PŘEDBĚŽNÝ STATICKÝ VÝPOČET

zpracovala: Bc. Nathalie Kramplová

OBSAH

1. SCHÉMA A POPIS KONSTRUKCE str. 3
1.1. KONSTRUKČNÍ SCHÉMATA str. 3
1.2. POUŽITÉ MATERIÁLY str. 12
2. PŘEHLED ZATÍŽENÍ str. 12
2.1. Stálé zatížení str. 12
2.1.1. Nosné konstrukce str. 12
2.1.2. Podlahy str. 12
2.1.3. Střešní plášť str. 14
2.1.4. Obvodový plášť str. 15
2.1.5. Příčky str. 16
2.1.6. Schodišťové stupně str. 16
2.1.7. Zemní tlak str. 17
2.2. Proměnné zatížení str. 17
2.2.1. Užitné zatížení str. 17
2.2.2. Zatížení sněhem str. 17
2.2.3. Zatížení větrem str. 18
3. PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH A POSOUZENÍ VYBRANÝCH NOSNÝCH PRVKŮ str. 18
3.1. Stropní desky str. 18
3.1.1. Stropní deska 1.-4.NP str. 19
3.1.1.1. Posouzení desky z hlediska protlačení str. 20
3.1.2. Stropní deska 1.PP str. 23
3.1.2.1. Posouzení desky z hlediska protlačení str. 25
3.1.3. Stropní konstrukce tělocvičny str. 26
3.2. ŽB průvlaky (doplnit podkapitolu návrh rozměrů) str. 26
3.3. Svislé nosné konstrukce str. 29
3.3.1. ŽB stěny str. 29
3.3.2. ŽB sloupy str. 29
3.3.2.1. Návrh rozměrů sloupů str. 29
3.3.3. ŽB suterénní stěny str. 31
3.4. Schodiště str. 31
3.4.1. Schodiště objekt A str. 31
3.4.2. Schodiště objekt B str. 32
3.4.3. Schodiště atrium str. 33
3.5. Základové konstrukce str. 34
3.6. Prostorová tuhost objektu str. 35
3.7. Skica výkresu tvaru str. 35

1. SCHÉMA A POPIS KONSTRUKCE

1.1 KONSTRUKČNÍ SCHÉMATA

1. PP

- konstrukční výška podlaží: 3,51 m
- účel využití podlaží: parkoviště, technické zázemí, komunikační prostory, šatny, tělocvična
- vodorovné nosné konstrukce: ŽB monolitická deska + ŽB monolitické průvlaky
- svislé nosné konstrukce: ŽB monolitické stěny a sloupy
- schodiště: ŽB monolitické podesty, prefabrikovaná ramena

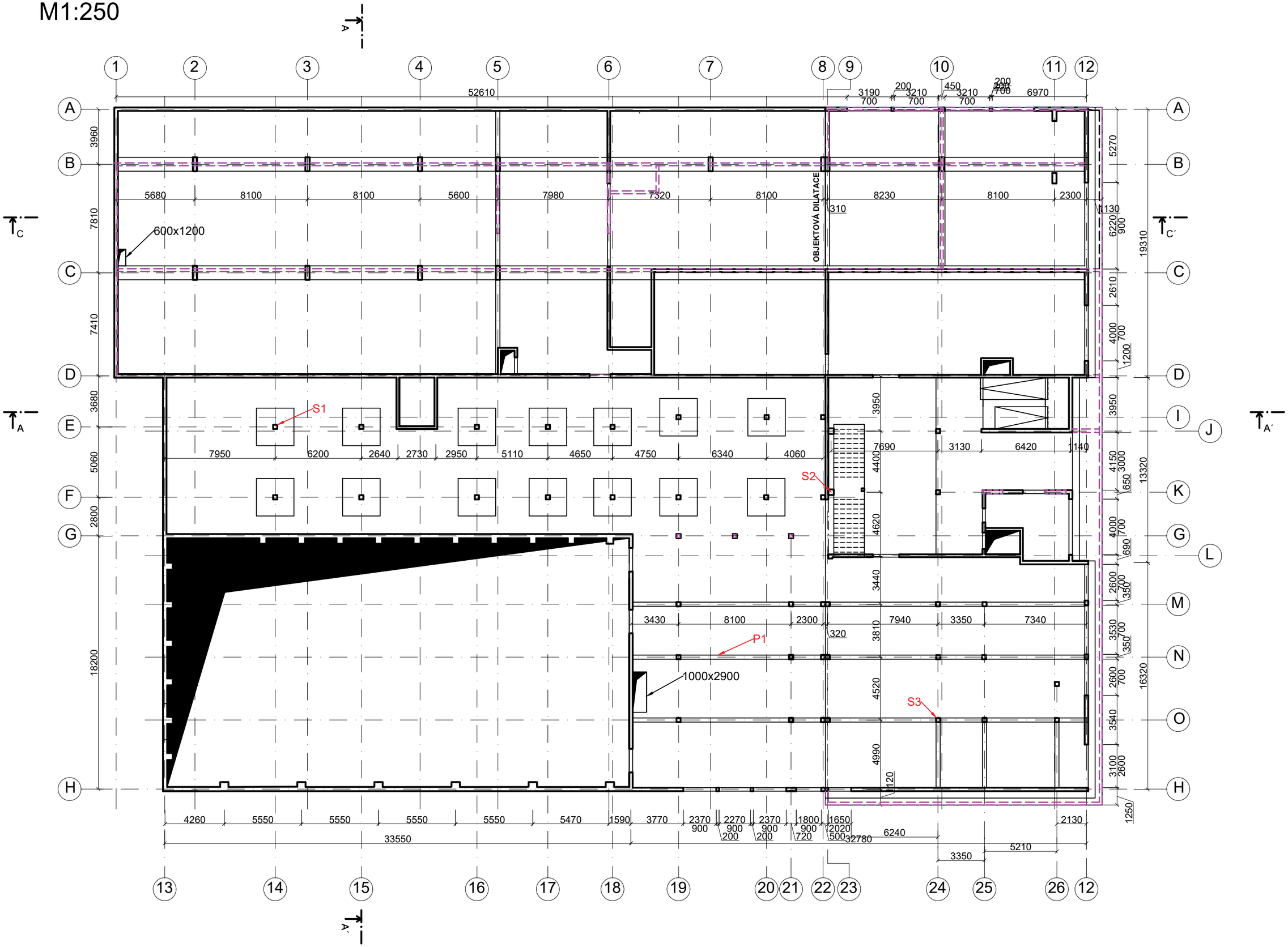
1.NP

- konstrukční výška podlaží: 3,705 m
- účel využití podlaží: třídy a zázemí mateřské školy, administrativa, byt školníka, jídelna, kuchyň
- vodorovné nosné konstrukce: ŽB monolitická deska + ŽB monolitické průvlaky
- svislé nosné konstrukce: ŽB monolitické stěny a sloupy
- schodiště: ŽB monolitické podesty, prefabrikovaná ramena

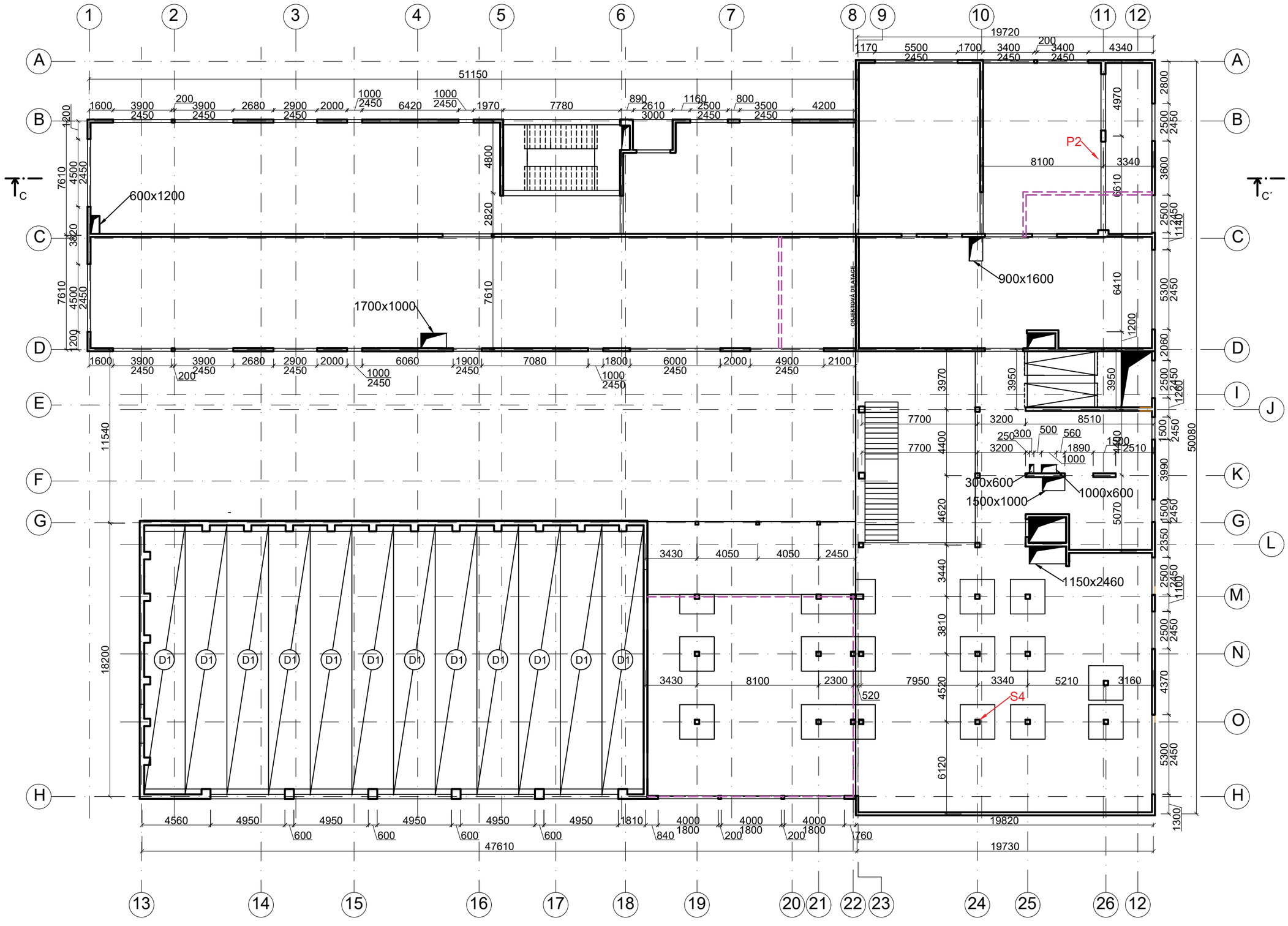
2. - 4.NP

- konstrukční výška podlaží: 3,705 m
- účel využití podlaží: učebny základní školy, kabinety
- vodorovné nosné konstrukce: ŽB monolitická deska + ŽB monolitické průvlaky
- svislé nosné konstrukce: ŽB monolitické stěny a sloupy
- schodiště: ŽB monolitické podesty, prefabrikovaná ramena

