


# STATIKA 3

		STATIKA 	
VYPRACOVAL: Ing. Pavel Tesař		KRESLIL:	
		ZODP. PROJEKTANT: Ing. Pavel Tesař	
INVESTOR: Město Dačice, Krajčůva 27, 380 01 Dačice I		FORMÁT: 29xA4 DATUM: 01/2017 STUPEŇ: DPS PROFESE: STATIKA	
AKCE: Výstavba hasičské zbrojnice pro SDH Dačice na pozemku pč. 2431/8 v k.ú. Dačice			
p.č. 2431/8 v k.ú. Dačice			
TECHNICKÁ ZPRÁVA A STATICKÝ VÝPOČET		D.1.2.01	

## **1. OBSAH**

<b>1. OBSAH</b>	<b>2</b>
<b>2. ÚVOD</b>	<b>3</b>
2.1. IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE	3
2.2. ZADÁVACÍ PODMÍNKY	3
2.2.1. Použité podklady	3
2.2.2. Použité normy a předpisy	3
2.2.3. Použité výpočetní programy	4
2.2.4. Výtah z IG průzkumu	4
2.3. PROVEDENÍ BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ	10
2.3.1. Kvalita betonových konstrukcí	10
2.3.2. Řádné kotvení konstrukce	11
2.3.3. Dodatečné kotvení	11
2.3.4. Montáž – velikost dílů, etapy, postupy	11
2.3.5. Deformace betonových konstrukcí	11
2.3.6. Pracovní spáry	12
2.3.7. Smršťování a dotvarování betonu	12
2.3.8. Tolerance betonových konstrukcí	13
2.4. KONSTRUKCE – všeobecně:	13
2.5. PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ DLE ČSN EN 1911-1-X:	14
2.5.1. Kategorie	14
2.5.2. Uvažované hodnoty užitého zatížení (dle NA)	14
2.5.3. Uvažované hodnoty zatížení přemístitelnými příčkami	14
2.5.4. Klimatická zatížení	14
<b>3. POPIS OBJEKTU – všeobecně</b>	<b>15</b>
<b>4. KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ</b>	<b>16</b>
4.1. Úprava základové spáry	16
4.2. Základy	16
4.3. Schodiště	17
<b>5. PLÁN KONTROLY SPOLEHLIVOSTI KONSTRUKCÍ</b>	<b>17</b>
<b>6. DEFINICE DLE MATERIÁLU KONSTRUKCE</b>	<b>17</b>
6.1. Nosné základové a betonové konstrukce	17
<b>7. STATICKÝ VÝPOČET</b>	<b>18</b>
7.1. Založení	18
7.1.1. Maximálně zatížený pas	18
7.1.2. Základová patka pod věží	23
<b>8. POUŽITÉ MATERIÁLY</b>	<b>28</b>

## 2. ÚVOD

Obsahem předkládané dokumentace je statické řešení založení ocelové haly požární zbrojnice pro SDH v Dačicích, v rozsahu dokumentace pro provedení stavby. Dokumentace je provedena ve smyslu prováděcí vyhlášky číslo 62/2013 Sb.

### 2.1. IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE

<b>Název stavby</b>	Výstavba hasičské zbrojnice pro SDH Dačice na pozemku pč. 2431/8 v k.ú. Dačice
<b>Místo stavby</b>	p.č. 2431/8 v k.ú. Dačice
<b>Účel stavby</b>	Požární zbrojnice
<b>Charakter stavby</b>	Novostavba
<b>Investor</b>	Město Dačice, Krajířova 27, 380 01 Dačice I
<b>Stavební část</b>	f-plan, spol. s r. o., náměstí Míru 460, 37881 Slavonice

### 2.2. ZADÁVACÍ PODMÍNKY

Konstrukce jsou navrženy podle platných ČSN. Nebyly předepsány zvláštní tolerance na provádění konstrukcí, předpokládá se dodržení platných norem.

#### 2.2.1. Použité podklady

-	Architektonicko-stavební řešení objektu – f-plan, spol. s r. o.	01/2017
-	Stavebně konstrukční část ocelové konstrukce – PKD s.r.o.	12/2016
-	IG průzkum lokality - RNDr. Ladislav Pokorný	12/2016

#### 2.2.2. Použité normy a předpisy

##### Zásady navrhování konstrukcí

ČSN EN 1990	Zásady navrhování konstrukcí
-------------	------------------------------

##### Zatížení stavebních konstrukcí

ČSN EN 1991-1-1	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
ČSN EN 1991-1-2	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-2: Obecná zatížení - Zatížení konstrukcí vystavených účinkům požáru
ČSN EN 1991-1-3	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem
ČSN EN 1991-1-4	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem
ČSN EN 1991-1-5	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou
ČSN EN 1991-1-6	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-6: Obecná zatížení - Zatížení během provádění
ČSN EN 1991-1-7	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-7: Obecná zatížení - Mimořádná zatížení

##### Betonové konstrukce – navrhování

ČSN EN 1992-1-1	Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
-----------------	--

ČSN EN 1992-1-2 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-2: Obecná pravidla - Navrhování konstrukcí na účinky požáru

#### Beton - technologie

ČSN EN 206-1 Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda  
ČSN EN 13670 Provádění betonových konstrukcí  
ČSN 73 0202 Geometrická přesnost ve výstavbě. Základní ustanovení  
ČSN 42 0139 Ocel pro výztuž do betonu - Svařitelná žebírková betonářská ocel - Všeobecně  
ČSN 73 0210-1 Geometrická přesnost ve výstavbě. Podmínky provádění. Část 1: Přesnost osazení  
ČSN 73 0212-1 Geometrická přesnost ve výstavbě. Kontrola přesnosti. Část 1: Základní ustanovení  
ČSN 73 0212-3 Geometrická přesnost ve výstavbě. Kontrola přesnosti. Část 3: Pozemní stavební objekty  
ČSN 73 0212-5 Geometrická přesnost ve výstavbě. Kontrola přesnosti. Část 5: Kontrola přesnosti stavebních dílců

#### Zakládání konstrukcí

ČSN EN 1997-1 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla  
ČSN EN 1997-2 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Průzkum a zkoušení základové půdy  
ČSN 73 0037 Zemní tlak na stavební konstrukce  
ČSN 72 1006 Kontrola hutnění zemin a sypanin

#### 2.2.3. Použité výpočetní programy

GEO 5.5 komplexní programy pro geotechniku a zakládání podle platných ČSN, FINE s.r.o.  
EXCEL pomocné tabulky pro dimenzování prvků

#### 2.2.4. Výťah z IG průzkumu

##### 2. Přírodní poměry 2.1. Geomorfologické a klimatické poměry zájmového území

Projektovaný objekt je situován na *parcele č. 2431/8, v k.ú. Dačice*, na severozápadním okraji města. Lokalita je přístupná ze silnice směr Volfířov. Území je rovinaté, okolní terén je mírně zvlněný. Morfologicky spadá lokalita a okolí do okrsku *Dačická kotlina*, která je součástí vyšších geomorfologických celků:

IIC-5C Dačická kotlina  
IIC-5 Křižanovská vrchovina  
IIC Českomoravská vrchovina

*Dačická kotlina* je součástí Českomoravské vrchoviny. Jde o protáhlou sníženinu podél horního toku Moravské Dyje. Její dno má ráz mírně zvlněné pahorkatiny s výškami okolo 500-550 m n.m. (Bína, Demek, 2012). Území je součástí povodí *Moravské Dyje, čís. hydrol. poř. 4-14-01-034*, která pramení v Jihlavských vrších.

Podle Quittovy klasifikace klimatických oblastí Československa (Quitt, 1971) se lokalita nachází v **mírně teplé oblasti MT9**. Pro tuto oblast je charakteristické dlouhé léto, teplé, suché až mírně suché, přechodné období krátké s mírným až mírně teplým jarem a mírně teplým podzimem, krátká zima, mírná, suchá, s krátkým trváním sněhové pokrývky. Průměrná teplota vzduchu pro oblast je v lednu je -3 °C až -4 °C, v červenci 17–18 °C, v dubnu 6–7 °C a v říjnu 7–8 °C. Srážkový úhrn za celý rok činí v dlouhodobém průměru v oblasti 650–750 mm, v zimním období 250–300 mm a ve vegetačním období 400–450 mm. Průměrný počet dní se sněhovou pokrývkou je v dlouhodobém průměru 60–80 dní za rok.

## 2.2. Geologické a hydrogeologické poměry zájmového území

V souladu s geologickou mapou č. 23-43 – Telč se zájmová oblast nachází v **Moldanubické oblasti Českého masívu, v jednotce moravské moldanubikum**. Níže uvedené údaje jsou převzaty z práce Misař Z. a kol. (1983).

