název stavby

PŘÍSTAVBA MATEŘSKÉ ŠKOLKY V JÍLOVÉM U PRAHY

místo stavby
k.ú. Jílové u Prahy, parc.č.st. 1524

investor
MĚSTO JÍLOVÉ U PRAHY, Masarykovo náměstí 194, 254 01 Jílové u Prahy

generální projektant

MILOTA Kladno spol. s r.o.
Huťská 1557
272 01 Kladno
IČO:47550961
www.milota.cz
Tel.: 312 829 202

číslo zakázky **662**

zpracovatel

číslo zakázky zpracovatele

autorizace

revize	datum

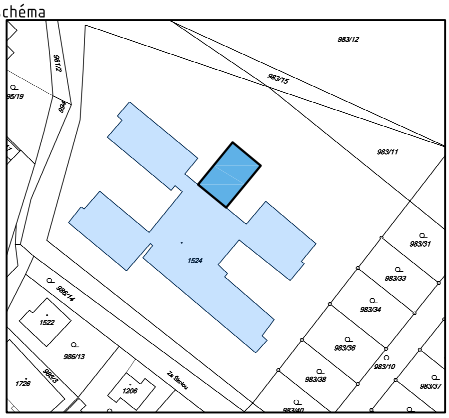
odpovědný projektant
ING. EVA SVOBODOVÁ

hlavní inženýr projektu
ING. JAN ROŠKOT — podpis: J. Roškot

vypracoval
ING.EVA SVOBODOVÁ — podpis

kontroloval
– — podpis

schéma



stupeň dokumentace
DOKUMENTACE PRO PROVEDENÍ STAVBY — kód **DPS**

část
D – DOKUMENTACE OBJEKTŮ

stavební objekt
–

profesní díl
02 – STAVEBNĚ KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ

název přílohy

STAVEBNĚ KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ

datum	měřítko	formát	paré
11/2013	–	–	

část	objekt	díl	příloha	revize
D.	.	.02.	.	.

Návrh statické části stavby

Statický výpočet

Přístavba ZŠ a MŠ Jílové u Prahy

Místo stavby: Parc.č. 1524, k.ú. Jílové u Prahy

Investor: Město Jílové u Prahy
Masarykovo nám. 194, Jílové u Prahy

Zpracovatel PD: Milota Kladno spol. s.r.o
Huťská 1557, Kladno
Ing. J. Opat
Ing. J. Roškot
T. Mračko

Obsah statické části:
Popis stavby a rozsah statického výpočtu
Zatížení základových konstrukcí střechou
Zatížení základových konstrukcí stěnami
Zatížení základových konstrukcí podlahou na terénu
Návrh šíře základových pasů

Podklady ke zpracování :
Schálená studie stavby
Návrh stavební části
Platné normy
Technický průvodce 51- Statické tabulky

Zpracovala : Ing. Eva Svobodová
IČO 464 10 058

Popis stavby a rozsah statického výpočtu

Přístavba základní a mateřské školy v Jílovém u Prahy je navržena pro potřeby investora jako mobilní lehká montovaná stavba založená na plošných základových konstrukcích

Objekt přístavby ve umístěn v prostoru školního areálu, který tvoří 5 pavilonů obklopující vnitřní atrium.
Pavilonová škola bude rozšířena o prostory obdélníkového objektu vnějších rozměrů 18,065 * 12,105 m
Přízemní objekt je sestaven ze čtyř podélných modulů, a to ze dvou krajních šíře 3,04 m a vnitřních 2,99 m.
V podélném směru jsou sestaveny k sobě dva moduly délky 9,05 a 9,00 m
Mezery mezi moduly jsou v podélném i příčném směru 15 mm

Dispozice přístavby je řešena s hernou umístěnou v delším poli na celou šíři 4 modulů a sociální zázemí (WC, umývárna), technické zázemí, kancelář a vstup jsou soustředěny v kratším poli .
Každý modul je založen na podélných základových pasech , stěny jsou navrženy jako sendvičové - podélné obvodové stěny a štítová stěna herny jsou opatřeny kontaktním zateplovacím systémem s omítkou a štítová stěna u vstupu je opatřena plechem s menší tepelnou ochranou.
Zastřešení sedlovou střechou o minimálním spádu je opatřeno plechovou krytinou na bednění a zateplením
Nosnou konstrukcí podlahy na terénu jsou zinkované profily s pochůzí plochou z podlahových profilů vyztužených příčnými profily s tepelnou izolací.