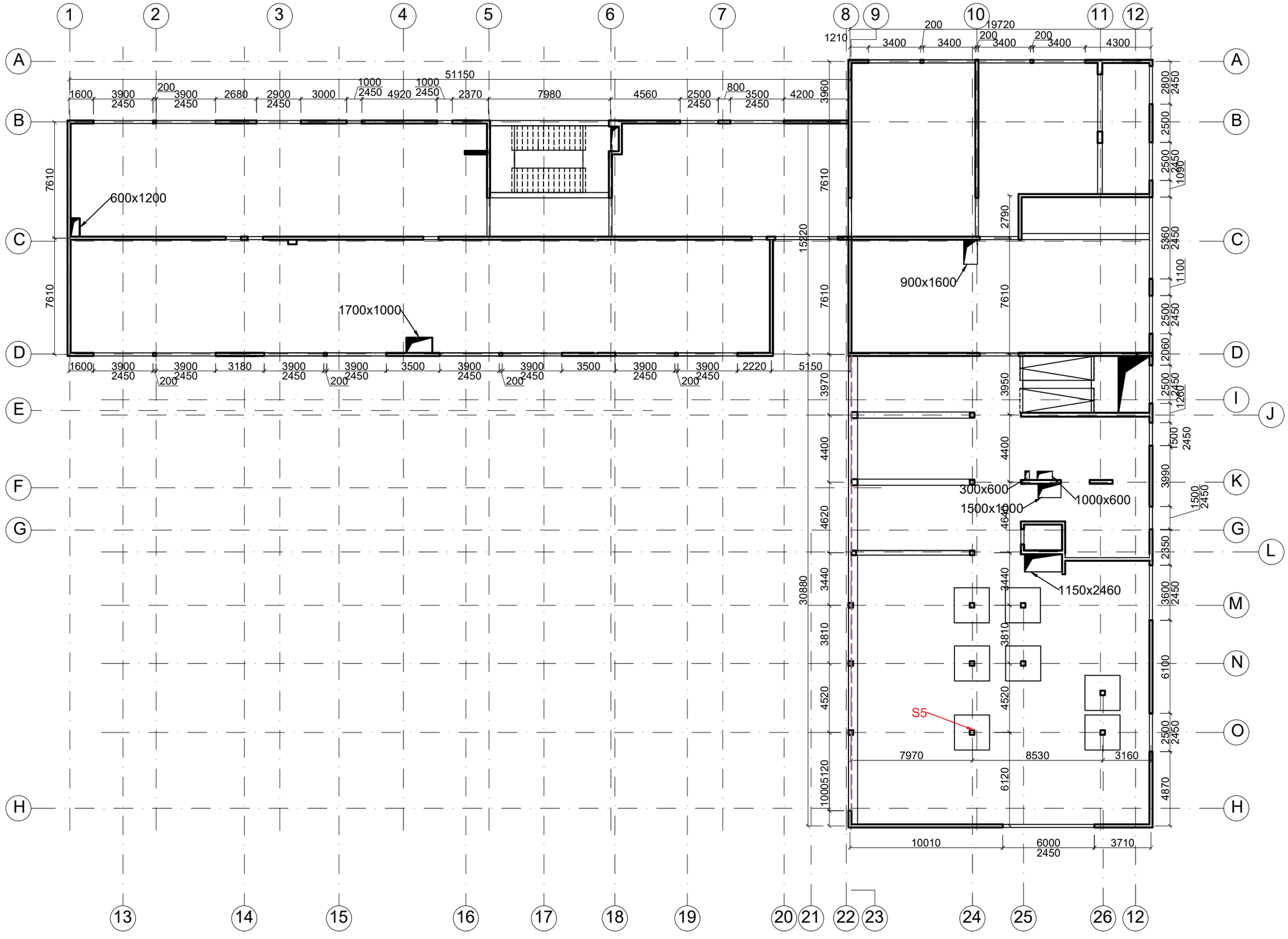
KONSTRUKČNÍ SCHÉMA 1.PP
M1:250



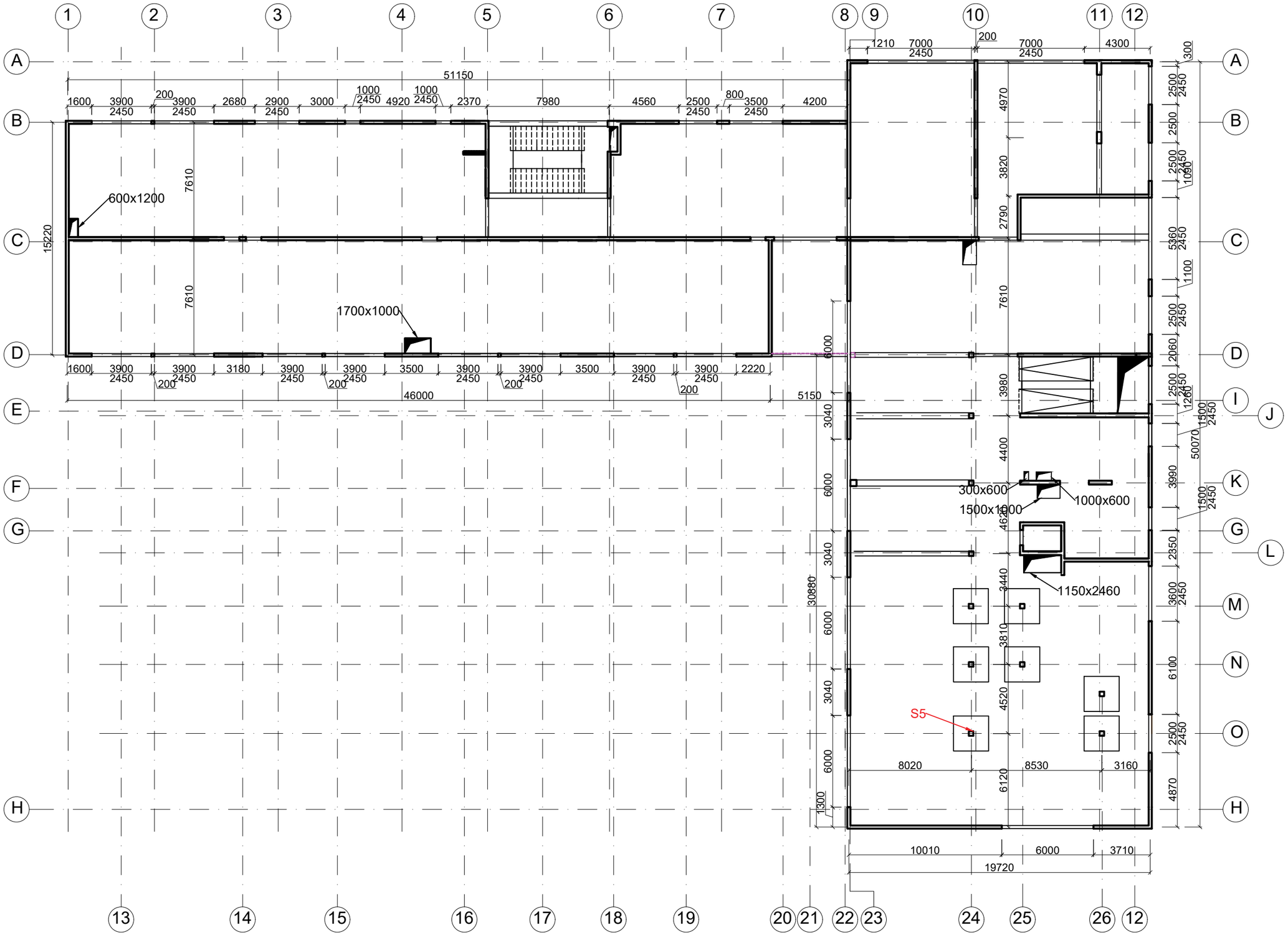
KONSTRUKČNÍ SCHÉMA 1.NP
M1:250



KONSTRUKČNÍ SCHÉMA 2.NP
M1:250

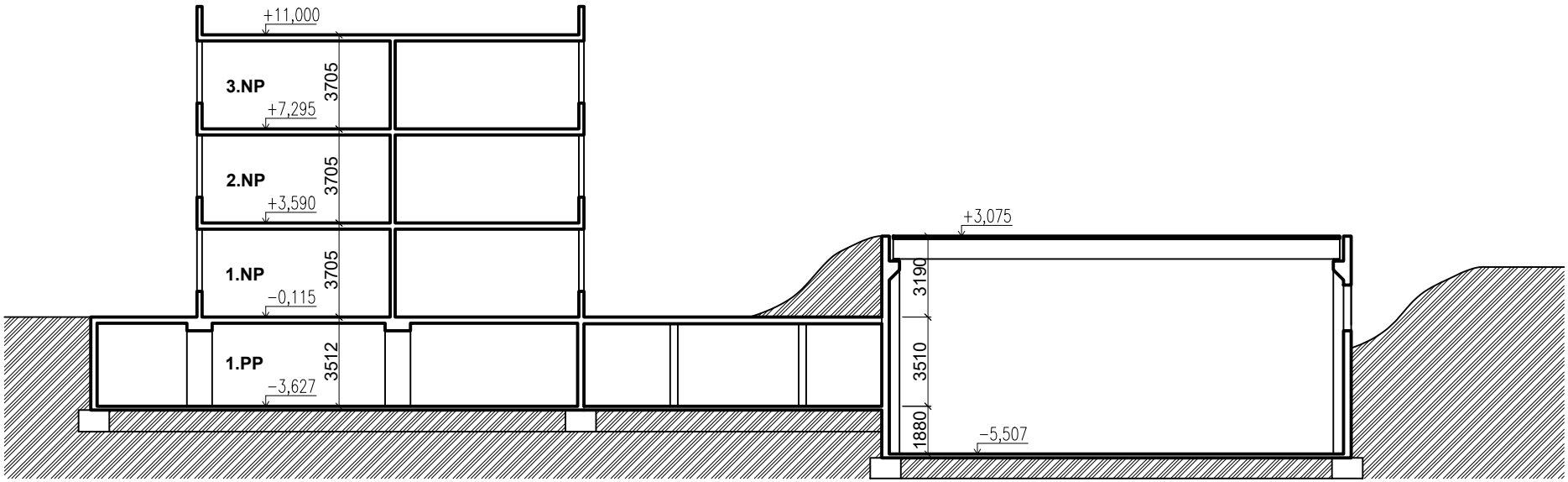


KONSTRUKČNÍ SCHÉMA 3.NP
M1:250

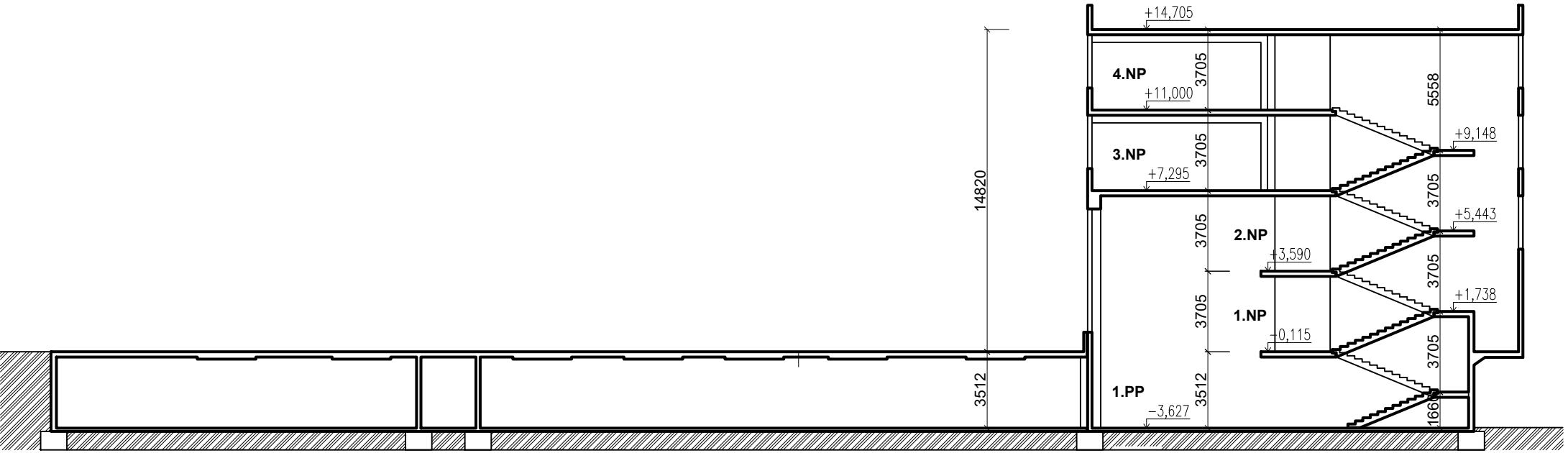


KONSTRUKČNÍ SCHÉMA 4.NP
M1:250

KONSTRUKČNÍ SCHÉMA - ŘEZ A-A´
M1:250

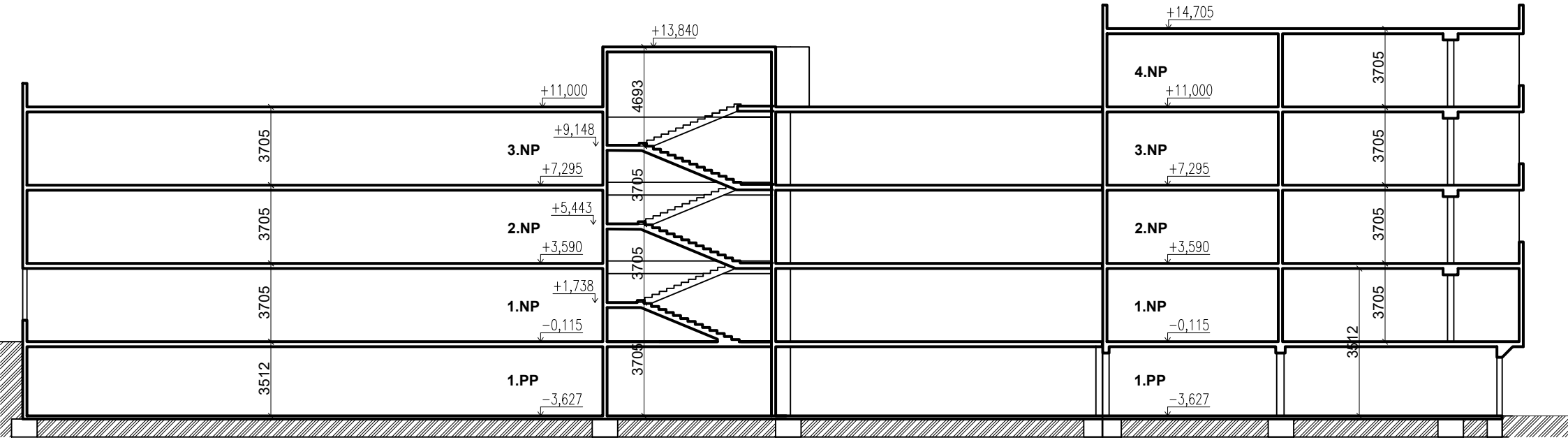


KONSTRUKČNÍ SCHÉMA - ŘEZ B-B´
M1:250



KONSTRUKČNÍ SCHÉMA - ŘEZ C-C´

M1:250



1.2 POUŽITÉ MATERIÁLY

- níže uvedena předpokládaná specifikace materiálů
- beton
  - základy : C 25/30 XC2 (CZ) - Cl 0,2 - D_{max} 16 - S3
  - ostatní nosné konstrukce : C 30/37 XC1 (CZ) - Cl 0,2 - D_{max} 16 - S3
  - podkladní beton: C16/20-XO
- ocel: B500B

2. PŘEHLED ZATÍŽENÍ

2.1 Stálé zatížení

2.1.1 Nosné konstrukce

- vlastní tíha nosných prvků – viz kapitola 3

2.1.2 Podlahy

parkovací plochy 1.PP

vrstva	tl. [mm]	obj.tíha [kg/m^3]	g_k [kN/m^2]
epoxidový nátěr	3	1400	0,042
			0,042

technické místnosti 1.PP

vrstva	tl. [mm]	obj.tíha [kg/m^3]	g_k [kN/m^2]
epoxidový nátěr	3	1400	0,042
betonová mazanina vyztužená kari sítí	65	2250	1,463
PE fólie	-	-	-
tepelná izolace EPS	140	30	0,042
			1,547

šatny, komunikační prostory, zásobování gastro

vrstva	tl. [mm]	obj.tíha [kg/m^3]	g_k [kN/m^2]
keramická dlažba + lepidlo	15	2800	0,420
anhydrit	52	2250	1,170
PE fólie	-	-	-
tepelná izolace EPS	140	30	0,042
			1,632

tělocvična				
vrstva	**tl. [mm]**	**obj.tíha [kg/m^3]**	**g_k [kN/m^2]**	
litá PUR vrstva	3	1400	0,042	
pryžová podložka	7	150	0,011	
2x OSB deska	2 x 14	650	0,182	
dřevěný rošt	2 x 22	-	-	*Pozn. horní vrstva 110x1000 á 310 mm, dolní vrstva 110x1000 á 500 mm*
