

Změnový list (ZL) č.: Vícepráce , méněpráce 1

Datum předložení ZL: 26.6.2018

SoD č.: 2017/2687/OŠK/64

Ze dne: 26.7.2017

Projekt registrační číslo:

Stavba: "Změna stavby - Kulturního střediska Omega Brno, Musilova 2a"

Objekt: Objekt SO01, SO02

Název změny:

Odbourání skladby podlahy 2.NP včetně provedení nové skladby, navýšení tloušťky vnitřních a vnějších omítek, nedodání betonových laviček.

Popis změny:

- 1) Při zahájení omítek stěn a stropů včetně omítek vnějších stěn byly zjištěny velké nerovnosti stěn a stropů do 7cm. Pro dodržení rovinnosti stěn a stropů bylo nutné provést omítky ve více vrstvách (viz. foto příloha č.1, a rozpočet č.1).
- 2) Před realizací podlahy 2.NP byla zjištěna nadměrná křivost a průhyb stropní konstrukce. Po provedení sondy a přepočtu statikem (viz.příloha č.2 - Statické posouzení) bylo prokázáno, že stávající konstrukce je nevyhovující v původní skladbě na normové zatížení knihovny. Je nutné provést odbourání vrstev až na stropní panely a provést novou skladbu (rozpočet č.2).
- 3) Vzhledem k předpokládanému provozu a užívání objektu Mgr.Kučerová nepožaduje dodání betonových laviček (rozpočet č.3).

Navržená změna nemá vliv na kvalitu díla. S navrženou změnou souhlasím.

Změna má vliv do následujících profesí:

Změna nemá vliv na další profese.

Přílohy:

- 1) Fotky
- 2) Statické posouzení
- 3) Rozpočty

Časový dopad oproti původnímu řešení:

bez dopadu

s dopadem: prodloužení do 31.8.2018

Orientační cenový dopad (bez DPH):	Odpočet:	37 500,00 Kč
	Přípočet:	185 873,12 Kč
	Celkem:	148 373,12 Kč

Detailní výkaz výměr je přílohou č.: Rozpočet č.1,2,3

	Jméno	Datum	Podpis	Razítko
Za objednavatele:	Rizner Petr			
Za TDI:	Ing. Miroslav Hyšpler			
Za zhotovitele:	Ing. Roman Musil			
	Radek Koukal			

Bourání podlah, nové kce

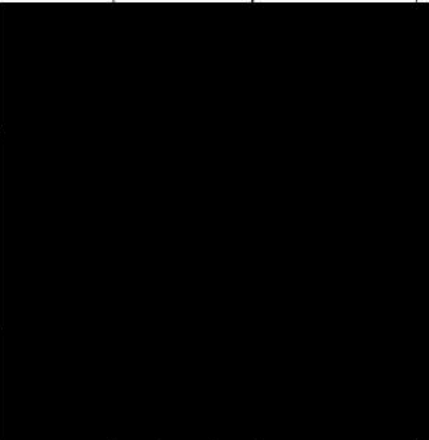
1	965042241	Bourání mazanin betonových nebo z litého asfaltu tl. přes 100 mm, plochy přes 4 m2	m3	
2	965.1	Bourání škvárového podsypu	m3	
3	713140833	Odstranění tepelné izolace běžných stavebních konstrukcí z rohoží, pásů, dílců, desek, bloků střež plochých nadstřešních izolací připevněných přes 100 mm šrouby z vláknitých materiálů, tloušťky izolace	m2	
4	997013151	Vnitrostaveništní doprava sutí a vybouraných hmot pro budovy v do 6 m s omezením mechanizace	t	
5	997013501	Odvoz sutí a vybouraných hmot na skládku nebo meziskládku se složením, na vzdálenost do 1 km	t	
6	997013509	Odvoz sutí a vybouraných hmot na skládku nebo meziskládku se složením, na vzdálenost Příplatek k ceně za každý další i započatý 1 km přes 1 km	t	
7	997013831	Poplatek za uložení stavebního odpadu na skládce (skládkovné) smíšeného	t	
8	631.1	Mazanina z betonu SIKA SCREED 100 tl.60MM	m3	
9	631319011	Příplatek k cenám mazanin za úpravu povrchu mazaniny přehlazením, mazanina tl. přes 50 do 80 mm	m3	
10	631362021	Výztuž mazanin ze svařovaných sítí z drátů typu KARI	t	
11	713121111	Montáž tepelné izolace podlah rohožemi, pásy, deskami, dílci, bloky (izolační materiál ve specifikaci) kladenými volně jednovrstvá	m2	
12	283758850	deska z pěnového polystyrenu pro vysoce zatížené konstrukce 1000 x 500 x 100 mm	m2	
13	283759161	geotextilie	m2	
14	283759162	OKOSTYREN beton 350 tl. 100mm	m2	
15	634111113	Obvodová dilatace mezi stěnou a mazaninou pružnou těsnicí páskou výšky 80 mm	m	

85 889,39

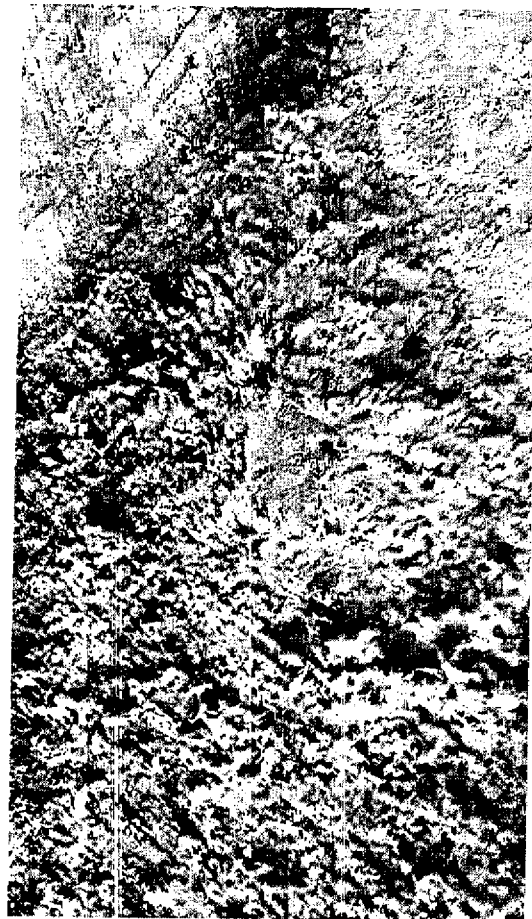
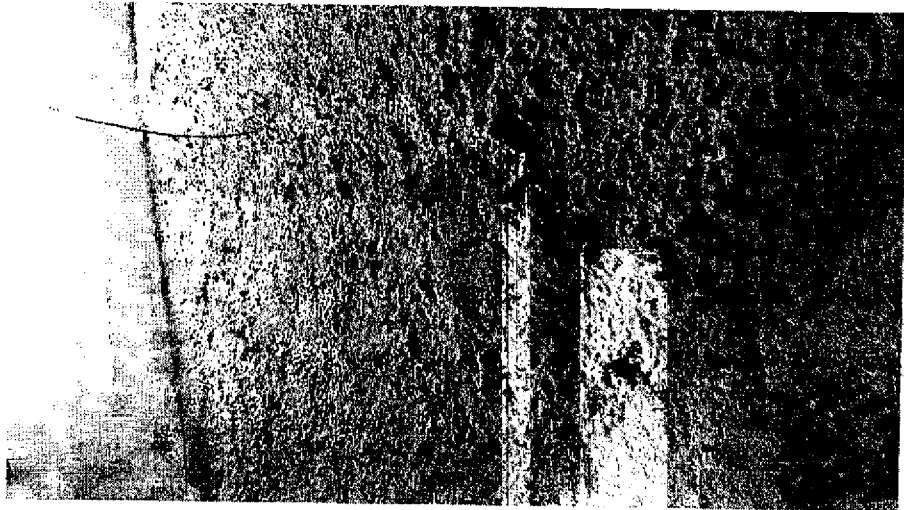
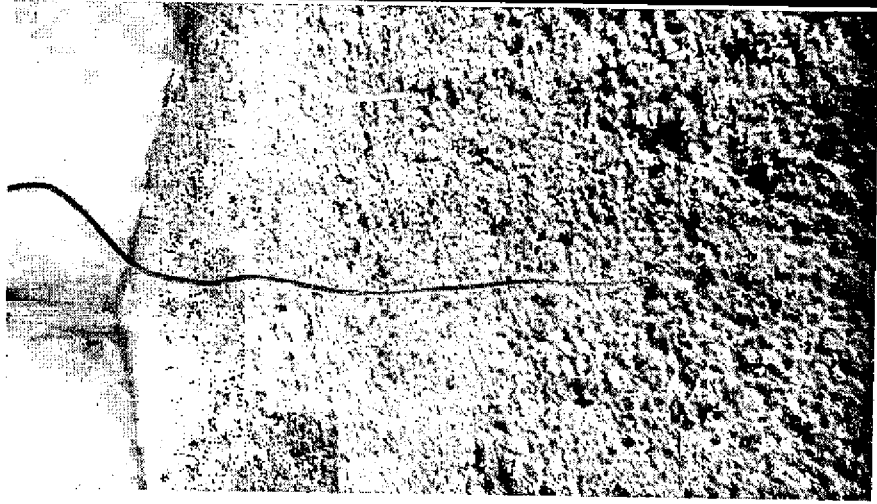
Odpočet betonových laviček

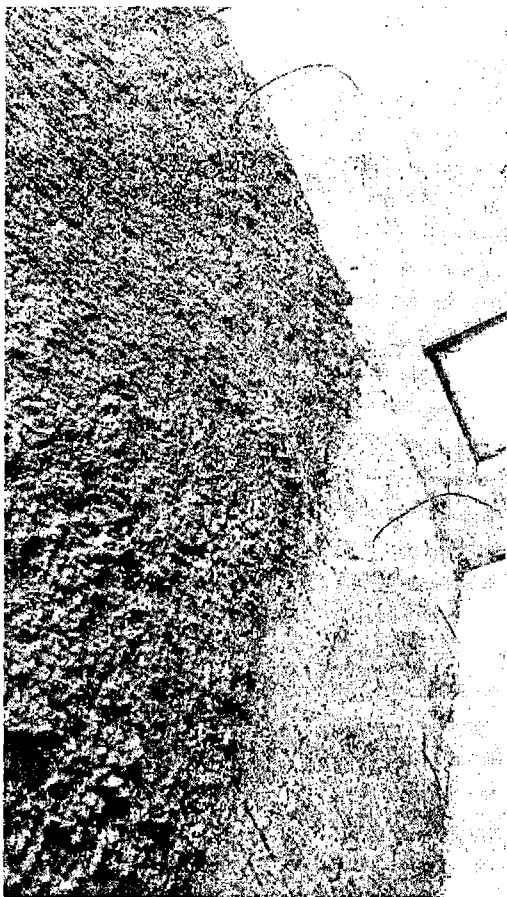
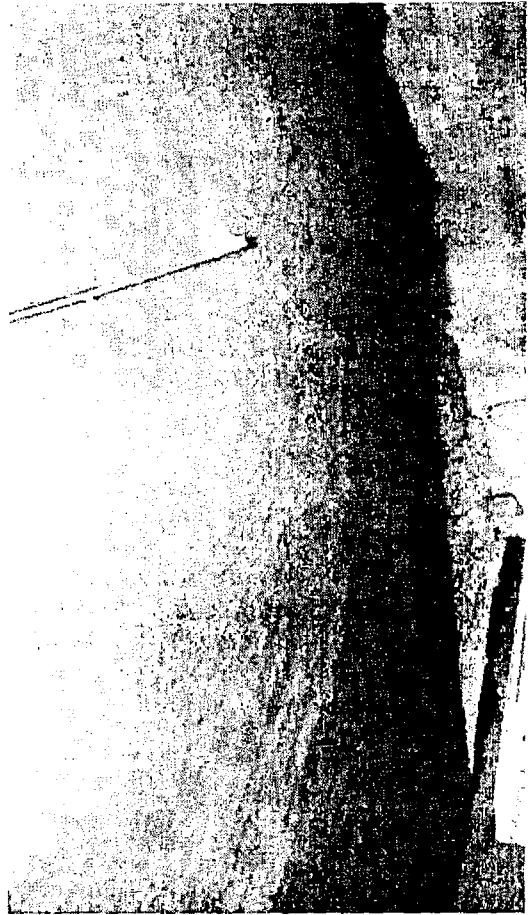
26	M	749101030	lavička bez opěradla (nekotvená) 200 x 45 x 45 cm konstrukce - beton, sedák - smrk	kus	5,000		CS ÚRS 2016 02
----	---	-----------	--	-----	-------	--	-------------------

Nárůst tloušťky vnitřních a venkovních omítek

1	61232134 1	Omítka vápenocementová vnitřních ploch nanášená strojně dvouvrstvá, tloušťky jádrové omítky do 10 mm a tloušťky štuky do 3 mm štuková svislých konstrukcí stěn	m2	
2	61132134 5	Omítka vápenocementová vnitřních ploch nanášená strojně dvouvrstvá, tloušťky jádrové omítky do 10 mm a tloušťky štuky do 3 mm štuková schodiškových konstrukcí stropů, stěn, ramen nebo nosníků	m2	
3	62232111 1	Omítka vápenocementová vnějších ploch nanášená ručně jednovrstvá, tloušťky do 15 mm hrubá zatřená stěn	m2	

99 983,73





AKCE:	KS Omega, Musilova 2a, Brno / změna stavby	ZAK.Č.	S - 64 - 2016
-------	--	--------	---------------

OBSAH	strana
I. Úvod ke statickému výpočtu.....	2
II. Použité podklady.....	2
III. Použité programy.....	2
IV. Zvětšení únosnosti stáv. stropní konstrukce nad přízemím.....	3
VI. Stanovení únosnosti stropní konstrukce nad přízemím.....	3
IV. 2. Ocelový nosník 2 x U 140 pod panely.....	5
IV. 3. Ocel. sloupek pod nosníkem.....	7
IV. 4. Betonová základová patka pod sloupem.....	9
V. Nová stěna tl. 0,25 m u vstupu do objektu.....	11
VI. Ocelové překlady nad novými otvory.....	12
VII. ŽB konstrukce vnitřní výtahové plošiny.....	17
VIII. Železobetonová konstrukce přístřešku na popelnice.....	18
IX. Ocelová konstrukce „slunolamu“.....	21

I. Úvod ke statickému výpočtu

Objednatel + projektant : BPI Group, s. r. o. (ing. arch. David Hoffmann)
Valchařská 6, 614 00 Brno

Zpracovatel : ing. Vrabel Dalibor - projekčně statická kancelář
Chiádkova 13, 616 00 Brno
tel. + fax.: [redacted] (office), [redacted]; e-mail: [redacted]
IČO: 441 47 180

investor: KS Omega, Musilova 2a, 614 00 Brno
objekt : KS Omega, Musilova 2a, Brno / změna stavby

I.2. Obsah této části dokumentace

Tato část proj. dokumentace je zpracována na základě dohody ze dne 3. 11. 2016 o vypracování projektu a řešil jsem v ní změnu stavby pro výše uvedený objekt. Zpracoval jsem jí na úrovni projektu pro stavební povolení a v subdodávce pro objednatele zakázky firmu BPI Group, s. r. o.

Statický výpočet obsahuje statické posouzení stávající stropní konstrukce nad přízemím, a to na zvýšené užitné zatížení případně návrh a posouzení zvětšení její svislé únosnosti (ocelový nosník pod stropem včetně ocel. sloupu a základové patky. Dále posouzení nové stěny u vstupu, posouzení ocelových překladů nad novými otvory včetně schéma provedení a postupu prací a nakonec řešena problematika nově navrženého výtahu. Rovněž je vypracován schém. výkres výztuže základové „vany“ pod konstrukcí výtahu a žb kce pro popelnice včetně výkazu výztuže a konečně ocel. kce slunolamu včetně kotvení do stěny. Návrh a posouzení konstrukčních prvků je zpracován podle platných státních norem (EUROKÓDŮ) a předpisů včetně patričních národních příloh pro ČR jež jsou zde uvedeny, a na něž je ve statickém výpočtu odkazováno.

II. Použité podklady

- [1] Změna stavby – KS Omega, Musilova 2a, Brno (půdorys 1. a 2.NP., podélný řez, pohledy – BPI Group, s. r. o. Brno (ing. arch. D. Hoffman, ing. J. Kubík)
Brno, listopad 2016

III. Použité programy

- [2] FIN EC – FIN 2D: Statika rovinných prutových konstrukcí a rámu MKP, verze 3.23
zatížení dle ČSN EN 1991, kombinace ZS dle ČSN EN 1990

AKCE:	KS Omega, Musilova 2a, Brno / změna stavby	ZAK.Č.	S - 64 - 2016
-------	--	--------	---------------

[3] FIN EC – OCEL (verze 3.19) Dimenzování ocelových prvků a průřezů dle
ČSN EN 1993-1-1 z 12/2006; FINE spol. s r. o., Praha

[4] GEO 5 PATKY ver.17.11: Program pro návrh a posouzení plošných základů podle
EN 1997 Eurokód 7: Navrhování geotechn. konstrukcí
posudek betonu: ČSN EN 1992 -1-1

IV. Použité platné normy

[5] ČSN EN 1990 – Zásady navrhování konstrukcí (73 000), březen 2004

[6] ČSN EN 1991-1-1 - Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení (73 0035),

[7] ČSN EN 1993-1-1 - Eurokod 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Obecná
pravidla a pravidla pro pozemní stavby, 12/2006

IV. Zvětšení únosnosti stáv. stropní konstrukce nad přízemím

svislé plošné zatížení = podlaha (stálé, dlouhodobé)		kNm ⁻²
nová podlahová krytina		0,15
cement. potěr tl. 35 mm	0,035 · 23,0	0,805
betonová mazanina tl. 40 mm	0,040 · 23,0	0,92
polystyrén nebo rotaflex – kročej. izol. tl. 20 mm		0,02
omítka tl. 5 mm	0,005 · 19,0	0,095
		$g_{1k} \cong 2,00$

$$\gamma_f = 1,35$$

- užité proměnné zatížení „stropů“ dle [5], tab. 6.1 a 6.2(CZ) $q_k = 7,5 \text{ kN/m}^2$ – pro kategorii
E1 zatěž. ploch (plochy, kde může dojít k hromadění zboží = knihovna, avšak toto plošné za-
tížení bude umístěno podél jedné dvorní obvodové stěny, tedy nikoli na celou plochu panelu!

IV. 1. Stávající stropní panely PZD

a) pro světlé rozpětí $l_0 = 5,0 \text{ m}$ byly použity prefa stropní desky typu:
PZD 64-100/530 (rozměrů 529 x 99 x 21,5) cm s hmotností $m = 1575 \text{ kg}$ provedený z betonu
tř. B 250 a s dovoleným rovnoměrným zatížením (bez vl. tíhy stropní desky):

$$q_{dov.} = 4,05 \text{ kN/m} > q_{max.k.} = \dot{s} \cdot (g_{1k} + q_k) = 1,0 \cdot (2,0 + 2,0) \cong 4,0 \text{ kN/m}$$

tedy stáv. stropní panely přenesou max. plošné užité zatížení $q_k = 200 \text{ kg/m}^2 = 2,0 \text{ kN/m}^2$.