Ve statickém výpočtu bude provedeno jednak vyčíslení zatěžovacích účinků montované konstrukce a jednak návrh podélných základových pasů pod jednotlivými moduly.

Zatížení základových konstrukcí střechou

Zatížení vlastní váhou střešní konstrukce

	Tloušťka m	Objemová hmotnost kN/m^3	Zatížení provozní kN/m^2	Součinitel zatížení	Zatížení extrémní kN/m^2
Plechová krytina			0,015	1,200	0,018
Difúzní fólie	0,002	5,000	0,010	1,200	0,012
Bednění z dřevěných fošen	0,030	6,000	0,180	1,100	0,198
Krokev ve spádu - šířka 100	0,180	0,550	0,099	1,100	0,109
Tepelná izolace - minerální vlna + rošt	0,280	0,800	0,224	1,300	0,291
Parotěsná zábrana	0,002	5,000	0,010	1,200	0,012
Sádrokarton + rošt	0,013	10,000	0,145	1,100	0,160
			0,683		0,800

Provozní zatížení střešní konstrukce	q_n =	0,683	kN/m^2
Extrémní zatížení střešní konstrukce	q_d =	0,800	kN/m^2

Zatížení užitné - nahodilé	sníh			
Základní tíha sněhu	ω_s=	1,00	kN/m^2	
Sklon	α =	2,0	^{o} =	0,035
Součinitel tvaru zastřešení		μ =	0,80	
Součinitel tíhy zastřešení		κ =	1,10	
Součinitel zatížení		γ =	1,40	

Provozní zatížení střešní konstrukce	p_n =	0,880	kN/m^2
Extrémní zatížení střešní konstrukce	p_d =	1,232	kN/m^2

Vzdálenost krokví	1,00	m

Provozní zatížení plochy
$p^{n1} + q^{n1}$= 1,763 kN/m^2

Extrémní zatížení plochy
$p^{d1} + q^{d1}$= 2,282 kN/m^2

Liniové zatížení vnitřních základových pasů střechou

zatěžovací šířka	3,00	m
provozní zatížení pasů	5,290	kN/m
extrémní zatížení pasů	6,846	kN/m

Zatížení základových konstrukcí stěnami s termopláštěm

Zatížení vlastní váhou stěnové konstrukce

	Tloušťka	Objemová hmotnost	Zatížení provozní	Součinitel zatížení	Zatížení extrémní
	m	kN/m^3	kN/m^2		kN/m^2
Minerální omítka	0,010	10,000	0,100	1,200	0,120
Fasádní polystyren	0,100	0,800	0,080	1,300	0,104
Fasádní plech profil. + komponenty	0,055		0,120	1,200	0,144
Tepelná izolace - minerální vlna + rošt	0,240	0,500	0,120	1,300	0,156
Parotěsná zábrana	0,002	5,000	0,010	1,200	0,012
Farmacel	0,013	10,000	0,145	1,100	0,160
			0,575		0,696

Provozní zatížení stěnové konstrukce q_n = 0,575 kN/m^2
Extrémní zatížení stěnové konstrukce q_d = 0,696 kN/m^2

Zatížení užitné - nahodilé vítr
Základní tlak větru ω_s= 0,55 kN/m^2

Součinitel tvaru stěny tlak 0,80
Součinitel tvaru stěny sání 0,60
Součinitel zatížení γ = 1,20

Provozní zatížení stěnové konstrukce tlak p_n = 0,440 kN/m^2
Extrémní zatížení stěnové konstrukce p_d = 0,528 kN/m^2

Provozní zatížení stěnové konstrukce sání p_n = 0,330 kN/m^2
Extrémní zatížení stěnové konstrukce p_d = 0,396 kN/m^2

Provozní zatížení plochy
$p^{n1} + q^{n1}$= 0,675 kN/m^2 svislé zatížení zateplené stěny

Extrémní zatížení plochy
$p^{d1} + q^{d1}$= 0,826 kN/m^2

Liniové zatížení vnitřních základových pasů zateplenými stěnami

zatěžovací výška	3,50	m
provozní zatížení pasů	2,363	kN/m
extrémní zatížení pasů	2,889	kN/m

Zatížení nezateplenými stěnami bude uvažováno v hodnotě

Provozní zatížení plochy
$p^{n1} + q^{n1}$= 0,395 kN/m^2 svislé zatížení nezateplené stěny, příčky

