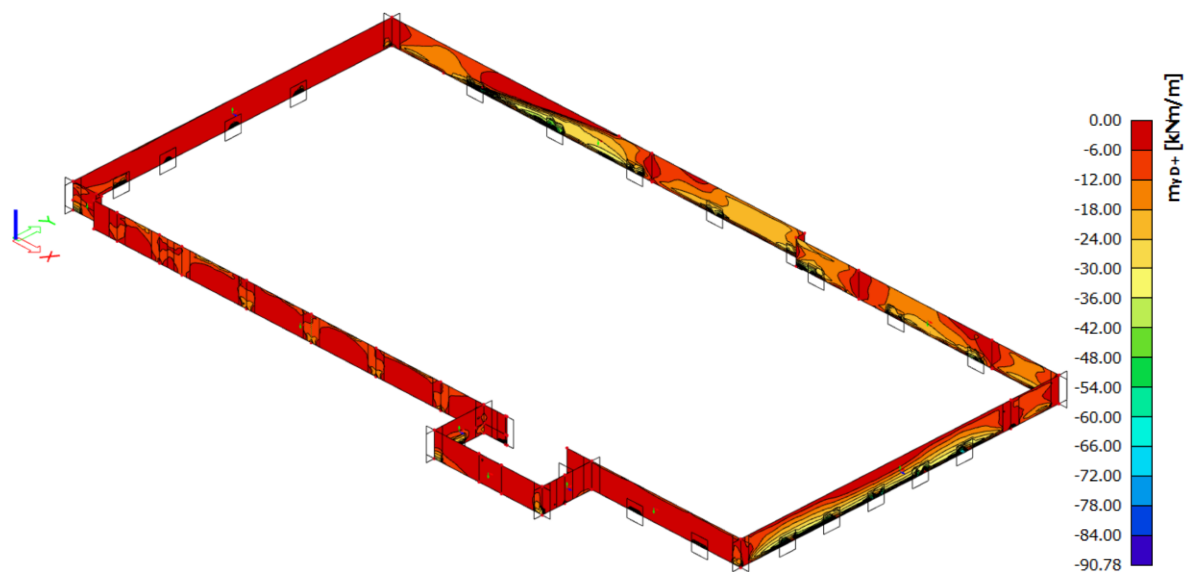
Obr. Ohybový moment od časté kombinace zatížení $mxD+$



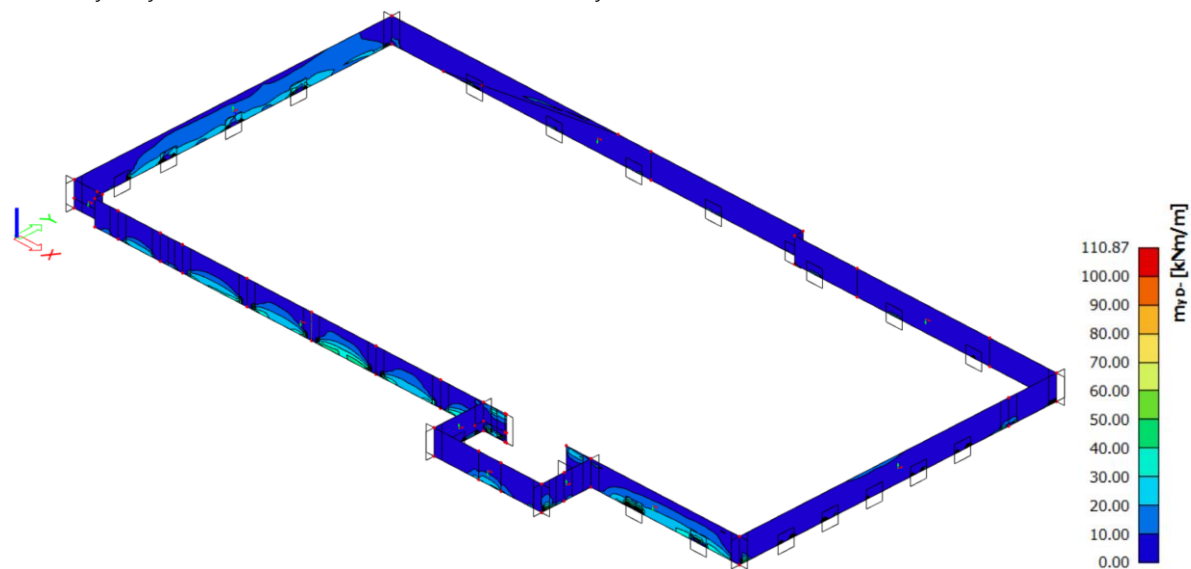
Obr. Ohybový moment od časté kombinace zatížení $mxD-$