Podle „stavebního“ půdorysu 2. NP. je patrné značné plošné zatížení (kategorie E) pouze
v pruhu max. 600 mm. Pak již bude plošné zatížení $q'_k = 150 \text{ kg/m}^2 = 1,5 \text{ kN/m}^2$

porovnání ohybových momentů a smykových sil na jednom panelu šířky 1,0 m:

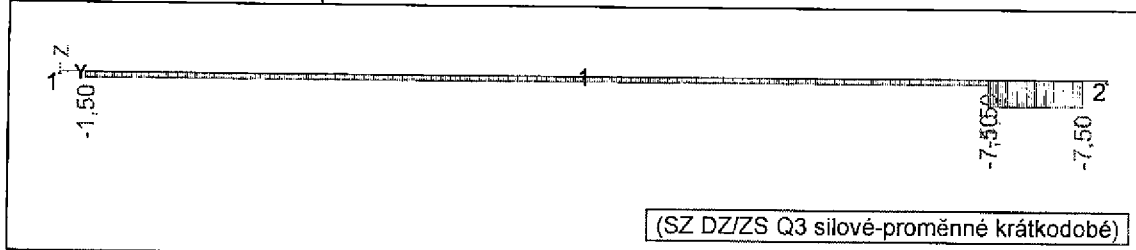
1) pro původní předpokládané plošné užité zatížení (plošná hmotnost panelů $g_k = 15,75 /$
 $0,99 \cdot 5,29 = 3,0 \text{ kN/m}^2$) $q_k = 200 \text{ kg/m}^2 = 2,0 \text{ kN/m}^2$ bude: statické rozpětí $l = 1,05 \cdot 5,0 =$
 $5,25 \text{ m}$

$$M_d^1 = 1/8 \cdot 1,35 \cdot (3,0 + 2,0) \cdot 5,25^2 + 1/8 \cdot 1,5 \cdot 2,0 \cdot 5,25^2 = 23,26 + 10,33 = 33,6 \text{ kNm/m}$$

$$Q_d^1 = 1/2 \cdot 1,35 \cdot (3,0 + 2,0) \cdot 5,25 + 1/2 \cdot 1,5 \cdot 2,0 \cdot 5,25 = 17,72 + 7,88 = 25,6 \text{ kN/m}$$

2) pro nově uvažované plošné užité zatížení bude: statické rozpětí $l = 5,25 \text{ m}$

schéma zatížení užitého proměnného zat.:



zatížení od vl. tíhy panelu a konstrukce podlahy je shodné dle předchozího

$M_d^2 = 31,77 \text{ kNm/m'}$ (užité zat. působí velikosti $1,5 \text{ kN/m}$ v délce panelu $4,65 \text{ m}$ a velikosti $7,5 \text{ kN/m}$ ve zbývající délce $0,6 \text{ m}$) $< M_d^1 = 33,6 \text{ kNm/m'}$ \Rightarrow **vyhovuje** s min. rezervou v únosnosti

$Q_d^2 = 27,34 \text{ kN} > Q_d^1 = 25,6 \text{ kN/m}$ \Rightarrow nevyhovuje u značně zatížené podpory vysokými regály
 $Q_d^2 = 23,65 \text{ kN} < Q_d^1 = 25,6 \text{ kN/m}$ \Rightarrow vyhovuje u méně zatížené podpory uliční stěny

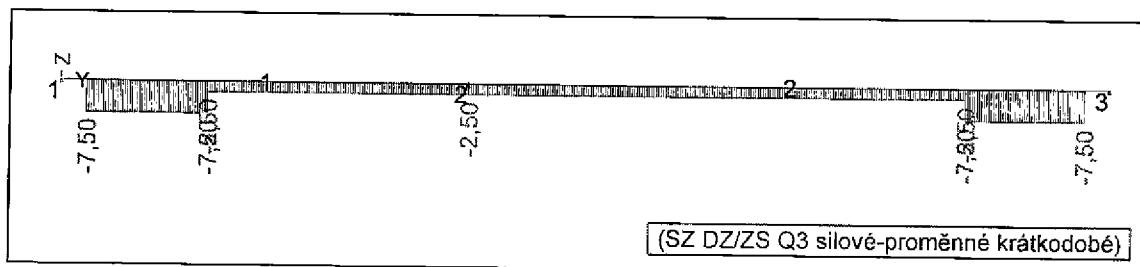
Stávající stropní panely typ PZD 64-100/530 (rozměrů $529 \times 99 \times 21,5$) cm **vyhoví** pro nové plošné proměnné zatížení s ohledem na ohybový moment, ale nevyhovuje s ohledem na smyk u podpory v místě, kde je uvažováno silné liniové přitížení od skříní vysoké sestavy. Je tedy nutné toto plošně-liniové zatížení snížit na hodnotu $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2 = 500 \text{ kg/m}^2$ oproti normové hodnotě $q_k = 7,5 \text{ kN/m}^2 = 750 \text{ kg/m}^2$. To odpovídá max. návrhovému zatížení šířky $0,40 \text{ m}$: $q_k = 1,5$, $q_k = 1,5 \cdot (5,0 \cdot 0,4) = 0,3 \text{ kN/m} = 300 \text{ kg}$.

b) pro světlé rozpětí $l_0 = 5,7 \text{ m}$ byly použity prefa stropní desky typu:
K - PZD 17-120/600 (rozměrů $5990 \times 1190 \times 215$) mm.

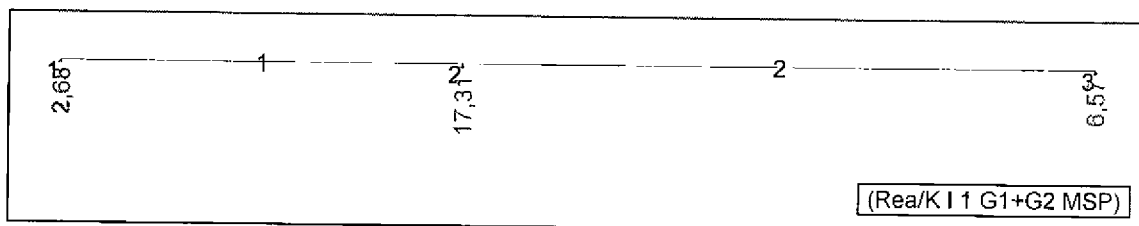
Tyto stropní panely budou po dohodě s vedoucím projektantem dodatečně podepřeny ocelovým nosníkem „ukrytém“ v nosné navržené zděné příčce přízemí (1. NP.). Tímto eliminujeme nepříznivý průhyb a i namáhání panelů ohybovým momentem a smykovou silou u podpor.

- užité proměnné zatížení „stropů“ dle předchozího $q_k = 7,5 \text{ kN/m}^2$. Toto velké zatížení uvažují pouze v „pruzích“ šířky $0,6 \text{ m}$ u podpor a ve zbývající délce panelů střední části uvažují plošné zatížení pro kanceláře kategorií B zatěž. ploch tab. 6.1 a 6.2(CZ) $q_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Podepření ocel. nosníkem bude ve vzdál. $1,91 \text{ m}$ od vnitřního líce uliční obvodové stěny.
schéma zatížení na panely od užitého zatížení s podepřením ocel. nosníkem:

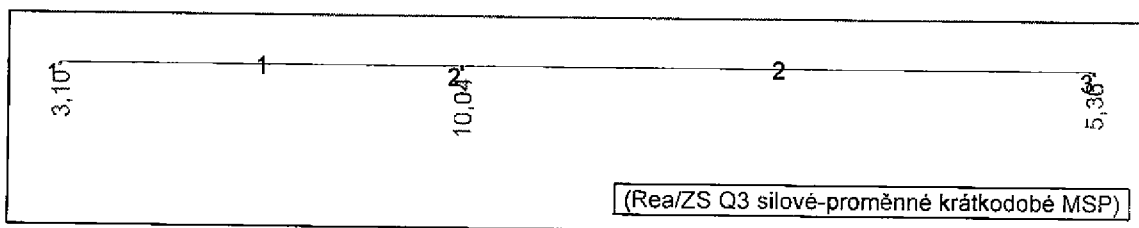


- reakce od stálého a dlouhodobého zatížení do nosníku: **G**



AKCE:	KS Omega, Musilova 2a, Brno / změna stavby	ZAK.Č.	S - 64 - 2016
-------	--	--------	---------------

- reakce od užitého proměnného zatížení do nosníku: Q



- max. smyková síla v panelu u obvodové stěny: od normového = charakteristického zatížení $Q_k = 6,57 + 5,36 = 11,93 \text{ kN/m} < Q_{dov.} \Rightarrow$ stávající panely s podepřením ocel. nosníkem **vyhovují!**

IV. 2. OCELOVÝ NOSNÍK POD PANELY:

S ohledem na poměrně větší světlé rozpětí mezi stávající štítovou stěnou a nově vyžděnou stěnou tl. 0,25 m u vstupu $l_0 = 4,85 \text{ m}$ a snahu odlehčit podporovým tlakům na tyto stěny bude ocelový nosník podepřený ocel. sloupkem „ukrytém“ ve zděné příčce přízemí. Uvažuj jeho vložení do vnitřní části tak, že rozpětí polí průvlaku budou $l_1 = 2,9 \text{ m}$ a $l_2 = 2,15 \text{ m}$.

G1: vl. tíha nosníku je generována programem [2] přímo, $\gamma_f = 1,35$

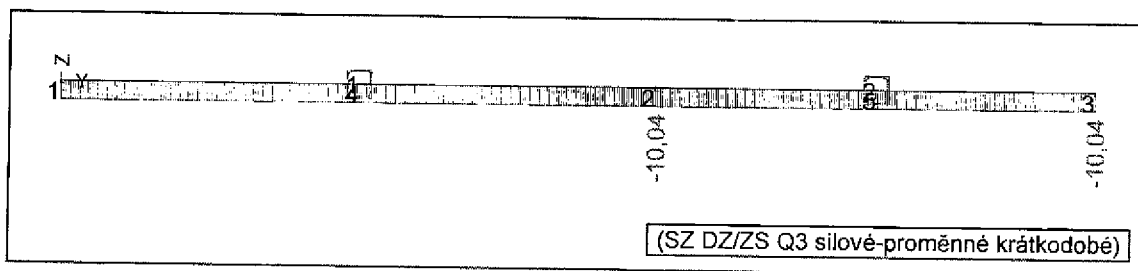
G2: spojitě liniové zatížení od stropních desek s podlahou (na stropu v 2. NP. nejsou navrženy žádné příčky) – viz předchozí

$g_k = 17,31 \text{ kN/m}$, $\gamma_f = 1,35$

Q3: spojitě zatížení od užitého proměnného zatížení na stropní desce (750 kg/m^2)

$q_k = 10,04 \text{ kN/m}$, $\gamma_f = 1,5$

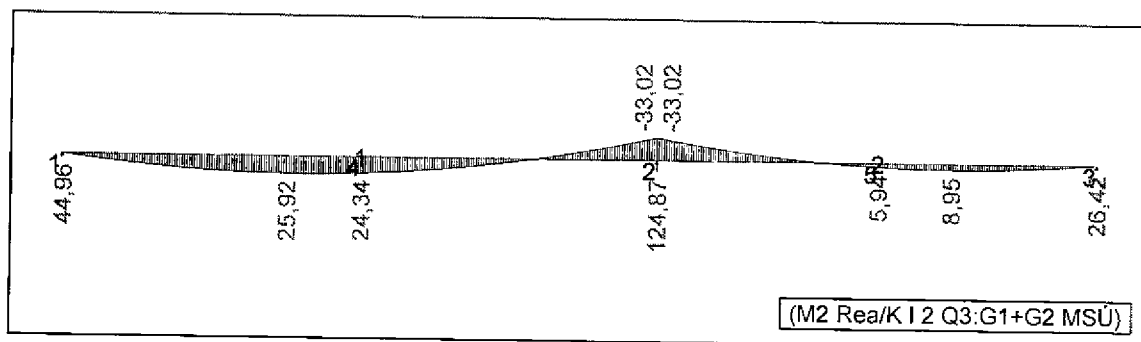
schéma nosníku se zatížením Q3:



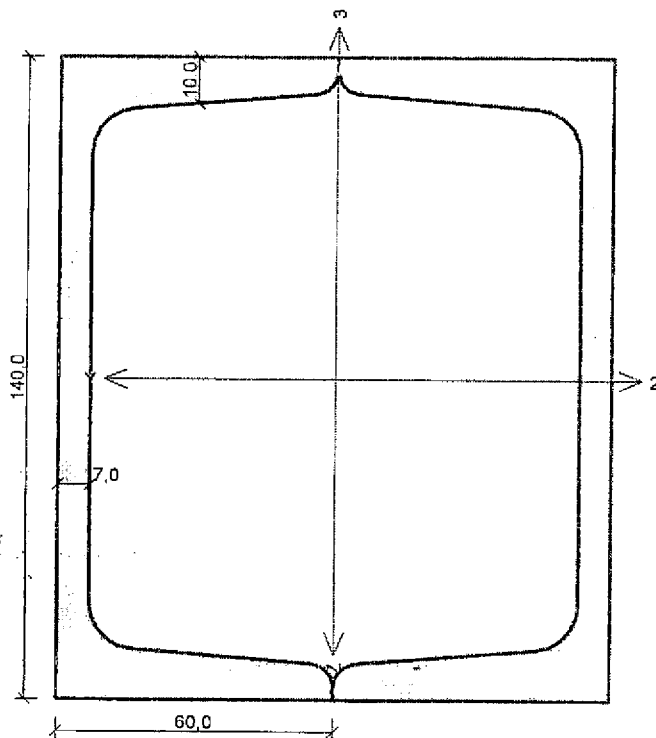
KOMBINACE ZATĚŽ. STAVŮ: jsou generovány programem přímo programem [2].

Posouzení nosníku je provedeno programem [2]. Vstupní hodnoty pro výpočet jsou archivovány u zpracovatele tohoto statického výpočtu.

průběh ohybových momentů a reakcí: „K2“ – Q3:G1+G2



1. MS: POSOUZENÍ nosníku průřezu **2 x U 140** je provedeno programem [4] - viz níže.

Kritický řez dílce "1:DD" - průřez 1 (2,900m)

Norma výpočtu EN 1993-1-1

Výpočet je proveden podle České národní přílohy.

Dílčí součinitele spolehlivosti pro ocelové konstrukce:

Součinitel únosnosti průřezu $\gamma_{M0} = 1,000$ Součinitel únosnosti při posouzení stability $\gamma_{M1} = 1,000$ Součinitel únosnosti oslabeného průřezu $\gamma_{M2} = 1,250$

Průřez 2 x U(UPN) 140

Průřezová plocha: $A = 4,080E03 \text{ mm}^2$

Poloha těžiště:

 $y_T = 60,0 \text{ mm}$ $z_T = 70,0 \text{ mm}$

Momenty setrvačnosti:

 $I_y = 1,210E07 \text{ mm}^4$ $I_z = 8,624E06 \text{ mm}^4$

Průřezové moduly:

 $W_{y,1} = -1,729E05 \text{ mm}^3$ $W_{z,1} = 1,437E05 \text{ mm}^3$ $W_{y,2} = 1,729E05 \text{ mm}^3$ $W_{z,2} = -1,437E05 \text{ mm}^3$

Moment tuhosti v prostém kroucení:

 $I_k = 1,445E07 \text{ mm}^4$

Výsečový moment setrvačnosti:

 $I_{\omega} = 1,087E09 \text{ mm}^6$

Plastické průřezové moduly:

 $W_{pl,y} = 2,055E05 \text{ mm}^3$ $W_{pl,z} = 1,729E05 \text{ mm}^3$

Materiál: EN 10025 : Fe 360

Materiálové charakteristiky:

Modul pružnosti $E : 210000 \text{ MPa}$ Modul pružnosti ve smyku $G : 81000 \text{ MPa}$ Mez kluzu $f_y : 235,0 \text{ MPa}$ Mez pevnosti $f_u : 360,0 \text{ MPa}$ **Vnitřní síly v souřadném systému průřezu**

Zatěžovací případ s největším využitím

Kombinace č.2 - Q3:G1+G2

 $N = 0,000 \text{ kN}$ $V_z = 67,734 \text{ kN}$ $V_y = 0,000 \text{ kN}$ $T_1 = 0,000 \text{ kNm}$ $T_{\omega} = 0,000 \text{ kNm}$ $M_y = -33,020 \text{ kNm}$ $M_z = 0,000 \text{ kNm}$ $B = 0,000 \text{ kNm}^2$ **Parametry vzpěru**

Délka dílce: 2,900 m

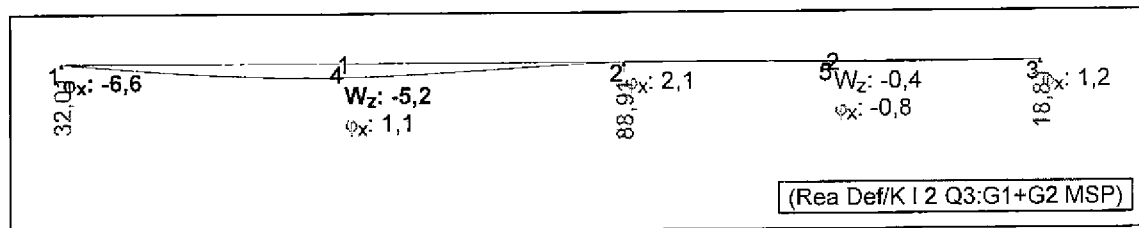
 $L_z = 1,000 \text{ m}$ $L_y = 2,900 \text{ m}$ $k_z = 1,000$ $k_y = 0,700$ $L_{cr,z} = 1,000 \text{ m}$ $L_{cr,y} = 2,030 \text{ m}$ **Výsledky posouzení - Rozhodující zatěžovací případ: Kombinace č.2 - Q3:G1+G2; Třída průřezu: 1****Posudek smyku od posouvající síly V_z : 67,734 kN < 246,933 kN Vyhovuje**Vnitřní síly: $N = 0,000 \text{ kN}$; $M_y = -33,020 \text{ kNm}$; $M_z = 0,000 \text{ kNm}$ **Posudek nejnepříznivější kombinace prostého tahu a ohybu:**Únosnosti: $M_{y,R} = -48,303 \text{ kNm}$ **$|0,000 + 0,684 + 0,000| = |0,684| < 1$ Vyhovuje**

Štíhlost dílce: 37,3

Průřez vyhovuje**68,4 % VYHOVUJE**2. MS: deformace

AKCE:	KS Omega, Musilova 2a, Brno / změna stavby	ZAK.Č.	S - 64 - 2016
-------	--	--------	---------------

max. průhyb nosníku: „K2“ = stálé (dlouhodobé) + užité bodové $Q_k = 0,7$ kN



$$\delta_{s,max.} = 5,2 \text{ mm} < \delta_{lim.} = L / 400 = 2,9 / 0,4 = 7,25 \text{ mm}$$

Od zatížení plošného užitého rovnoměrného zatížení bude průhyb max. $\delta_{s,max.} = 5,2 - 3,3 = 1,9 \text{ mm} < \delta_{lim.} = L / 600 = 2,9 / 0,6 = 4,83 \text{ mm}$

Navržený ocelový nosník **vyhovuje** průřezu svařence **2 x U 140** na max. zatížení od stropních panelů s podlahou a s užitným proměnným charakteristickým zatížením ($q_{k,max.} = 7,5 \text{ kNm}^{-2} = 750 \text{ kgm}^{-2}$ uvažovaném pouze v pruzích šířky cca 0,6 m u podél. stěn a ve zbývající střední části s užitným proměnným charakteristickým zatížením ($q_{k,max.} = 2,5 \text{ kNm}^{-2} = 250 \text{ kgm}^{-2}$ uvažovaném pro kancelářské prostory) pro oba mezní stavy únosnosti a přetvoření = průhyby jako spojitý nosník o dvou polích statických délek $l_1 = 2,9$ m a $l_2 = 2,15$ m.

reakce do zdiva:

- od stálého (dlouhodobého) zat. $G_{1k} = 20,40$ kN, $G_{2k} = 12,0$ kN, $\gamma_f = 1,35$
- od užitého proměnného (krátkodobého) zat. $Q_{1k} = 11,62$ kN, $Q_{2k} = 6,83$ kN, $\gamma_f = 1,5$

reakce do ocel. sloupu:

- od stálého (dlouhodobého) zat. $G_k = 56,65$ kN, $\gamma_f = 1,35$
- od užitého proměnného (krátkodobého) zat. $Q_k = 32,3$ kN, $\gamma_f = 1,5$

IV. 3. OCEL. SLOUPEK POD NOSNÍKEM

Je navržený průřezu svařence 2 x U 80 a bude výšky $h \cong 2,65$ m.