Moravské moldanubikum tvoří J až JV okraj moldanubické oblasti. Moravské moldanubikum je jednotkou strukturně a litologicky různorodou. Podstatná část této oblasti je budována migmatizovanými pararulami až migmatity, v menším rozsahu (spíše čočky) se vyskytují granulitová tělesa. Vložky v pararulách a migmatitech tvoří tělesa amfibolitů, peridotitů, granátických peridotitů, granátických serpentinitů, durbachitů, pegmatitů a krystalických vápenců. Migmatity zaujímají společně se silimaniticko – biotitickými pararulami větší část území jednotvárné skupiny moravského moldanubika jv. od centrálního masívu. Skalní podloží na lokalitě je budováno pruhem granitických hornin moravského moldanubika, které mohou být částečně postihnuty metamorfózou.

Charakter nadložních pokryvných útvarů je závislý na morfologických podmínkách území a lokálních litologických vlastnostech matečných hornin. Tyto horniny bývají překryty kamenito-hlinitými až hlinito-písčitými deluvialními sedimenty a v údolích toků se vyskytují fluvialní až deluviofluvialní uloženiny.

Podle regionálního hydrogeologického členění náleží zájmové území k hydrogeologickému rajónu č. 654 – Krystalinikum v povodí Dyje (Michlíček E. et al., 1986). Dle nové rajonizace 2006 (Olmer M., Herrmann Z., Kadlecová R., Prchalová H. a kol.) se tento rajón přejmenoval na č. **6540 – Krystalinikum v povodí Dyje**. Geologické podloží je zde budováno krystalickými horninami. Na oběhu podzemní vody se v této oblasti podílejí dvě zvodně.

Jako svrchní zvodně popisujeme kolektor kvartérních uloženin spolu se zvětralinovým pláštěm a zónou přípovrchového zvětrání a rozpukání hornin skalního podloží. Oběh podzemní vody má většinou lokální charakter. V pokryvných útvarech kvartérního stáří se uplatňuje výhradně průlinová propustnost, charakteristická pro zeminy hlinitého a písčitého charakteru s příměsí štěrku. V zóně intenzivního zvětrávání a rozpukání hornin se na oběhu podzemní vody podílí průlinově-puklinové či puklinově-průlinové prostředí, přičemž jeho propustnost závisí na stupni rozevření puklin a charakteru jejich výplně. Hloubkový dosah svrchní zvodně se pohybuje do 10–15 m p.t. v závislosti na mnoha lokálních činitelích. Pro vody tohoto pásma je charakteristická především volná hladina, která konformně sleduje morfologii terénu. K infiltraci dochází zpravidla po celé ploše rozšíření kolektorské zvodně v závislosti na propustnosti pokryvných útvarů. Nejčastějším způsobem odvodnění mělkého oběhu podzemních vod je skrytý příron do uloženin niv nebo přímo do vodotečí. Svrchní zvodně je poměrně náchylná na znečištění z povrchu terénu a citlivě reaguje na klimatické poměry (zejména srážky v období sucha).

#### Využití

Zdroje podzemních vod se uplatňují pouze pro individuální zásobování v lokálně příznivých podmínkách a mají omezenou vydatnost.

#### Ochrana

Širší území je charakterizováno povětšinou individuální ochranou zdrojů podzemní vody. Území není začleněno do CHKO ani CHOPAV. S ohledem na způsob průmyslově nízké využívaného území v prostoru lokality a stanovený ochranný režim nejsou v zájmovém území regionální ohniska znečištění.

### 4. Vyhodnocení průzkumu

#### 4.1. Geologická dokumentace kopaných sond

Stěny a dno sond byly geologem makroskopicky dokumentovány podle ČSN 73 1001 a s přihlédnutím k novějším ČSN 73 6133 a ČSN EN ISO 14688-1 a 2. ČSN 73 1001 byla v r. 2010 zrušená, ale dle vyjádření asociace inženýrských geologů k ní lze vzhledem k dlouholeté zaužívané praxi i nadále přihlížet. Ustanovení této normy již nejsou závazná. Těžitelnost hornin je hodnocena dle původní ČSN 73 3050, která je v běžné praxi stále využívaná a žádaná. V geologickém popisu značí kolonka „interval“ hloubkovou úroveň jednotlivých vrstev, vztaženou ke stávající úrovni terénu.

Interval (m)	Makroskopická geologická dokumentace Dačice – požární zbrojnice	Třída ČSN 73 1001	Těžitelnost ČSN 73 3050
<b>KS-1</b>			
0,0 - 0,3	ornice - hlína písčitá, měkká, organická příměs, tmavě hnědá	F3 MS	1
0,3 - 0,8	deluvium - písek hlinitý, středně uhlý, zvlhlý	S4 SM	2
0,8 - 1,1	eluvium - písek s příměsí jemnozrnné zeminy, uhlý, světle hnědý, suchý	S3 S-F	3
1,1 - 1,4	skalní podloží – pegmatit, mírně zvětralý, středně zrnitý, velmi silně rozpukaný	R3	5-6
1,4 - 2,6	skalní podloží – granit zcela zvětralý, velmi silně rozpukaný, rezavě hnědý, místy až přechod do hrubozrnného uhlého štěrku	R5 (G3 G-F)	4
2,6 - 3,0	skalní podloží – granit, silně zvětralý, rezavě hnědý, silně rozpukaný po 3 - 12 cm, obtížně těžitelný	R4	5
hladina podzemní vody - nezastižena			
<b>KS-2</b>			
0,0 - 0,3	ornice - hlína písčitá, měkká, organická příměs, tmavě hnědá	F3 MS	1
0,3 - 1,2	deluvium - písek hlinitý, středně uhlý, světle hnědý, zvlhlý, od 0,9 m uhlý, příměs štěrku	S4 SM	2
1,2 - 1,5	eluvium - písek hlinitý, silně uhlý, zvlhlý, hnědošedý, příměs štěrku	S4 SM	3
1,5 - 2,2	skalní podloží - granit hrubozrnný, hnědošedý, mírně zvětralý, středně rozpukaný, obtížně bagrovatelný	R3	5-6
hladina podzemní vody - nezastižena			
<b>KS-3</b>			
0,0 - 0,4	ornice - hlína písčitá, měkká, organická příměs, tmavě hnědá	F3 MS	1
0,4 - 0,8	deluvium - písek s příměsí jemnozrnné zeminy, suchý, středně uhlý, okrově hnědý	S3 S-F	2
0,8 - 1,5	eluvium - štěrk s příměsí jemnozrnné zeminy a písku, uhlý, rezavě hnědý, suchý	G3 G-F	3
1,5 - 2,1	skalní podloží - granit, silně zvětralý, velmi silně rozpukaný po 3 - 5 cm, středně zrnitý, rezavě hnědý	R4	5
2,1 - 2,5	skalní podloží - granit, silně zvětralý, silně rozpukaný po 5-20 cm, středně zrnitý, rezavě hnědý, obtížně těžitelný	R4	5
hladina podzemní vody - nezastižena			

	<b>KS-4</b>		
0,0 - 0,4	<i>ornice</i> - hlína písčitá, měkká, organická příměs, tmavě hnědá	F3 MS	1
0,4 - 0,8	<i>deluvium</i> - písek hlinitý, středně ulehlý, příměs šterku, světle hnědý, suchý	S4 SM	2
0,8 - 1,5	<i>eluvium</i> – písek s příměsí jemnozrnné zeminy, ulehlý, rezavě hnědý, suchý, příměs šterku	S3 S-F	3
1,5 - 2,1	<i>skalní podloží</i> - granit zcela zvětralý, silně rozpukaný po 3 - 15 cm, rezavě hnědý, středně zrnitý	R5	4
2,1 - 2,5	<i>skalní podloží</i> – granit, silně zvětralý, rezavě hnědý, silně rozpukaný, rozpadavý, obtížně těžitelný	R4	5
	<i>hladina podzemní vody</i> - nezastižena		

#### 4.2. Inženýrsko-geologické poměry staveniště

##### 4.2.1. Zastižený profil základových zemin a hornin

Z geologické dokumentace profilu kopaných sond **KS-1 až KS-4** vyplynul geologický sled základových půd, který je v souladu s obecnými zákonitostmi v daném území. Pokryvné hlinito písčité *deluviální sedimenty* se vyznačují poměrně malou mocností. V jejich podloží následuje písčito šterkovité *eluvium a granitické skalní podloží*.

##### Deluviální sedimenty (svahoviny)

Deluviální (svahové) sedimenty *kvarterního stáří* prodělaly ve svém vývoji určitý transport z místa svého původního vzniku. Jsou zastoupeny zpočátku *kulturní vrstvou ornice*, klasifikované jako měkká *hlína písčitá (F3 MS)*. Následují *středně ulehlé hlinito písčité sedimenty, tříd S4 SM až S3 S-F*, celkové mocnosti *0,8 až 1,2 m*.

##### Eluvium

Jako *eluvium* je označována zcela zvětralá a rozložená původní matečná hornina ležící na místě svého vzniku a postupně přecházející do skalního podloží, z něhož vzniklo zvětrávacími procesy. V lokalitě se vyskytují *ulehlá eluvia, písčitá až šterkovitá, vždy s jemnozrnnou příměsí – tř. S3 S-F a G3 G-F*. Podružně jsou zastoupeny *ulehlé hlinito písčité (S4 SM)* zeminy. Plošné a zrnitostní zastoupení eluviálních zemin v lokalitě je vcelku rovnoměrné.