Obr. Ohybový moment od časté kombinace zatížení m_{yD+}



Obr. Ohybový moment od časté kombinace zatížení m_{yD-}



9.3.2 Návrh výztuže stěn

9.3.2.1 Vodorovná výztuž stěn

VYNUCENÉ NAMÁHÁNÍ STĚNY

Materiály

BETON C 30/37

Charakteristická pevnost betonu v tlaku

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

Návrhová pevnost betonu v tlaku

$$f_{cd} = 20,0 \text{ MPa}$$

Charakteristická pevnost betonu v tahu

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

Modul pružnosti betonu

$$E_{cm} = 32000 \text{ MPa}$$

Součinitel redukující pevnost betonu v tahu

$$0,5$$

Střední hodnota pevnosti betonu v tahu

$$f_{ct,eff} = 1,45 \text{ MPa}$$

CEMENT CEM III/B 32,5 N

Množství cementu

$$c = 330 \text{ kg/m}^3$$

Hydratační teplo cementu

$$Q_H = 200 \text{ kJ/kg}$$

VÝZTUŽ B500B

Charakteristická mez kluzu výztuže

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Návrhová mez kluzu výztuže

$$f_{yd} = 434,8 \text{ MPa}$$

Modul pružnosti výztuže

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Vodorovná výztuž

$$\text{Ø } 14 / 100 \text{ mm}$$

Plocha vodorovné výztuže

$$a_s = 3079 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

Poměr modulů pružnosti

$$\alpha_e = 6,25$$

Geometrie a parametry

Délka stěny

$$L = 10,00 \text{ m}$$

Výška stěny

$$H = 3,00 \text{ m}$$

Tloušťka stěny

$$h = 400 \text{ mm}$$

Šířka stěny

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

Krycí vrstva uvnějššího povrchu

$$c_{ex} = 40 \text{ mm}$$

Krycí vrstva u vnitřního povrchu

$$c_{in} = 40 \text{ mm}$$

Účinná výška průřezu pro vnější povrch

$$d_{ex} = 353 \text{ mm}$$

Účinná výška průřezu pro vnitřní povrch

$$d_{in} = 353 \text{ mm}$$

Maximální šířka trhliny

$$w_{k,max} = 0,20 \text{ mm}$$

Návrhové napětí betonu v tahu

Časový okamžik vzniku maximální teploty ve stěně

$$t_{maxT} = 1,3 \text{ dne}$$

Tepelná kapacita betonu

$$C_v = 2500 \text{ kJ}/(\text{m}^3 \text{ K})$$

Součinitel teplotní roztažnosti betonu

$$\alpha_T = 0,00001 \text{ 1/K}$$

Součinitel α_d

$$\alpha_d = 0,75$$

Teplotní rozdíl mezi jádrem a povrchem průřezu

$$\Delta T_c = 19,80 \text{ K}$$

Poměr modulu pružnosti mladého betonu a modulu pružnosti betonu

$$E_{ct}/E_{c28} = 0,7$$

Modul pružnosti mladého betonu

$$E_{cm}(t) = 22400$$

Teplota čerstvého betonu

$$T_{c,0} = 15 \text{ °C}$$

Teplota okolního vzduchu

$$T_a = 20 \text{ °C}$$

$$\Delta T_{max} = 15 \text{ °C}$$

Součinitel pro rozdělení napětí po průřezu

$$k_T = 0,5$$

Poměr celkové délky stěny k její výšce

$$L/H = 3,33$$

Součinitel pro přepočtení celkového napětí na návrhové tahové napětí

$$k_{L/H} = 0,64$$

Krátkodobý součinitel odtvarování

$$\varphi_t = 0,2376$$

Maximální tahové napětí v betonu při vývinu hydratačního tepla

$$\sigma_{ct,T} = 0,9 \text{ MPa}$$

Napětí v tahové výztuži

Napětí v tahové výztuži při vzniku trhlin

$$\sigma_s = 100,2 \text{ MPa}$$

Součinitel rozdělení napětí před vznikem trhlin

$$k_c = 1,0$$

Součinitel nerovnoměrnosti rozdělení vnitřních rovnovážných napětí

$$k = 0,9$$

Šířka trhlin

Výška účinné plochy taženého betonu u vnějšího povrchu

$$h_{c,ex,eff} = 117,5 \text{ mm}$$

Výška účinné plochy taženého betonu u vnitřního povrchu

$$h_{c,in,eff} = 117,5 \text{ mm}$$

Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž u vnějšího povrchu

$$A_{c,ex,eff} = 117500 \text{ mm}^2$$

Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž u vnitřního povrchu

$$A_{c,in,eff} = 117500 \text{ mm}^2$$

Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž

$$A_{c,eff} = 235000 \text{ mm}^2$$

Účinný stupeň vyztužení

$$\rho_{p,eff} = 0,0131$$

Maximální vzdálenost trhlin

$$s_{r,max} = 462,7 \text{ mm}$$

součinitel soudržnosti výztuže

$$k_1 = 0,8$$

součinitel rozdělení poměrného přetvoření

$$k_2 = 1,0$$

$$k_3 = 2,5$$

$$k_4 = 0,425$$

Rozdíl poměrných přetvoření výztuže a betonu

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = 0,000301$$

součinitel závisející na době trvání zatížení

$$k_t = 0,6$$

Charakteristická šířka trhliny

$$w_k = 0,139 \text{ mm}$$

VYHOVUJE

OHYBOVÁ ÚNOSNOST VODOROVNÉ VÝZTUŽE

Materiály

BETON C 30/37

Char. pevnost betonu v tlaku

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

Návrhová pevnost betonu v tlaku

$$f_{cd} = 20,0 \text{ MPa}$$

Modul pružnosti betonu

$$E_{cm} = 32000 \text{ MPa}$$

Char. pevnost betonu v tahu

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

VÝZTUŽ B500B

Ch. mez kluzu výztuže

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Návrhová mez kluzu výztuže

$$f_{yd} = 434,8 \text{ MPa}$$

Modul pružnosti výztuže

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Geometrie

Tloušťka stěny

$$h = 400 \text{ mm}$$

Šířka

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

Krycí vrstva

$$c = 40 \text{ mm}$$

Účinná výška průřezu

$$d = 353 \text{ mm}$$

Navržená výztuž

Vodorovná výztuž

$$\text{Ø } 14 / 100 \text{ mm}$$

Plocha výztuže

$$a_{s,prov} = 1539 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

Únosnost průřezu

Výška tlačené oblasti

$$x = 41,83 \text{ mm}$$

$$\lambda = 0,8$$

Rameno vnitřních sil

$$z = 336,27 \text{ mm}$$

$$\eta = 1$$

Moment únosnosti

$$m_{Rd} = 225,1 \text{ kNm/m}' >$$

$$m_{Ed} = 162,0 \text{ kNm/m}'$$

$$x = \frac{a_{s,prov} \cdot f_{yd}}{\eta \cdot \lambda \cdot b \cdot f_{cd}}$$

$$z = d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x$$

$$m_{Rd} = a_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z$$

Konstrukční zásady

Poměrná výška tlačené oblasti

$$\xi = 0,12 < \xi_{max} = 0,45$$

VYHOVUJE

Min. plocha výztuže

$$a_{s,min} = 532 \text{ mm}^2/\text{m}' < a_{s,prov} = 1539 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