G1: vl. tíha sloupu je generována programem [2] přímo, $\gamma_f = 1,35$

G2: dlouhodobá reakce od strop. nosníku:

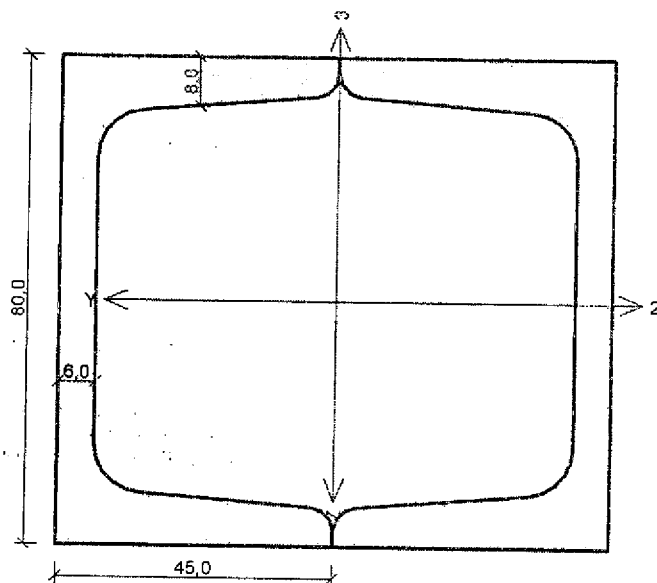
$$G_k = 56,65 \text{ kN/m}, \gamma_f = 1,35$$

Q3: spojitě zatížení od užitého proměnného zatížení na stropní desce (750 kg/m^2)

$$Q_k = 32,3 \text{ kN/m}, \gamma_f = 1,5$$

KOMBINACE ZATĚŽ. STAVŮ: jsou generovány programem přímo programem [2].

POSOUZENÍ NOSNÍKU JE PROVEDENO PROGRAMEM [3]. Vstupní hodnoty pro výpočet jsou archivovány u zpracovatele tohoto statického výpočtu.

Kritický řez dílce "1:DD" - průřez 1 (0,000m)

Norma výpočtu EN 1993-1-1

Výpočet je proveden podle České národní přílohy.

Díličí součinitele spolehlivosti pro ocelové konstrukce:Součinitel únosnosti průřezu $\gamma_{M0} = 1,000$ Součinitel únosnosti při posouzení stability $\gamma_{M1} = 1,000$ Součinitel únosnosti oslabeného průřezu $\gamma_{M2} = 1,250$ **Průřez 2 x U(UPN) 80**Průřezová plocha: $A = 2,200E03 \text{ mm}^2$

Poloha těžiště:

 $y_T = 45,0 \text{ mm}$ $z_T = 40,0 \text{ mm}$

Momenty setrvačnosti:

 $I_y = 2,120E06 \text{ mm}^4$ $I_z = 2,435E06 \text{ mm}^4$

Průřezové moduly:

 $W_{y,1} = -5,300E04 \text{ mm}^3$ $W_{z,1} = 5,410E04 \text{ mm}^3$ $W_{y,2} = 5,300E04 \text{ mm}^3$ $W_{z,2} = -5,410E04 \text{ mm}^3$

Moment tuhosti v prostém kroucení:

 $I_k = 3,251E06 \text{ mm}^4$

Výsečový moment setrvačnosti:

 $I_{\omega} = 7,478E06 \text{ mm}^6$

Plastické průřezové moduly:

 $W_{pl,y} = 6,380E04 \text{ mm}^3$ $W_{pl,z} = 6,720E04 \text{ mm}^3$ **Materiál: EN 10025 : Fe 360****Materiálové charakteristiky:**Modul pružnosti $E : 210000 \text{ MPa}$ Modul pružnosti ve smyku $G : 81000 \text{ MPa}$ Mez kluzu $f_y : 235,0 \text{ MPa}$ Mez pevnosti $f_u : 360,0 \text{ MPa}$ **Vnitřní síly v souřadném systému průřezu**

Zatěžovací případ s největším využitím

Kombinace č.2 - Q3:G1+G2

 $N = -121,843 \text{ kN}$ $V_z = 0,000 \text{ kN}$ $V_y = 0,000 \text{ kN}$ $T_t = 0,000 \text{ kNm}$ $T_{\omega} = 0,000 \text{ kNm}$ $M_y = 0,000 \text{ kNm}$ $M_z = 0,000 \text{ kNm}$ $B = 0,000 \text{ kNm}^2$ **Parametry vzpěru**

Délka dílce: 2,650 m

 $L_z = 2,650 \text{ m}$ $L_y = 2,650 \text{ m}$ $k_z = 1,000$ $k_y = 1,000$ $L_{cr,z} = 2,650 \text{ m}$ $L_{cr,y} = 2,650 \text{ m}$ **Výsledky posouzení - Rozhodující zatěžovací případ: Kombinace č.2 - Q3:G1+G2; Třída průřezu: 1**Vnitřní síly: $N = -121,843 \text{ kN}$; $M_y = 0,000 \text{ kNm}$; $M_z = 0,000 \text{ kNm}$ **Posudek nejnepříznivější kombinace vzpěrného tlaku a ohybu:**Vzpěr Y: Únosnosti: $N_R = -376,370 \text{ kN}$ $|0,324 + 0,000 + 0,000| = |0,324| < 1$ **Vyhovuje**Vzpěr Z: Únosnosti: $N_R = -396,539 \text{ kN}$ $|0,307 + 0,000 + 0,000| = |0,307| < 1$ **Vyhovuje**

Štíhlost dílce: 85,4

Průřez vyhovuje**32,4 % VYHOVUJE**

AKCE:	KS Omega, Musilova 2a, Brno / změna stavby	ZAK.C.	S - 64 - 2016
-------	--	--------	---------------

OCELOVÝ SLOUP průřezu svařence **2 x U 80** vyhovuje na dané max. zatížení od ocel. stropního nosníku 2 x U 140 pod stávajícími stropními panely. Sloup budou dole v patě zakončený ocel. „roznášecí“ deskou profilu \square **250/20 mm – 0,25 m!** A v nahoře v hlavě bude zespodu podepírat svařenec strop. nosníku a bodově k němu přivařený.

reakce ocel. sloupu do podpory:

$$N_k = 112,72 \text{ kN}$$

$$N_d = 171,0 \text{ kN}$$

IV. 4. BETONOVÁ ZÁKLADOVÁ PATKA POD SLOUPEM

Návrh a posouzení základové patky sloupu je provedeno spec. programem: [4]

Vstupní hodnoty pro výpočet a výsledky posouzení viz dále.

Posouzení plošného základu; Vstupní data

Nastavení: (zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Sedání

Metoda výpočtu : ČSN 73 1001 (Výpočet pomocí edometrického modulu)

Omezení deformační zóny : procentem Sigma,Or

Koef. omezení deformační zóny : 10,0 [%]

návrhový přístup NP2: - redukce zatížení a odporu (komb. 1 = "A1" + „M1“ + „R2“)

Patky

Výpočet pro odvodněné podmínky : EC 7-1 (EN 1997-1:2003)

Posouzení tažené patky : standardní postup

Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

Součinitele redukce zatížení (F)		
Trvalá návrhová situace		
Stálé zatížení :	Nepříznivé	Příznivé
$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]

Součinitele redukce odporu (R)		
Trvalá návrhová situace		
Součinitel redukce svislé únosnosti :	$\gamma_{Rvs} =$	1,40 [-]
Součinitel redukce vodorovné únosnosti :	$\gamma_{Rhs} =$	1,10 [-]

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída F6, konzistence tuhá		21,00	12,00	20,00	10,00	

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

Parametry zemín

Třída F6, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 19,00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 12,00 \text{ kPa}$

Modul přetvárnosti : $E_{def} = 4,50 \text{ MPa}$

AKCE:	KS Omega, Musilova 2a, Brno / změna stavby	ZAK.Č.	S - 64 - 2016
-------	--	--------	---------------

Poissonovo číslo : $\nu = 0,40$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Založení, Typ základu: centrická patka

Hloubka od původního terénu $h_z = 1,00 \text{ m}$
 Hloubka základové spáry $d = 1,00 \text{ m}$
 Tloušťka základu $t = 0,80 \text{ m}$
 Sklon upraveného terénu $s_1 = 0,00^\circ$
 Sklon základové spáry $s_2 = 0,00^\circ$

Objemová tíha zeminy nad základem = $20,00 \text{ kN/m}^3$

Geometrie konstrukce: Typ základu: centrická patka

Délka patky $x = 0,80 \text{ m}$
 Šířka patky $y = 0,80 \text{ m}$
 Šířka sloupu ve směru x $c_x = 0,25 \text{ m}$
 Šířka sloupu ve směru y $c_y = 0,25 \text{ m}$
 Objem patky = $0,51 \text{ m}^3$

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23,00 \text{ kN/m}^3$

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton : C 16/20

Válcová pevnost v tlaku

$f_{ck} = 16,00 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu

$f_{ctm} = 1,90 \text{ MPa}$

Modul pružnosti

$E_{cm} = 29000,00 \text{ MPa}$

Ocel podélná : B500

Mez kluzu

$f_{vk} = 500,00 \text{ MPa}$

Ocel příčná: B500

Mez kluzu

$f_{vk} = 500,00 \text{ MPa}$

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4,00	Třída F5, konzistence tuhá	
2	-	Třída F5, konzistence tuhá	

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
	nové	změna							
1	ANO		Zatížení č. 1	Návrhové	125,60	0,00	0,00	0,00	0,00
2	ANO		Zatížení č. 2	Užitné	90,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Plošná přitížení v okolí základu

Číslo	Přítížení		Název	x_s [m]	y_s [m]	x [m]	y [m]	q [kPa]	α [°]	h [m]
	nové	změna								
1	ANO		Přítížení č. 1	0,00	0,00	0,80	0,80	5,00	0,00	0,00

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro neodvodněné podmínky

Nastavení výpočtu fáze: Návrhová situace : trvalá

AKCE:	KS Omega, Musilova 2a, Brno / změna stavby	ZAK.Č.	S - 64 - 2016
-------	--	--------	---------------

Posouzení čís. 1; Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e_x [m]	e_v [m]	σ [kPa]	R_d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
Zatížení č. 1	Ano	0,00	0,00	212,48	235,35	90,28	Ano
Zatížení č. 1	Ne	0,00	0,00	222,20	235,35	93,55	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky $G = 15,90$ kN

Spočtená tíha nadloží $Z = 3,12$ kN

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 0,57$ m

Dosah smykové plochy $l_{sp} = 1,20$ m

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 235,35$ kPa

Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 222,20$ kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE. Rovněž vyhovuje i vodorovná únosnost!

Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Výpočet proveden s uvažováním koeficientu κ_1 (vliv hloubky založení).

Napětí v základové spáře uvažováno od upraveného terénu.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 11,78$ kN/m

Spočtená tíha nadloží $Z = 2,31$ kN/m

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 4,50$ MPa

Základ je ve směru délky tuhý ($k=6444,44$)

Základ je ve směru šířky tuhý ($k=6444,44$)

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu = **6,2** mm

Hloubka deformační zóny = 2,02 m

Pro „NP2“ a variantu **dlouhodobé únosnosti** (odvodněné podmínky) navržená patka rovněž **vyhoví** s využitím průřezu 74,5% ($R_d = 295,57$ kPa $>$ $\sigma_d = 220,18$ kPa).

↓ **ZÁKLADOVÁ PATKA vyhoví** min. půdorysných rozměrů **0,8 x 0,8 m** a tl. **0,80 m** z prostého nevyztuženého betonu tř. C 16/20. ↓

V. Nová stěna tl. 0,25 m u vstupu do objektu

Stěna je navržena ze spec. porobetonových bloků YTONG pevnosti **P2-500** tl. 0,25 m vyžděna na spec. tenkovrstvou maltu YTONG. Stěna je přímo svisle zatížena vysokými regály administrativy a dvěma nízkými sestavami administrativy a především bodovou reakcí od uloženého ocel. stropního nosníku 2 x U 140.

celkové svislé zatížení od stěny do základu: včetně vl. tíhy na 1,0 m'

$$P_k = 1,0 \cdot (7,5 \cdot 0,4 \cdot 1,5 \cdot 2,65) + (12,0 + 6,83) / 2,0 = 6,98 + 6,0 + 3,42 = 16,4 \text{ kN/m}$$

AKCE:	KS Omega, Musilova 2a, Brno / změna stavby	ZAK.Č.	S - 64 - 2016
-------	--	--------	---------------

$$P_d = 1,35 \cdot (6,98 + 6,0) + 1,5 \cdot 3,42 = 22,7 \text{ kN}$$

kde bodové reakce od ocel. strop. nosníku rozneseme ohybovou tuhostí celé stěny na větší délku zdi cca 2,0 m

↓ Zděná stěna musí být vyzděna na pevný podklad (podkladní beton nebo podkladní betonová deska a nikoli na příp. tepelnou izolaci nebo jiný neúnosný materiál). ↓

Při uvažování tl. podkladního betonu či podkl. desky 100 mm bude po roznesení šířka do základové zeminy s roznosem pod úhlem 45°:

$B = 0,1 + 0,25 + 0,1 = 0,45 \text{ m}$ a pro jednotkovou délku stěny a tedy pasu 1,0 m bude orientačně zatížení do základové spáry:

$$\sigma_d = P_d / B = 22,7 / 0,45 = 50,3 \text{ kPa}$$

což je jistě nižší hodnota než je výpočtová únosnost zeminy v základové spáře.

↓ Lze tedy stěnu vyzdít bez nutného betonování základového pasu! ↓

ZÁVĚR:

1. Stávající stropní konstrukce nad přízemím světlého rozponu mezi nosnými stěnami 5,0 m **vyhoví** pro zatížení stávající konstrukcí podlahy (lze vyměnit podlahovou krytinu) a pro max. spojitě plošné zatížení užitné proměnné do $2,0 \text{ kN/m}^2 = 200 \text{ kg/m}^2$ s větším přitížením od vysoké sestavy, a to v pruhu max. hloubky 0,6 m u podporové stěny.
2. Část stropu nad přízemím (pod místnosti býv. kanceláře ředitele) světlého rozponu mezi nosnými stěnami 5,7 m **vyhoví** pro zatížení stávající konstrukcí podlahy (lze vyměnit podlahovou krytinu) a pro max. spojitě plošné zatížení užitné proměnné opět pouze do $2,0 \text{ kN/m}^2 = 200 \text{ kg/m}^2$ a s velkým přitížením regálu o podporových stěn, avšak s dodatečným podepřením všech „dotčených“ stropních panelů ocelovým nosníkem umístěným cca 1,91 m od líce uliční obvodové stěny (nad nově navrženou příčkou tl. 100 mm). stropní nosník vyhoví průřezu svařence **2 x U 140**, ale s doplňkovým podepřením uprostřed jeho rozpětí ocelovým sloupem ze svařence **2 x U 80** „schovaném“ ve zděné příčce. Uložení stropního nosníků na stávající štitové zdi tl. 0,40 m bude 0,20 m (do lože z cement. malty tl. 20 mm) a shodně i na nově navržené zdi YTONG tl. 0,25 m u vstupu do objektu. Sloup budou dole v patě zakončený ocel. „roznášecí“ deskou profilu **□ 250/20 mm – 0,25 m!** A v nahoře v hlavě bude zesponu podepírat svařenec strop. nosníku a bodově k němu přivařený.
3. Tato nová stěna bude tedy vyzděna ze spec. porobetonových bloků YTONG pevnosti **P2-500** tl. 0,25 m vyzděna na spec. tenkovrstvou maltu YTONG.
4. S ohledem na značné svislé zatížení od sloupu pod nosníkem ($P_d = 121,9 \text{ kN} = 12,2 \text{ t}$) bude nutné pod sloupem vybetonovat základovou patku min. půdorysných rozměrů 0,8 x 0,8 m a tl. 0,8 m. Vyhoví z prostého nevyztuženého betonu tř. C 16/20.
5. Pod nově navrženou stěnou nebude nutné provést základový pás. Musí ale být vyzděna na pevný podklad (podkladní beton nebo podkladní betonová deska a nikoli na příp. tepelnou izolaci nebo jiný neúnosný materiál). Totéž platí i pro nově navržené zděné příčky YTONG tl. 100 mm.

VI. OCELOVÉ PŘEKLADY NAD NOVÝMI OTVORY

VI. 1. OCELOVÝ PŘEKLAD nad novým otvorem světlé šířky 1,5 m v 1. NP.

Jedná se o nově navržený dveřní otvor obvodové podélné „dvorní“ stěny světlého rozpětí 1,5 m. Ocelový překlád průřezu 2 + 2 x I 100 bude výškově uložený „pod stávající prefa strop, který bude překlád zatěžovat z jedné strany.