Extrémní zatížení plochy
$p^{d1} + q^{d1}$= 0,472 kN/m

Liniové zatížení vnitřních základových pasů nezateplenými stěnami a příčkami

zatěžovací šířka	3,50	m
provozní zatížení pasů	1,383	kN/m
extrémní zatížení pasů	1,650	kN/m

Zatížení základových konstrukcí podlahou na terénu

Zatížení vlastní váhou podlahové konstrukce

	Tloušťka m	Objemová hmotnost kN/m^3	Zatížení provozní kN/m^2	Součinitel zatížení	Zatížení extrémní kN/m^2
Nášlapná vrstva + CETRIS	0,022	14,000	0,428	1,200	0,514
Parotěsná fólie	0,002	5,000	0,010	1,200	0,012
Minerální izolace	0,100	1,000	0,100	1,300	0,130
Příčný podlahový profil	0,055		0,050	1,200	0,060
Podlahový plech profil. + komponenty	0,110		0,150	1,200	0,180
Izolace styrodur	0,040	1,500	0,060	1,300	0,078
Spodní podlahový rám	0,013	10,000	0,145	1,100	0,160
			0,943		1,133

Provozní zatížení podlahové konstrukce q_n = 0,943 kN/m^2
Extrémní zatížení podlahové konstrukce q_d = 1,133 kN/m^2

Zatížení užitné - nahodilé třídy v mateřské škole
Součinitel zatížení γ = 1,40

Provozní zatížení podlahové konstrukce p_n = 1,500 kN/m^2
Extrémní zatížení podlahové konstrukce p_d = 2,100 kN/m^2

Vzdálenost příčných profilů 1,00 m

Provozní zatížení plochy
$p^{n1} + q^{n1}$= 2,643 kN/m^2

Extrémní zatížení plochy

$p^{d1} + q^{d1}$= 3,483 kN/m^2

Liniové zatížení vnitřních základových pasů podlahou

zatěžovací šířka	3,00	m
provozní zatížení pasů	7,929	kN/m
extrémní zatížení pasů	10,449	kN/m

Celkové liniové zatížení vnitřních základových pasů

střecha		provozní	5,290	kN/m
		extrémní	6,846	kN/m
stěny	nezateplené	provozní	0,830	kN/m
		extrémní	0,990	kN/m
podlaha		provozní	7,929	kN/m
		extrémní	10,449	kN/m

Celkové zatížení vnitřních základových pasů

provozní	14,049	kN/m
extrémní	18,286	kN/m

Celkové liniové zatížení obvodových základových pasů

střecha		provozní	2,910	kN/m
		extrémní	3,765	kN/m
stěny	zateplené	provozní	2,363	kN/m
		extrémní	2,889	kN/m
podlaha		provozní	4,361	kN/m
		extrémní	5,747	kN/m

Celkové zatížení obvodových základových pasů

provozní	9,633	kN/m
extrémní	12,402	kN/m

Návrh šíře základových pasů

Vnitřní základové pasy	šířka	0,40	m	
	výška	0,80	m	
Celkové rovnoměrné zatížení základové spáry		21,409	kN/m	
Napětí v základové spáře		53,522	kpa	
Zatížení břemenem - pro výpočet výztuže		61,616	kN	břemeno
Odpor proti pronikání		6,846	kN/m	

Vyšetření výztuže ve vnitřních základových pasech

spojitý pas s částečným vetknutím konců — pole světlosti 9,00 m

Podporový moment	50%	krajní podpora	-23,106	kNm
Podporový moment		vnitřní podpora	-57,765	kNm
Reakce		krajní podpora	26,957	kN
Reakce		vnitřní podpora	69,318	kN
Přechodový průřez		3,94 m		
Mezipodporový moment			29,966	kNm

Obvodové základové pasy	šířka	0,40	m	
	výška	0,80	m	
Celkové rovnoměrné zatížení základové spáry		16,993	kN/m	
Napětí v základové spáře		42,483	kpa	
Zatížení břemenem - pro výpočet výztuže		39,249	kN	břemeno
Odpor proti pronikání		3,765	kN/m	

Vyšetření výztuže v obvodových základových pasech

spojitý pas s částečným vetknutím konců — pole světlosti 9,00 m

Podporový moment	50%	krajní podpora	-12,708	kNm
Podporový moment		vnitřní podpora	-31,771	kNm
Reakce		krajní podpora	14,826	kN
Reakce		vnitřní podpora	38,125	kN
Přechodový průřez		3,94 m		
Mezipodporový moment			16,481	kNm