Eluvium se objevuje v podloží deluviálních sedimentů, *asi 0,8 až 1,2 m* pod stávajícím terénem a zasahuje *do hloubky 1,1 až 1,5 m*, kde přechází do skalního podloží.

##### Skalní podloží

V podloží eluviálních útvarů bylo ověřeno skalní podloží, které se vyskytuje v nevelké hloubce pod terénem. Hornina je zastoupena *granity moravského moldanubika, spodno paleozoického stáří* a ve svých přípovrchových partiích je postižena *drobnou tektonikou a zvětráním*. Granity jsou středně zrnité, rezavě šedé barvy. Mohou být zasaženy částečnou metamorfózou. Místy se vyskytují pegmatitové žilky. Granity se objevují *1,1 až 1,5 m* pod

stávající úrovní terénu. Skalní podloží bylo ověřeno přibližně ve stejné hloubce ve všech sondách a vytváří tak *souvislý horizontálně uložený skalní podklad*.

#### 4.2.2. Podzemní voda

Podzemní voda *nebyla* v kopaných sondách do hloubky 2,2 až 3,0 m zastižena. Průzkumné práce byly prováděny začátkem prosince, kdy bývají stavy zásob podzemní vody a hladiny téměř na svých minimech. Po jarním doplnění stavů může dojít k určitému dočasnému vzestupu hladiny. Nepředpokládáme však, že by podzemní voda měla výraznou měrou negativně ovlivňovat základové poměry. Předpokládáme, že úroveň hladiny svrchní zvodně bude zaklesnuta okolo 4-5 m pod terénem v rozpukaném skalním podloží.

#### 4.2.3. Mechanika zemin

V následujících tabulkách přiřazujeme zastiženým základovým půdám *směrné normové charakteristiky a tabulkovou výpočtovou únosnost  $R_{dt}$* . Hodnoty jsou převzaty z *ČSN 73 1001 – Základová půda pod plošnými základy*. Po jejím zrušení se stala tato norma nezávaznou, ale lze k ní nadále přihlížet.

Tabulka č. 1: *Směrné normové charakteristiky zastižených zemin (mimo ornici)*

Třída ČSN 73 1001	Ulehlost / konzistence	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$E_{def}$ [MPa]	$c_u$ [kPa]	$\phi_u$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\phi_{ef}$ [°]
S3 S-F	středně ulehlý	17,5	12-19	-	-	0	28-31
S3 S-F	ulehlý	17,5	17-25	-	-	0	30-33
S4 SM	středně ulehlý	18	5-10	-	-	0-10	28-29
S4 SM	ulehlý	18	10-15	-	-	0-10	29-30
G3 G-F	ulehlý	19	90-100	-	-	0	33-38

Tabulka č. 2: *Směrné normové charakteristiky zastiženého skalního masivu*

Symbol ČSN 73 1001	Pevnost v prost. tlaku	Hustota diskontinuit	Modul přetvárnosti	Poissonovo číslo
	$\sigma_c$ (MPa)		$E_{def}$ (MPa)	$\nu$ (-)
R3	15-50	velmi velká	200	0,20
R3	15-50	střední	1 500	0,20
R4	5-15	velmi velká	100	0,25
R4	5-15	velká	250	0,25
R5	1,5-5	velmi velká	40	0,25
R5	1,5-5	velká	100	0,25

Tabulka č. 3: *Tabulková výpočtová únosnost  $R_{dt}$  zastižených základových půd*

Třída ČSN 73 1001	$R_{dt}$ (kPa) při ulehlosti	
	středně ulehlý	ulehlý
S3 S-F	146*	225
S4 SM	114*	175
G3 G-F	-	300

Pozn.: - hodnoty platné pro hloubku založení 1 m a šířku základu 0,5 m (tř. S a G)

- hodnoty pro větší hloubku založení je možno *opravit* ve smyslu poznámek 1. – 3. přílohy č. 6, ČSN 73 1001
- hodnoty tabulkové výpočtové únosnosti se sníží o 30 %, je-li hladina podzemní vody pod základovou spárou v hloubce menší než je šířka základu (neplatí pro skupinu R)
- \* hodnoty vynásobeny součinitelem 0,65 pro středně ulehle zemin

Tabulka č. 4: Tabulková výpočtová únosnost  $R_{dt}$  zastiženého skalního masivu

Třída ČSN 73 1001	Hustota diskontinuit	Únosnost $R_{dt}$ (MPa)
R3	velmi velká	0,5
R3	střední	0,8
R4	velmi velká	0,25
R4	velká	0,4
R5	velmi velká	0,2
R5	velká	0,3

#### 4.2.4. Zemní práce

Výkopy ověřené středně ulehle *hlinito písčité deluviální zemin*, vyskytující se *do hloubky 0,8 až 1,2 m*, řadíme do *2. třídy těžitelnosti*, dle již zrušené ČSN 73 3050. Ulehle *písčité až štěrkovité eluvium* řadíme do *3. třídy těžitelnosti*. Zasahuje do *hloubky 1,1 až 1,5 m*. Granitické *skalní podloží tříd R5 až R3*, je *těžitelné ve třídě 4 až 6*. Lokální výjimky nejsou vyloučeny. Úroveň skalního podloží je přibližně rovnoměrná, horizontálně uložená. Tyto horniny jsou rozpojitelné těžkým rozrývačem nebo rypadlem, popř. trhavinami.

*Svahování dočasných výkopů* doporučujeme: (poměr výšky k půdorysné délce svahu)

- hlinito písčité, písčité až štěrkovité zemin: 1 : 1

Stěny dočasných výkopů hlubší jak 1,3 m, pokud budou vyhloubeny v nesoudržných zeminách a vstupují do nich pracovníci *musí být zajištěny pažením* proti sesuvu. *Nepředpokládáme* vydatné přítoky do stavební jámy a mělce zakleslou hladinu. Lokalita není ohrožena sesuvnými jevy a nepatří do seismicky aktivní oblasti. Není součástí záplavového území.

#### 4.3. Návrh zakládání

*Základové poměry* hodnotíme ve smyslu ČSN 73 1001 jako *jednoduché*. Charakter podloží v místě stavby není příliš proměnlivý a to jak z hlediska zrnitosti a vrstevnatosti, tak i z hlediska únosnosti a mechanických vlastností základových půd. Mocnost pokryvu je nízká, nevyskytuje se podzemní voda. Základové půdy s dostatečnou únosností se objevují v nevelké hloubce pod terénem a z hlediska *plošného zakládání* poskytují dostatečně *vhodnou a únosnou základovou půdu*. Aby se bezpečně předešlo nebezpečí nepravidelného sedání a byla dodržena *minimální nezámrzá hloubka*, doporučujeme *plošné založení objektu s hloubkou základové spáry 1,1 až 1,5 m*. Za těchto podmínek bude *celý objekt založen na granitickém skalním podloží*.

Projektovanou stavbu lze považovat za *konstrukci staticky nenáročnou*. Při navrhování základů lze vycházet ze zásad *I. geotechnické kategorie* (viz ČSN 73 3050).

## 5. Závěr

Na lokalitě Dačice byl proveden inženýrskogeologický průzkum základových poměrů pro výstavbu **požární zbrojnice v Dačicích**, okr. Jindřichův Hradec. Průzkumné práce sestávaly z provedení čtyř kopaných sond **KS-1 až KS-4**, hloubky 2,2 až 3,0 m, které dosáhly granitického skalního podloží. Stěny a dno sond byly makroskopicky geologicky dokumentovány.

Na základě výsledků průzkumných prací hodnotíme **základové poměry jako jednoduché**. Charakter podloží v místě stavby se příliš nemění a to jak z hlediska zrnitosti a vrstevnatosti, tak i z hlediska únosnosti a mechanických vlastností základových púd. Lze doporučit **plošné založení** objektu za dodržení **hloubky základové spáry 1,1 až 1,5 m** od stávajícího terénu. Zde se již vyskytuje **dostatečně únosné granitické skalní podloží**.

## 2.3. PROVEDENÍ BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

### 2.3.1. Kvalita betonových konstrukcí

Konstrukce musí být provedeny v tolerancích požadovanýchmi platnými normami ČSN EN 13670. Z hlediska kvality výsledného povrchu betonu jsou konstrukce rozděleny do tří kategorií:

- a) běžný povrch bez zvláštních nároků
- b) pohledový beton bez mimořádných nároků
- c) pohledový beton s maximálními nároky na kvalitu provedení

Kategorie a) platí pro všechny povrchy, které nebudou trvale viditelné. Z konstrukčního hlediska musí tyto povrchy vyhovět pouze běžným požadavkům na kvalitní beton s patřičným krytím výztuže bez hnízd a nepřiměřených trhlin. Rovinatost povrchu musí vyhovovat navazujícím konstrukcím.