G1: vl. tíha nosníku překládu je generována programem, $\gamma_f = 1,35$

AKCE:	KS Omega, Musilova 2a, Brno / změna stavby	ZAK.Č.	S - 64 - 2016
-------	--	--------	---------------

G2: stálé spojité zatížení od tíhy konstrukce střechy z jedné strany s konstrukcí střešního pláště:

$$g_k = \frac{1}{2} \cdot (3,0 + 1,5) \cdot 5,8 = 13,05 \text{ kN/m}, \gamma_f = 1,35$$

kde 1,5 kN/m² je odhadem plošná tíha střešního pláště

G3: vl. tíha stávající zděné stěny 2. NP. výšky 2,65 m a tl. 0,45 m:

$$g_k = 2,65 \cdot (0,45 \cdot 18,0) = 21,4 \text{ kN/m}, \gamma_f = 1,35$$

G4: stálé spojité zatížení od tíhy kce stropu z jedné strany s konstrukcí podlahy: str. 11

$$g_k = 6,57 \text{ kN/m}, \gamma_f = 1,35$$

S5: klimatické krátkodobé zatížení sněhem na střeše ($s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,75 = 0,45 \text{ kN/m}^2$)

$$q_k = \frac{1}{2} \cdot 0,45 \cdot 5,8 = 1,31 \text{ kN/m}, \gamma_f = 1,5$$

Q6: užiténé proměnné zatížení stropů dle předchozího z jedné strany: viz str. 11

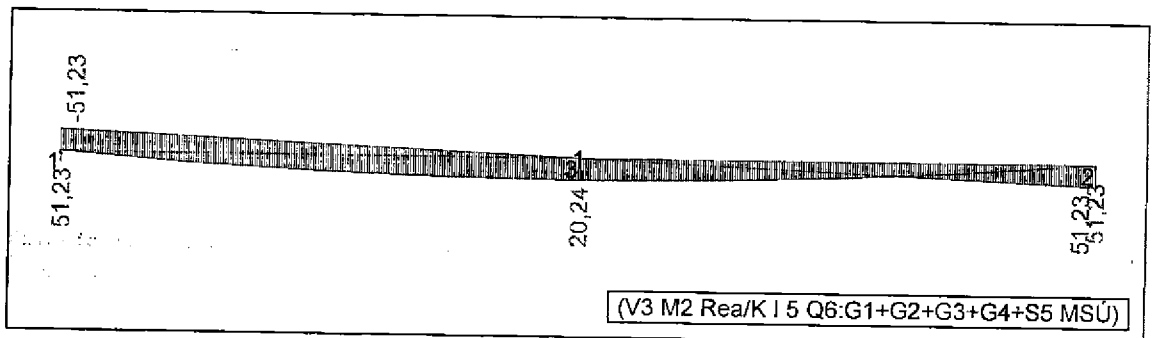
$$q_k = 5,36 \text{ kN/m}, \gamma_f = 1,5$$

kombinace zatěžovacích stavů: jsou generovány programem přímo!

nosník prostě uložený na rozpětí $l = 1,05 \cdot 1,5 = 1,58 \text{ m}$

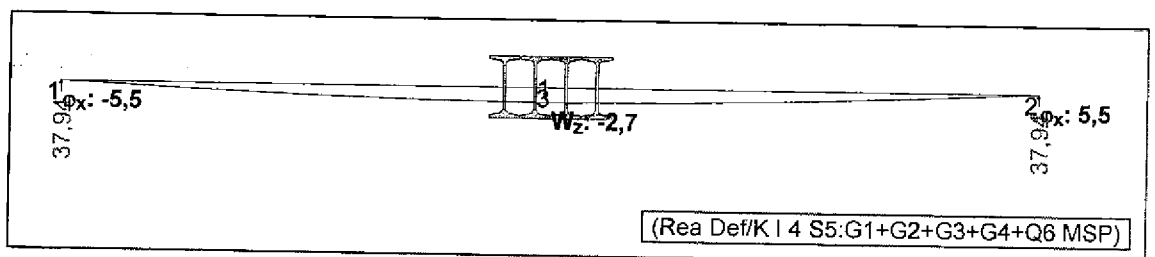
POSOUZENÍ NOSNÍKU JE PROVEDENO PROGRAMEM [2]. Vstupní hodnoty pro výpočet viz domácí „O“ paré.

průběh ohyb. momentu, posouvajících sil a reakcí:



II. MSP

max. průhyb překlady: od celkového zatížení



$$\delta_{\max} = 2,7 \text{ mm} \leq L/400 = 1,58 / 0,4 = 3,95 \text{ mm}$$

průhyb překlady: od užiténého proměnného zatížení

$$\delta_2 = 2,7 - 2,3 = 0,4 \text{ mm} \ll L/600 = 1,58 / 0,6 = 2,63 \text{ mm}$$

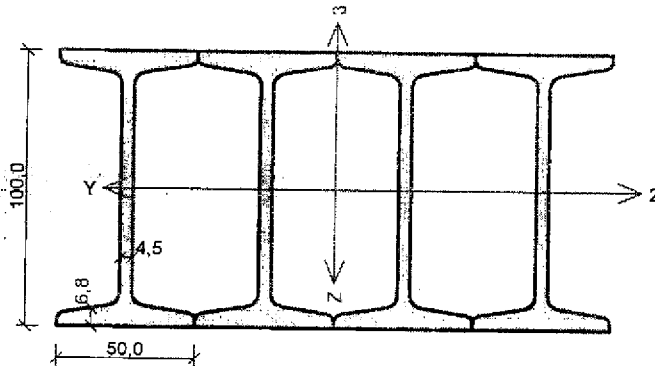
POSOUZENÍ ocelového průřezu nosníku je provedeno programem: [3].

Kritický řez dílce "1:DD" - průřez 1 (0,790m)

Norma výpočtu EN 1993-1-1

Výpočet je proveden podle České národní přílohy.

Dílič součinitele spolehlivosti pro ocelové konstrukce:

Součinitel únosnosti průřezu $\gamma_{M0} = 1,000$ Součinitel únosnosti při posouzení stability $\gamma_{M1} = 1,000$ Součinitel únosnosti oslabeného průřezu $\gamma_{M2} = 1,250$ 

Průřez 4 x I(IPN) 100

Průřezová plocha: $A = 4,240E03 \text{ mm}^2$

Poloha těžiště:

 $y_T = 100,0 \text{ mm}$ $z_T = 50,0 \text{ mm}$

Momenty setrvačnosti:

 $I_y = 6,800E06 \text{ mm}^4$ $I_z = 1,374E07 \text{ mm}^4$

Průřezové moduly:

 $W_{y,1} = -1,360E05 \text{ mm}^3$ $W_{z,1} = 1,374E05 \text{ mm}^3$ $W_{y,2} = 1,360E05 \text{ mm}^3$ $W_{z,2} = -1,374E05 \text{ mm}^3$

Moment tuhosti v prostém kroucení:

 $I_k = 9,530E06 \text{ mm}^4$

Výsečový moment setrvačnosti:

 $I_{\omega} = 3,141E08 \text{ mm}^6$

Plastické průřezové moduly:

 $W_{pl,y} = 1,586E05 \text{ mm}^3$ $W_{pl,z} = 2,121E05 \text{ mm}^3$

Materiál: EN 10025 : Fe 360

Materiálové charakteristiky:

Modul pružnosti $E : 210000 \text{ MPa}$ Modul pružnosti ve smyku $G : 81000 \text{ MPa}$ Mez kluzu $f_y : 235,0 \text{ MPa}$ Mez pevnosti $f_u : 360,0 \text{ MPa}$

Vnitřní síly v souřadném systému průřezu

Zatěžovací případ s největším využitím

Kombinace č.4(a) - S5:G1+G2+G3+G4+Q6, varianta (a)

 $N = 0,000 \text{ kN}$ $V_z = 0,000 \text{ kN}$ $V_y = 0,000 \text{ kN}$ $T_t = 0,000 \text{ kNm}$ $T_{\omega} = 0,000 \text{ kNm}$ $M_y = 20,236 \text{ kNm}$ $M_z = 0,000 \text{ kNm}$ $B = 0,000 \text{ kNm}^2$

Parametry vzpěru

Délka dílce: 1,580 m

 $L_z = 1,580 \text{ m}$ $L_y = 1,580 \text{ m}$ $k_z = 1,000$ $k_y = 1,000$ $L_{cr,z} = 1,580 \text{ m}$ $L_{cr,y} = 1,580 \text{ m}$

Výsledky posouzení - Rozhodující zatěžovací případ: Kombinace č.4(a) -

S5:G1+G2+G3+G4+Q6, varianta (a); Třída průřezu: 1

Vnitřní síly: $N = 0,000 \text{ kN}$; $M_y = 20,236 \text{ kNm}$; $M_z = 0,000 \text{ kNm}$

Posudek nejnepriznivější kombinace prostého tahu a ohybu:

Únosnosti: $M_{y,R} = 37,268 \text{ kNm}$ $|0,000 + 0,543 + 0,000| = |0,543| < 1$ Vyhovuje

Štíhlost dílce: 39,5

Průřez vyhovuje

54,3 % VYHOVUJE

↓
NAVŘENÝ OCELOVÝ NOSNÍK = PŘEKLAD průřezu 2 + 2 I 100 VYHOVUJE pro světlé rozpětí otvoru 1,5 m s výše uvedeným zatížením jako prostý nosník! Délka nosníků bude 2,0 m, tedy nosníky budou uloženy na zdivu v délce 250 mm!

PEVNOST OBVOD. STĚNY tl. 0,45 m v 2. NP. V SOUSTŘEDĚNÉM TLAKU

reakce nosníků na stěnu:

kombinace: Q6:G1+G2+G3+G4+S5: $N_k = 37,93 \text{ kN} (\downarrow)$, $N_{Ed} = 51,23 \text{ kN} (\downarrow)$

Součinitele výpočtu: Uvažovány dle normy EN 1996-1-1/Česko.

nosníky budou na konci stěny uloženy přímo do maltového lože z cementové malty min. tl. 20 mm, tedy dosedací plocha na zdivu bude s délkou uložení 0,25 m:

$$A_b = (4 \cdot 0,050) \cdot 0,25 = 0,05 \text{ m}^2$$

odhadem charakteristická pevnost zdiva z cihel CP (zdící skupina 1) a pro:

Název: Zdivo pálené P10 ($f_b = 10,0 \text{ MPa}$) - Malta obyčejná M2,5 ($f_m = 2,5 \text{ MPa}$)

Pevnost v tlaku:

$$f_k = K \times f_b^\alpha \times f_m^\beta = 0,55 \times 100,7 \times 2,5^{0,3} = 3,628 \text{ MPa}$$

$$\text{návrhová pevnost zdiva v tlaku: } f_d = f_k / \gamma_M = 3,628 / 2,0 = 1,814 \text{ MPa}$$

tedy návrhová hodnota normálové síly od osamělého břemene uloženého na stěně ze zdiva zděných prvků skupiny 1 musí vyhovět podmínce:

$$N_{Ed} = 51,23 \text{ kN} \ll (1,2 + 0,4 \cdot a_1/h_c) \cdot f_d \cdot A_b = 1,2 \cdot 1,814 \text{ E3} \cdot 0,05 = 108,84 \text{ kN}$$

kde $a_1 = 0$

VI. 2. OCELOVÝ PŘEKLAD nad novým otvorem světlé šířky 3,0 m v 2. NP.

Jedná se o nově navržený okenní otvor obvodové podélné „uliční“ stěny světlého rozpětí 3,0 m. Ocelový překlád průřezu 2 + 2 x I 120 bude výškově uložený „pod stávající prefa střechu“, která bude překlád zatěžovat z jedné strany.

G1: vl. tíha nosníku překládu je generována programem, $\gamma_f = 1,35$

G2: stálé spojitě zatížení od tíhy konstrukce střechy z jedné strany s konstrukcí střešního pláště:

$$g_k = \frac{1}{2} \cdot (3,0 + 1,5) \cdot 5,8 = 13,05 \text{ kN/m}, \gamma_f = 1,35$$

G3: vl. tíha části stávající zděné stěny 2. NP. výšky 0,25 m a tl. 0,45 m:

$$g_k = 0,25 \cdot (0,45 \cdot 18,0) = 2,03 \text{ kN/m}, \gamma_f = 1,35$$

S4: klimatické krátkodobé zatížení sněhem na střeše ($s_k = 0,45 \text{ kN/m}^2$)

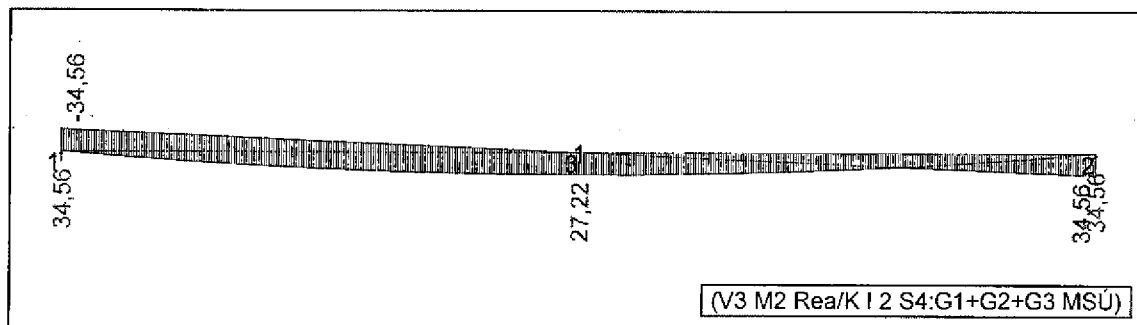
$$q_k = \frac{1}{2} \cdot 0,45 \cdot 5,8 = 1,31 \text{ kN/m}, \gamma_f = 1,5$$

kombinace zatěžovacích stavů: jsou generovány programem přímo!

nosník prostě uložený na rozpětí $l = 1,05 \cdot 3,0 = 3,15 \text{ m}$

POSOUZENÍ NOSNÍKU JE PROVEDENO PROGRAMEM [2]. Vstupní hodnoty pro výpočet viz domácí „O“ paré.

průběh ohyb. momentu, posouvajících sil a reakcí:



POSOUZENÍ ocelového průřezu nosníku je provedeno programem: [3].

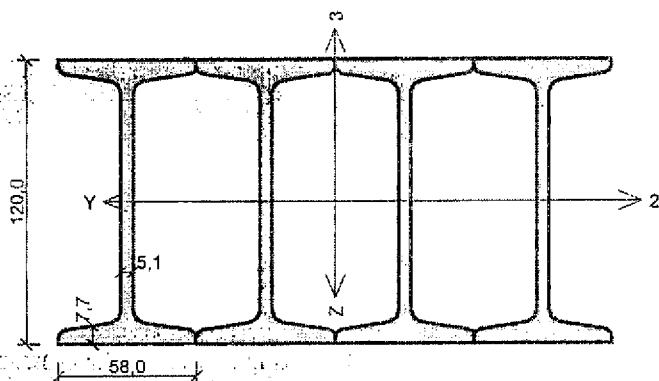
Kritický řez dílce "1:DD" - průřez 1 (1,575m)

Norma výpočtu EN 1993-1-1

Výpočet je proveden podle České národní přílohy.

Díličí součinitele spolehlivosti pro ocelové konstrukce:

Součinitel únosnosti průřezu $\gamma_{M0} = 1,000$
 Součinitel únosnosti při posouzení stability $\gamma_{M1} = 1,000$
 Součinitel únosnosti oslabeného průřezu $\gamma_{M2} = 1,250$



Průřez 4 x I(IPN) 120

Průřezová plocha: $A = 5,680E03 \text{ mm}^2$

Poloha těžiště:

$y_T = 116,0 \text{ mm}$ $z_T = 60,0 \text{ mm}$

Momenty setrvačnosti:

$I_y = 1,308E07 \text{ mm}^4$ $I_z = 2,474E07 \text{ mm}^4$

Průřezové moduly:

$W_{y,1} = -2,180E05 \text{ mm}^3$ $W_{z,1} = 2,133E05 \text{ mm}^3$

$W_{y,2} = 2,180E05 \text{ mm}^3$ $W_{z,2} = -2,133E05 \text{ mm}^3$

Moment tuhosti v prostém kroucení:

$I_k = 1,786E07 \text{ mm}^4$

Výšečový moment setrvačnosti:

$I_{\omega} = 7,739E08 \text{ mm}^6$

Plastické průřezové moduly:

$W_{pl,y} = 2,535E05 \text{ mm}^3$ $W_{pl,z} = 3,284E05 \text{ mm}^3$

Materiál: EN 10025 : Fe 360

Materiálové charakteristiky:

Modul pružnosti $E : 210000 \text{ MPa}$

Modul pružnosti ve smyku $G : 81000 \text{ MPa}$

Mez kluzu $f_y : 235,0 \text{ MPa}$

Mez pevnosti $f_u : 360,0 \text{ MPa}$

Vnitřní síly v souřadném systému průřezu

Zatěžovací případ s největším využitím

Kombinace č.2(a) - S4:G1+G2+G3, varianta (a)

$N = 0,000 \text{ kN}$

$V_z = 0,000 \text{ kN}$

$V_y = 0,000 \text{ kN}$

$T_t = 0,000 \text{ kNm}$

$T_{\omega} = 0,000 \text{ kNm}$

$M_y = 27,215 \text{ kNm}$

$M_z = 0,000 \text{ kNm}$

$B = 0,000 \text{ kNm}^2$

Parametry vzpěru

Délka dílce: 3,150 m

$L_z = 3,150 \text{ m}$

$L_y = 3,150 \text{ m}$

$k_z = 1,000$

$k_y = 1,000$

$L_{cr,z} = 3,150 \text{ m}$

$L_{cr,y} = 3,150 \text{ m}$

Výsledky posouzení - Rozhodující zatěžovací případ: Kombinace č.2(a) - S4:G1+G2+G3, varianta (a); **Třída průřezu:** 1

Vnitřní síly: $N = 0,000 \text{ kN}$; $M_y = 27,215 \text{ kNm}$; $M_z = 0,000 \text{ kNm}$

Posudek nejnepříznivější kombinace prostého tahu a ohybu:

Únosnosti: $M_{y,R} = 59,583 \text{ kNm}$

$|0,000 + 0,457 + 0,000| = |0,457| < 1$ **Vyhovuje**

Stíhlost dílce: 65,6

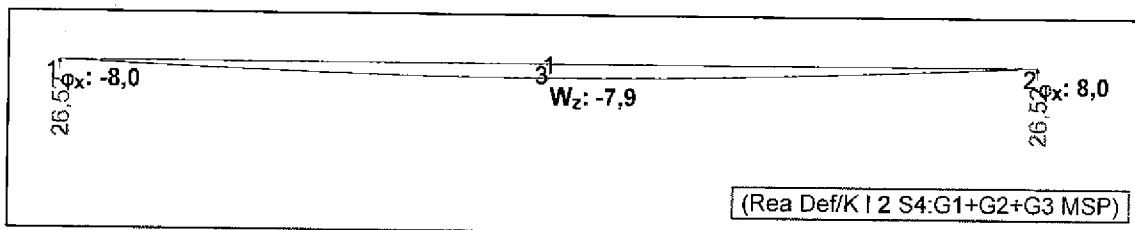
Průřez vyhovuje

45,7 % VYHOVUJI

AKCE:	KS Omega, Musilova 2a, Brno / změna stavby	ZAK.Č.	S - 64 - 2016
-------	--	--------	---------------

II. MSP

max. průhyb překladu: od celkového zatížení



průhyb překladu: od proměnného zatížení sněhem

$$\delta_2 = 7,9 - 7,2 = 0,7 \text{ mm} \ll L/600 = 3,15 / 0,6 = 5,25 \text{ mm}$$

↓
NAVRŽENÝ OCELOVÝ NOSNÍK = PŘEKLAD průřezu **2 + 2 I 120 VYHOVUJE** pro světlé rozpětí otvoru 3,0 m s výše uvedeným zatížením jako prostý nosník! Délka nosníků bude 3,5 m, tedy nosníky budou uloženy na zdivu v délce 250 mm!