horní vrstva roštu	8,8	400	0,035	*Pozn. 8,8 mm je náhradní tloušťka vrstvy*
dolní vrstva roštu	4,84	400	0,019	*Pozn. 4,84 mm je náhradní tloušťka vrstvy*
pružná podložka	10	-	-	*Pozn. Rozměr podložky 110x110 mm, rastr 310x500 mm*
	0,88	150	0,001	*Pozn. 0,88 mm je náhradní tloušťka vrstvy*
anhydrit	100	2250	2,250	
PE fólie	-	-	-	
tepelná izolace EPS	140	30	0,042	
			2,582	

administrativa			
vrstva	**tl. [mm]**	**obj.tíha [kg/m^3]**	**g_k [kN/m^2]**
marmoleum	2,5	760	0,019
lepidlo	2	1200	0,024
anhydrit	50	2250	1,125
PE fólie	-	-	-
kročejová izolace (minerální vlákna)	50	30	0,015
			1,183

kuchyň, jídelna, hygienické zázemí 1.NP			
vrstva	**tl. [mm]**	**obj.tíha [kg/m^3]**	**g_k [kN/m^2]**
keramická dlažba + lepidlo	15	2800	0,420
anhydrit	50	2250	1,125
PE fólie	-	-	-
kročejová izolace (minerální v	50	30	0,015
			1,560

učebny MŠ 1.NP			
vrstva	**tl. [mm]**	**obj.tíha [kg/m^3]**	**g_k [kN/m^2]**
laminát	10	600	0,060
mirelon	3	35	0,001
anhydrit	52	2250	1,170
EPS tvarovky pro podlahové v	40	25	0,010
			1,241

hygienické zázemí, šatny MŠ 1.NP

vrstva	tl. [mm]	obj.tíha [kg/m^3]	g_k [kN/m^2]
keramická dlažba + lepidlo	15	2800	0,420
hydroizolační stěrka	-	-	-
anhydrit	49	2250	1,103
EPS tvarovky pro podlahové v	40	25	0,010
			1,533

učebny ZŠ, kabinety a komunikační prostory 2.-4.NP

vrstva	tl. [mm]	obj.tíha [kg/m^3]	g_k [kN/m^2]
marmoleum	2,5	760	0,019
lepidlo	2	1200	0,024
anhydrit	50	2250	1,125
PE fólie	-	-	-
kročejová izolace (minerální v	50	30	0,015
			1,183

hygienické zázemí 2.-4.NP

vrstva	tl. [mm]	obj.tíha [kg/m^3]	g_k [kN/m^2]
keramická dlažba + lepidlo	15	2800	0,420
anhydrit	50	2250	1,125
PE fólie	-	-	-
kročejová izolace (minerální v	50	30	0,015
			1,560