VYHOVUJE

Max. plocha výztuže

$$a_{s,max} = 14120 \text{ mm}^2/\text{m}' > a_{s,prov} = 1539 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

VYHOVUJE

Min. světlá vzdálenost výztuže

$$s_{l,min} = 27 \text{ mm} < s_l = 86 \text{ mm}$$

VYHOVUJE

Max. osová vzdálenost výztuže

$$s_{max} = 300 \text{ mm} > s = 100 \text{ mm}$$

VYHOVUJE

$$\xi = \frac{x}{d}$$

$$a_{s,min} = \max(0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d; 0,0013 \cdot b \cdot d)$$

$$a_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot d$$

$$s_l = \max(1,2 \cdot \text{Ø}; D_{max} + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm})$$

$$s_{max} = \min(2 \cdot h; 300 \text{ mm})$$

POSOUZENÍ ŠÍŘKY TRHLINY OD ZATÍŽENÍ

Materiály

BETON C 30/37

Charakteristická pevnost betonu v tlaku
 Návrhová pevnost betonu v tlaku
 Charakteristická pevnost betonu v tahu
 Modul pružnosti betonu
 Součinitel redukující pevnost betonu v tahu
 Střední hodnota pevnosti betonu v tahu

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 30 \text{ MPa} \\ f_{cd} &= 20,0 \text{ MPa} \\ f_{ctm} &= 2,9 \text{ MPa} \\ E_{cm} &= 32000 \text{ MPa} \\ &1 \\ f_{ct,eff} &= 2,90 \text{ MPa} \end{aligned}$$

VÝZTUŽ B500B

Charakteristická mez kluzu výztuže
 Návrhová mez kluzu výztuže
 Modul pružnosti výztuže
 Tažená výztuž
 Tažená výztuž - příložky
 Tlačená výztuž
 Tlačená výztuž - příložky
 Plocha tažené výztuže
 Plocha tlačené výztuže
 Poměr modulů pružnosti

$$\begin{aligned} f_{yk} &= 500 \text{ MPa} \\ f_{yd} &= 434,8 \text{ MPa} \\ E_s &= 200000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &\text{Ø 14 / 100 mm} \\ &/ \\ &\text{Ø 14 / 100 mm} \\ &/ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s1} &= 1539 \text{ mm}^2 \\ A_{s2} &= 1539 \text{ mm}^2 \\ \alpha_e &= 6,25 \end{aligned}$$

Geometrie a parametry

Tloušťka desky
 Šířka desky
 Krycí vrstva v tažené oblasti
 Krycí vrstva v tlačené oblasti
 Účinná výška průřezu
 Vzdálenost těžiště plochy tlačené výztuže od tlačéného okraje průřezu

$$\begin{aligned} h &= 400 \text{ mm} \\ b &= 1000 \text{ mm} \\ c_1 &= 40 \text{ mm} \\ c_2 &= 40 \text{ mm} \\ d_1 &= 353 \text{ mm} \\ d_2 &= 47 \text{ mm} \end{aligned}$$

Účinky zatížení - stálé + dlouhodobé

Ohybový moment
 Maximální šířka trhliny

$$\begin{aligned} m &= 111,0 \text{ kNm/m} \\ w_{k,lim} &= 0,20 \text{ mm} \end{aligned}$$

Kontrola vzniku trhlin

Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od tlačéného okraje
 Moment setrvačnosti ideálního průřezu k těžišti
 Tahové napětí v betonu na nejvíce taženém okraji průřezu
 Moment při vzniku trhlin

$$\begin{aligned} a_i &= 200,0 \text{ mm} \\ I_i &= 5783775280,7 \text{ mm}^4 \\ \sigma_{ct} &= 3,84 \text{ MPa} \\ m_{cr} &= 83,9 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

TRHLINY VZNIKNOU

Napětí v tahové výztuži

Poloha neutrální osy s trhlinou
 Moment setrvačnosti průřezu s trhlinou
 Napětí v tažené výztuži

$$\begin{aligned} x_{ir} &= 71,0 \text{ mm} \\ I_{ir} &= 889069277,3 \text{ mm}^4 \\ \sigma_s &= 220 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Šířka trhlin

Výška účinné plochy taženého betonu	$h_{c,eff} = 109,7 \text{ mm}$
Účinná plocha betonu obklopující taženou výztuž	$A_{c,eff} = 109672 \text{ mm}^2$
Účinný stupeň vyztužení efektivní tažené oblasti betonu	$\rho_{p,eff} = 0,0140$
Maximální vzdálenost trhlin	$s_{r,max} = 269,0 \text{ mm}$
součinitel soudržnosti výztuže	$k_1 = 0,8$
součinitel rozdělení poměrného přetvoření	$k_2 = 0,5$
	$k_3 = 2,5$
	$k_4 = 0,425$
Rozdíl poměrných přetvoření výztuže a betonu	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = 0,000660$
součinitel závisející na době trvání zatížení	$k_t = 0,4$

Charakteristická šířka trhliny	$w_k = 0,178 \text{ mm}$
	VYHOVUJE

NÁVRH: Navrhuji vodorovnou výztuž Ø14/100 mm po celé výšce stěny.