VII. ŽB KONSTRUKCE VNITŘNÍ VÝTAHOVÉ PLOŠINY

Ve stáv. dvorní přístavbě půdorysně za schodišťovou podestou je projektatem betonová nosná konstrukce výtahové šachty pro výtahovou plošinu. Šachta bude po dohodě s vedoucím projektantem navržena z dutých betonových tvarovek tl. 0,20 m, které se po vyzdění a po konstrukčním vyztužení zmonolitní dobetonávkou tř. C 16/20. Jsou vlastně navrženy pouze dvě plné stěny šachty a třetí stěna zůstává stávající obvodová zděná stěna tl. 0,39 m. Vnější půdorysné rozměry konstrukce „výtahu“ jsou 1,78 x 2,18 m (myšleno bez stávající obvodové stěny) a vnitřní světlé půdor. rozměry výtahové šachty pak 1,58 x 1,78 m. Výtah je navržen pouze jako dvoupodlažní a slouží pro propojení 1. a 2. NP. pro imobilní občany.

Konstrukce šachty bude založena na železobetonové základové desce tl. 0,20 m výškově „zapuštěná“ pod čistou podlahu přízemí cca 1,06 + 0,2 = 1,26 m. Skutečná hloubka ale bude upravena dle požadavku konkrétního dodavatele výtahu.

Jelikož budou stěny prohloubená částí šachty kromě svislého zatížení ještě vodorovně zatíženy zením tlakem od zásypové zeminy budou stěny ve spodní části propojeny svislou výztuží se základovou deskou.

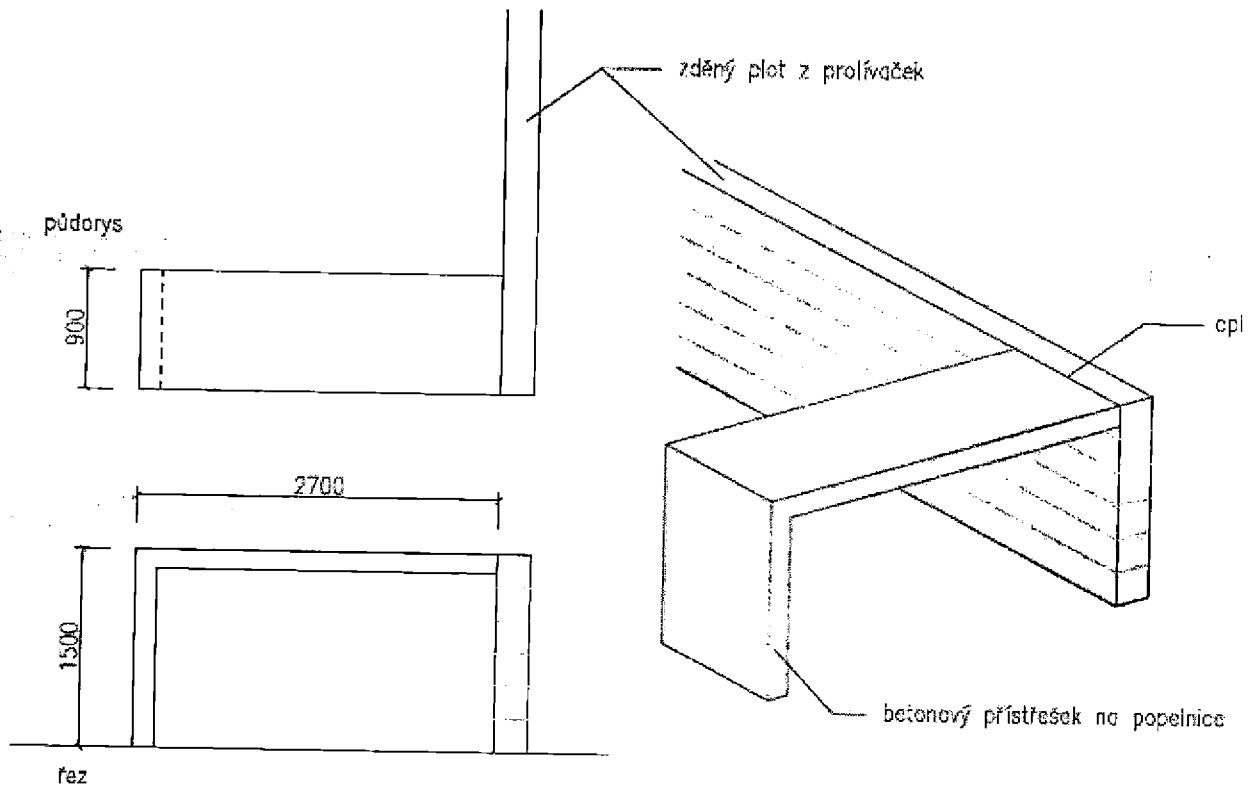
S ohledem na neznalost konkrétních sil od výtahu a posouzení obdobných konstrukcí vyhoví vyztužení základové desky při obou površích KARI sítěmi typ KY 49 (Ø 8/100 - Ø 8/100) mm rozměrů 2,0 x 3,0 m s krytím 30 mm. Jako svíla propojovací výztuž vyhoví Ø R 10 á 250 mm

Beton bude tř. C 20/25 pro typ prostředí „XC2“.

↓ **POZOR:** Základová deska bude pevně prokotvena se základovým pasem stávající obvodové stěny tl. 0,39 m. Shodně bude kotvena betonová stěna vedená kolmo na stěnu stávající (spec. kotevnými nerezovými sponami)! ↓

VIII. ŽELEZOBETONOVÁ KONSTRUKCE PŘÍSTŘEŠKU NA POPELNICE

schéma konstrukce:



VIII. 1. Stropní deska + svislá stěna

Deska je šířky 0,9 m, tl. 100 mm a staticky působí na rozpětí podpor $l = 2,7$ m. S ohledem na zajištění vodorovné stability bude pevně spojena s podporující stěnou rovněž šířky 0,9 m a tl. 100 mm. Stěna je výšky 1,5 m a bude založena na betonové základovém pase šířky 0,3 m a výšky 1,0 m (nezámrzná hloubka).

Jako svislé zatížení na desku uvažují užité proměnné spojitě zatížení $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$. Deska se stěnou působí jako „rámová“ tuhá konstrukce tvaru „L“.

Zatěžovací stavy:

G1: vlastní tíha stropní desky a stěny tl. 0,10 m je generována přímo programem, $\gamma_f = 1,35$

Q2: užité krátkodobé proměnné zatížení: $q_k = 2,0 \text{ kNm}^{-2}$, $\gamma_f = 1,5$

kombinace zatěžovacích stavů: je generována programem přímo!

Max. návrhový ohyb. moment v poli desky dole: $M_d = + 5,5 \text{ kNm}/0,9\text{m}$, max. posouvající síla: $Q_d = + 8,15 \text{ kNm}/0,9\text{m}$.

posouzení stropní desky a stěny na MSÚ je provedeno programem [8]:

[8] FIN EC – Beton 3D ver. 3.19: Program pro výpočet nepravidelného žb průřezu dle ČSN EN 1992-1-1; FINE spol. s r. o., Praha

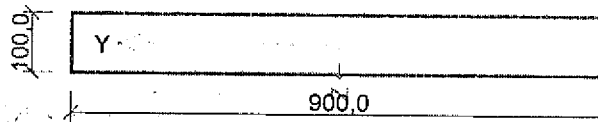
AKCE:	KS Omega, Musilova 2a, Brno / změna stavby	ZAK.Č.	S - 64 - 2016
-------	--	--------	---------------

A) stropní deska:

Typ prvku: deska
 Prostředí: XF2
 Délka dílce: 2,70m

Průřez

Materiály



Beton : C 30/37

$f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 33000 \text{ MPa}$

Ocel podélná : B500 ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$)

Ocel příčná : B500 ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$)

Vyztužení: Úsek č.: 1, (0,00m - 2,70m)

Počet	Profil [mm]	Krytí [mm]	Umístění
9	8	20,0	dolní výztuž



9x8(po 100,0mm) kr. 20,0

S tlačnou výztuží je počítáno.

Minimální krytí: Třída konstrukce: S4

$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}; 10) = \max(8; 10; 10) = 10 \text{ mm}$

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

2.2 Výsledky

Kritický řez v bodě $x = 1,350 \text{ m}$ - Kombinace č.2 - Q2:G1

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Deska (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$\rho_{s,t} = 0,00661 \geq \rho_{s,min} = 0,00151 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

$\rho_s = 0,00503 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Posouzení mezního stavu únosnosti

Kombinace č.1 - G1

$M_{Edy} = 5,50 \leq M_{Rdy} = 14,13 \text{ kNm}$

Posouzení průřezu na ohyb Vyhovuje

Posouzení na smyk: využití průřezu 18,3%. Průřez není namáhán kroucením.

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Celkové posouzení - Průřez VYHOVUJE

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení napětí - Kombinace č.2 - Q2:G1

Maximální tlakové napětí v betonu $\sigma_c = 2,56 \text{ MPa}$

Omezení tlakového napětí v betonu $k_1 \times f_{ck} = 18,00 \text{ MPa}$

Maximální tahové napětí ve výztuži $\sigma_s = 7,71 \text{ MPa}$

Omezení tahového napětí ve výztuži $k_3 \times f_{yk} = 400,00 \text{ MPa}$

Posouzení průřezu na mezní stav omezení napětí Vyhovuje

Trhliny jsou kontrolovány pouze na nejvíce tažené straně průřezu.

$\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff} = 0,000452 / 0,045 = 0,0101$

$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 200.10^3 / 33\ 000 = 6,061$

AKCE:	KS Omega, Musilova 2a, Brno / změna stavby	ZAK.Č.	S - 64 - 2016
-------	--	--------	---------------

$$\varepsilon_s - \varepsilon_{cm} = \max(0,6 \times \sigma_s / E_s; [\sigma_s - k_t \times f_{ctm} / \rho_{p,eff} \times (1 + \alpha_e \times \rho_{p,eff})] / E_s) = \max(0,6 \times 64,96 / 200.10^3; [64,96 - 0,4 \times 2,9 / 0,0101 \times (1 + 6,061 \times 0,0101)] / 200.10^3) = 0,000195$$

$$s_{r,max} = k_3 \times c + k_1 \times k_2 \times k_4 \times d / \rho_{p,eff} = 3,4 \times 20 + 0,8 \times 0,5 \times 0,425 \times 8 / 0,0101 = 203,3 \text{ mm}$$

$$w = \varepsilon_s - \varepsilon_{cm} \times s_{r,max} = 0,000195 \times 203,3 = 0,0396 \text{ mm}$$

Maximální povolená šířka trhliny: 0,300mm (Prostředí - XC2, XC3, XC4, XD1, XD2, XD3, XS1, XS2 nebo XS3)

Výška tláčené části průřezu: h=18,7mm

Využití průřezu: 13,2 %

Posouzení průřezu na mezní stav omezení šířky trhlin Vyhovuje

S ohledem na 2. MSP je max. průhyb stropní desky: $\delta_{s,max} = 2,1 \text{ mm}$ pro 100% tuhost desky bez trhlin. Po vzniku trhlin se ohybová tuhost desky zmenší až k cca 30% , pak tedy odhadem bude skutečný průhyb:

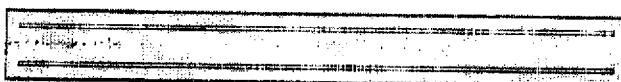
$$\delta'_{s,max} = 2,1 / 0,3 = 7,0 \text{ mm} < \delta'_{s,lim} = L / 0,25 = 2,7 / 0,25 = 10,8 \text{ mm (pro stropy bez příček a bez omítek)}$$

B) stěna:

Průřez a materiál je shodný dle ad A)!

Vyztužení: Úsek č.: 1, (0,00m - 1,50m)

Počet	Profil [mm]	Krytí [mm]	Umístění
6	5	20,0	horní výztuž
6	5	20,0	dolní výztuž



6x5(po 150,0mm) kr. 20,0

6x5(po 150,0mm) kr. 20,0

S tláčenou výztuží je počítáno.

2.2 Výsledky

Kritický řez v bodě x = 0,000m - Kombinace č.2 - Q2:G1

Podrobné posouzení TLAK A OHYB: Kombinace č.2 - Q2:G1

Výpočet minimální excentricity

$$e_0 = \max(h / 30; 0,02) = \max(0,1 / 30; 0,02) = 0,02 \text{ m}$$

$$M_{0Edv} = \min(M_v; -(e_0 \times |N_{Ed}|)) = \min(0; -(0,02 \times |-12,71|)) = -0,254 \text{ kNm}$$

$$M_{0Edz} = 0 \text{ kNm}$$

Součinitel dotvarování:

$$h_0 = 2 \times A_c / u = 2 \times 90\,000 / 2\,000 = 90 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 = (35 / f_{cm})^{0,7} = (35 / 38)^{0,7} = 0,944$$

$$\alpha_2 = (35 / f_{cm})^{0,2} = (35 / 38)^{0,2} = 0,984$$

$$\varphi_{RH} = [1 + (1 - RH / 100) / (0,1 \times \sqrt[3]{h_0}) \times \alpha_1] \times \alpha_2 = [1 + (1 - 50 / 100) / (0,1 \times \sqrt[3]{90}) \times 0,944] \times 0,984 = 2,02$$

$$\beta(f_{cm}) = 16,8 \cdot 10^6 / \sqrt{f_{cm}} = 16,8 \cdot 10^6 / \sqrt{38} = 2,725$$

$$\beta(t_0) = 1 / (0,1 + t_0^{0,2}) = 1 / (0,1 + 28\,000^{0,2}) = 0,488$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t_0) = 2,02 \times 2,725 \times 0,488 = 2,689$$

$$\alpha_3 = (35 / f_{cm})^{0,5} = (35 / 38)^{0,5} = 0,96$$

$$\beta_H = \min(1,5 \times [1 + (0,012 \times RH)^{18}] \times h_0 + 250 \times \alpha_3; 1\,500 \times \alpha_3) = \min(1,5 \times [1 + (0,012 \times 50)^{18}] \times 90 + 250 \times 0,96; 1\,500 \times 0,96) = 374,9$$

$$\beta(t/t_0) = [(t - t_0) / (\beta_H + t - t_0)]^{0,3} = [(29\,200 - 28,00) / (374,9 + 29\,200 - 28,00)]^{0,3} = 0,996$$

$$\varphi = \varphi_0 \times \beta(t/t_0) = 2,689 \times 0,996 = \mathbf{2,678}$$

Vzpěr: Pro výpočet vlivu vzpěru použita metoda založená na jmenovité tuhosti.

Štíhlost kolmo k ose y:

$$i_y = \sqrt{I_{cy} / A_c} = \sqrt{75,0 \cdot 10^{-6} / 0,09} = 0,0289 \text{ m}$$

$$\lambda_y = L_{0y} / i_y = 3 / 0,0289 = 103,9$$

Štíhlost kolmo k ose z:

$$i_z = \sqrt{I_{cz} / A_c} = \sqrt{0,00608 / 0,09} = 0,26 \text{ m}$$

$$\lambda_z = L_{0z} / i_z = 3 / 0,26 = 11,55$$

$$\varphi_{ef} = \varphi \times 0,505 = 2,678 \times 0,505 = 1,352$$

$$A = 1 / (1 + 0,2 \times \varphi_{ef}) = 1 / (1 + 0,2 \times 1,352) = 0,787$$

$$\omega = A_s \times f_{yd} / (A_c \times f_{cd}) = 0,000236 \times 434,8 / (0,09 \times 20) = 0,0569$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \times \omega} = \sqrt{1 + 2 \times 0,0569} = 1,055$$

$$C = 1,7 - 1 = 1,7 - 1 = 0,7$$

$$n = |N_{Ed}| / (A_c \times f_{cd}) = |-12,71| / (0,09 \times 20) = 0,00706$$

$$\lambda_{lim} = \min(20 \times A \times B \times C / \sqrt{n}; 75) = \min(20 \times 0,787 \times 1,055 \times 0,7 / \sqrt{0,00706}; 75) = 75$$

Směr y: $\lambda_y > \lambda_{lim} \Rightarrow$ Je potřeba podrobný výpočet vzpěru

$$\beta = \pi^2 / c_{0v} = 3,1422^2 / 10 = 0,987$$

$$k_1 = \sqrt{f_{ck} / 20} = \sqrt{30 / 20} = 1,225$$

$$n = -N_{Ed} / (A_c \times f_{cd}) = -(-12,71) / (0,09 \times 20) = 0,00706$$

$$k_{2y} = \min(n \times \lambda_y / 170; 0,2) = \min(0,00706 \times 103,9 / 170; 0,2) = 0,00432$$

$$\varphi_{ef} = \varphi \times 0,505 = 2,678 \times 0,505 = 1,352$$

$$K_{cy} = k_1 \times k_{2y} / (1 + \varphi_{ef}) = 1,225 \times 0,00432 / (1 + 1,352) = 0,00225$$

$$EI_y = K_{cy} \times E_{cd} \times I_{cv} + K_s \times E_s \times I_{sv} = 0,00225 \times 27\,500 \times 75,0 \cdot 10^{-6} + 1 \times 200 \cdot 10^3 \times 178 \cdot 10^{-9} = 40,27 \text{ kNm}^2$$

$$N_{By} = \pi^2 \times EI_y / L_{0v}^2 = 3,1422^2 \times 40,27 / 32^2 = 44,16 \text{ kN}$$

$$M_{Edy} = M_{0Edy} \times \{1 + \beta / [N_{By} / (-N_{Ed}) - 1]\} = (-0,254) \times \{1 + 0,987 / [44,16 / (-(-12,71)) - 1]\} = -0,355 \text{ kNm}$$

Směr z: $\lambda_z < \lambda_{lim} \Rightarrow$ Výpočet vzpěru není potřeba

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Stěna (celková vyztuž):

$$\rho_s = A_s / A_c = 235,6 / 90\,000 = 0,00262$$

$$\rho_s = A_s / A_c = 235,6 / 90\,000 = 0,00262$$

$$\rho_{s,min} = 0,002$$

$$\rho_s = 0,00262 \geq \rho_{s,min} = 0,002 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\rho_s = 0,00262 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Minimální plocha vodorovné vyztuže: $A_{sh,min} = 90 \text{ mm}^2$

Deformace v krajních vláknech průřezu

Nejmenší deformace v betonu: -3,50 ‰

Největší deformace v betonu: 39,71 ‰

Nejmenší deformace ve vyztuži: 6,22 ‰

Největší deformace ve vyztuži: 29,99 ‰

Směr neutrálné osy: 180,00 °

$$N_{Ed} = -12,71 \text{ kN} \leq N_{Rd} = -1894,25 \text{ kN}$$

$$M_{Edy} = 0,00 \rightarrow -0,36 \leq M_{Rdy} = -5,55 \text{ kNm}$$

Posouzení průřezu na tlak a ohyb Vyhovuje, Využití: 6,4 %

Stěna tedy bude vyztužena při obou površích KARI sítí typ KD 37 ($\varnothing 5/150 - \varnothing 5/150$) mm rozměrů 2,0 x 3,0 m s krytím 20 mm.

Stropní deska bude vyztužena při spodní líci KARI sítí typ KY 50 ($\varnothing 8/150 - \varnothing 8/150$) mm rozměrů 2,0 x 3,0 m s krytím 20 mm.

Beton bude tř. C 30/37 pro typ prostředí „XF2“.