2.1.3 Střešní plášť

střecha nad objektem A

vrstva	tl. [mm]	obj.tíha [kg/m^3]	g_k [kN/m^2]
kačírek frakce 16-32	60	1400	0,84
ochranná separační geotextílie	-	-	-
asfaltový pás SBS s jemnozrnným posypem	4	1200	0,048
samolepící asfaltový pás	3	1200	0,036
tepelná izolace EPS	200	21	0,042
polyuretanové lepidlo	-	-	-
parozábrana	4	1300	0,052
spádová vrstva Poriment	335	420	1,407
			2,425

střecha nad objektem B

vrstva	tl. [mm]	obj.tíha [kg/m^3]	g_k [kN/m^2]
substrát	150	620	0,93
filtrační geotextílie	-	-	-
nopová fólie	60	28	0,0168
separační geotextílie	-	-	-
asfaltový pás s aditivy proti prorůstání kořínků	5	1100	0,055
asfaltový pás SBS s jemnozrnným posypem	4	1200	0,048
samolepící asfaltový pás	3	1200	0,036
tepelná izolace EPS	200	21	0,042
polyuretanové lepidlo	-	-	-
parozábrana	4	1300	0,052
spádová vrstva Poriment	237,5	420	0,9975
			2,177

střecha nad objektem C

vrstva	tl. [mm]	obj.tíha [kg/m^3]	g_k [kN/m^2]
substrát	80	620	0,496
štěrkopísek	210	1600	3,36
filtrační geotextílie	-	-	-
nopová fólie	60	28	0,0168
separační geotextílie	-	-	-
tepelná izolace XPS	200	30	0,06
asfaltový pás s aditivy proti prorůstání kořínků	5	1100	0,055
asfaltový pás SBS s jemnozrnným posypem	4	1200	0,048
samolepící asfaltový pás	3	1200	0,036
spádová vrstva Poriment	190	420	0,798
nabetonávka	60	2300	1,38
			6,250

střecha nad 1.PP

vrstva	tl. [mm]	obj.tíha [kg/m^3]	g_k [kN/m^2]
substrát	150	620	0,93
filtrační geotextílie	-	-	-
nopová fólie	60	28	0,0168
separační geotextílie	-	-	-
tepelná izolace XPS	240	30	0,072
asfaltový pás s aditivy proti prorůstání kořínků	5	1100	0,055
asfaltový pás SBS s jemnozrnným posypem	4	1200	0,048
samolepící asfaltový pás	3	1200	0,036
spádová vrstva Poriment	237,5	420	0,9975
			2,155

2.1.4 Obvodový plášť

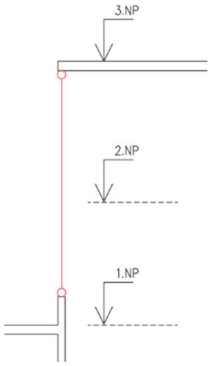
- nosná vrstva obvodového pláště je tvořena KZS

  - vlastní tíha tepelné izolace: $g_{0,TI} = \gamma_{TI} * t = 0,16 * 0,24 = 0,04$ kN/m^2

  → lze zanedbat

- obvodový plášť jižní fasády v místě atria je řešen sloupko-příčkovou fasádou (LOP)

- statické působení:



- odhad zatížení LOP (zasklení + sloupky a paždíky) 350 kg/m^2

2.1.5 Příčky

- uvedená zatížení od příček jsou uvažována bez povrchových úprav

- přemístitelné příčky SDK (převážně hygienické zázemí)
  - tl. 75,100,150 mm
  - uvažováno náhradní rovnoměrné zatížení q_k = 0,5 kN/m^2

- příčky plynosilikátové (převážně sklady)
  - tl. 100 mm
    - plošná hmotnost stěny: 480 * 0,1 = 48 kg/m^2
    - vlastní tíha stěny: g_k = 48 * 0,01 * 3,3 = 1,58 kN/m´
    - uvažováno náhradní rovnoměrné zatížení q_k = 0,8 kN/m^2

  - tl. 150 mm
    - plošná hmotnost stěny: 480 * 0,15 = 72 kg/m^2
    - vlastní tíha stěny: g_k = 72 * 0,01 * 3,3 = 2,38 kN/m´
    - uvažováno náhradní rovnoměrné zatížení q_k = 1,2 kN/m^2

- příčky vápenopískové (dělící stěny mezi učebnami)
  - tl. 240 mm
    - plošná hmotnost stěny: 1800 * 0,24 = 432 kg/m^2
    - vlastní tíha stěny: g_k = 432 * 0,01 * 3,3 = 14,26 kN/m´

2.1.6 Schodišťové stupně

Schodiště z 1.PP do 1.NP

-konstrukční výška podlaží: 3,512 m
-počet stupňů: 13+11
-šířka schodišťového stupně: 345 mm
-výška schodišťového stupně: 142,5 mm
-náhradní spojité zatížení od schodišťových stupňů:

$$g_k = \frac{1}{2} * 0{,}1425 * 25 = 1{,}78\ kN/m^2$$

Schodiště z 1.NP do 4.NP

-konstrukční výška podlaží: 3,705 m

-počet stupňů: 2 x 13
-šířka schodišťového stupně: 345 mm
-výška schodišťového stupně: 142,5 mm
-náhradní spojité zatížení od schodišťových stupňů:

$$g_k = \frac{1}{2} * 0{,}1425 * 25 = 1{,}78\ kN/m^2$$

Schodiště atrium (z 1.PP do 1.NP)
-konstrukční výška podlaží: 3,512 m
-počet stupňů: 24
-šířka schodišťového stupně: 345 mm
-výška schodišťového stupně: 142,5 mm
-náhradní spojité zatížení od schodišťových stupňů:

$$g_k = \frac{1}{2} * 0{,}1425 * 25 = 1{,}78\ kN/m^2$$

2.1.7 Zemní tlak

Zemina tvořící násyp kolem objektu:
-charakteristická objemová tíha zeminy: $\gamma_{zem,k} = 19{,}5\ kN/m^3$
-návrhový efektivní úhel vnitřního tření: $\varphi_d = 32°$
-užitné zatížení na terénu: $q_{0,k} = 5{,}0\ kN/m^2$
-součinitel zemního tlaku
a) v klidu: $K_0 = 1 - \sin\varphi_d = 1\text{-}\sin 32° = 0{,}47$
b) aktivní: $K_a = \frac{1-\sin\ \frac{d}{d}}{1+\sin\ \frac{d}{d}} = \frac{1-\sin}{1+\sin 32} = 0{,}31$
-charakteristický zemní tlak:
$\sigma_{i,k} = K_i * (q_{0,k} + \gamma_{zem,k} * h_i) = K_i * (5{,}0 + 19{,}5 * h_i)$
-HPV byla zjištěna v hloubce cca 8,5 m pod terénem.

2.2 Proměnné zatížení

2.2.1 Užitné zatížení

učebny a jídelny (kategorie C1) $q_k = 3{,}0 kN/m^2$
garáže (kategorie F) $q_k = 2{,}5 kN/m^2$
tělocvičny (kategorie C4) $q_k = 5{,}0 kN/m^2$
komunikační prostory(kategorie C1) $q_k = 3{,}0 kN/m^2$
technické zázemí $q_k = 5{,}0 kN/m^2$
střecha objekt A (kategorie H – střecha nepřístupná s výjimkou běžné údržby)
$q_k = 0{,}75\ kN/m^2$
střecha objekt B (kategorie H – střecha nepřístupná s výjimkou běžné údržby)
$q_k = 0{,}75\ kN/m^2$
střecha objekt C (kategorie I – střecha pochůzná)
$q_k = 5{,}0$ kN/m^2

2.2.2 Zatížení sněhem

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

sněhová oblast I (Praha) → charakteristická hodnota zatížen sněhem $s_k = 0{,}7\ kN/m^2$
sklon α cca 2° → tvarový součinitel $\mu = 0{,}8$

typ krajiny normální → součinitel expozice $C_e = 1,0$
tepelný součinitel $C_t = 1,0$

Hodnota proměnného zatížení střechy
Objekt A
zatížení sněhem $s = 0,56$ kN/m^2
užitné zatížení střechy $q_k = 0,75$ kN/m^2
→ proměnné zatížení střechy: $q_{stř,k} = 0,75$ kN/m^2
Objekt B
zatížení sněhem $s = 0,56$ kN/m^2
užitné zatížení střechy $q_k = 0,75$ kN/m^2
→ proměnné zatížení střechy: $q_{stř,k} = 0,75$ kN/m^2
Objekt C
zatížení sněhem $s = 0,56$ kN/m^2
užitné zatížení střechy $q_k = 5,0$ kN/m^2
→ proměnné zatížení střechy: $q_{stř,k} = 5,0$ kN/m^2

2.2.3 Zatížení větrem

- větrná oblast II, kategori
výchozí základní rychlost větru $v_{b,o} = 25$ m/s
výchozí základní rychlost větru $v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,o} = 25$ m/s
součinitel směru větru c_{dir} a součinitel ročního období c_{season} uvažovány = 1,00
základní tlak větru $q_b = \rho/2 * v_{b,o}^2 = (1,25/2)*25^2 = 0,39$ N/m^2

Pozn. Vzhledem k charakteru nosné konstrukce objektu a rozsahu předběžného statického výpočtu není proveden podrobnější výpočet zatížení větrem.

3. PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH A POSOUZENÍ VYBRANÝCH NOSNÝCH PRVKŮ

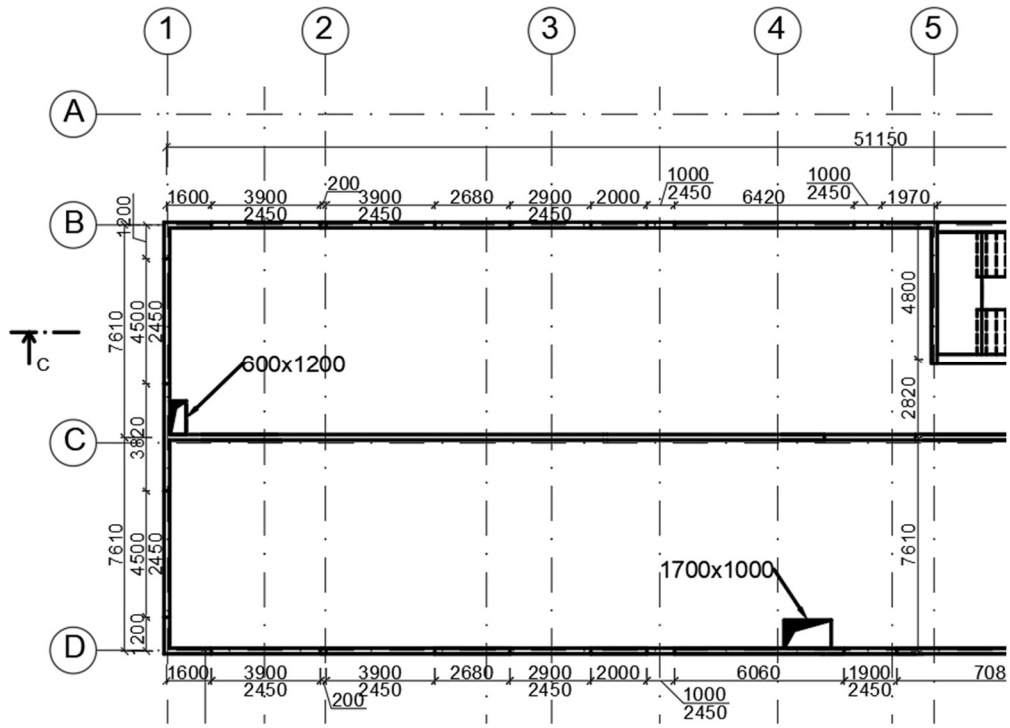
3.1. Stropní desky

Stropní deska 1.PP je v prostoru garáží navržena o **tloušťce 240 mm**, pouze nad částí 1.PP, kde je deska podporovaná průvlaky (SV část objektu), je navržena deska **tloušťky 200 mm**.