9.3.2.2 Svislá výztuž stěn

POSOUZENÍ ŠÍŘKY TRHLINY OD ZATÍŽENÍ

Materiály

BETON C 30/37

Charakteristická pevnost betonu v tlaku	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
Návrhová pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} = 20,0 \text{ MPa}$
Charakteristická pevnost betonu v tahu	$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$
Modul pružnosti betonu	$E_{cm} = 32000 \text{ MPa}$
Součinitel redukující pevnost betonu v tahu	1
Střední hodnota pevnosti betonu v tahu	$f_{ct,eff} = 2,90 \text{ MPa}$

VÝZTUŽ B500B

Charakteristická mez kluzu výztuže	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
Návrhová mez kluzu výztuže	$f_{yd} = 434,8 \text{ MPa}$
Modul pružnosti výztuže	$E_s = 200000 \text{ MPa}$
Tažená výztuž	Ø 18 / 150 mm
Tažená výztuž - příložky	/
Tlačená výztuž	Ø 18 / 150 mm
Tlačená výztuž - příložky	/
Plocha tažené výztuže	$A_{s1} = 1696 \text{ mm}^2$
Plocha tlačené výztuže	$A_{s2} = 1696 \text{ mm}^2$
Poměr modulů pružnosti	$\alpha_e = 6,25$

Geometrie a parametry

Tloušťka desky

$$h = 400 \text{ mm}$$

Šířka desky

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

Krycí vrstva v tažené oblasti

$$c_1 = 54 \text{ mm}$$

Krycí vrstva v tlačené oblasti

$$c_2 = 54 \text{ mm}$$

Účinná výška průřezu

$$d_1 = 337 \text{ mm}$$

Vzdálenost těžiště plochy tlačené výztuže od tlačené okraje průřezu

$$d_2 = 63 \text{ mm}$$

Účinky zatížení - stálé + dlouhodobé

Ohybový moment

$$m = 111,0 \text{ kNm/m'}$$

Maximální šířka trhliny

$$w_{k,lim} = 0,20 \text{ mm}$$

Kontrola vzniku trhlin

Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od tlačené okraje

$$a_i = 200,0 \text{ mm}$$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu k těžišti

$$I_i = 5731344062,8 \text{ mm}^4$$

Tahové napětí v betonu na nejvíce taženém okraji průřezu

$$\sigma_{ct} = 3,87 \text{ MPa}$$

Moment při vzniku trhlin

$$m_{cr} = 83,1 \text{ kNm/m'}$$

TRHLINY VZNIKNOU

Napětí v tahové výztuži

Poloha neutrální osy s trhlinou

$$x_{ir} = 73,5 \text{ mm}$$

Moment setrvačnosti průřezu s trhlinou

$$I_{ir} = 869518532,7 \text{ mm}^4$$

Napětí v tažené výztuži

$$\sigma_s = 210 \text{ MPa}$$

Šířka trhlin

Výška účinné plochy taženého betonu

$$h_{c,eff} = 108,8 \text{ mm}$$

Účinná plocha betonu obklopující taženou výztuž

$$A_{c,eff} = 108836 \text{ mm}^2$$

Účinný stupeň vyztužení efektivní tažené oblasti betonu

$$\rho_{p,eff} = 0,0156$$

Maximální vzdálenost trhlin

$$s_{r,max} = 306,2 \text{ mm}$$

součinitel soudržnosti výztuže

$$k_1 = 0,8$$

součinitel rozdělení poměrného přetvoření

$$k_2 = 0,5$$

$$k_3 = 2,0$$

$$k_4 = 0,425$$

Rozdíl poměrných přetvoření výztuže a betonu

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = 0,000643$$

součinitel závisující na době trvání zatížení

$$k_t = 0,4$$

Charakteristická šířka trhliny

$$w_k = 0,197 \text{ mm}$$

VYHOVUJE

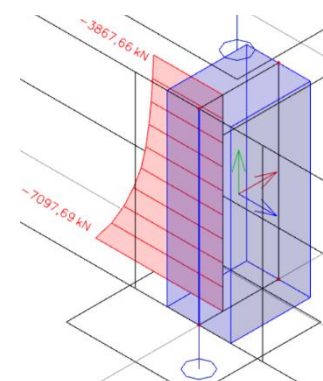
POSOUZENÍ SVISLÉ ÚNOSNOSTI STĚNY S OHYBEM

Svislá výztuž stěn je zjednodušeně (ale na straně bezpečné) navržena pro maximální návrhový moment a maximální normálovou sílu (nad nejvíce namáhanou obvodovou pilotou).

$$m_{Ed,max} = 162 \text{ kNm/m'}$$

$$N_{Ed,max} = -7098 \text{ kN}$$

Obr. Maximální normálová síla od návrhové kombinace zatížení $N_{Ed,max}$ [kN/m]



Materiály

BETON C 25/30

Char. pevnost betonu v tlaku $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
 Návrhová pevnost betonu v tlaku $f_{cd} = 20,0 \text{ MPa}$
 Modul pružnosti betonu $E_{cm} = 32 \text{ MPa}$
 Char. pevnost betonu v tahu $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$
 $\lambda = 0,8$
 $\eta = 1$
 $\epsilon_{cu3} = 3,5 \text{ ‰}$

VÝZTUŽ B500B

Ch. mez kluzu výztuže $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
 Návrhová mez kluzu výztuže $f_{yd} = 434,8 \text{ MPa}$
 Modul pružnosti výztuže $E_s = 200000 \text{ MPa}$
 $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$
 $\epsilon_{yd} = 2,174 \text{ ‰}$
 $\xi_{bal,1} = 0,617$
 $\xi_{bal,2} = 2,639$

Geometrie

Tloušťka stěny $h = 400 \text{ mm}$
 Šířka stěny $b = 1000 \text{ mm}$
 Krycí vrstva $c_1 = 40 \text{ mm}$
 Krycí vrstva $c_2 = 40 \text{ mm}$
 Účinná výška průřezu $d = 337 \text{ mm}$
 Účinná výška průřezu $d' = 337 \text{ mm}$
 $d_1 = 63 \text{ mm}$
 $d_2 = 63 \text{ mm}$
 Rameno vnitřních sil $z_1 = 137 \text{ mm}$
 $z_2 = 137 \text{ mm}$