IX. OCELOVÁ KONSTRUKCE SLUNOLAMU

Ocelová nosná konstrukce je půdorysných rozměrů 1,9 x 18,47 m a skládá se z 9-ti kusů příčných nosníků průřezu U 50 osově max. po 2,3 m vynášejících dřevěný rošt – latě průřezu 40/60 mm max. po 0,24 m. Na jednom konci u stávající stěny tl. 0,39 m budou příčníky pevně přivařeny k podélné pásovině profilu $\square 80/4$ mm, která bude pevně kotvena do stávající stěny pomocí spec. kotev do zdiva M10 (9 ks) + tmel do zdiva. Na opačném „volném“ konci budou nosníky přivařeny ke kolmo vedenému podélnému krajnímu nosníku prů-

AKCE:	KS Omega, Musilova 2a, Brno / změna stavby	ZAK.Č.	S - 64 - 2016
-------	--	--------	---------------

řezu UPE 80 celkové délky 18,7 m. Podélný nosník bude na jednom konci uložený do stávající stěny tl. 0,17 m a na opačném konci do nové stěny výtahové plošiny. Min. délka uložení bude 100 mm. S ohledem na značné rozpětí tohoto krajního nosníku bude tento ještě ve třech bodech osově po 2,3 m vynesena šikmým táhlem – závitovou tyčí M 10 vedenou pod úhlem 30°.

svislé plošné zatížení = podlaha (stálé, dlouhodobé)		kNm ⁻²
dřevěné latě 40/60 mm á 0,28 m	5 x 1,0 . 0,04 . 0,06 . 6,0	0,07
vl. tíha ocel. příčníků		0,06
		g _{2k} ≅ 0,13

γ_f = 1,35

A. PŘÍČNÍK

Statically působí na rozpětí max. l = 1,9 m a bude zatížen dřevěnými latěmi. Nosník není nutné spec. posuzovat a průřezu U 50 bezpečně vyhoví pro oba mezní stavy únosnosti a přetvoření

B. PODÉLNÝ NOSNÍK

Statically působí na max. rozpětí l = 2 x 2,3 = 4,6 m jako spojitý nosník o třech polích.

G1: vl. tíha podélného nosníku je generována programem [2] přímo, γ_f = 1,35

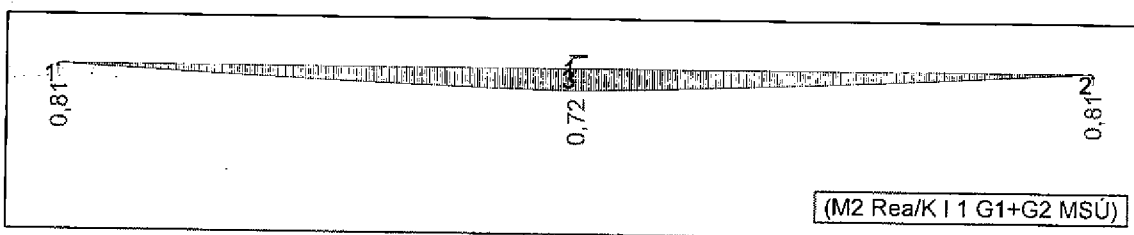
G2: reakce od příčníků U 50:

$$G_k = \frac{1}{2} \cdot (0,13 \cdot 2,3) \cdot 1,9 = \frac{1}{2} \cdot 0,3 \cdot 1,9 = 0,284 \text{ kN}$$

Posouzení spojitého nosníku je provedeno programem [2].

Vstupní hodnoty pro výpočet jsou archivovány u zpracovatele tohoto statického výpočtu.

průběh ohybových momentů a reakcí: „K“ – G1+G2



1. MS: POSOUZENÍ nosníku průřezu UPE 80 je provedeno programem [4] - viz níže.

Úsek č.	Počátek [m]	Konec [m]	Průřez	Natočení [°]
1	0,000	4,600	UPE 80	0,0

Materiál: Název: EN 10025 : Fe 360

Zatížení - vnitřní síly

Celkový počet zatěžovacích případů: 1, Kombinace č.1 - G1+G2:

	N[kN]	V ₃ [kN]	M ₂ [kNm]	V ₂ [kN]	M ₃ [kNm]	T _t [kNm]	T _o [kNm]	B[kNm ²]
Max. hodnota	0,000	0,435	0,718	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Min. hodnota	0,000	-0,435	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

AKCE:	KS Omega, Musilova 2a, Brno / změna stavby	ZAK.Č.	S - 64 - 2016
-------	--	--------	---------------

Vzpěr: Vzpěr při vybočení kolmo k ose z a ose y:

Úsek č.	Počátek [m]	Konec [m]	Délka pro vzpěr [m]	Souč. vzp. délky k_z	Vzpěrná délka $L_{cr,z}$ [m]
1	0,000	4,600	2,300	1,000	2,300

Klopení: Klopení od momentu M_y :

Úsek č.	Počátek [m]	Konec [m]	l_{z1} [m]	Tvar momentové plochy	Poloha zatížení
1	0,000	4,600	2,300	Prostý nosník, břemeno uprostřed	0,000

Celkové posouzení

Rozhodující zatěžovací případ: Kombinace č.1 - G1+G2; Třída průřezu: 1

Posudek smyku od posouvající síly V_z : 0,189 kN < 55,356 kN **Vyhovuje**

Vnitřní síly: $N = 0,000$ kN; $M_y = 0,718$ kNm; $M_z = 0,000$ kNm

Posudek nejnepříznivější kombinace prostého tahu a ohybu:

Únosnosti: $M_{y,R} = 5,062$ kNm

$|0,000 + 0,142 + 0,000| = |0,142| < 1$ **Vyhovuje**

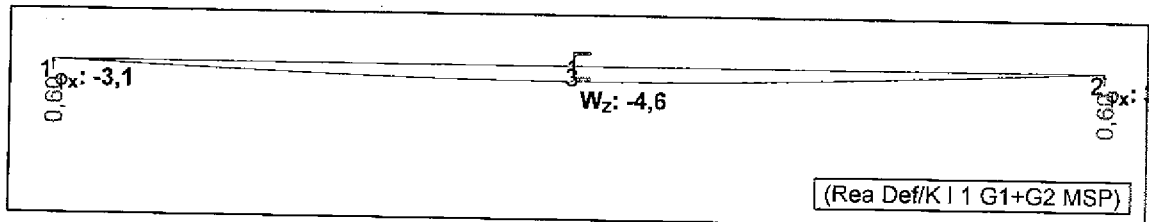
Posouzení štíhlosti dílce: štíhlost dílce: 145,0 < mezní štíhlost: 150,0

Štíhlost dílce **vyhovuje**

Průřez **vyhovuje**, Využití průřezu: 14,2 %

2. MS: deformace

max. průhyb nosníku: „K2“ = stálé (dlouhodobé)



$$\delta_{s,max_i} = 4,6 \text{ mm} \ll \delta_{lim} = L / 400 = 4,6 / 0,4 = 11,5 \text{ mm}$$

Navržený ocelový nosník **vyhovuje** průřezu **UPE 80** (nebo U 50) na max. zatížení od příčniců pro oba mezní stavy únosnosti a přetvoření = průhyby jako spojitý nosník o dvou polích statických délek 2 x 2,3 m.

reakce do zdiva nebo ocel. táhla:

- od stálého (dlouhodobého) zat. $G_{1k} = 20,40$ kN, $G_{2k} = 12,0$ kN, $\gamma_f = 1,35$

- od užitečného proměnného (krátkodobého) zat. $Q_{1k} = 11,62$ kN, $Q_{2k} = 6,83$ kN, $\gamma_f = 1,5$

reakce do ocel. sloupu:

- od stálého zat. $G_k = 0,6$ kN, $\gamma_f = 1,35$

od max. návrhové zat. $G_d = 0,81$ kN

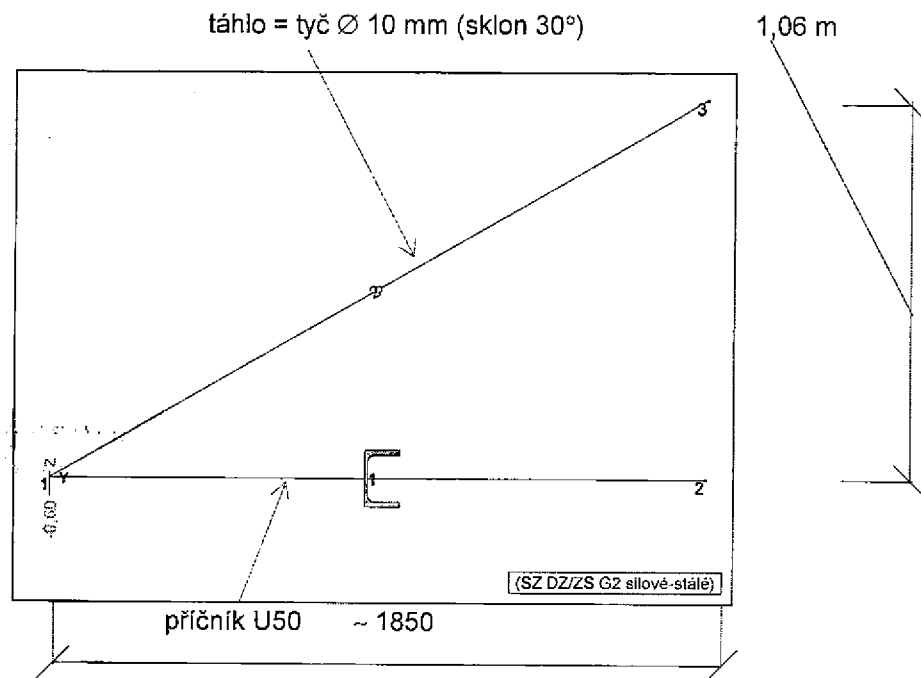
C. ŠIKMÉ TÁHLO

G1: vl. tíha podélného nosníku je generována programem [2] přímo, $\gamma_f = 1,35$

G2: reakce od příčniců U 50:

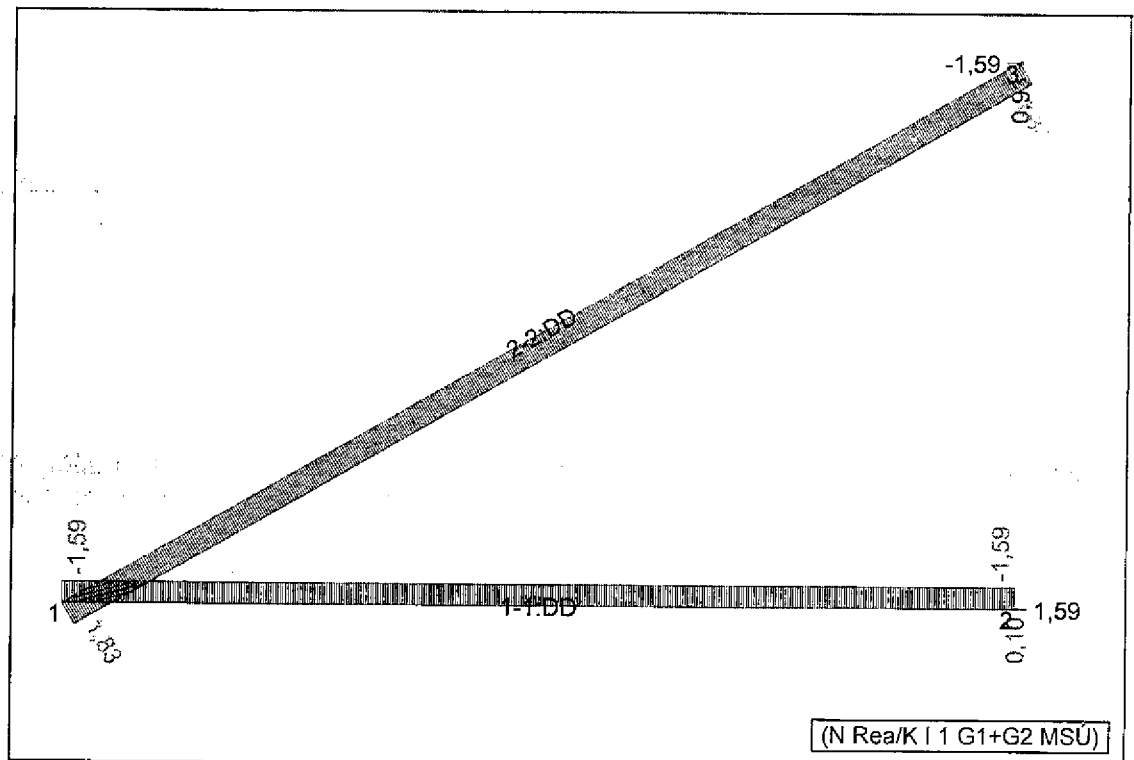
$$G_k = \frac{1}{2} \cdot (0,13 \cdot 2,3) \cdot 1,9 = 0,284 \text{ kN}$$

schéma:



Posouzení šikmého táhla je provedeno programem [2]. Vstupní hodnoty pro výpočet jsou archivovány u zpracovatele tohoto statického výpočtu.

průběh normálových sil a reakcí: „K“ – G1+G2



Celkové posouzení

Rozhodující zatěžovací případ: Kombinace č.1 - G1+G2; Třída průřezu: 1

Posudek smyku od posouvající síly V_z : 0,001 kN < 5,328 kN Vyhovuje

Vnitřní síly: $N = 1,836$ kN; $M_y = 0,004$ kNm; $M_z = 0,000$ kNm

AKCE:	KS Omega, Musilova 2a, Brno / změna stavby	ZAK.Č.	S - 64 - 2016
-------	--	--------	---------------

Posudek nejnepříznivější kombinace prostého tahu a ohybu:

Únosnosti: $N_R = 18,457 \text{ kN}$; $M_{y,R} = 0,039 \text{ kNm}$

$| 0,099 + 0,104 + 0,000 | = | 0,203 | < 1$ **Vyhovuje**

Průřez vyhovuje, Využití průřezu: 20,3 %

D. KOTVENÍ TÁHLA DO ZDĚNÉ STĚNY

Táhlo bude kotveno do zdi přes ocelovou kotevní desku profilu $\square 80/6 \text{ mm} - 0,2 \text{ m}$ + dvě kotvy do zdiva M 10 + spec. kotevní tmel typ HIT-HY 270 firmy HILTI CZ.

max. tahová síla do kotvení $N_d = + 1,59 \text{ kN}$

smyková síla: $Q_d = 0,93 \text{ kN}$

tedy na jednu kotvu připadne síla: (rozdělena na obě kotvení rovnoměrně)

max. tahová síla do kotvení $N_{1d} = + 1,59 / 2 = 0,8 \text{ kN}$

smyková síla: $Q_{1d} = 0,93 / 2 = 0,47 \text{ kN}$

Podle katalogu pro projektanty r. 2015-2016 je max. návrhová únosnost kotevního šroubu M10 typ HIT-V + HIT SC pro hloubku zakotvení $\geq 80 \text{ mm}$:

- v tahu: $N_{Rd} = 2,2 \text{ kN} > N_{1d} = 0,8 \text{ kN}$

- ve smyku: $V_{Rd} = 0,8 \text{ kN} > N_{1d} = 0,8 \text{ kN}$

POZOR: Kotvení je nutno ověřit statickým posouzením ve stupni výrobní dokumentace!!

POZNÁMKA:

Pro zakotvení táhla lze použít např. spec. „univerzální kloubovou spojku **MQP-U** firmy HILTI.

E. KOTVENÍ PODÉLNÉ PÁSOVINY S UPE 50 PŘÍČNÍKY DO ZDIVA STĚNY

Táhlo bude otveno do zdi přes ocelovou kotevní desku profilu $\square 80/6 \text{ mm} - 0,2 \text{ m}$ + dvě kotvy do zdiva M 10 + spec. kotevní tmel typ HIT-HY 270 firmy HILTI CZ.

max. smyková síla: $Q_d = 1,35 \cdot 0,284 = 0,39 \text{ kN}$

↓ Dle předchozího kotvení kotevní desky bezpečně vyhoví zakotvení podélné pásovinu profilu $\square 80/4 \text{ mm} - 18,5 \text{ m}$ pomocí kotev do zdiva **M 10** + spec. kotevní tmel typ HIT-HY 270 firmy HILTI CZ, a to v osové vzdálenosti max. 2,3 m, tedy v počtu 9-ti kusů! ↓

V Brně, 15. 12. 2016

vypracoval: ing. Vrabel D.
statik



AKCE:	KS Omega, Musilova 2a, Brno / změna stavby	ZAK.Č.	S - 64 - 2016
-------	--	--------	---------------

Zápis statika po částečném průzkumu střešního pláště

Po provedených sondách do střešního pláště byla patrná vrstva škvárového násypu ve spádu se střešní krytinou.

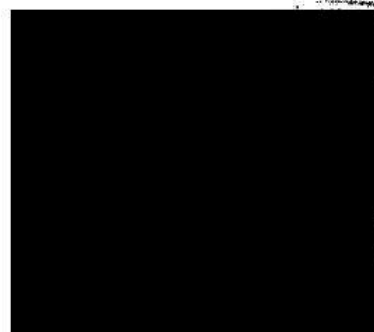
Podle ujištění vedoucího projektanta bude celá původní skladba střešního pláště odstraněna až na nosné střešní panely a nahrazena skladbou novou nižší plošné hmotnosti (tepelná izolace např. PS + spádové klíny, parozábrana apod. s finálí lehkou střešní krytinou).

Jelikož nejsou střešní panely nijak staticky poškozeny lze předpokládat, že tyto přenesou nový lehčí střešní plášť s klimatickým zatížením, a to bez nutných statických úprav.

V původním statickém posouzení z r. 2016 byla uvažována, při návrhu a posouzení ocelových překladů nad nově navrženými otvory, skladba střešního pláště plošné hmotnosti 150 kg/m^2 , která je nově uvažovanou skladbou dodržena. Provedení překladů tedy bude provedeno podle původního statického návrhu!

V Brně, 21. 12. 2017

vypracoval: ing. Vrubeš D.
statik



AKCE:	KS Omega, Musilova 2a, Brno / změna stavby	ZAK.Č.	S - 64 - 2016
-------	--	--------	---------------

IV. Zvětšení únosnosti stáv. stropní konstrukce nad přízemím/změna 6/2018

Stávající konstrukce podlahy, zjištěná dodavatelem provedenou sondou do podlahy) bude zcela odstaněna a nahrazena skladbou novou dle následujícího:

svislé plošné zatížení = podlaha (stálé, dlouhodobé)		kNm ⁻²
nová podlahová krytina (např. vinyl)		0,15
betonová mazanina tl. 60 mm vyztužena KARI sítěmi	0,060 · 24,0	1,44
kročejová izolace – podlahový EPS tl. 50 mm		0,05
vyrovnávací vrstva – např. EKOSTYRENBETON 350 Ø tl. 100 mm	0,10 · 3,5	0,35
vl. tíha stropního panelu (odhadem)		3,00
omítka tl. 15 mm	0,015 · 19,0	0,285
		g_{1k} ≅ 5,28

$$\gamma_f = 1,35$$

- užité proměnné zatížení „stropů“ dle [5], tab. 6.1 a 6.2(CZ) $q_k = 7,5 \text{ kN/m}^2$ – pro kategorii E1 zatěž. ploch (plochy, kde může dojít k hromadění zboží = knihovna, avšak toto plošné zatížení bude umístěno podél jedné dvorní obvodové stěny, tedy nikoli na celou plochu panelu!