Stropní deska 1.-4.NP je navržena jednotně o **tloušťce 240 mm**. V severovýchodní části objektu, kde je deska navržena jako lokálně podporovaná, je empiricky navrženo zesílení desky v místě podpory o 100 mm - v rámci podrobnějšího statického návrhu nutno posoudit.

Zastřešení prostoru tělocvičny je řešeno prefabrikovanými předpjatými TT deskami.

3.1.1 Stropní deska 1.-4.NP



empiricky:

$$h_{d1} = \left(\frac{1}{30} - \frac{1}{25}\right) \cdot \mathrm{l} = \left(\frac{1}{30} - \frac{1}{25}\right) \cdot 7{,}61 = 0{,}25 - 0{,}3 \text{ m}$$

pomocí ohybové štíhlosti:

$$h_{d2} = d + \frac{\varnothing}{2} + c_{nom}$$

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

κ_{c1} = 1,0

κ_{c2} 1,0 pro l > 7,0 m → $\kappa_{c2} = \frac{7}{l} = \frac{7}{7{,}61} = 0{,}92$

κ_{c3} = 1,3

$\lambda_{d,tab}$ = 26 (pro beton C30/37, ρ = 0,5 %)

$$d \geq \frac{7610}{1{,}0 \cdot 0{,}92 \cdot 1{,}3 \cdot 26}$$

$$d \geq 225\ mm$$

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

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

= max (8; 15+0-0- 0;10) → c_{min} = 15 mm

Δc_{dev} = 10 mm

Δc_{dev} = 10 mm

$c_{min,b}$ = 8 mm

$c_{min,b}$ = 8 mm

$c_{min,dur}$ = 15 mm (pro konstrukční třídu S4, XC1)

$\Delta c_{dur,\gamma}$ = 0 mm

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

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

$h_{d2} = 225 + 25 + \frac{8}{2} = 254\ mm$

→ **Návrh tloušťky desky h_d = 255 mm**

Ověření návrhu:

beton C30/37 → $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20\ MPa$

Zatížení desky :

	výpočet	**f_k [kN/m^2]**	**γ_c**	**f_d [kN/m^2]**
vlastní tíha ŽB desky	0,255·25	6,375	1,35	8,61
skladba podlahy	-	1,56	1,35	2,11
příčky - náhradní zatížení	-	1,2	1,35	1,62
užitné zatížení - učebny	-	3	1,5	4,50
				16,83

$$m_{\mathrm{Ed,max}} = \frac{1}{10} fl^2 = \frac{1}{10} \cdot 16,83 \cdot 6,71^2 = 75,78\ kNm/m´$$

$$\mu = \frac{m_{Ed,max}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{75,78 \cdot 10^6}{1000 \cdot 225^2 \cdot 20} = 0,075 \xrightarrow{\text{dle tab.}} \xi = 0,095 < \xi = 0,1$$

→ ***VYHOVUJE***

Z výše uvedených výpočtů vychází tloušťka desky předimenzovaná. **V rámci předběžného statického návrhu navrhuji tloušťku desky h_d = 240 mm.** Rozhodující pro návrh je MSP. Podrobným statickým výpočtem by bylo nutno ověřit požadavky MSP a jejich splnění.

3.1.1.1 Posouzení desky z hlediska protlačení

Protlačení desky nad sloupem S4

Předběžné ověření protlačení

$v_{Ed} \leq v_{Rd}$

Kontrola těchto podmínek:

1. $v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$

2. $v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$

Sloup čtvercový 300x300

→ $u_0 = 4a = 4 \cdot 0,3 = 1,2$ m; $u_1 = 4a+2\pi 2d = 4 \cdot 0,3+2\pi \cdot 2 \cdot 0,230 = 4,09$ m

Kontrolní podmínka 1) – ověření únosnosti tlačené diagonály

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

$$v_{Ed,0} = \frac{1,15 \cdot 528,83 \cdot 10^3}{1200 \cdot 211} = 2,401\ N/mm^2$$

Výpočet V_{Ed}:

	výpočet	char. zatížení [kN]	γ_c	návrh. zatížení [kN]
stropní deska	0,24·37,26·25	223,56	1,35	301,81
skladba podlahy	1,18·37,26	43,97	1,35	59,36
užitné zatížení (učebna)	3,0·37,26	111,78	1,5	167,67
				528,83

$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot 0,528 \cdot 20 = 4,224$ N/mm²

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

$v_{Ed,0} = 2,401\ N/mm^2 < v_{Rd,max} = 4,224$ N/mm²

→ VYHOVUJE

Kontrolní podmínka 2) – ověření možnosti vyztužení na protlačení

$$v_{Ed,1} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_1 d} \leq k_{max} \cdot v_{Rd,c} = k_{max} \cdot C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{(100 \rho_l \cdot f_{ck})}$$

$$v_{Ed,1} = \frac{1,15 \cdot 528,83 \cdot 10^3}{4090 \cdot 211} = 0,705\ N/mm^2$$

k_{max}

h = 200 mm → $k_{max} = 1,45$

h = 700 mm → $k_{max} = 1,7$

→ h = 240 mm interpolací $k_{max} = 1,47$

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

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{211}} = 1,97$

$\rho_l = 0,005$

$f_{ck} = 30$ MPa

$k_{max} \cdot v_{Rd,c} = 1,47 \cdot 0,12 \cdot 1,97 \cdot \sqrt[3]{(100 \cdot 0,005 \cdot 30)} = 0,857\ N/mm^2$

$v_{Ed,1} = 0,705\ N/mm^2 < k_{max} \cdot v_{Rd,c} = 0,857$ N/mm²

→ VYHOVUJE

V protlačení stropní deska o tloušťce 240 mm vyhoví. Vzhledem však k požadavkům MSP navrhuji **lokální zesílení stropní desky** v místě sloupových podpor 100 mm.

Protlačení desky nad sloupem S5

Předběžné ověření protlačení

$v_{Ed} \leq v_{Rd}$

Kontrola těchto podmínek:

1. $v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$
2. $v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$

Sloup čtvercový 300x300

→ $u_0 = 4a = 4 \cdot 0,3 = 1,2$ m; $u_1 = 4a+2\pi 2d = 4 \cdot 0,3+2\pi \cdot 2 \cdot 0,230 = 4,09$ m

Kontrolní podmínka 1) – ověření únosnosti tlačené diagonály

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

$$v_{Ed,0} = \frac{1,15 \cdot 622,93 \cdot 10^3}{1200 \cdot 211} = 2,83\ N/mm^2$$

Výpočet V_{Ed}:

	výpočet	char. zatížení [kN]	γ_c	návrh. zatížení [kN]
stropní deska	0,24·43,89·25	263,34	1,35	355,51
skladba podlahy	1,18·43,89	51,79	1,35	69,92
užitné zatížení (učebna)	3,0·43,89	131,67	1,5	197,51
				622,93

$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot 0,528 \cdot 20 = 4,224$ N/mm^2

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

$v_{Ed,0} = 2,83\ N/mm^2 < v_{Rd,max} = 4,224$ N/mm^2

→ VYHOVUJE

Kontrolní podmínka 2) – ověření možnosti vyztužení na protlačení

$$v_{Ed,1} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_1 d} \leq k_{max} \cdot v_{Rd,c} = k_{max} \cdot C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{(100 \rho_l \cdot f_{ck})}$$

$$v_{Ed,1} = \frac{1,15 \cdot 622,93 \cdot 10^3}{4090 \cdot 211} = 0,83\ N/mm^2$$

k_{max}

h = 200 mm → $k_{max} = 1,45$

h = 700 mm → $k_{max} = 1,7$

→ h = 240 mm interpolací $k_{max} = 1,47$

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{211}} = 1{,}97$$

$\rho_l = 0{,}005$

$f_{ck} = 30$ MPa

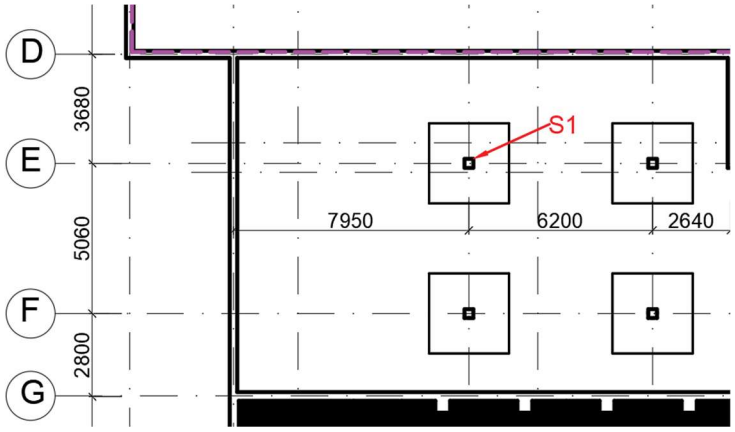
$$k_{max} \cdot v_{Rd,c} = 1{,}47 \cdot 0{,}12 \cdot 1{,}97 \cdot \sqrt[3]{(100 \cdot 0{,}005 \cdot 30)} = 0{,}857\ N/mm^2$$

$v_{Ed,1} = 0{,}83\ N/mm^2 < k_{max} \cdot v_{Rd,c} = 0{,}857$ N/mm²

→ VYHOVUJE

V protlačení stropní deska o tloušťce 240 mm vyhoví. Vzhledem však k požadavkům MSP navrhuji **lokální zesílení stropní desky** v místě sloupových podpor **100 mm.**