Kategorie b) platí pro povrchy betonu ve všech pomocných prostorech, parkingu, strojovnách, pomocných schodištích, nebo povrchy dostatečně vzdálené od přímého kontaktu. Povrch musí být takový, aby jej nebylo nutné dále stěrkovat, či omítat. Má být hutný, hladký, uzavřený, množství pórů velikostí 1 – 15 mm, maximálně 0,3% ze zkušební plochy 0,50 x 0,50 m. Ostré hrany musí být zkoseny, do pracovních spar musí být osazeny lišty, dilatační spáry musí být utěsněny proti vniknutí vody a kryty lištami nebo pásy. Rozmístění pracovních a optických spar musí být odsouhlaseno architektem a zadavatelem. Pracovní postup musí být navržen tak, aby nedocházelo ke vzniku větších než vlasových trhlin nebo k následnému znečištění nebo poškození povrchu.

Kategorie c) platí pro vizuálně exponované povrchy a esteticky náročné prostory. Rozměrová tolerance se zpřísňuje na  $\pm 10\text{mm}$  v obou směrech, bednění je nutné překontrolovat z hlediska nerovností. Povrch musí být hladký, celistvý, vyrovnaný, ve stejném barevném odstínu, napínací zámky a místa styku bednění musí být odsouhlasena architektem. Předpokládá se provedení zkušebních vzorků, jejich schválení a uchovávání pro další porovnávání. Až do kolaudace musí být plochy chráněny před možným poškozením.

Poznámka: Jeden a týž prvek může být zařazen do různých kategorií, rozhoduje kategorie s vyššími nároky.

### 2.3.2. Řádné kotvení konstrukce

Svislé nosné monolitické konstrukce jsou vždy vyvazovány na kotevní výztuž z předchozí sousedící monolitické konstrukce. Veškeré sousedící monolitické konstrukce jsou navzájem provázané výztuží. Každý vzniklý vyvázaný roh (ať ve stěně nebo v desce) musí mít zavlečenou vnitřní závlačovou výztuž. Pro kotvení platí vždy délky výztuže na min. kotevní délku (dle třídy betonu a profilu výztuže – cca 40 profilů). Pro nastavování výztuží platí vždy min. délka přesahu (dle třídy betonu a profilu výztuže – cca 60 profilů).

### 2.3.3. Dodatečné kotvení

Veškeré dodatečné kotvení musí být předem odsouhlaseno projektantem prováděcí části dokumentace. Dodatečné kotvení se bude provádět pomocí navrtávký a vlepené výztuže. Osazování výztuže se řídí technologickými předpisy výrobce. Pro kotvení v tlaku platí vždy délky výztuže na min. kotevní délku (dle třídy betonu a profilu výztuže – cca 40 profilů). Pro kotvení v tahu platí vždy délky výztuže na min. přesahovou délku (dle třídy betonu a profilu výztuže – cca 60 profilů).

### 2.3.4. Montáž – velikost dílů, etapy, postupy

Dodavatel si sám určí dělení montovaných dílců dle svých možností. Stejně tak vypracuje technologické postupy pro vlastní provádění. Smršťovací pásy, jejich polohu, velikost apod., si určuje technolog stavby před zahájením prací v souladu s technologickými předpisy.

### 2.3.5. Deformace betonových konstrukcí

Svislé deformace betonové konstrukce jsou omezeny ustanoveními norem ČSN EN 1992-1-1 „Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby“. Vodorovné deformace nejsou omezeny ve výše uvedené normě, ale budou omezeny na 1/500 výšky konstrukce a to i po jednotlivých podlažích.

Deformace konstrukcí jsou limitovány obecnými texty v ČSN EN 1992-1-1 [11] čl. 7.4.1, které definují nutnost zajištění funkčnosti a vzhledu konstrukce. Dále se správně zdůrazňuje nutnost přihlídnout k povaze konstrukce a k její interakci s dalším vybavením budovy (příčky, obklady, technická zařízení a povrchy). Taková kritéria je nutné projednat a nechat schválit během projektování investorem a dodavateli ostatních konstrukcí. Čl. 7.4.1 odst. (4) uvádí údaje o limitu průhybu 1/250 rozpětí při kvazi stálém zatížení a limit nárůstu průhybu 1/500 rozpětí při kvazi stálém zatížení od zabudování prvku viz odst. (5). Tyto hodnoty je nutné považovat za velmi orientační, pro riziko porušení nenosných částí budov nemusí být dostačující. Pro kmitání nejsou v ČSN EN 1990 [1] a ČSN EN 1992-1-1 [11] stanovena konkrétní kritéria.

Uvedené orientační hodnoty mezních průhybů mají zajistit vyhovující funkčnost staveb, a to např. obytných, administrativních a veřejných budov nebo továren, pokud na ně nejsou kladeny zvláštní požadavky.

a) Při požadavcích na vzhled a obecnou použitelnost:

Průhyb vypočtený při kvazi stálém zatížení nemá překročit hodnotu 1/250 rozpětí. Průhyb se stanoví ve vztahu k podporám. Pro kompenzaci celého průhybu nebo jeho části lze použít nadvýšení, které nemá překročit hodnotu 1/250 rozpětí.

b) Při požadavcích na průhyby po zabudování prvku:

Průhyb od zatížení po zabudování prvku vypočtený při kvazistálém zatížení nemá překročit hodnotu  $1/500$  rozpětí. Toto kritérium je třeba kontrolovat, pokud nadměrné průhyby mohou poškodit připojené prvky (např. příčky, zasklení, obklady, technická zařízení budov apod.).

*Svislé posuvy a průhyby od zatížení jsou omezeny následujícím způsobem:*

	$f_{lim}$	$f_{st,lim}$
Střešní konstrukce obecně	L/200	L/250
Stropní konstrukce obecně	L/250	L/300
Stropní a střešní konstrukce s dlažbou nebo omítkou	L/250	L/350
Případy, kdy průhyb může narušit vzhled konstrukce	L/400	

kde  $\delta_{max}$  je výsledný průhyb a  $\delta_2$  je průhyb od užitého zatížení

*Vodrovné posuvy a průhyby od zatížení větrem jsou omezeny následujícím způsobem:*

u vícepodlažních budov každé patro	H/300,	kde H je výška patra
konstrukce jako celek	H <sub>0</sub> /500,	kde H <sub>0</sub> je výška budovy.

Mezní velikosti přetvoření základů

Tab. 9 Mezní velikosti sedání

Druh stavby	Konečné celkové průměrné sednutí $s_{m,lim}$	Nerovnoměrné sednutí		
	Hodnota [mm]	Druh	Hodnota	Název
1. Budovy a konstrukce u nichž nevznikají vlivem nerovnoměrného sedání přidavná namáhání a není nebezpečí porušení prostupů a souvisejících konstrukcí	120	$\Delta s / L$	0,003 0,006	RP ÚP
2. Konstrukce				
2.1 staticky určité	100	$\Delta s / L$	0,005	ÚP
2.2 železobetonové staticky neurčité	60		0,002	ÚP
2.3 ocelové staticky neurčité	80		0,003	ÚP
3. Vícepodlažní skeletové budovy				
3.1 železobetonové skelety s výplňovým zdívkem	60 70	$\Delta s / L$	0,0015 0,0025	RP ÚP
3.2 ocelové skelety s výplňovým zdívkem				
4. Vícepodlažní budovy s nosnými stěnami				
4.1 zděné z cihel a bloků se ztužujícími věnci	80	$\Delta s / L$	0,0015	RP
4.2 z velkorozměrných panelů a monolitického betonu	60		0,0015	ÚP
5. Železobetonové konstrukce				
5.1 Tuhé železobetonové konstrukce	200	$\Delta s / B$	0,003	N
5.2 Komíny do výšky 100 m	200		0,005	N
5.3 Komíny vyšší než 100 m	100		0,002	N
6. Jeřábové dráhy	50	$\Delta s / L$	0,0015	ÚP

RP – relativní průhyb; ÚP – úhlové přetvoření; N – naklonění

### 2.3.6. Pracovní spáry

Pracovní spáry při betonáži se předpokládají vždy na spodním a horním líci stropní konstrukce. Konstrukce vertikálních komunikačních prvků (rampy, schodiště) budou betonovány dodatečně a navázání výztuže bude provedeno s pomocí přípravků osazených před betonáží do souvisejících svislých konstrukcí. Pracovní spáry budou v případě požadavků na vodotěsnost řešeny těsníci systémy.

### 2.3.7. Smršťování a dotvarování betonu

Nepříznivé účinky od smršťování betonu budou omezeny vhodným uspořádáním výztuže, například uložením výztuže i v tlačené oblasti stropní desky, vhodnou technologií ukládání betonu, dodržováním

technologické kázně, kvalitním ošetřováním uloženého betonu, vhodným složením betonové směsi a případně použitím betonu, u kterého je dosaženo požadovaných vlastností po devadesáti dnech. Standardně bude použit beton, který dosáhne požadovaných vlastností po 28 dnech od uložení betonové směsi. U desek i stěn bude vodorovná výztuž navržena na šířku trhliny od vynucených přetvoření.