V. 1. Stanovení nového zatížení na stropní panel; vnitřní síly

statická délka $l = 5,75 \text{ m}$ (světlé rozpětí stěn 5,5 m)

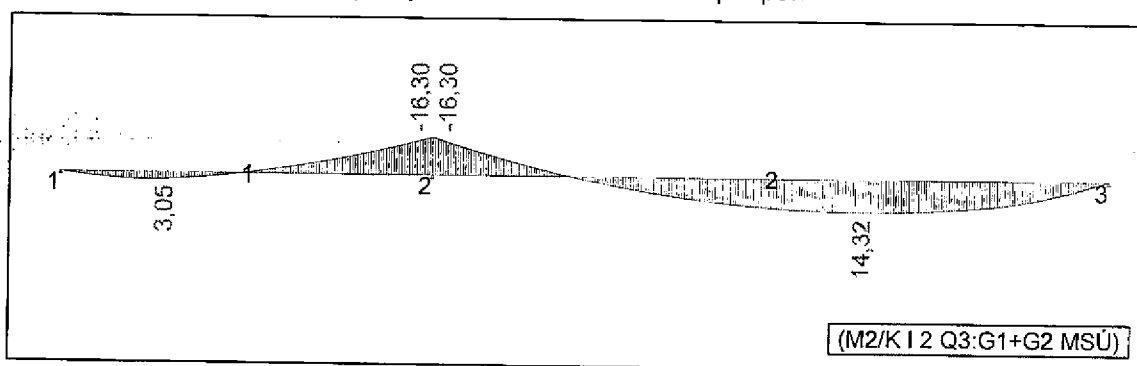
G1: spojitě liniové zatížení od stropních desek s podlahou (na stropu v 2. NP. nejsou navrženy žádné příčky) – viz předchozí

$$g_k = 5,28 \cdot 1,0 = 5,28 \text{ kN/m}, \gamma_f = 1,35$$

Q2: spojitě zatížení od užitého proměnného zatížení na stropní desce ($q'_k = 6,0 \cdot 2,4 = 1440 \text{ kg/m}^2$) v pruhu šířky 0,6 m a ve „zbývající délce panelu pak $q_k = 250 \text{ kg/m}^2$, $\gamma_f = 1,5$

Statickým posouzením stropního panelu na výše uvedené nové zatížení podlahou a nové užité proměnné zatížení za předpokladu podepření panelu ocelovým průvlakem ve vzdál. cca 2,035 m od uliční podpory je provedeno programem [2]:

schéma max. návrhových ohybových momentů a reakcí do podpor:



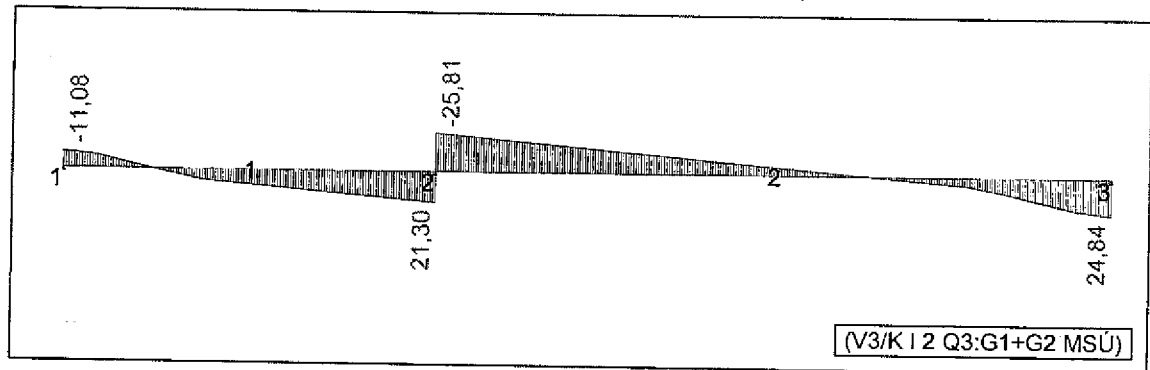
POZOR:

Ve skutečnosti bude ohybový moment v delším poli o cca 50% vyšší, neboť se dá předpokládat, že stropní panel záporný ohybový moment nepřeneše, vytvoří se trhliny a po přerozdělení se zvětší ohybové momenty v polích:

tedy v delším rozhodujícím poli: $M_d \equiv 1,4 \cdot 14,32 = 21,5 \text{ kNm} < M_{d,přv.} = 48,3 \text{ kNm}$ viz dále

AKCE:	KS Omega, Musilova 2a, Brno / změna stavby	ZAK.Č.	S - 64 - 2016
-------	--	--------	---------------

schéma max. návrhových smykových sil u podpor panelového stropu:



$$\max. Q_{d, \text{nová}} = 25,81 \text{ kN/m} < \max. Q_{d, \text{pův.}} = 33,64 \text{ kN/m}$$

schéma „stálých“ reakcí do podpor od podepřeného delšího panelu:

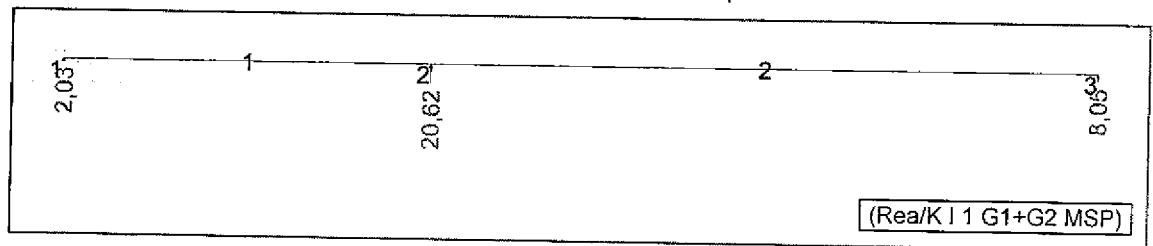
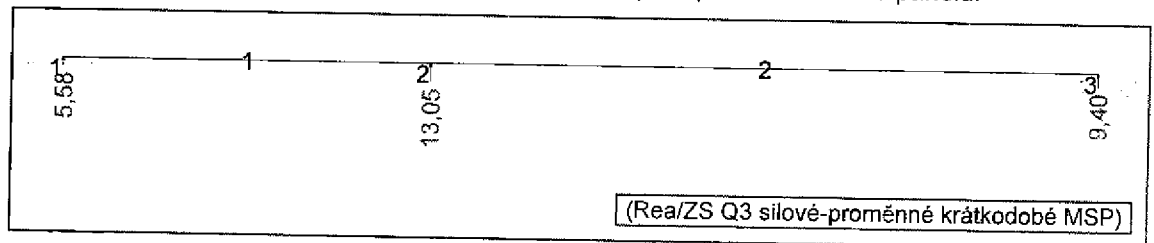


schéma „užitných proměnných“ reakcí do podpor od podepřeného delšího panelu:



V. 2. Stanovení původního zatížení na stropní panel; vnitřní síly

statická délka $l = 5,75 \text{ m}$ (světlé rozpětí stěn $5,5 \text{ m}$), zatížení dle pův. ČSN!!

G1: spojitě liniové zatížení od stropních desek se stáv. podlahou ($g_k = 7,0 \text{ kN/m}^2$)
 $g_k = 7,0 \cdot 1,0 = 7,0 \text{ kN/m}$, $\gamma_f \cong 1,3$

Q2: spojitě zatížení od původně stanoveného užitného nahodilého zatížení na stropní desce – kancelářské prostory dle ČSN ($q_k = 200 \text{ kg/m}^2$) v celé délce panelu, $\gamma_f = 1,3$

Statickým posouzením stropního panelu na výše uvedené původní zatížení podlahou a původní užitné zatížení bez dodatečného podepření panelu, tedy působícího jako prostý nosník statické délky $l = 5,75 \text{ m}$ je provedeno programem [2]:

schéma max. návrhových ohybových momentů a reakcí do podpor:

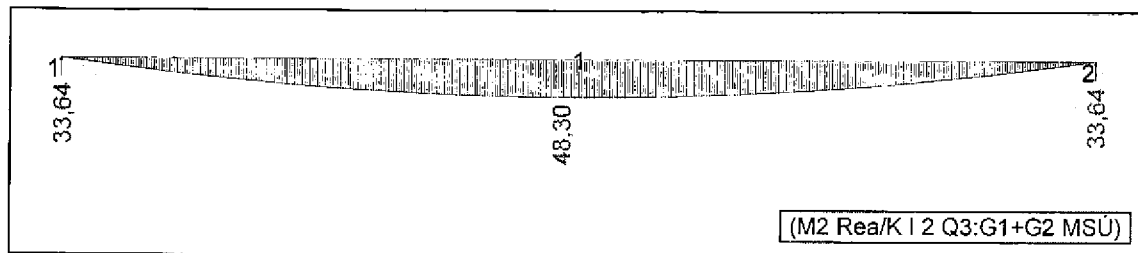


schéma max. návrhových smykových sil u podpor panelového stropu:

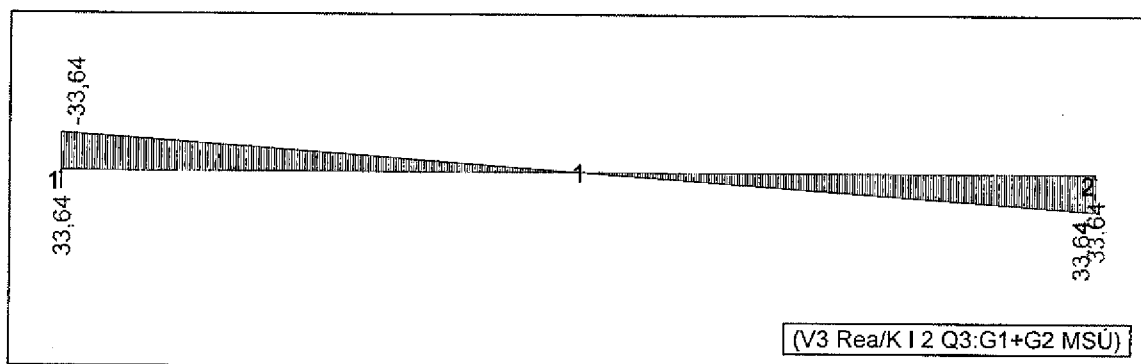


schéma „stálých“ reakcí do podpor od podepřeného delšího panelu:

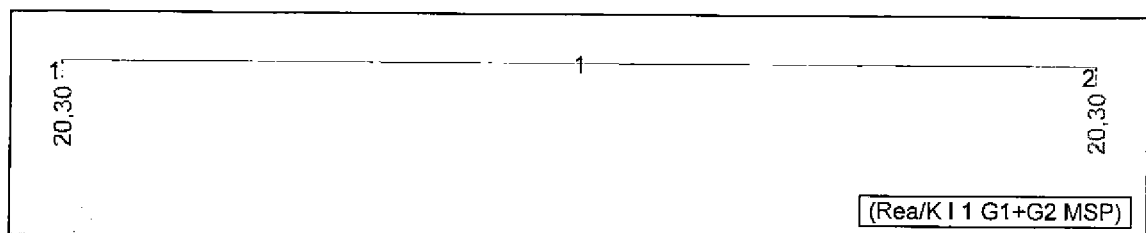
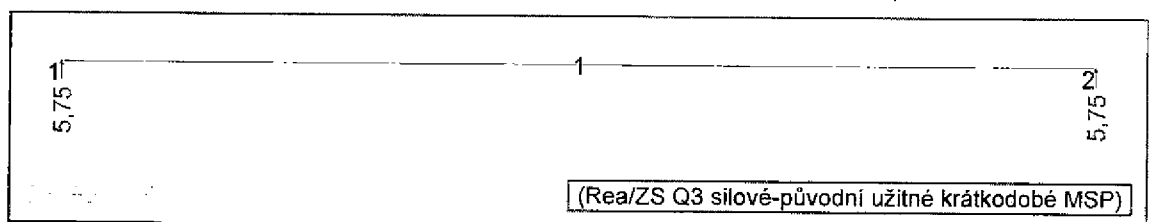


schéma „užitných proměnných“ reakcí do podpor od podepřeného delšího panelu:



Jelikož není známa statická únosnost stávajících keramickobetonových stropních panelů bylo předchozím posouzením porovnány vnitřní síly v panelu zatíženého původním zatížením (původní skladba podlahy a užité zatížení stanovené pro kancelářské prostory dle pův. platné ČSN), a to bez jejich podepření ve vnitřní části, tedy působící prosté na světlé rozpětí nosných stěn 5,5 m s vnitřními silami (ohybové momenty a smykové síly) od zatížení novou skladbou podlahy (odstraněním původní a stanovení nové lehčí) a především nově stanoveným užitným proměnným zatížením (velké „liniové“ zatížení panelů v místě jejich uložení na obvod. stěnách od tíhy regálů s knihami – až 1440 kg/m^2 v pruhu šířky 0,6 m a ve zbývající vnitřní části užitným zatížením pro kanceláře – 250 kg/m^2).

Tímto orientačním posouzením lze konstatovat, že stávající stropní panely nové zatížení novou skladbou podlahy a novým užitným zatížením vyhoví, ale za předpokladu jejich dodatečného podepření ocelovým průvlakem půdorysně vzdáleným od uliční stěny cca 1,91 m!!

AKCE:	KS Omega, Musilova 2a, Brno / změna stavby	ZAK.Č.	S - 64 - 2016
-------	--	--------	---------------

IV. 2. OCELOVÝ NOSNÍK POD PANELE /změna 6/2018

G1: vl. tíha nosníku je generována programem [2] přímo, $\gamma_f = 1,35$

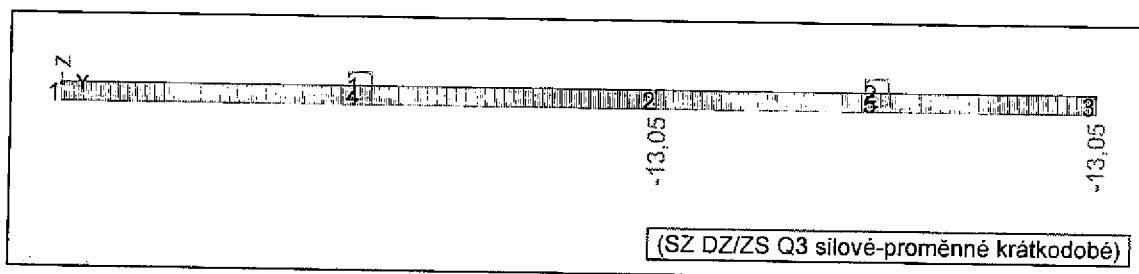
G2: spojitě liniové zatížení od stropních desek s podlahou (na stropu v 2. NP. nejsou navrženy žádné příčky) – viz předchozí

$g_k = 20,62 \text{ kN/m}$, $\gamma_f = 1,35$

Q3: spojitě zatížení od užitého proměnného zatížení na stropu

$q_k = 13,05 \text{ kN/m}$, $\gamma_f = 1,5$

schéma nosníku se zatížením Q3:

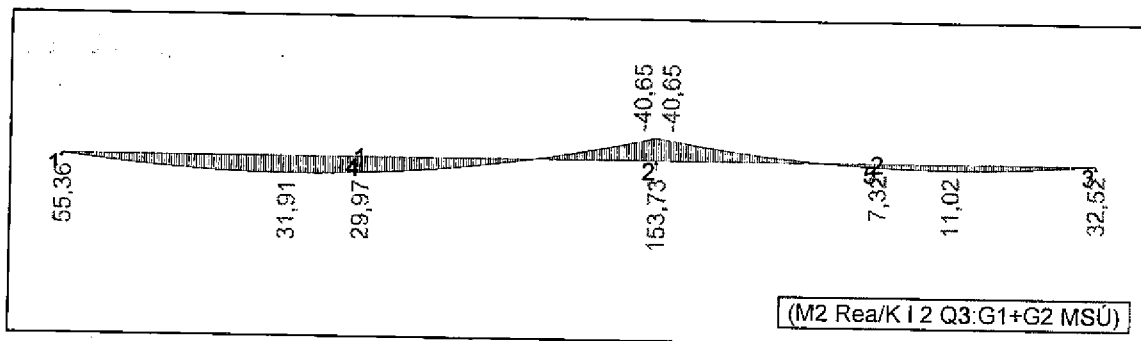


KOMBINACE ZATĚŽ. STAVŮ: jsou generovány programem přímo programem [2].

rozpětí polí průvlaku budou $l_1 = 2,9 \text{ m}$ a $l_2 = 2,15 \text{ m}$

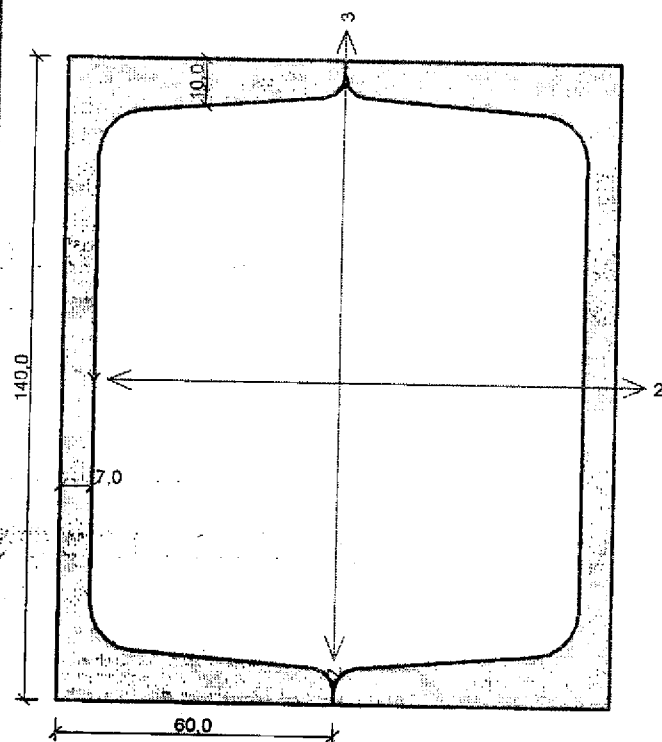
Posouzení nosníku je provedeno programem [2]. Vstupní hodnoty pro výpočet jsou archivovány u zpracovatele tohoto statického výpočtu.

průběh ohybových momentů a reakcí: „K2“ – Q3:G1+G2



1. MS: POSOUZENÍ nosníku průřezu **2 x U 140** je provedeno programem [4] - viz níže.

Kritický řez dílce "1:DD" - průřez 1 (2,900m)



Norma výpočtu EN 1993-1-1

Výpočet je proveden podle České národní přílohy.