3.1.2 Stropní deska 1. PP



empiricky:

$$h_{d1} = \left(\frac{1}{30} - \frac{1}{25}\right) \cdot l = \left(\frac{1}{30} - \frac{1}{25}\right) \cdot 7{,}95 = 0{,}26 - 0{,}31\ \text{m}$$

pomocí ohybové štíhlosti:

$$h_{d2} = d + \frac{\varnothing}{2} + c_{nom}$$

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

$\kappa_{c1} = 1{,}0$

κ_{c2} 1,0 pro l > 7,0 m → $\kappa_{c2} = \frac{7}{l} = \frac{7}{7{,}67} = 0{,}91$

$\kappa_{c3} = 1{,}3$

$\lambda_{d,tab} = 26$ (pro beton C30/37, $\rho = 0{,}5$ %)

$$d \ge \frac{7670}{1{,}0 \cdot 0{,}91 \cdot 1{,}3 \cdot 26}$$

$$d \ge 230\ mm$$

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

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

= max (8; 15+0-0- 0;10) → c_{min} = 15 mm

Δc_{dev} = 10 mm

Δc_{dev} = 10 mm

$c_{min,b}$ = 8 mm

$c_{min,b}$ = 8 mm

$c_{min,dur}$ = 15 mm (pro konstrukční třídu S4, XC1)

$\Delta c_{dur,\gamma}$ = 0 mm

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

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

$h_{d2} = 230 + 25 + \frac{8}{2} = 259\ mm$

→ **Návrh tloušťky desky h_d = 260 mm**

Ověření návrhu:

beton C30/37 → $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20\ MPa$

Zatížení desky :

	výpočet	**f_k [kN/m^2]**	**γ_c**	**f_d [kN/m^2]**
vlastní tíha ŽB desky	0,26·25	6,5	1,35	8,78
skladba střechy	-	2,16	1,35	2,92
užitné zatížení	-	5	1,5	7,50
				19,19

$m_{Ed,max} = \frac{1}{10} fl^2 = \frac{1}{10} \cdot 19,19 \cdot 7,95^2 = 121,3\ kNm/m'$

$\mu = \frac{m_{Ed,max}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{121,3 \cdot 10^6}{1000 \cdot 230^2 \cdot 20} = 0,115 \xrightarrow{\text{dle tab.}} \xi = 0,146 < \xi = 0,1 \div 0,15$

→ ***VYHOVUJE***

Na základě výše uvedeného výpočtu **navrhuji desku tloušťky 260 mm**. V případě, že by stropní deska nedostatečně vyhověla požadavkům v rámci MSP, které by bylo nutno posoudit v rámci podrobného statického výpočtu, je možné provést návrh lokálního zesílení desky v místě sloupových podpor.

3.1.2.1 Posouzení desky z hlediska protlačení

Protlačení desky nad sloupem S1

Předběžné ověření protlačení

$v_{Ed} \leq v_{Rd}$

Kontrola těchto podmínek:

1. $v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$
2. $v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$

Sloup čtvercový 300x300

→ $u_0 = 4a = 4 \cdot 0,3 = 1,2$ m; $u_1 = 4a+2\pi 2d = 4 \cdot 0,3+2\pi \cdot 2 \cdot 0,230 = 4,09$ m

Kontrolní podmínka 1) – ověření únosnosti tlačené diagonály

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

$$v_{Ed,0} = \frac{1,15 \cdot 595,11 \cdot 10^3}{1200 \cdot 230} = 2,48\ N/mm^2$$

Výpočet V_{Ed}:

	výpočet	**char. zatížení [kN]**	**γ_c**	**návrh. zatížení [kN]**
stropní deska	0,26·31,01·25	201,57	1,35	272,11
skladba střechy	2,16·31,01	66,98	1,35	90,43
užitné zatížení	5,0·31,01	155,05	1,5	232,58
				595,11

$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot 0,528 \cdot 20 = 4,224$ N/mm^2

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

$v_{Ed,0} = 2,48\ N/mm^2 < v_{Rd,max} = 4,224$ N/mm^2

→ VYHOVUJE

Kontrolní podmínka 2) – ověření možnosti vyztužení na protlačení

$$v_{Ed,1} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_1 d} \leq k_{max} \cdot v_{Rd,c} = k_{max} \cdot C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{(100 \rho_l \cdot f_{ck})}$$

$$v_{Ed,1} = \frac{1,15 \cdot 595,11 \cdot 10^3}{4090 \cdot 230} = 0,728\ N/mm^2$$

k_{max}

h = 200 mm → $k_{max} = 1,45$

h = 700 mm → $k_{max} = 1,7$

→ h = 260 mm interpolací $k_{max} = 1,48$

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

$k = 1+\sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{230}} = 1,93$

$\rho_l = 0{,}005$

$f_{ck} = 30$ MPa

$k_{max} \cdot v_{Rd,c} = 1{,}48 \cdot 0{,}12 \cdot 1{,}93 \cdot \sqrt[3]{(100 \cdot 0{,}005 \cdot 30)} = 0{,}845\ N/mm^2$

$v_{Ed,1} = 0{,}728\ N/mm^2 < k_{max} \cdot v_{Rd,c} = 0{,}845\ N/mm^2$

→ VYHOVUJE

3.1.3 Stropní konstrukce tělocvičny

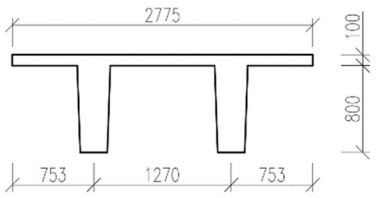
Jako zastřešení tělocvičny s rozponem 18,25 m je navržena prefabrikovaná předpjatá TT deska. Návrh byl proveden empiricky. Uložení panelů je přes pryžové podložky na monolitický ozub železobetonové stěny.

Rozměry panelu jsou navrženy - viz schéma níže. V případě, že by po podrobném statickém výpočtu tento návrh nevyhověl, je možno zmenšit zatížení působící na žebro panelu, a to zkrácením konzol.

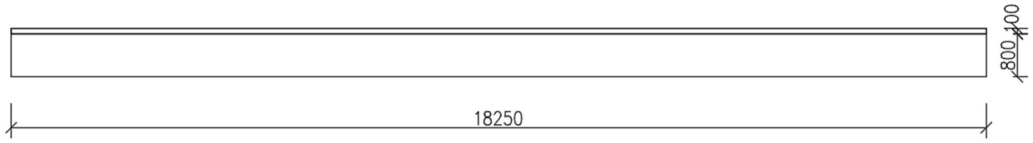
Na panely je navržena nabetonávka o tloušťce 60 mm vyztužená kari sítí. Po podrobnějším statickém návrhu je možno navrhnout filigránovou výztuž a zajistit tak spřažení nabetonávky a panelů.

Počet panelů 12 x 2775 mm

Příčný řez



Podélný řez



3.2 ŽB průvlaky

Průvlak P1

Empirický návrh rozměrů průvlaku:

$$h_p = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{10}\right) \cdot L_p = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{10}\right) \cdot 8{,}1 = 0{,}675 \div 0{,}81 \text{ m}$$

$$b_p = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right) \cdot h_p = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right) \cdot 0{,}700 = 0{,}23 \div 0{,}35$$

Návrh: železobetonový monolitický průvlak

$$\boldsymbol{h_p = 700\ mm}$$

$$\boldsymbol{b_p = 350\ mm}$$

Statické ověření průvlaku z hlediska ohybu:

náhradní zatěžovací šířka: 4,7 m

zatížení:

	výpočet	f_k [kN/m]	γ_F	f_d [kN/m]
ŽB deska	0,2·25·4,7	23,50	1,35	31,73
vlastní tíha průvlaku	(0,7-0,20)·0,35·25	4,38	1,35	5,91
skladba podlahy	1,56·4,7	7,332	1,35	9,90
užitné zatížení	3,0·4,7	14,10	1,35	19,04
				66,56

Návrhový moment:

$$M_{Ed} = \frac{1}{12} \cdot (g+q)_d \cdot L_p^2 = \frac{1}{12} \cdot 66{,}56 \cdot 8{,}1^2 = 363{,}9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{363{,}9 \cdot 10^6}{350 \cdot 662^2 \cdot 20} = 0{,}118 \xrightarrow{\text{dle tab.}} \xi = 0{,}160 < \xi_{max} = 0{,}45$$

$$\rightarrow \boldsymbol{VYHOVUJE}$$

Statické ověření průvlaku z hlediska smyku:

- přibližně stanovená posouvající síla:

$$V_{Ed,max} = 0{,}6 \cdot (g+q)_d \cdot L_p = 0{,}6 \cdot 66{,}56 \cdot 8{,}1 = 323{,}5 \text{ kN}$$

- únosnost tlačené diagonály:

$$V_{Rd,max} = 0{,}6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_t \cdot z \cdot \frac{cot\theta}{1+cot^2\theta} = 0{,}6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot 20 \cdot 0{,}35 \cdot 0{,}9 \cdot 662 \cdot \frac{1{,}5}{1+1{,}5^2} = 1016{,}3 \text{ kN}$$

$V_{Ed,max} = 323{,}5$ kN < $V_{Rd,max} = 1016{,}3$ kN → ***VYHOVUJE***

Ověření ohybové štíhlosti průvlaků:

-součinitel napětí tahové výztuže: $\kappa_{c3} = 1{,}0$

$$\lambda = \frac{L_p}{d_p} = \frac{8100}{662} = 12{,}23 \leq \lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab} = 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 19{,}5 = 19{,}5$$

→ ***VYHOVUJE***

Navržené rozměry průvlaku vyhovují.