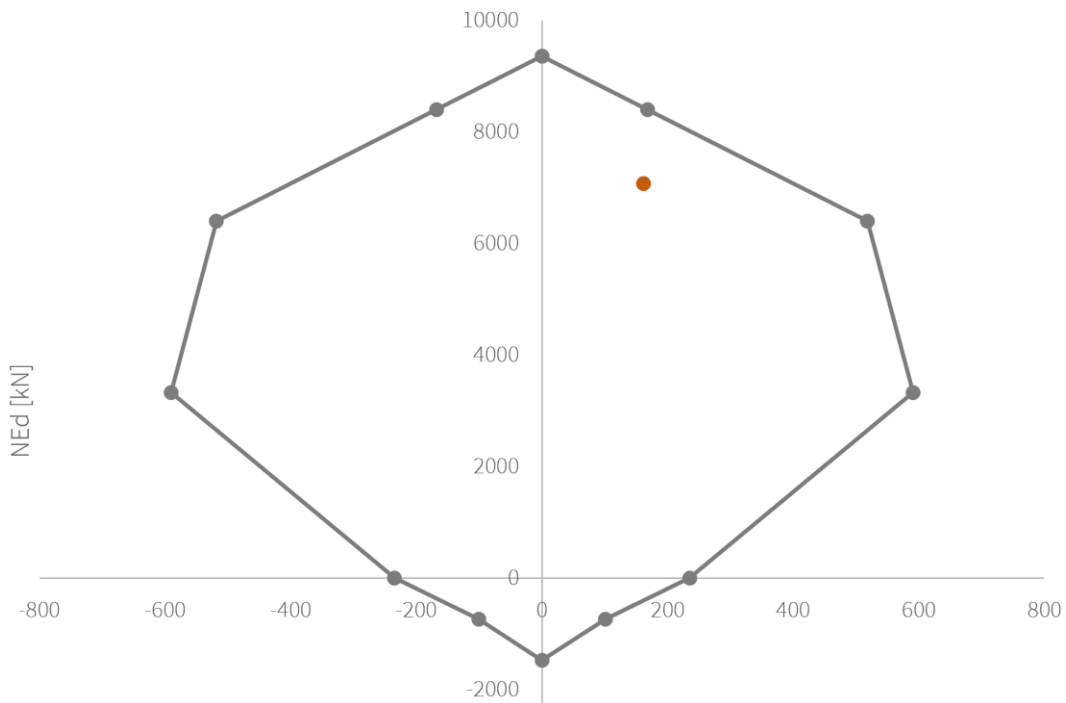
Navržená výztuž

Vodorovná výztuž $\emptyset 14 / 100 \text{ mm}$
 Svislá výztuž $\emptyset_{s1} 18 / 150 \text{ mm}$
 Svislá výztuž $\emptyset_{s2} 18 / 150 \text{ mm}$
 Plocha výztuže $a_{s1} = 1696 \text{ mm}^2/\text{m}'$
 Plocha výztuže $a_{s2} = 1696 \text{ mm}^2/\text{m}'$
 Tahová síla ve výztuži $F_{s1} = 737,59 \text{ kN/m}'$
 Tahová síla ve výztuži $F_{s2} = 737,59 \text{ kN/m}'$
 $\Delta F_s = 0$

Zatížení prvku

$N_{ed,1} = -7097 \text{ kN/m}$
 $M_{ed,1} = 162 \text{ kNm/m}$

Interakční diagram



Posouzení únosnosti - interakční diagram

BOD 0

$$N_{Rd0} = -(b \cdot h \cdot \eta \cdot f_{cd} + a_{s1} \cdot \sigma_s + a_{s2} \cdot \sigma_s)$$

$$N_{Rd0} = -9357,2 \text{ kN/m'}$$

$$M_{Rd0} = (a_{s2} \cdot z_2 - a_{s1} \cdot z_1) \cdot \sigma_s$$

$$M_{Rd0} = 0,0 \text{ kNm/m'}$$

BOD 1

$$N_{Rd1} = -(b \cdot \lambda \cdot h \cdot \eta \cdot f_{cd} + F_{s2})$$

$$N_{Rd1} = -6400,7 \text{ kN/m'}$$

$$M_{Rd1} = b \cdot \lambda \cdot h \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot 0,5 \cdot (h - \lambda \cdot d) + F_{s2} \cdot z_2$$

$$M_{Rd1} = 518,3 \text{ kNm/m'}$$

BOD 2

$$N_{Rd2} = -(\lambda \cdot \xi_{bal,1} \cdot b \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd} + \Delta F_s)$$

$$N_{Rd2} = -3326,1 \text{ kN/m'}$$

$$M_{Rd2} = \lambda \cdot \xi_{bal,1} \cdot b \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot 0,5 \cdot (h - \lambda \cdot \xi_{bal,1} \cdot d) + F_{s1} \cdot z_1 + F_{s2} \cdot z_2$$

$$M_{Rd2} = 590,7 \text{ kNm/m'}$$

BOD 3 prostý ohyb

$$N_{Rd3} = 0$$

$$N_{Rd3} = 0,0 \text{ kN/m'}$$

$$M_{Rd3} = F_{s1} \cdot (d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x)$$

$$M_{Rd3} = 235,0 \text{ kNm/m'}$$

$$x = \frac{F_{s1}}{\lambda \cdot b \cdot \eta \cdot f_{cd}}$$

$$x = 46,10 \text{ mm}$$

BOD 4

$$N_{Rd4} = F_{s1}$$

$$N_{Rd4} = 737,6 \text{ kN/m'}$$

$$M_{Rd4} = F_{s1} \cdot z_1$$

$$M_{Rd4} = 101,1 \text{ kNm/m'}$$

BOD 5

$$N_{Rd5} = F_{s1} + F_{s2}$$

$$N_{Rd5} = 1475,2 \text{ kN/m'}$$

$$M_{Rd5} = F_{s1} \cdot z_1 - F_{s2} \cdot z_2$$

$$M_{Rd5} = 0,0 \text{ kNm/m'}$$

BOD 6

$$N_{Rd6} = -\frac{M_{Rd1} + e_a \cdot N_{Rd1}}{(e_{Rd0} + e_0) + e_a}$$

$$N_{Rd6} = -8399,0 \text{ kN/m'}$$

$$M_{Rd6} = N_{Rd6} \cdot (e_{Rd0} + e_0)$$

$$M_{Rd6} = 168,0 \text{ kNm/m'}$$

$$e_{Rd0} = \frac{M_{Rd0}}{N_{Rd0}}$$

$$e_{Rd,0} = 0,00000 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{h}{30}; \text{nejméně } 20 \text{ mm}$$