Díličí součinitele spolehlivosti pro ocelové konstrukce:

Součinitel únosnosti průřezu $\gamma_{M0} = 1,000$ Součinitel únosnosti při posouzení stability $\gamma_{M1} = 1,000$ Součinitel únosnosti oslabeného průřezu $\gamma_{M2} = 1,250$

Průřez 2 x U(UPN) 140

Průřezová plocha: $A = 4,080E03 \text{ mm}^2$

Poloha těžiště:

 $y_T = 60,0 \text{ mm}$ $z_T = 70,0 \text{ mm}$

Momenty setrvačnosti:

 $I_y = 1,210E07 \text{ mm}^4$ $I_z = 8,624E06 \text{ mm}^4$

Průřezové moduly:

 $W_{y,1} = -1,729E05 \text{ mm}^3$ $W_{z,1} = 1,437E05 \text{ mm}^3$ $W_{y,2} = 1,729E05 \text{ mm}^3$ $W_{z,2} = -1,437E05 \text{ mm}^3$

Moment tuhosti v prostém kroucení:

 $I_k = 1,445E07 \text{ mm}^4$

Vysečový moment setrvačnosti:

 $I_{\omega} = 1,087E09 \text{ mm}^6$

Plastické průřezové moduly:

 $W_{pl,y} = 2,055E05 \text{ mm}^3$ $W_{pl,z} = 1,729E05 \text{ mm}^3$

Materiál: EN 10025 : Fe 360

Materiálové charakteristiky:

Modul pružnosti $E : 210000 \text{ MPa}$ Modul pružnosti ve smyku $G : 81000 \text{ MPa}$ Mez kluzu $f_v : 235,0 \text{ MPa}$ Mez pevnosti $f_u : 360,0 \text{ MPa}$

Vnitřní síly v souřadném systému průřezu

Zatěžovací případ s největším využitím

Kombinace č.2(a) - Q3:G1+G2, varianta (a)

 $N = 0,000 \text{ kN}$ $V_z = 83,393 \text{ kN}$ $V_y = 0,000 \text{ kN}$ $T_1 = 0,000 \text{ kNm}$ $T_{\omega} = 0,000 \text{ kNm}$ $M_y = -40,653 \text{ kNm}$ $M_z = 0,000 \text{ kNm}$ $B = 0,000 \text{ kNm}^2$

Parametry vzpěru

Délka dílce: 2,900 m

 $L_z = 1,000 \text{ m}$ $k_z = 1,000$ $L_y = 2,900 \text{ m}$ $k_y = 0,700$ $L_{cr,z} = 1,000 \text{ m}$ $L_{cr,y} = 2,030 \text{ m}$

Výsledky posouzení - Rozhodující zatěžovací případ: Kombinace č.2(a) - Q3:G1+G2, varianta (a); **Třída průřezu:** 1

Posudek smyku od posouvající síly V_z : $83,393 \text{ kN} < 246,933 \text{ kN}$ **Vyhovuje**

Vnitřní síly: $N = 0,000 \text{ kN}$; $M_y = -40,653 \text{ kNm}$; $M_z = 0,000 \text{ kNm}$

Posudek nejneprůzračnější kombinace prostého tahu a ohybu:

Únosnosti: $M_{y,R} = -48,303 \text{ kNm}$

$|0,000 + 0,842 + 0,000| = |0,842| < 1$ **Vyhovuje**

Štíhlost dílce: 37,3

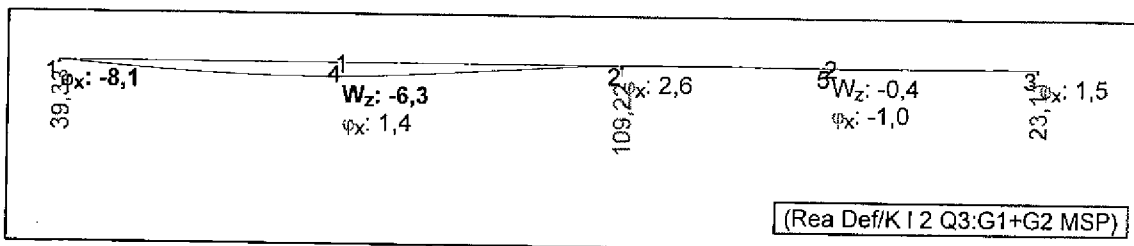
Průřez vyhovuje

84,2 % VYHOVUJE

AKCE:	KS Omega, Musilova 2a, Brno / změna stavby	ZAK.Č.	S - 64 - 2016
-------	--	--------	---------------

2. MS: deformace

max. průhyb nosníku:



$$\delta_{s,max.} = \underline{6,3 \text{ mm}} < \delta_{lim.} = L / 400 = 2,9 / 0,4 = \underline{7,25 \text{ mm}}$$

Od zatížení plošného užitého rovnoměrného zatížení bude průhyb max. $\delta_{s,max.} = 6,3 - 3,9 = \underline{2,4 \text{ mm}} < \delta_{lim.} = L / 600 = 2,9 / 0,6 = \underline{4,83 \text{ mm}}$

Navržený ocelový nosník **vyhovuje** průřezu svařence **2 x U 140** na max. zatížení od stropních panelů s „novou“ skladbou podlahy a s užitným proměnným charakteristickým zatížením ($q_{k,max.} = 14,4 \text{ kNm}^{-2} = 1440 \text{ kgm}^{-2}$ uvažovaném pouze v pruzích šířky cca 0,6 m u podél. stěn a ve zbývající střední části s užitným proměnným charakteristickým zatížením ($q_{k,max.} = 2,5 \text{ kNm}^{-2} = 250 \text{ kgm}^{-2}$ uvažovaném pro kancelářské prostory) pro oba mezní stavy únosnosti a přetvoření = průhyby jako spojitý nosník o dvou polích statických délek 2,9 m a 2,15 m.

reakce do zdiva:

- od stálého (dlouhodobého) zat. $G_{1k} = 24,23 \text{ kN}$, $G_{2k} = 14,24 \text{ kN}$, $\gamma_f = 1,35$
- od užitého proměnného (krátkodobého) zat. $Q_{1k} = 15,10 \text{ kN}$, $Q_{2k} = 8,87 \text{ kN}$, $\gamma_f = 1,5$

reakce do ocel. sloupu:

- od stálého (dlouhodobého) zat. $G_k = 67,29 \text{ kN}$, $\gamma_f = 1,35$
- od užitého proměnného (krátkodobého) zat. $Q_k = 41,93 \text{ kN}$, $\gamma_f = 1,5$

IV. 3. OCEL. SLOUPEK POD NOSNÍKEM

Je navržený průřezu svařence 2 x U 80 a bude výšky $h \cong 2,65 \text{ m}$.

G1: vl. tíha sloupu je generována programem [2] přímo, $\gamma_f = 1,35$

G2: dlouhodobá reakce od strop. nosníku:

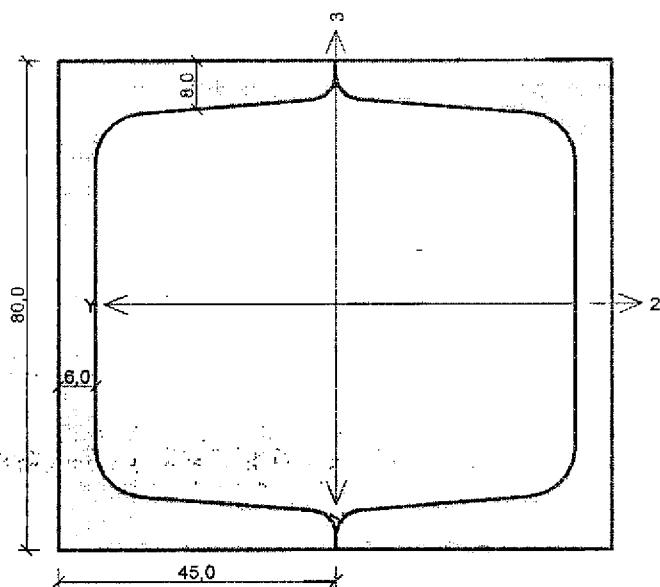
$$G_k = 67,29 \text{ kN/m}, \gamma_f = 1,35$$

Q3: spojitě zatížení od užitého proměnného zatížení na stropní desce

$$Q_k = 41,93 \text{ kN/m}, \gamma_f = 1,5$$

KOMBINACE ZATĚŽ. STAVŮ: jsou generovány programem přímo programem [2].

POSOUZENÍ NOSNÍKU JE PROVEDENO PROGRAMEM [3]. Vstupní hodnoty pro výpočet jsou archivovány u zpracovatele tohoto statického výpočtu.

Kritický řez dílce "1:DD" - průřez 1 (0,000m)

Norma výpočtu EN 1993-1-1

Výpočet je proveden podle České národní přílohy.

Díličí součinitele spolehlivosti pro ocelové konstrukce:

Součinitel únosnosti průřezu $\gamma_{M0} = 1,000$ Součinitel únosnosti při posouzení stability $\gamma_{M1} = 1,000$ Součinitel únosnosti oslabeného průřezu $\gamma_{M2} = 1,250$

Průřez 2 x U(UPN) 80

Průřezová plocha: $A = 2,200E03 \text{ mm}^2$

Poloha těžiště:

 $y_T = 45,0 \text{ mm}$ $z_T = 40,0 \text{ mm}$

Momenty setrvačnosti:

 $I_y = 2,120E06 \text{ mm}^4$ $I_z = 2,435E06 \text{ mm}^4$

Průřezové moduly:

 $W_{y,1} = -5,300E04 \text{ mm}^3$ $W_{z,1} = 5,410E04 \text{ mm}^3$ $W_{y,2} = 5,300E04 \text{ mm}^3$ $W_{z,2} = -5,410E04 \text{ mm}^3$

Moment tuhosti v prostém kroucení:

 $I_k = 3,251E06 \text{ mm}^4$

Výšečový moment setrvačnosti:

 $I_{\omega} = 7,478E06 \text{ mm}^6$

Plastické průřezové moduly:

 $W_{pl,y} = 6,380E04 \text{ mm}^3$ $W_{pl,z} = 6,720E04 \text{ mm}^3$

Materiál: EN 10025 : Fe 360

Materiálové charakteristiky:

Modul pružnosti $E : 210000 \text{ MPa}$ Modul pružnosti ve smyku $G : 81000 \text{ MPa}$ Mez kluzu $f_y : 235,0 \text{ MPa}$ Mez pevnosti $f_u : 360,0 \text{ MPa}$ **Vnitřní síly v souřadném systému průřezu**

Zatěžovací případ s největším využitím

Kombinace č.2 - Q3:G1+G2

 $N = -154,368 \text{ kN}$ $V_z = 0,000 \text{ kN}$ $V_y = 0,000 \text{ kN}$ $T_x = 0,000 \text{ kNm}$ $T_{\omega} = 0,000 \text{ kNm}$ $M_y = 0,000 \text{ kNm}$ $M_z = 0,000 \text{ kNm}$ $B = 0,000 \text{ kNm}^2$ **Parametry vzpěru**

Délka dílce: 2,650 m

 $L_z = 2,650 \text{ m}$ $L_y = 2,650 \text{ m}$ $k_z = 1,000$ $k_y = 1,000$ $L_{cr,z} = 2,650 \text{ m}$ $L_{cr,y} = 2,650 \text{ m}$ **Výsledky posouzení - Výsledky pro zatěžovací případ: Kombinace č.2 - Q3:G1+G2; Třída průřezu: 1**Vnitřní síly: $N = -154,368 \text{ kN}$; $M_y = 0,000 \text{ kNm}$; $M_z = 0,000 \text{ kNm}$ **Posudek nejnepriznivější kombinace vzpěrného tlaku a ohybu:****Vzpěr Y:** Únosnosti: $N_R = -376,370 \text{ kN}$ $|0,410 + 0,000 + 0,000| = |0,410| < 1$ **Vyhovuje****Vzpěr Z:** Únosnosti: $N_R = -396,539 \text{ kN}$ $|0,389 + 0,000 + 0,000| = |0,389| < 1$ **Vyhovuje**, Štíhlost dílce: $85,4 < \text{lim } 150$ **Průřez vyhovuje****41,0 % VYHOVUJ**

AKCE:	KS.Omega, Musilova 2a, Brno / změna stavby	ZAK.Č.	S - 64 - 2016
-------	--	--------	---------------

OCELOVÝ SLOUP průřezu svařence **2 x U 80** vyhovuje na dané max. zatížení od ocel. stropního nosníku 2 x U 140 pod stávajícími stropními panely. Sloup budou dole v patě zakončený ocel. „roznášecí“ deskou profilu □ 250/20 mm – 0,25 m! A v nahoře v hlavě bude ze spodu podepírat svařenec strop. nosníku a bodově k němu přivařený.

reakce ocel. sloupu do podpory:

$$N_k = 109,7 \text{ kN}$$

$$N_d = 154,4 \text{ kN}$$

IV. 4. BETONOVÁ ZÁKLADOVÁ PATKA POD SLOUPEM

Návrh a posouzení základové pátky sloupu je provedeno spec. programem: [4]

Vstupní hodnoty pro posouzení – viz původní posouzení patky. Je pouze zvětšeno svislé zatížení patky!

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]
	nové	změna							
1	ANO		Zatížení č. 1	Návrhové	154,40	0,00	0,00	0,00	0,00
2	ANO		Zatížení č. 2	Užitné	109,70	0,00	0,00	0,00	0,00

Plošná přitížení v okolí základu

Číslo	Přítížení		Název	x _s [m]	y _s [m]	x [m]	y [m]	q [kPa]	α [°]	h [m]
	nové	změna								
1	ANO		Přítížení č. 1	0,00	0,00	0,80	0,80	5,00	0,00	0,00

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : **výpočet pro neodvodněné podmínky**

Nastavení výpočtu fáze: Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1; Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e _x [m]	e _y [m]	σ [kPa]	R _d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
Zatížení č. 1	Ano	0,00	0,00	263,26	235,35	111,86	Ne
Zatížení č. 1	Ne	0,00	0,00	270,96	235,35	115,13	Ne

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky G = 15,90 kN

Spočtená tíha nadloží Z = 3,12 kN

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy z_{SD} = 0,57 m

Dosah smykové plochy l_{SD} = 1,20 m

Výpočtová únosnost zákl. půdy R_d = 235,35 kPa

Extrémní kontaktní napětí σ = 270,96 kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE. Rovněž vyhovuje i vodorovná únosnost!

AKCE:	KS Omega, Musilova 2a, Brno / změna stavby	ZAK.Č.	S - 64 - 2016
-------	--	--------	---------------

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 4,50$ MPa

Základ je ve směru délky tuhý ($k=6666,67$)

Základ je ve směru šířky tuhý ($k=6666,67$)

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu = 7,9 mm

Hloubka deformační zóny = 2,23 m

↓ ZÁKLADOVÁ PATKA **nevyhoví** navržena min. půdorysných rozměrů **0,8 x 0,8 m** a tl. **0,80 m** ↓
z prostého nevyztuženého betonu tř. C 16/20.

Dle ujištění zástupce dodavatele stavebních prací byla základová patka provedena půdorysných rozměrů **1,0 x 1,0 m** a tl. **0,8 m**. Takto vybetonovaná symetricky na sloup provedena beton. pak již vyhoví, ale s min. rezervou v únosnosti:

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro neodvodněné podmínky

Nastavení výpočtu fáze: Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1; Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e_x [m]	e_y [m]	σ [kPa]	R_d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
Zatížení č. 1	Ano	0,00	0,00	176,55	235,35	75,01	Ano
Zatížení č. 1	Ne	0,00	0,00	184,30	235,35	78,31	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 235,35$ kPa

Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 184,30$ kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE. Rovněž vyhovuje i vodorovná únosnost!

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 4,50$ MPa

Základ je ve směru délky tuhý ($k=3413,33$)

Základ je ve směru šířky tuhý ($k=3413,33$)

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu = 6,3 mm

Hloubka deformační zóny = 2,21 m

↓ ZÁKLADOVÁ PATKA ve skutečnosti provedena půdorysných rozměrů **1,0 x 1,0 m** a tl. **0,80 m** ↓
vyhoví z prostého nevyztuženého betonu tř. C 16/20.

ZÁVĚR:

- Část stropu nad přízemím (pod místností býv. kanceláře ředitele) světlého rozponu mezi nosnými stěnami cca 5,5 m **nevyhoví** pro zatížení ponechanou stávající konstrukcí podlahy a s přitížením od vyrovnání nerovnosti podlahy (s použitím vyrovnávací „hmoty“ s plošnou hmotností cca 100 kg/m²), s novou podlahou krytinou a pro max. spojité plošné užité proměnné zatížení 2,0 kN/m² = **200 kg/m²** a s velkým přitížením od regálů u pod-

- porových stěn (max. 1440 kg/m^2 v pruzích max. šířky 0,6 m), a to i s dodatečným podepřením všech „dotčených“ stropních panelů ocelovým nosníkem umístěným cca 1,91 m od líce uliční obvodové stěny (nad nově navrženou příčkou tl. 100 mm). Nevyhovující bude zejména krajní stropní panel, který bude těžkou sestavou regálů zatížený prakticky v délce až 3,0 m.
2. Stávající těžká podlaha na stropních panelech (podle provedené sondy až 90 mm tlustá betonová mazanina provedena na šterkový násyp, pod kterým je cca 30 mm vaty) bude tedy zcela odstraněna a nahrazena konstrukcí novou: návrh viz str. 27 (max. nová plošná hmotnost podlahy bez vl. tíhy panelů by neměla překročit statickým posouzením uvažovaných $528 - 300 = 228 \approx 230 \text{ kg/m}^2$!)
 3. Provedené podepření delších stropních panelů ocelovým průvlakem (průřez 2 x U 140) s ocel. sloupem (průřez 2 x U 80) založenou na betonové patce (půdor. rozměrů 1,0 x 1,0 m) vyhovuje podle původního návrhu a dle skutečného provedení stavbou na uvažované nové zatížení dle bodu 2!
 4. S ohledem na značné svislé zatížení stropních panelů u jejich stěnových podpor je velmi žádoucí novou vyztuženou betonovou mazaninu tl. 60 mm půdorysně částečně uložit na nosné stěny (uložení postačí 50 mm a to do předem ve stěnách vysekaných kapes šířky cca 100 mm s vynechanými mezerami cca 300 mm). Tedy není nutná podélná drážka. Toto je ale nezbytně nutné provést podél obvodové stěny vedené souběžně s panely, podél které budou rozmístěny regály v délce až cca 3,0 m.
 5. Vyztužení betonové mazaniny bude KARI slítkami typ **KA 16** ($\varnothing 4/100 - \varnothing 4/100$) mm rozměrů 3,0 x 2,0 m. V části pod gegály bude přidána ještě horní síť šířky 1,0 m uložena při horním povrchu. Krytí výztuže bude cca 15 mm a třída betonu mazaniny **G20/25**.
 6. Stávající stropní konstrukce nad přízemím světlého rozponu mezi nosnými stěnami max. 5,0 m, a nepodepřenými ocelovým průvlakem **vyhoví** pro zatížení novou konstrukcí podlahy (dle odstanice 3) a pro max. spojitě plošné zatížení užitné proměnné do $1,5 \text{ kN/m}^2 = 150 \text{ kg/m}^2$ a s velkým přitížením od vysoké regálové sestavy, a to v pruhu max. hloubky 0,6 m u dvorní podporové stěny.
 7. Uvažované knižní regály by měly mít plošný nebo alespoň liniový „styk“ s podlahou a nikoli pouze bodový. Pokud by bylo velké zatížení přenášeno do podlahy bodově je nutné pod tyto „nohy“ provést roznášecí desky nebo nosníky.

V Brně, 14. 6. 2018

vypracoval: ing. Vrubel D.
statik