Průvlak P2

Empirický návrh rozměrů průvlaku:

$$h_p = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{10}\right) \cdot L_p = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{10}\right) \cdot 6{,}61 = 0{,}55 \div 0{,}66 \text{ m}$$

$$b_p = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right) \cdot h_p = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right) \cdot 0{,}55 = 0{,}18 \div 0{,}28$$

Návrh: železobetonový monolitický průvlak

$$\boldsymbol{h_p = 550\ mm}$$

$$\boldsymbol{b_p = 300\ mm}$$

Statické ověření průvlaku z hlediska ohybu:

náhradní zatěžovací šířka: 5,72 m

zatížení:

zatížení průvlak				
	výpočet	**f_k [kN/m]**	**γ_F**	**f_d [kN/m]**
ŽB deska	0,2·25·5,72	28,60	1,35	38,61
vlastní tíha průvlaku	(0,55-0,24)·0,3·25	2,33	1,35	3,14
skladba podlahy	1,56·5,72	8,92	1,35	12,05
užitné zatížení	3,0·5,72	17,16	1,35	23,17
				76,96

Návrhový moment:

$$M_{Ed} = \frac{1}{12} \cdot (\mathrm{g}+\mathrm{q})_d \cdot L_{p_p}^2 = \frac{1}{12} \cdot 76{,}96 \cdot 6{,}61^2 = 280{,}2\ \mathrm{kN \cdot m}$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{280{,}2 \cdot 10^6}{300 \cdot 512^2 \cdot 20} = 0{,}178 \xrightarrow{\text{dle tab.}} \xi = 0{,}250 < \xi_{max} = 0{,}45$$

$$\rightarrow \boldsymbol{VYHOVUJE}$$

Statické ověření průvlaku z hlediska smyku:

- přibližně stanovená posouvající síla:

$$V_{Ed,max} = 0{,}6 \cdot (\mathrm{g}+\mathrm{q})_d \cdot L_p = 0{,}6 \cdot 76{,}96 \cdot 8{,}1 = 374{,}03\ \mathrm{kN}$$

- únosnost tlačené diagonály:

$$V_{Rd,max} = 0{,}6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_t \cdot \mathrm{z} \cdot \frac{cot\theta}{1+cot^2\theta} = 0{,}6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot 20 \cdot 300 \cdot 0{,}9 \cdot 512 \cdot \frac{1{,}5}{1+1{,}5^2} = 673{,}760\ \mathrm{kN}$$

$V_{Ed,max} = 374{,}03\ \mathrm{kN} < V_{Rd,max} = 673{,}760\ \mathrm{kN} \rightarrow \boldsymbol{VYHOVUJE}$

Ověření ohybové štíhlosti průvlaků:

-součinitel napětí tahové výztuže: $\kappa_{c3} = 1{,}0$

$$\lambda = \frac{L_p}{d_p} = \frac{6610}{512} = 12{,}91 \leq \lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab} = 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 19{,}5 = 19{,}5$$

$$\rightarrow \boldsymbol{VYHOVUJE}$$

Navržené rozměry průvlaku vyhovují.

3.3 Svislé nosné konstrukce

V 1.PP jsou navrženy vnitřní železobetonové sloupy a stěny a železobetonové suterénní stěny.

V 1.-4.NP jsou navrženy obvodové a vnitřní železobetonové stěny, lokálně železobetonové sloupy

3.3.1 ŽB stěny

V 1.-4.NP jsou navrženy železobetonové stěny o **tloušťce 200 mm**. Únosnost by bylo nutno stanovit podrobnějším statickým výpočtem.

V 1. PP jsou navrženy vnitřní nosné železobetonové stěny o tloušťce **200 a 250 mm**.

Posouzení ŽB stěn není vzhledem k rozsahu předběžného statického výpočtu provedeno.

3.3.2 ŽB sloupy

V 1.PP v prostoru garáží jsou empiricky navrženy železobetonové sloupy o rozměrech 1000x300 mm.

Ve zbylých prostorách 1.PP jsou empiricky navrženy sloupy o rozměrech 300x300, 200x200, případně 400x400.

3.3.2.1 Návrh rozměrů sloupů

Sloup S1

Návrh: železobetonový monolitický sloup 300 x 300 mm

Ověření návrhu na centrický tlak v patě sloupu:

půdorysné rozměry: 300 x 300; výška: 3252 mm
$A_{zat} = 7{,}08 \cdot 4{,}38 = 31{,}01\ m^2$

Normálové zatížení v patě sloupu:

	výpočet	**char. zatížení [kN]**	**γ_c**	**návrh. zatížení [kN]**
vlastní tíha sloupu	25·0,3·0,3·3,252	7,32	1,35	9,88
stropní deska	0,26·31,01·25	201,57	1,35	272,11
skladba střechy	2,16·31,01	66,98	1,35	90,43
užitné zatížení	5,0·31,01	155,05	1,5	232,58
				604,99

Návrhové normálové zatížení v patě sloupu: $N_{Ed,max} = 605$ kN

Normálová únosnost sloupu:

$$N_{Rd} = 0{,}8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot \sigma_s = 0{,}8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_c \cdot \rho \cdot \sigma_s =$$
$$= 0{,}8 \cdot 0{,}3 \cdot 0{,}3 \cdot 20 + 0{,}3 \cdot 0{,}3 \cdot 0{,}02 \cdot 400 = 2160\ kN$$

$N_{Ed,max} = 605\ kN < N_{Rd} = 2160\ kN$ → **Návrh VYHOVUJE**

Sloup S2

Návrh: železobetonový monolitický sloup 300 x 300 mm

Ověření návrhu na centrický tlak v patě sloupu:

půdorysné rozměry: 300 x 300; výška: 7,41 m
$A_{zat} = 4,5 \cdot 4,4 = 19,8\ m^2$

Normálové zatížení v patě sloupu na úrovni stropní konstrukce 1.PP:

	výpočet	**char. zatížení [kN]**	γ_c	**návrh. zatížení [kN]**
vlastní tíha sloupu	25·0,3·0,3·7,41	16,67	1,35	22,51
stropní deska (3x)	3·0,24·19,8·25	356,40	1,35	481,14
skladba střechy	2,45·19,8	48,51	1,35	65,49
užitné zatížení učeben (2x)	3,0·19,8	59,4	1,5	89,10
užitné zatížení střechy	0,75·19,8	14,85	1,5	22,28
				680,51

Návrhové normálové zatížení v patě sloupu: $N_{Ed,max} = 680,51$ kN

Normálová únosnost sloupu:

$$N_{Rd} = 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot \sigma_s = 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_c \cdot \rho \cdot \sigma_s =$$
$$= 0,8 \cdot 0,3 \cdot 0,3 \cdot 20 + 0,3 \cdot 0,3 \cdot 0,02 \cdot 400 = 2160\ kN$$

$N_{Ed,max} = 680,51\ kN < N_{Rd} = 2160\ kN \rightarrow$ Návrh VYHOVUJE.

V rámci předběžného statického výpočtu navrhuji **průřez sloupu o rozměrech 400 x 400 mm**. Rezerva průřezu je předběžně navržena vzhledem ke štíhlosti prvku. V rámci podrobného statického výpočtu by bylo nutno štíhlost podrobněji posoudit.

Sloup S3

Návrh: železobetonový monolitický sloup 300 x 300 mm

Ověření návrhu na centrický tlak v patě sloupu:

půdorysné rozměry: 300 x 300; výška: 3465 mm
$A_{zat} = 4,7 \cdot 5,6 = 26,32\ m^2$

Normálové zatížení v patě sloupu:

	výpočet	**char. zatížení [kN]**	γ_c	**návrh. zatížení [kN]**
vlastní tíha sloupu	5·25·0,3·0,3·3,272	36,81	1,35	49,69
stropní deska (4x)	4·0,24·26,32·25	631,68	1,35	852,77
průvlak	25·0,35·0,46·5,645+ 25·0,35·0,46·2,495	32,7635	1,35	44,231
skladba střechy	2,45·26,32	64,48	1,35	87,05
užitné zatížení (učebny a jídelny) (2x+1x)	3·3,0·26,32	236,88	1,5	355,32
užitné zatížení střechy	0,75·26,32	19,74	1,5	29,61
				1418,68

Návrhové normálové zatížení v patě sloupu: $N_{Ed,max} = 1418,68$ kN

Normálová únosnost sloupu:

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

$= 0{,}8 \cdot 0{,}3 \cdot 0{,}3 \cdot 20 + 0{,}3 \cdot 0{,}3 \cdot 0{,}02 \cdot 400 = 2160$ kN

$N_{Ed,max} = 1418{,}68$ kN $< N_{Rd} = 2160$ kN → **Návrh VYHOVUJE**

3.3.3 ŽB suterénní stěny

Suterénní stěny jsou navrženy **tl. 250 mm**. Pnutí je výhradně svislé mezi stropní deskou 1.PP o tloušťce 240 mm a vyztuženou podlahovou deskou 1.PP tloušťky 150 mm. V místě tělocvičny (objekt C) je navržena suterénní stěna tloušťky 300 mm v kombinaci lokálním žebrováním (*více viz pracovní výkres tvaru 1.PP*).

Suterénní střeny jsou opatřeny dvouvrstvou hydroizolační obálkou.

HPV byla zjištěna v hloubce cca 8,5 m pod terénem.

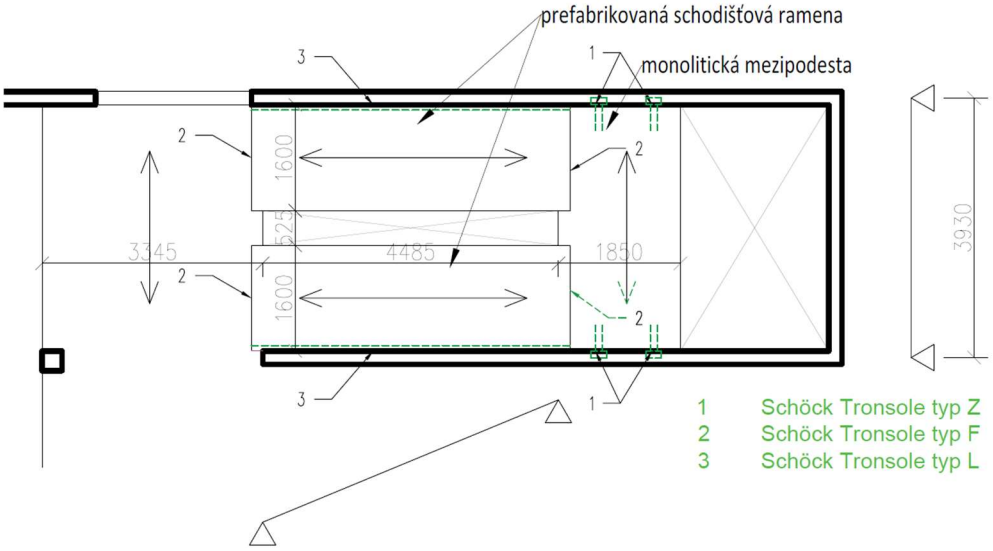
- charakteristická objemová tíha zeminy: $\gamma_{zem,k} = 19{,}5$ kN/m^3
-návrhový efektivní úhel vnitřního tření: $\varphi_d = 32$ °

- beton: C 25/30 XC2 (CZ) - Cl 0,2 - D_{max} 16 - S3

3.4 Schodiště

3.4.1 Schodiště objekt A (1.PP - 4.NP)

Schodiště je navrženo jako deskové dvouramenné, železobetonové, z hlediska technologie jsou ramena navržena jako prefabrikovaná a podesty jako monolitické. Je navrženo oddilatování jak schodišťových ramen, tak i mezipodesty. Použité prvky jsou zobrazeny ve schématu níže.