### 2.3.8. Tolerance betonových konstrukcí

Tolerance vertikální i horizontální, jak celkové tak lokální, nosné železobetonové konstrukce jsou omezeny podle znění ČSN EN 13670 „Provádění betonových konstrukcí“ – Toleranční třída 1. Provedení žb. kcí s ohledem na požární zatížení

Není-li uvedeno jinak, jsou železobetonové konstrukce standardně navrženy na požární odolnost 90 minut. Pro posouzení požární odolnosti nosných železobetonových prvků byly použity tabulky firmy PAVUS a.s. - „Hodnoty požární odolnosti stavebních konstrukcí podle Eurokódů“. Tyto hodnoty jsou z hlediska návrhu na straně bezpečné a odpovídají požadavkům normy ČSN EN 1992-1-2: „Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-2: Obecná pravidla - Navrhování konstrukcí na účinky požáru“.

## 2.4. KONSTRUKCE – všeobecně:

Při provádění veškerých stavebních prací je třeba se řídit závaznými ustanoveními platných norem a podmínkami bezpečnosti práce obsažené v Zákoníku práce a vyhláškách Státního úřadu inspekce práce.

č. 591/2006 Sb.	Požadavky na bezpečnost a ochranu zdraví při práci na staveništích
č. 309/2006 Sb.	Zajištění dalších podmínek bezpečnosti a ochrany zdraví při práci
č. 362/2005 Sb.	Požadavky na bezpečnost a ochranu zdraví při nebezpečí pádu

Stavbu budou provádět osoby s příslušnou odborností a zkušeností. Vedení stavby bude prováděno v souladu se Stavebním zákonem č. 350/2012 (kterým se mění zákon č. 183/2006 Sb.).

Všichni zúčastnění pracovníci musí být s předpisy seznámeni před zahájením prací.

Předkládaná dokumentace je zhotovena v souladu s prováděcí vyhláškou č. 62/2013 Sb. (kterou se mění vyhláška č. 499/2006 Sb.) O dokumentaci staveb.

Při provádění musí být dodržovány základní požadavky na bezpečnost práce. Veškeré prostupy ve vodorovných konstrukcích musí být po celou dobu zakryty. Pro zakrytí může být použita síť KARI kotvená přetažená přes hranu prostupů kotvená k hornímu líci desky. Veškeré hrany desek (včetně schodišťových ramen), kde hrozí pád z výšky, musí být opatřeny zábradlím. Kotevní výztuž pro svislé konstrukce bude zakončena ohybem (do profilu Ø16 mm). Větší profily do výšky 500 mm nad horní líc desky budou opatřeny ochrannými kloboučky. Návrh ochranných opatření si provede zhotovitel dle svých zvyklostí za dodržení platných norem a předpisů.

## 2.5. PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ DLE ČSN EN 1911-1-X:

### 2.5.1. Kategorie

Kategorie B	kancelářské plochy
Kategorie G	dopravní a parkovací plochy pro středně těžká vozidla ( $30 \text{ kN} < \text{celková tíha vozidla} \leq 160 \text{ kN}$ , na dvě nápravy), přístupové cesty; zásobovací oblasti, přístupové zóny pro požární mobilní techniku ( $\leq 160 \text{ kN}$ celkové tíhy vozidla)
Kategorie H	střechy nepřístupné s výjimkou běžné údržby a oprav

### 2.5.2. Uvažované hodnoty užitého zatížení (dle NA)

	$q_k [\text{kN/m}^2]$	$Q_k [\text{kN}]$
kategorie B	2,50	4,00
kategorie G	5,50	120,00
kategorie H	0,75	1,00

### 2.5.3. Uvažované hodnoty zatížení přemístitelnými příčkami

přemístitelné příčky (rozpočítáno do plochy):  $q_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$ .

### 2.5.4. Klimatická zatížení

Zatížení sněhem ... II. Sněhová oblast

Základní tíha sněhu  $s_k = 1,00 \text{ kN/m}^2$

Toto zatížení odpovídá cca **80 cm čerstvého sněhu; 40 cm ulehleho sněhu a 20 cm mokrého sněhu**. Provozovatel konstrukce je povinen v rámci údržby budovy v zimních měsících respektovat předpoklady tohoto výpočtu a v případě dosažení výše uvedených mezních vrstev sněhu provést individuální odstranění sněhu.

Zatížení větrem ... II. Větrová oblast

Základní rychlost větru  $v_{b,0} = 25,00 \text{ m/s}$

### **3. POPIS OBJEKTU – všeobecně**

Předmětem konstrukčního návrhu je založení požární zbrojnice v Dačicích, která je navržena jako ocelová hala s administrativní vestavbou. Vlastní ocelová konstrukce haly s je řešena dle samostatné PD. Kromě základových konstrukcí je v předkládané dokumentaci řešeno ještě vnitřní schodiště, které bude provedeno z železobetonu.

Provozně je objekt rozdělen na část administrativní a část garáže, architektonicky se jedná o jednu budovu, administrativní část je řešena formou dvoupodlažní vestavby ve dvou krajních modulech. Objekt je obdélníkového půdorysu délky 28,63 m a šířky 15,63 m, zastřešení je sedlovou střechou se sklonem 15,0° a dvěma štíty. Výška hřebene je 6,96 m od podlahy přízemí. Hlavní vstup do administrativní části je na SZ průčelí, hned vedle je vstup do kotelny, která je její součástí. Za hlavním vstupem je zádveří a pak následuje chodba se schodištěm do patra. V přízemí jsou umístěny šatny a na ně navazující sociální zázemí, kancelář, sklad hadic a ostatního příslušenství a kotelna. Ve 2.NP je zasedací místnost, malá kuchyňka a 2 sklady. Garáže jsou jeden velký prostor pro umístění zásahových vozidel a dalšího příslušenství. Výjezd je čtyřmi průmyslovými vraty na stejném průčelí, jako je hlavní vstup do budovy. Garáže jsou spojené s administrativní částí dveřmi, na JZ štítové stěně je únikový východ.

Z konstrukčního hlediska se jedná o sedlovou rámovou konstrukci s mezipatrem. Rozpon konstrukce je 15,32 m, výška v rámovém rohu 4,68 m, výška ve vrcholu 6,73 m. Sklon střechy činí cca 15°. Modulové vzdálenosti jsou: 2x 4,5 m, 5,0 m, 2x 4,5 m, 5,0 m; celková délka 28,0 m. Podélná stabilita konstrukce je zajištěna rozpěrnými trubkami, které jsou doplněny ztužujícími táhly, ve střechě ve druhém a šestém poli. Stěnová ztužidla jsou provedena z napínacích táhel a ze čtvercových trubek. V konstrukci je dále provedeno okapové ztužidlo. Uložení sloupů je kloubové, sloupy jsou navrženy z ocelových válcovaných profilů HEA. Vazníky jsou navrženy z profilů IPE s náběhy v rámových rozích. Vazníky jsou v rámech mezi administrativou a garážemi a ve štítě u administrativy podepřeny mezilehlými sloupy. Stropnice a průvlaky vložené patro jsou navrženy z otevřených válcovaných profilů HEA, resp. IPE. Přidruženou konstrukcí je sušák na hadice: Zde je uložení sloupů je tuhé. Všechny ocelové prvky splňují požární odolnost R15. Schéma ocelové konstrukce včetně všech dalších ztužujících prvků je zřejmé z dokumentace pro provedení stavby vlastní ocelové konstrukce.

Vlastní hala je založena plošným způsobem na dvoustupňových základových pasech, resp. patkách, přes které bude provedena základová deska vyztužená sítěmi KARI. Při návrhu základových konstrukcí jsme vycházeli z reakcí do základů, které jsme obdrželi od projektanta ocelové konstrukce. Ocelové sloupy se do základů budou kotvit dodatečně pomocí chemických kotev. Nebylo tedy nutné navrhovat kotevní soustavu, která by se zabetonovávala do pasů a patek během jejich realizace. K vertikální komunikaci slouží dvouramenné železobetonové schodiště s mezipodestou.

## 4. KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ

### 4.1. Úprava základové spáry

Základová deska bude osazena na hutněném štěrkopískovém násypu frakce 16÷32 mm tl. 200 mm s těmito minimálními parametry:  $E_{def,2} > 60 \text{ MPa}$  a poměr  $E_{def,2}/E_{def,1} < 2$ .

Základovou spáru je nutno chránit před nepříznivými klimatickými jevy jako je rozbředání a promrzání, rozbředlá zemina musí být odtěžena.

Při návrhu základů jsme vycházeli z IG průzkumu a dle jsme doporučení zakládat na dostatečně únosném skalním podloží, které se nachází v hloubce 1,1 – 1,5 m od stávajícího terénu. Před výstavbou je však třeba přebírkou základové spáry geologem, který potvrdí její únosnost uvedenou ve statickém výpočtu. Důležité je také, aby se základová spára nacházela v úrovni skalního podloží v celém rozsahu a bylo tak zabráněno nestejnoměrnému sedání vlivem různé stlačitelnosti zemin v úrovni základové spáry.