Bude navržen jednotný profil železobetonového průřezu základového prahu

Dimenzování železobetonových průřezů **ZP** trám

mezipodporový moment

Druh namáhání -	Ohyb		
Způsob dimenzování -	metoda mezní rovnováhy		
Maximální ohybový moment	**M_x =**	**51,989**	**kNm**
Geometrický tvar průřezu	h =	**0,300**	m
	b =	**0,400**	m
Krycí vrstva výztuže	t_b =	0,025	m
Předběžný návrh profilu	pr .	0,016	m
Účinná výška průřezu	h_e=	0,267	m

Použité materiály	beton B 20				
	ocel 10 505				
Pevnosti materiálů	beton	R_{bd} =	11,50	MPa	výpočtová v tlaku
		R_{btd} =	0,90	MPa	výpočtová v tahu
	ocel	R_{scd} =	420,00	MPa	výpočtová v tlaku
		R_{sd} =	450,00	MPa	výpočtová v tahu

Součinitelé podmínek působení materiálu

Základní - vliv vyztužení průřezu γ_{bs} = 1,00

Pro $\mu_s < \mu_{s,min}$

vliv gradientu přetvoření γ_{bg} = 1,75

Pro průřez namáhaný ohybem

vliv mnohokrát opakovaného namáhání betonu v tlaku

γ_{bc2} = 1,00

vliv mnohokrát opakovaného namáhání betonu v tahu

γ_{bc1} = 1,00

vliv mnohokrát opakovaného namáhání výztuže v tahu

$\gamma_{sc} = \omega_{sc}/(1-0,4*(1+\rho_s))+ \kappa_{sc}$ = 1,57

pro hodnoty

ω_{sc} = 0,44

$\rho_{s,lim}$ = 0,80

κ_{sc} = 0,00

γ_{sc} = 1,00

Součinitel geometrie $\gamma_u = 1-20/(h+50)$ = 0,943

Metoda mezní rovnováhy

Pro tah nebo tlak s velkou výstředností, resp.ohyb musí platit $\xi < \xi_{lim}$

Součtová výminka $N_b = \gamma_u*R_{bd} * \gamma_b*b*x_u$ $N_a = R_{sd} * \gamma_s*F_a$

Momentová výminka $M_x = \gamma_u*R_{bd} * \gamma_b*b*x_u * (h_e- x_u/2)$

Z rovnice momentové výminky bude určena poloha neutrálné osy .

Řešení kvadratické rovnice

$$x_u^2-2*x_u*h_e-C =0$$

Pomocná hodnota absolutního členu $C = 2*M_x / \gamma_u*R_{bd} * \gamma_b*b*x_u$ = 0,01370

Kořen musí vyhovět podmínce $x_u < h_e$

$$x_u = h_e -(h_e^2-C)^{1/2})$$

x_u = 0,0270 m

Kontrola podmínky $\xi < \xi_{lim}$ $\xi = x_u / h_e$ = 0,1012

$\xi_{lim} = 1/(1,25+R_{sd}/420)$ = 0,431

Podmínka splněna

Určení nutné plochy výztuže $A_a = \gamma_u*R_{bd} * \gamma_b*b*x_u / R_{sd}*\gamma_s$

A_a = 0,00046 m^2

A_a = 0,00060 m^2

Kontrola :

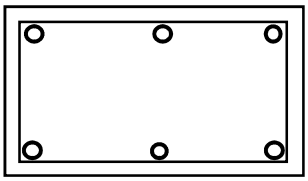
N_a =	0,2051	MN	Návrh :	**3**	**prof.**	**R**	**16**	
N_b =	0,2051	MN						
M_x =	0,051989	MNm	počet střihů	**2**	**prof.**	**R**	**8**	třmínková v.
				s_s =	250	mm		vzd.třmínků
τ =	360,583	kPa		A_{ss} =	0,00010	m^2		

Únosnost betonového profilu ve smyku

$Q_{bu} = 1/3 * b_1 * h * \kappa_q * \gamma_b * R_{btd}$ = 100,800 kN

ZP

horní výztuž **3** **prof. R** **16**



výška	**300**	mm		
šířka	**400**	mm		
třmínky	počet střihů		**2**	
prof. R		**8**	**/**	**250**
krytí	**25**	mm		

dolní výztuž **3** **prof. R** **16**

Základový práh bude vyztužen v horní úrovni základového pasu do bednění. Spodní část základového pasu bude vybetonována do výkopu.

Ing. Eva Svobodová