$$e_0 = 0,02 \text{ m}$$

$$e_a = \frac{M_{Rd1} - M_{Rd0}}{N_{Rd0} - N_{Rd1}}$$

$$e_a = 0,1753 \text{ m}$$

Konstrukční zásady

Min. plocha výztuže	$a_{s,min} = 800 \text{ mm}^2/\text{m'}$	<	$a_{s,prov} = 3393 \text{ mm}^2/\text{m'}$	VYHOVUJE
Max. plocha výztuže	$a_{s,max} = 13480 \text{ mm}^2/\text{m'}$	>	$a_{s,prov} = 3393 \text{ mm}^2/\text{m'}$	VYHOVUJE
Min. světlá vzdálenost výztuže	$s_{l,min} = 27 \text{ mm}$	<	$s_l = 132 \text{ mm}$	VYHOVUJE
Max. osová vzdálenost výztuže	$s_{max} = 400 \text{ mm}$	>	$s = 150 \text{ mm}$	VYHOVUJE

9.3.3 Kotevní a přesahová délka

9.3.3.1 Výztuž profilu Ø14 mm

ZÁKLADNÍ KOTEVNÍ DÉLKA

$$f_{bd,dobré} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,3 = 2,925 \text{ MPa}$$

$$\eta_1 = 1 \quad \text{dobré podmínky soudržnosti}$$

$$\eta_2 = 1 \quad \varnothing_s \leq 32 \text{ mm}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{1,5} = 1,3 \text{ MPa}$$

$$l_{bd,rqd} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{14}{4} \cdot \frac{434,78}{2,925} = 521 \text{ mm}$$

NÁVRHOVÁ KOTEVNÍ DÉLKA

$$l_{bd,tah} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{bd,rqd} = 1 \cdot 0,73 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 521 = 381 \text{ mm}$$

$$l_{bd,min,tah} = \max(0,3 \cdot l_{bd,rqd}; 10\emptyset; 100 \text{ mm}) = \max(0,3 \cdot 521; 10 \cdot 14; 100 \text{ mm}) = 157 \text{ mm}$$

$$l_{bd,tlak} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{bd,rqd} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 521 = 521 \text{ mm}$$

$$l_{bd,min,tlak} = \max(0,6 \cdot l_{bd,rqd}; 10\emptyset; 100 \text{ mm}) = \max(0,6 \cdot 521; 10 \cdot 14; 100 \text{ mm}) = 140 \text{ mm}$$

α_1	vliv tvaru prutu
α_2	vliv tloušťky krycí vrstvy
α_3	vliv příčné výztuže
α_4	vliv příčné přivařenéné výztuže
α_5	vliv tahu kolmého na plochu štěpení

NÁVRH: Navrhují jednotnou kotevní délku 550 mm.

PŘESAHOVÁ DÉLKA

$$l_{0,tah} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{bd,rqd} = 1 \cdot 0,73 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 521 = 571 \text{ mm}$$

$$l_{0,tlak} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{bd,rqd} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 521 = 782 \text{ mm}$$

$$l_{0,min} = \max(0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{bd,rqd}; 15\emptyset; 200 \text{ mm}) = \max(0,3 \cdot 1,5 \cdot 521; 15 \cdot 14; 200 \text{ mm}) = 235 \text{ mm}$$

NÁVRH: Navrhují jednotnou přesahovou délku 800 mm.

9.3.3.2 Výztuž profilu $\emptyset 18$ mm

ZÁKLADNÍ KOTEVNÍ DÉLKA

$$f_{bd,dobré} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,3 = 2,925 \text{ MPa}$$

$$\eta_1 = 1 \quad \text{dobré podmínky soudržnosti}$$

$$\eta_2 = 1 \quad \emptyset_s \leq 32 \text{ mm}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{1,5} = 1,3 \text{ MPa}$$

$$l_{bd,rqd} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{18}{4} \cdot \frac{434,78}{2,925} = 669 \text{ mm}$$

NÁVRHOVÁ KOTEVNÍ DÉLKA

$$l_{bd,tah} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{bd,rqd} = 1 \cdot 0,82 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 669 = 549 \text{ mm}$$

$$l_{bd,min,tah} = \max(0,3 \cdot l_{bd,rqd}; 10\emptyset; 100 \text{ mm}) = \max(0,3 \cdot 669; 10 \cdot 18; 100 \text{ mm}) = 201 \text{ mm}$$

$$l_{bd,tlak} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{bd,rqd} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 669 = 669 \text{ mm}$$

$$l_{bd,min,tlak} = \max(0,6 \cdot l_{bd,rqd}; 10\emptyset; 100 \text{ mm}) = \max(0,6 \cdot 669; 10 \cdot 18; 100 \text{ mm}) = 402 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 \quad \text{vliv tvaru prutu}$$

α_2	vliv tloušťky krycí vrstvy
α_3	vliv příčné výztuže
α_4	vliv příčné přivařené výztuže
α_5	vliv tahu kolmého na plochu štěpení

NÁVRH: Navrhuji jednotnou kotevní délku 700 mm.

PŘESAHOVÁ DÉLKA

$$l_{0,tah} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{bd,rqd} = 1 \cdot 0,82 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 669 = 823 \text{ mm}$$

$$l_{0,tlak} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{bd,rqd} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 669 = 1004 \text{ mm}$$

$$l_{0,min} = \max(0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{bd,rqd}; 15\varnothing; 200 \text{ mm}) = \max(0,3 \cdot 1,5 \cdot 669; 15 \cdot 18; 200 \text{ mm}) = 302 \text{ mm}$$

NÁVRH: Navrhuji jednotnou přesahovou délku 1050 mm.