Před započítáním stavebních prací je nutné přesně vytyčit polohu a hloubku sítí. Skutečnost doporučuji ověřit kopanými sondami.

### 4.2. Základy

Ocelová hala je založena plošným způsobem na základových pasech, pouze přidružená konstrukce sušáku na hadice je založena na základové patce. Výpočet základových konstrukcí jsme provedli dle II. geotechnické kategorie s uvažovanou únosností základové půdy 200 - 250 kPa. Základová spára musí být převzata geologem, který potvrdí předpokládanou únosnost. V případě zásadního nesouladu únosnosti základové půdy s výše uvedeným předpokladem budou minimální nutné rozměry základových pasů upraveny.

Základové pasy navrhujeme provést dvoustupňové, pasy uvnitř objektu mohou být alternativně i jednostupňové. Základové pasy (spodní stupeň) předpokládáme pod ocelovými sloupy umístěné centricky a obvodové pasy musí být provedeny do nezámrzné hloubky (min. 1000 mm). Vzhledem k výskytu skalního podloží v hloubce 1,1 až 1,5 m jsme zvolili jednotnou hloubku založení pro všechny základové konstrukce 1,5 m. Spodní stupeň základových pasů navrhujeme výšky 750 mm a s ohledem na předpokládané zatížení bude 600 mm široký. Druhý stupeň základových pasů je po obvodě navržen z tvárnice ztraceného bednění tl. 400 mm, u dvou vnitřních pasů předpokládáme tvárnice ztraceného bednění tl. 300 mm. Tvárnice budou zality betonem třídy C20/25- $\text{XC2}$  a konstrukčně budou vyztuženy vázanou výztuží B500 - předpokládáme vodorovně  $2 \times \varnothing 10$  do každé spáry a  $2 \times \varnothing 10$  po 250 mm svisle. První stupeň dvoustupňových pasů bude proveden z prostého betonu C12/15- $\text{X0}$ . Sloupky konstrukce sušáku na hadice jsou založeny na společné dvoustupňové základové patce, jejíž nižší stupeň bude propojen s přilehlým obvodovým pasem – viz výkresová část PD. Tato základová patka bude s ohledem na zatížení a předpokládanou únosnost základové spáry provedena o půdorysném rozměru 1,915 x 3 m (včetně přilehlého základového pasu). Výšku prvního stupně základové patky předpokládáme 750 mm, druhý stupeň je pak vysoký 900 mm a má rozměry 800x3000 mm. Základová patka bude provedena z betonu C25/30- $\text{XC2}$  vyztuženého vázanou výztuží B500 s krytím 30 mm. Spodní stupeň základových patek bude vyztužen u spodního povrchu základním rastrem výztuže  $\varnothing 10/150$  v obou směrech. Druhý stupeň základové patky bude vyztužen svislou výztuží  $\varnothing 10/150$  + vodorovné objímky z  $\varnothing 10$ .

Nad základové pasy je pak navržena podkladní základová železobetonová deska tloušťky 150 mm – 200 mm z betonu třídy C20/25-XC2 vyztužená sítěmi KARI. Více zatížená deska v garážích má tl. 200 mm a bude vyztužena dvěma vrstvami KARI sítě 8/150 – 8/150, podkladní deska v administrativní vestavbě má tl. 150 mm a bude vyztužena dvěma vrstvami KARI sítě 6/100 – 6/100.

Základová deska musí být propojena výztuží se základovými pasy, aby byla schopna přenášet vodorovné síly, které jsou do základů vnášeny ocelovou konstrukcí. Samotné základové pasy pak bezpečně přenesou svislou složku zatížení.

#### **4.3. Schodiště**

V objektu se nachází dvouramenné schodiště s mezipodestou. Toto schodiště uvažujeme jako monolitické železobetonové s nosnou deskou tl. 150 mm a s nadbetonovanými stupni. Materiálově bude provedeno z betonu C25/30-XC1 vyztuženého vázanou výztuží B500 s krytím 20 mm. Hlavní výztuž je navržena u obou povrchů z výztuže  $\varnothing 10/150$ , rozdělovací výztuž bude provedena z  $\varnothing 10/200$  mm. Schodiště je z konstrukčního hlediska tvořeno dvěma zalomenými deskami, které jsou pnuté mezi základovou deskou a nosnou stěnou tl. 250 mm v obvodovém plášti, resp. mezi nosnou stěnou a ocelovým průvlakem vloženého patra – viz výkresová část PD.

### **5. PLÁN KONTROLY SPOLEHLIVOSTI KONSTRUKCÍ**

Stanovení kontrol spolehlivosti konstrukcí stavby z hlediska jejich budoucího využití.

Požadavky na kontrolu konstrukcí jsou určeny na základě současně platných norem, podle managementu spolehlivosti staveb. Dle ČSN EN 1990 je konstrukce zařazena následovně:

Třída následků	CC2 (střední následky, budovy pro veřejnost)
Třída spolehlivosti	RC2
Úroveň kontroly při navrhování	DSL2 (běžná kontrola obvyklými postupy)
Úroveň kontroly při provádění	IL2 (běžná kontrola dle postupů organizace)

Kontrola stavby a jednotlivých konstrukcí bude prováděna na základě vyhotoveného a schváleného plánu dodavatele stavby.

V této části projektu jsou stanoveny min. požadavky na plán kontroly tak, aby byla zajištěna požadovaná spolehlivost konstrukce danou třídou následků. Kontrola provedených konstrukcí podle této projektové dokumentace bude prováděna nezávislým expertem na náklady stavebníka.

### **6. DEFINICE DLE MATERIÁLU KONSTRUKCE**

#### **6.1. Nosné základové a betonové konstrukce**

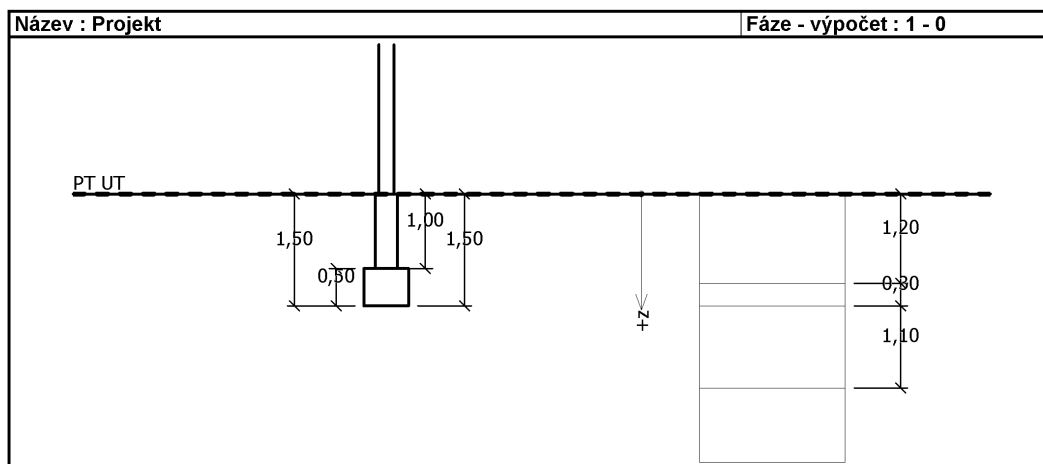
Nosné základové betonové konstrukce budou provedeny dle ČSN EN 13670 Provádění betonových konstrukcí.

ŽB nosné konstrukce budou kontrolovány dle zařídění konstrukce v intervalu 5/10let; kontroluje se soulad konstrukce a předpokladů statického výpočtu (statické schéma, zatížení, změny v průběhu životnosti) a stav konstrukce (trhliny, karbonatace betonu, porušení a koroze výztuže apod.).