Parametry schodiště:	1.PP	1.NP-4.NP
-konstrukční výška podlaží:	3,512 m	3,705 m
-šířka mezipodesty a ramene:	1600 mm	1600 mm
-délka mezipodesty:	3725 mm	3725 mm
-teoretické rozpětí:	3950 mm	3950 mm
-půdorysná délka ramene:	4485 mm (3622 mm)	4485 mm
-teoretické rozpětí:	4830 mm (3967 mm)	4830 mm

-výška schodišťového stupně:	142,5 mm	142,5 mm
-šířka schodišťového stupně:	345 mm	345 mm
-úhel stoupání:	22°	22°
-počet stupňů v rameni:	13 (11)	13

Empirický návrh tloušťky mezipodesty a desky ramene:

$$h_{pod} = h_{m-pod} = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{25}\right) \cdot L_{pod} = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{25}\right) \cdot 3{,}95 = 0{,}13 \div 0{,}16 \text{ m}$$

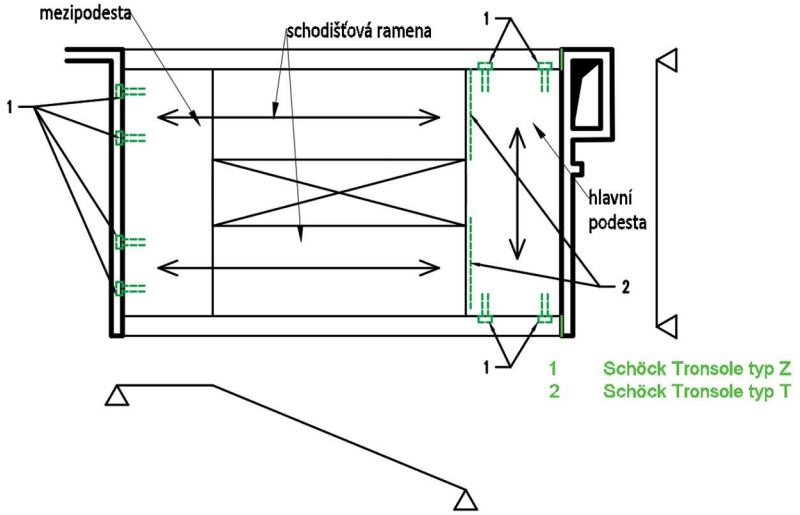
$$h_{ram} = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{25}\right) \cdot L_{ram} = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{25}\right) \cdot 4{,}83 = 0{,}16 \div 0{,}19\, m$$

Návrh:
hlavní podesta, mezipodesta: h_{pod} = 240 mm
schodišťové rameno: h_{ram} = 242 mm

Pozn. Návrh vychází z geometrie napojení schodišťových ramen na podesty.

3.4.2 Schodiště objekt B (1.NP - 3.NP)

Schodiště je navrženo jako deskové dvouramenné, železobetonové, z hlediska technologie jsou jak ramena, tak i podesty navrženy jako monolitické. Je navrženo oddilatování jak schodišťových ramen, tak i mezipodesty. Použité prvky jsou zobrazeny ve schématu níže.



Parametry schodiště:	1.NP-3.NP
-konstrukční výška podlaží:	3,7 m
-šířka hlavní podesty:	1700 mm
-šířka mezipodesty a ramene:	1600 mm
-délka mezipodesty:	4375 mm
-teoretické rozpětí:	4800 mm
-půdorysná délka ramene:	4485 mm
-teoretické rozpětí:	4830 mm
-výška schodišťového stupně:	142,5 mm
-šířka schodišťového stupně:	345 mm
-úhel stoupání:	22°
-počet stupňů v rameni:	13

Empirický návrh tloušťky mezipodesty a desky ramene:

$$h = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{25}\right) \cdot L = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{25}\right) \cdot 6{,}185 = 0{,}20 \div 0{,}24 \text{ m}$$

Návrh:

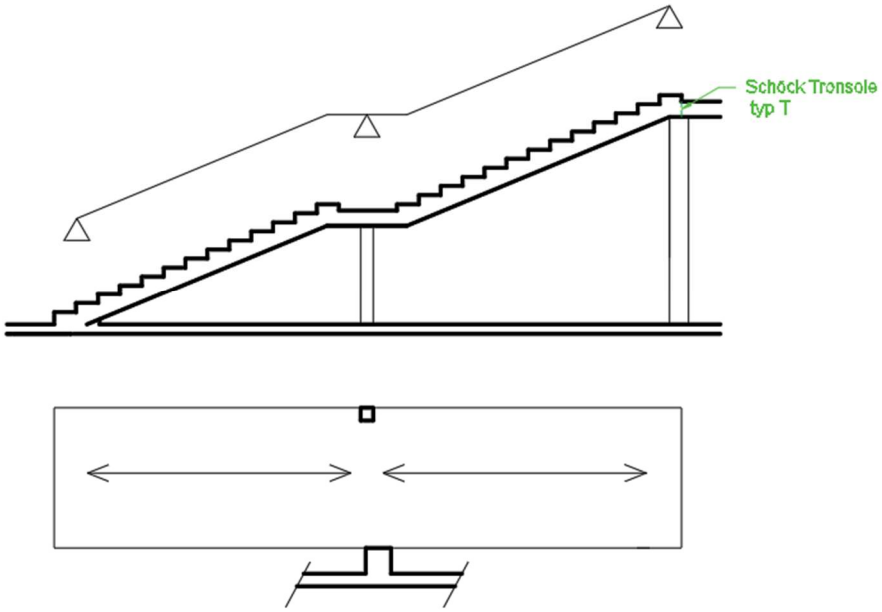
hlavní podesta, mezipodesta: h_{pod} = 240 mm (tloušťka volena shodná s tloušťkou stropní desky)

schodišťové rameno: h_{ram} = 242 mm

Pozn. Návrh vychází z geometrie napojení schodišťových ramen na podesty.

3.4.3 Schodiště atrium (1.PP - 1.NP)

Schodiště je navrženo jako deskové jednoramenné, železobetonové, z hlediska technologie jsou jak ramena, tak i podesty navrženy jako monolitické.



Parametry schodiště:

-konstrukční výška podlaží:	3,512 m
-šířka mezipodesty a ramen:	2200 mm
-délka mezipodesty:	1260 mm
-půdorysná délka ramene:	4140 mm a 3780 mm
-výška schodišťového stupně:	142,5 mm
-šířka schodišťového stupně:	345 mm
-úhel stoupání:	22°
-počet stupňů v rameni:	12

Empirický návrh tloušťky desky ramene:

$$h = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{25}\right) \cdot \text{L} = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{25}\right) \cdot 4{,}770 = 0{,}16 \div 0{,}19\, m$$

Návrh:
hlavní podesta, mezipodesta: h_{pod} = 240 mm (tloušťka volena shodná s tloušťkou stropní desky)
schodišťové rameno: h_{ram} = 242 mm

Pozn. Návrh vychází z geometrie napojení schodišťových ramen na podesty.

3.5 Základové konstrukce

- založení v nezámrzné hloubce
- bez vlivu podzemní vody
- dle informací uvedených v podkladu architektonické studie je založení předpokládáno na vrstvě zvětralých břidlic o výpočtové únosnosti R_{dt} = 0,3 MPa
- založení objektu je navrženo jako plošné – základové pasy a patky v kombinaci s vyztuženou železobetonovou deskou o tloušťce 150 mm a podkladní deskou o tloušťce 100 mm), v místě dojezdu výtahu dochází k posunu základové spáry o 1,5 m.
-použitý materiál: beton: C 25/30 XC2 (CZ) - Cl 0,2 - D_{max} 16 - S3

Návrh základových pasů:
- navrženy z prostého betonu (případnou nutnost vyztužení by bylo nutno posoudit v podrobnějším statickém výpočtu)
- empiricky navržena šířka základového pasu **1210 mm** a výška **810 mm** (při dodržení roznášecího úhlu 60° a polohy základové spáry v nezámrzné hloubce)
-pod základovým pasem proveden hutněný štěrkový podsyp o mocnosti 70 mm

Návrh základových patek:
- navrženy jako železobetonové
-pod základovou patkou navržen podkladní beton o tloušťce 100 mm a hutněný štěrkový podsyp o mocnosti 50 mm

Návrh vnitřní ŽB patky (pod sloupem S3)
beton C25/30 XC2 (CZ) – Cl 0,2 – D_{max} 16-S3 (předpokládaná specifikace)

$$\rightarrow f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1{,}5} = 16{,}67\ MPa$$

normálová síla v patě sloupu $N_{Ed,0}$ = 1418,68 kN

odhad vlastní tíhy patky $N_{g,0} \approx 0{,}05 \cdot 1418{,}68 = 70{,}934$ kN

Požadovaná efektivní plocha základu:

$$R_{dt} = \frac{N}{A_{rqd}} \rightarrow A_{rqd} = \frac{N}{R_{dt}} = \frac{1418{,}68+70{,}934}{450} = 3{,}31\ m^2$$

→ **Návrh půdorysných rozměrů patky 1,85 x 1,85 m**

Návrh vyložení patky:

$$a = \frac{l_{pat} - b_{sloup}}{2} = \frac{1{,}85 - 0{,}3}{2} = 0{,}775\ m$$

Návrh výšky patky:

$h_{pat} \geq \text{tg } 45^\circ \cdot a = \text{tg } 45^\circ \cdot 0{,}775 = 0{,}775 \text{ m}$

→ **Návrh výšky patky 0,770 m**

Železobetonové patky pod sloupy (krátkými stěnami) v garážích jsou navrženy empiricky o rozměrech **2,3x3,0 m** s ohledem na roznášecí úhel 45°.

Návrh vyztužené podlahové desky:

Empiricky navržena tloušťka vyztužené železobetonové desky **150 mm.**
V místě dojezdu výtahu je navrženo snížení základové spáry o 1400 mm.

3.6 Prostorová tuhost objektu

Nosná konstrukce je tvořena kombinací železobetonových stěn a sloupů, celým objektem prochází schodišťové jádro.

Prostorová tuhost je tímto uvažována jako dostatečná.

3.7 Skica výkresu tvaru

-viz pracovní výkresy tvaru konstrukce (výkres č. B01,B02 a B03)