9.4 SOUHRN NAVRŽENÉ VÝZTUŽE

ČÁST ZÁKLADOVÉ DESKY

- rastr výztuže: $\varnothing 22/100 \text{ mm}$

STĚNY 3.PP

- vodorovná výztuž: $\varnothing 14/100 \text{ mm}$
- svislá výztuž: $\varnothing 18/150 \text{ mm}$

KOTEVNÍ DÉLKY

- profil $\varnothing 14 \text{ mm}$: 550 mm
- profil $\varnothing 18 \text{ mm}$: 700 mm
- profil $\varnothing 22 \text{ mm}$: 900 mm

PŘESAHOVÉ DÉLKY

- profil $\varnothing 14 \text{ mm}$: 800 mm
- profil $\varnothing 18 \text{ mm}$: 1050 mm
- profil $\varnothing 22 \text{ mm}$: 1350 mm

ZÁVĚR

Cílem diplomové práce bylo navrhnout a posoudit především nejvíce namáhaný předpjatý trám, dále pak ocelová táhla vynášející galerii a část spodní stavby objektu.

Jak již bylo zmíněno, hlavním předmětem práce byl předpjatý trám, jehož návrh byl proveden pouze na MSP. Předběžné rozměry a pevnostní třída betonu prvku byly stanoveny již v projektu P04C. Na základě metody vyrovnání napětí bylo navrženo 200 ks předpínacích lan, předpínací systém 25C15 od společnosti Freyssinet a především napínací napětí σ_{p0} , a bylo tak možné předběžně prvek posoudit pro jednotlivé časové úseky (čas vnesení napětí t_0 , provoz objektu t_1 a konec životnosti t_∞). V prvním posouzení byl zaveden předpoklad, že prvek bude předepnut 10 dní po jeho betonáži, který se následně projevil jako špatný. Z tohoto důvodu byly navrženy dvě fáze předpínání konstrukce. K první fázi dojde po realizaci 3.NP, ke druhé pak po dokončení posledního podlaží (8.NP). Vzhledem k většímu množství předpínacích lan, a tedy i větších rozměrů kabelových kanálků, bylo následně navrženo trasování kabelů, které splňuje podmínky dané předpínacím systémem. Z výsledných excentricit kabelových kanálků bylo provedeno nové předběžné posouzení i s novými časovými údaji – čas vnesení první fáze předpětí $t_{0,1}$, čas před druhou fází předpětí t_1 , čas $t_{0,2}$ značící poslední fázi napínání lan, provoz objektu t_2 a konec životnosti objektu t_∞ .

Po splnění kritérií omezení napětí v jednotlivých průřezích s pomocí odhadnutých ztrát předpětí bylo možné provést návrh podrobný. Na základě trasování kabelů byly v jednotlivých průřezích stanoveny pořadnice a úhlové posuvy, které posloužily k výpočtu okamžitých ztrát předpětí, přesněji ztrát třením o kabelový kanálek a pokluzem v kotvě. Vlivem navržených fází předpínání dojde v lanech z první fáze ještě ke ztrátám vyvozené postupným předpínáním prvku. Před samotným výpočtem dlouhodobých ztrát předpětí, tedy ztrát relaxací výztuže a ztrát dotvarováním a smršťováním betonu, bylo nutné snížit napínací napětí σ_{p0} na hodnotu $\sigma_{p0} = 1454$ MPa, aby byla zajištěna podmínka maximálního napětí v předpínací výztuži po zakotvení ($\sigma_{pm0} = 1494$ MPa). Vzhledem k zatěžování konstrukce postupnou výstavbou byl pro výpočet ztrát dotvarováním stanoven zjednodušený průběh zatížení.

V závěru návrhu předpjatého trámu a po celkovém shrnutí ztrát předpětí, byly na základě skutečného působícího napětí v předpínací výztuži zdárně posouzeny všechny uvažované průřezy pro omezení napětí na průřezu. Nedílnou součástí návrhu je výkresová dokumentace, a to výkres tvaru předpjatého trámu a výkres předpětí (výkres č. 1, resp. č. 2).

Dalším navrhovaným prvkem byla ocelová táhla, která byla navržena zjednodušeně bez časové analýzy průhybů konstrukcí, které táhla spojují. Návrh byl proveden s pomocí podkladů pro systém táhel DETAN na působící tahové síly získané pomocí 3D výpočetního modelu. Z výkresu č. 4 jsou zřejmá kotvení táhel do jednotlivých prvků konstrukce.

V závěru práce byl proveden částečný návrh spodní stavby objektu jako vodonepropustné konstrukce – bílé vany. Vzhledem k rozsahu diplomové práce a zaměření především na předpětí, byl návrh výztuže základové desky na omezení šířky trhliny a ohybovou únosnost proveden pouze na její části o konstantní tloušťce. Je tedy naznačen především princip postupu návrhu pro celou konstrukci. Stěny podzemních podlaží byly též navrženy zjednodušeně pouze na účinky maximálního ohybového

momentu a maximální normálové síly. Výsledkem návrhu jsou schémata výztuže části základové desky a části stěny (výkresy č. 6 a č. 7).

NORMY

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 1991-1-3	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem
ČSN EN 1991-1-4	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem
ČSN EN 1992-1-1	Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
ČSN EN 1997-1	Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla
ČSN EN 206-1	Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba, shoda
ČSN EN 13670	Provádění betonových konstrukcí
ČSN 73 1201	Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb

POUŽITÝ SOFTWARE

Výpočetní program MKP:	SCIA Engineer 21.0
Výpočetní program:	CREEP & SHRINKAGE dle modelu B3
Program FINE 2022:	GEO5 – Pilota GEO5 – Skupina pilot FIN EC – Protlak
MS Office 2016:	Word Excel
Program CAD:	Nemetschek Allplan 2022