## 7. STATICKÝ VÝPOČET

### 7.1. Založení

#### 7.1.1. Maximálně zatížený pas



#### 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 : pomocí strukturální pevnosti

#### Patky

Výpočet pro odvozené podmínky : ČSN 73 1001

Posouzení tažené patky : standardní postup

Dovolená excentricita : 0,333

Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

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

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

#### Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	$\varphi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	Třída S4		29,00	5,00	18,00	11,00	
2	Třída S4_ulehly		29,00	5,00	18,00	11,00	
3	R5		33,00	30,00	20,00	11,00	
4	Třída G3, ulehlá		35,50	0,00	19,00	11,00	

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

#### Parametry zemin

##### Třída S4

Objemová tíha :	$\gamma$	=	18,00 kN/m <sup>3</sup>
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef}$	=	29,00 °
Soudržnost zeminy :	$c_{ef}$	=	5,00 kPa
Modul přetvárnosti :	$E_{def}$	=	10,00 MPa
Poissonovo číslo :	$\nu$	=	0,30
Koef. strukturní pevnosti :	$m$	=	0,30
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$	=	21,00 kN/m <sup>3</sup>

##### Třída S4\_ulehly

Objemová tíha :	$\gamma$	=	18,00 kN/m <sup>3</sup>
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef}$	=	29,00 °
Soudržnost zeminy :	$c_{ef}$	=	5,00 kPa
Modul přetvárnosti :	$E_{def}$	=	10,00 MPa
Poissonovo číslo :	$\nu$	=	0,30
Koef. strukturní pevnosti :	$m$	=	0,30
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$	=	21,00 kN/m <sup>3</sup>

##### R5

Objemová tíha :	$\gamma$	=	20,00 kN/m <sup>3</sup>
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef}$	=	33,00 °
Soudržnost zeminy :	$c_{ef}$	=	30,00 kPa
Modul přetvárnosti :	$E_{def}$	=	30,00 MPa
Poissonovo číslo :	$\nu$	=	0,35
Koef. strukturní pevnosti :	$m$	=	0,20
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$	=	21,00 kN/m <sup>3</sup>

##### Třída G3, ulehlá

Objemová tíha :	$\gamma$	=	19,00 kN/m <sup>3</sup>
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef}$	=	35,50 °
Soudržnost zeminy :	$c_{ef}$	=	0,00 kPa
Modul přetvárnosti :	$E_{def}$	=	95,00 MPa
Poissonovo číslo :	$\nu$	=	0,25
Koef. strukturní pevnosti :	$m$	=	0,30
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$	=	21,00 kN/m <sup>3</sup>

#### Založení

##### Typ základu: stupňovitá centrická patka

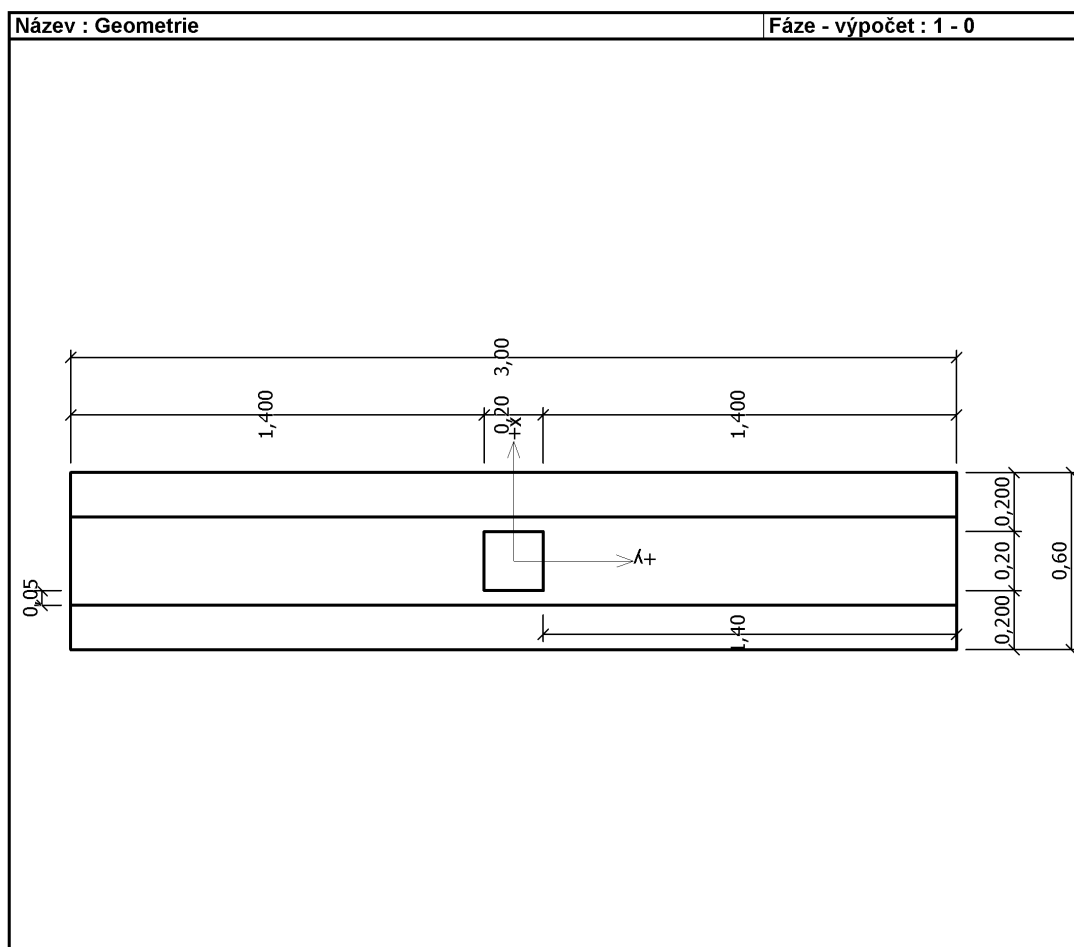
Hloubka od původního terénu	$h_z$	=	1,50 m
Hloubka základové spáry	$d$	=	1,50 m
Tloušťka horního stupně	$t_v$	=	1,00 m
Tloušťka základu	$t$	=	0,50 m
Sklon upraveného terénu	$s_1$	=	0,00 °
Sklon základové spáry	$s_2$	=	0,00 °

Objemová tíha zeminy nad základem = 20,00 kN/m<sup>3</sup>

#### Geometrie konstrukce

##### Typ základu: stupňovitá centrická patka

Délka patky	$x$	=	0,60 m
Šířka patky	$y$	=	3,00 m
Délka horního stupně	$a_{vx}$	=	0,30 m
Šířka horního stupně	$a_{vy}$	=	3,00 m
Šířka sloupu ve směru x	$c_x$	=	0,20 m
Šířka sloupu ve směru y	$c_y$	=	0,20 m
Objem patky		=	1,80 m <sup>3</sup>



#### Materiál konstrukce

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

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

Beton : C 12/15

Válcová pevnost v tlaku

$f_{ck} = 12,00 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu

$f_{ctm} = 1,60 \text{ MPa}$

Modul pružnosti

$E_{cm} = 27000,00 \text{ MPa}$

Ocel podélná : B500

Mez kluzu

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

Ocel příčná: B500

Mez kluzu

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

#### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,20	Třída S4	
2	0,30	Třída S4_ulehly	
3	1,10	Třída G3, ulehlá	
4	-	R5	

#### Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]	H <sub>x</sub> [kN]	H <sub>y</sub> [kN]
	nové	změna							
1	Ano		MSU/max. Nx	Návrhové	170,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Ano		MSP/max. Nx	Užitné	125,00	0,00	0,00	0,00	0,00

#### Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvozněné podmínky

#### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

#### Posouzení čís. 1

##### Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e <sub>x</sub> [m]	e <sub>y</sub> [m]	σ [kPa]	R <sub>d</sub> [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
MSU/max. Nx	Ano	0,00	0,00	127,44	1065,71	11,96	Ano
MSU/max. Nx	Ne	0,00	0,00	138,99	1065,71	13,04	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky G = 55,89 kN

Spočtená tíha nadloží Z = 24,30 kN

#### Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (MSU/max. Nx)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy z<sub>sp</sub> = 1,14 m

Dosah smykové plochy l<sub>sp</sub> = 3,75 m

Výpočtová únosnost zákl. půdy R<sub>d</sub> = 1065,71 kPa

Extrémní kontaktní napětí σ = 138,99 kPa

#### Svislá únosnost VYHOVUJE

#### Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky e<sub>x</sub> = 0,000 < 0,333

Max. excentricita ve směru šířky patky e<sub>y</sub> = 0,000 < 0,333

Max. prostorová excentricita e<sub>t</sub> = 0,000 < 0,333

#### Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

#### Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (MSU/max. Nx)

Zemní odpor: klidový

Výpočtová velikost zemního odporu S<sub>pd</sub> = 17,39 kN

Horizontální únosnost základu R<sub>dh</sub> = 164,56 kN

Extrémní horizontální síla H = 0,00 kN

#### Vodorovná únosnost VYHOVUJE

#### Únosnost základu VYHOVUJE

#### Posouzení čís. 1

##### Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Výpočet proveden s uvažováním koeficientu κ<sub>1</sub> (vliv hloubky založení).

Napětí v základové spáře uvažováno od upraveného terénu.

Spočtená vlastní tíha patky  $G = 41,40$  kN  
Spočtená tíha nadloží  $Z = 18,00$  kN

Sednutí středu hrany x - 1 = 0,1 mm  
Sednutí středu hrany x - 2 = 0,1 mm  
Sednutí středu hrany y - 1 = 0,2 mm  
Sednutí středu hrany y - 2 = 0,2 mm  
Sednutí středu základu = 0,3 mm  
Sednutí charakterist. bodu = 0,2 mm

(1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)

#### Sednutí a natočení základu - výsledky

##### Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti  $E_{def} = 89,13$  MPa

Základ je ve směru délky tuhý ( $k=175,31$ )

Základ je ve směru šířky tuhý ( $k=1,40$ )

##### Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky  $e_x = 0,000 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky  $e_y = 0,000 < 0,333$

Max. prostorová excentricita  $e_t = 0,000 < 0,333$

##### Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

##### Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu = 0,2 mm

Hloubka deformační zóny = 0,97 m

Natočení ve směru x = 0,000 ( $\tan^{-1}1000$ ); (2,7E-18 °)

Natočení ve směru y = 0,000 ( $\tan^{-1}1000$ ); (5,3E-19 °)

#### Dimenzace čís. 1

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnejpříznivějších zatěžovacích stavů.