SEZNAM LITERATURY

- [1] NAVRÁTIL, Jaroslav. *Předpjaté betonové konstrukce*. Vyd. 2. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2008. ISBN 978-80-7204-561-7.
- [2] FOGLAR, Marek, Michaela FRANTOVÁ a Pavel JIŘÍČEK. *Betonové konstrukce 3: navrhování betonových konstrukcí na MSP, úvod do předpjátého betonu*. V Praze: České vysoké učení technické, 2011. ISBN 978-80-01-04943-3.
- [3] ČSN EN 1992-1-1. Eurokód 2: *Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační institut, 2006.
- [4] ČSN EN 1992-3: *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 3: Nádrže na kapaliny a zásobníky*. Praha: Český normalizační institut, 2007, 24 s. Třídící znak 73 1201.
- [5] *Směrnice pro vodonepropustné betonové konstrukce: DAfStb-Richtlinie wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton (WU-Richtlinie)*. Praha: Česká betonářská společnost ČSSI, [2015]. Technická pravidla ČBS. ISBN 978-80-903806-9-1.
- [6] *Bílé vany: vodotěsné betonové konstrukce*. 2., upr. vyd. Praha: ČBS Servis, 2007. Technická pravidla ČBS. ISBN 978-80-87158-03-6.
- [7] *Bílé vany: vodonepropustné betonové konstrukce: sbírka přednášek, příkladů a prezentací ke školení*. Praha: ČBS Servis, 2007. ISBN 978-80-903807-6-9.
- [8] ŠMEJKAL, Jiří a Jaroslav PROCHÁZKA. Výpočet šířky trhlin. *Beton TKS*. 2014, roč. 4, č. 4, str. 68-76.
- [9] ŠMEJKAL, Jiří a Jaroslav PROCHÁZKA. Výpočet šířky trhlin - 2. část. *Beton TKS*. 2015, roč. 15, č. 1, str. 72-78.
- [10] ŠMEJKAL, Jiří a Jaroslav PROCHÁZKA. Výpočet šířky trhlin - 3. část. *Beton TKS*. 2015, roč. 15, č. 3, str. 36-40.
- [11] HOLUBOVÁ, Tereza. *Řešení bílé vany*. Praha, 2020. Bakalářská práce. ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra betonových a zděných konstrukcí.
- [12] VINKLER, Marek a Jaroslav PROCHÁZKA. *Návrh výztuže bílé vany s ohledem na šířku trhliny*. *BETON TKS*. 2017, roč. 17, č. 2, str. 60-67.
- [13] GENSEROVÁ, Tereza. *Statické řešení vybraných prvků na budově Nového divadla v Plzni*. Praha, 2020. Diplomová práce. ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra betonových a zděných konstrukcí.
- [14] HOLUBOVÁ, Tereza. *Předběžný statický výpočet Karlín Hall II*. Praha, 2021. Projekt P04C. ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra betonových a zděných konstrukcí.
- [15] GOLDBECK Prefabeton s.r.o. [online]. *Dílce SPG výšky 200mm. Konstrukční popis*. 2019. [cit. 03. 01. 2022]. Dostupné z: <https://stropsystem.cz/public/download/200.pdf>

- [16] GOLDBECK Prefabeton s.r.o. [online]. *Dílce SPG výšky 265mm. Konstrukční popis*. 2019. [cit. 03. 01. 2022]. Dostupné z: <https://stropsystem.cz/public/download/265.pdf>
- [17] CHACOS, Gregory. *T-beam flange width*. 2006. Post-Tensioning Institute.
- [18] ALAMI, Bijan. *Post-tensione t-beams; effective width; temperature tendons and undesirable effects*. Redwood city, 2017. PT-Structures Institute.
- [19] FREYSSINET. [online]. *Předpínací systém Freyssinet. Technický popis výrobků a provádění*. 2011. [cit. 03. 01. 2022]. Dostupné z: http://www.freyssinet.cz/gallery/predpinaci_system_freyssinet.pdf
- [20] USL EKSPAN. [online]. *Linear rocker bearings. Structural bearing brochure*. 2020. [cit. 03. 01. 2022]. Dostupné z: https://www.ekspan.com/media/6109/uslekspan-d-bearing-brochure-iss_01-june-2020.pdf
- [21] HALFEN. [online]. *DETAN Stabsysteme. Produktinformation Technik*. 2022. [cit. 04. 01. 2022]. Dostupné z: https://downloads.halfen.com/catalogues/de/media/catalogues/tensionrodsystem/HALFEN_DT_22-DE.pdf
- [22] Forum Karlín | Forum Karlín. *Forum Karlín | Forum Karlín* [online]. Copyright © 2022 [cit. 03.01.2022]. Dostupné z: <https://forumkarlinbuilding.cz/>
- [23] Karlín Hall 2 – konstrukční řešení a statika. *Časopis KONSTRUKCE - informace o uplatnění konstrukcí a návazných oborů při stavbách ve stavebnictví a strojírenství* [online]. Copyright © Copyright 2002 [cit. 05.01.2022]. Dostupné z: <http://old.konstrukce.cz/clanek/karlin-hall-2-konstrukcni-reseni-a-statika/>
- [24] Karlín Hall 2 – využití předpjatého betonu v pozemním stavitelství. *Časopis KONSTRUKCE - informace o uplatnění konstrukcí a návazných oborů při stavbách ve stavebnictví a strojírenství* [online]. Copyright © Copyright 2002 [cit. 05.01.2022]. Dostupné z: <http://old.konstrukce.cz/clanek/karlin-hall-2-vyuziti-predpjateho-betonu-v-pozemnim-stavitelstvi/>

PŘÍLOHY

Příloha č. 1:	Protokol FINE protlačení stropních desek 1.PP a 1.NP	3x A4
Příloha č. 2:	Protokoly GEO5 navržených pilot	43x A4
Příloha č. 3:	Protokoly FINE protlačení ZD	6x A4

VÝKRESOVÁ DOKUMENTACE

Výkres č. 1:	Výkres tvaru předpjatého trámu	8x A4
Výkres č. 2:	Výkres předpětí	8x A4
Výkres č. 3:	Výkresy tvarů částí stropů nad 1.PP a 1.NP	6x A4
Výkres č. 4:	Schémata detailů kotvení táhel	3x A4
Výkres č. 5:	Schéma pilotového plánu	3x A4
Výkres č. 6:	Schéma výztuže základové desky	3x A4
Výkres č. 7:	Schéma výztuže stěn 3.PP	A3