##### Posouzení podélné výztuže základu ve směru x

Maximální vyložení patky je menší než 0,50 \* tloušťka patky, výztuž není nutná.

##### Posouzení podélné výztuže základu ve směru y

Maximální vyložení patky je menší než 0,50 \* tloušťka patky, výztuž není nutná.

##### Posouzení základu na protlačení

Normálová síla v sloupu = 170,00 kN

##### Maximální únosnost na obvodu sloupu

Síla přenesená roznášením do zákl. půdy = 3,78 kN

Síla přenášená smykovou pevností ŽB = 166,22 kN

Uvažovaný obvod sloupu  $u_0 = 0,80$  m

Smykové napětí na obvodu sloupu  $V_{Ed,max} = 0,14$  MPa

Únosnost na obvodu sloupu  $V_{Rd,max} = 1,83$  MPa

##### Kritický průřez bez smykové výztuže

Síla přenesená roznášením do zákl. půdy = 91,12 kN

Síla přenášená smykovou pevností ŽB = 78,88 kN

Vzdálenost průřezu od sloupu = 0,70 m

Délka průřezu  $u = 1,20$  m

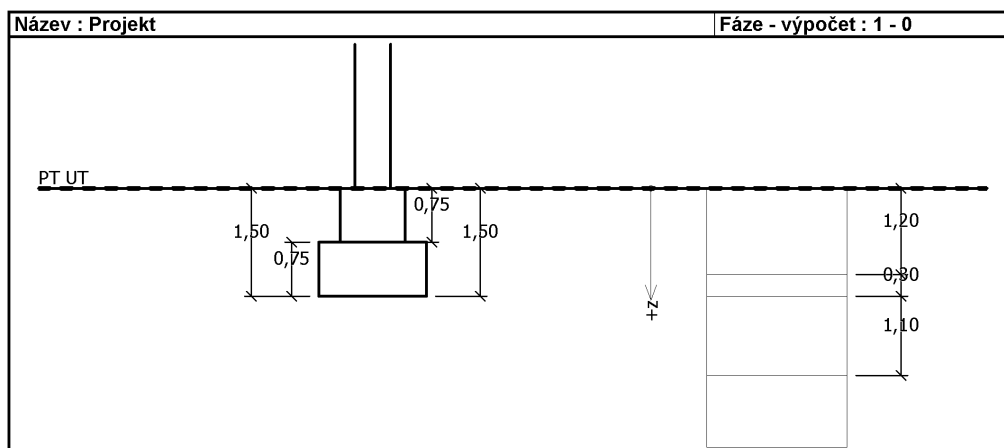
Smykové napětí na průřezu  $V_{Ed} = 0,15$  MPa

Únosnost nevyztuženého průřezu  $V_{Rd,c} = 0,33$  MPa

$V_{Ed} < V_{Rd,c} \Rightarrow$  Výztuž není nutná

##### Základ na protlačení VYHOVUJE

## 7.1.2. Základová patka pod věží



### 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 : pomocí strukturní pevnosti

### Patky

Výpočet pro odvozněné podmínky : ČSN 73 1001

Posouzení tažené patky : standardní postup

Dovolená excentricita : 0,333

Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	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	$\varphi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	Třída S4		29,00	5,00	18,00	11,00	
2	Třída S4_ulehly		29,00	5,00	18,00	11,00	
3	R5		33,00	30,00	20,00	11,00	
4	Třída G3, ulehlá		35,50	0,00	19,00	11,00	

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

#### Parametry zemín

##### Třída S4

Objemová tíha :	$\gamma$	=	18,00 kN/m <sup>3</sup>
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef}$	=	29,00 °
Soudržnost zeminy :	$c_{ef}$	=	5,00 kPa
Modul přetvárnosti :	$E_{def}$	=	10,00 MPa
Poissonovo číslo :	$\nu$	=	0,30
Koef. strukturní pevnosti :	$m$	=	0,30
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$	=	21,00 kN/m <sup>3</sup>

##### Třída S4\_ulehly

Objemová tíha :	$\gamma$	=	18,00 kN/m <sup>3</sup>
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef}$	=	29,00 °
Soudržnost zeminy :	$c_{ef}$	=	5,00 kPa
Modul přetvárnosti :	$E_{def}$	=	10,00 MPa
Poissonovo číslo :	$\nu$	=	0,30
Koef. strukturní pevnosti :	$m$	=	0,30
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$	=	21,00 kN/m <sup>3</sup>

##### R5

Objemová tíha :	$\gamma$	=	20,00 kN/m <sup>3</sup>
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef}$	=	33,00 °
Soudržnost zeminy :	$c_{ef}$	=	30,00 kPa
Modul přetvárnosti :	$E_{def}$	=	30,00 MPa
Poissonovo číslo :	$\nu$	=	0,35
Koef. strukturní pevnosti :	$m$	=	0,20
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$	=	21,00 kN/m <sup>3</sup>

##### Třída G3, ulehlá

Objemová tíha :	$\gamma$	=	19,00 kN/m <sup>3</sup>
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef}$	=	35,50 °
Soudržnost zeminy :	$c_{ef}$	=	0,00 kPa
Modul přetvárnosti :	$E_{def}$	=	95,00 MPa
Poissonovo číslo :	$\nu$	=	0,25
Koef. strukturní pevnosti :	$m$	=	0,30
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$	=	21,00 kN/m <sup>3</sup>

#### Založení

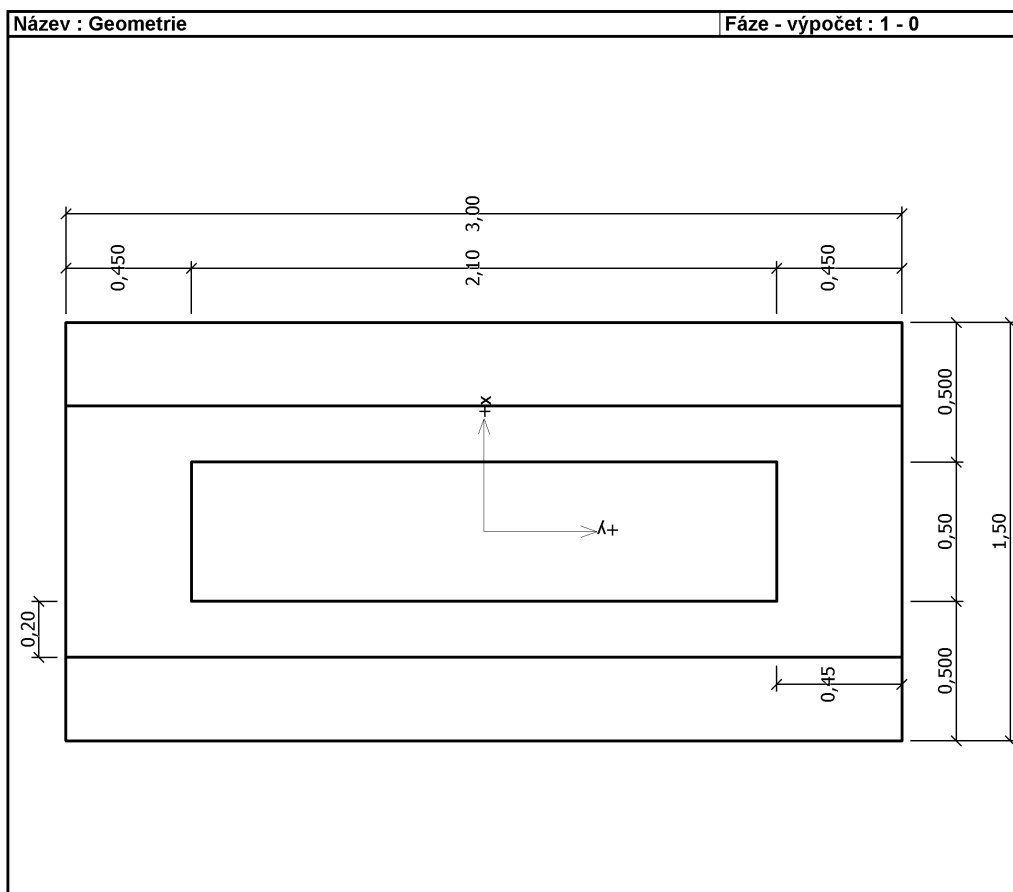
##### Typ základu: stupňovitá centrická patka

Hloubka od původního terénu	$h_z$	=	1,50 m
Hloubka základové spáry	$d$	=	1,50 m
Tloušťka horního stupně	$t_v$	=	0,75 m
Tloušťka základu	$t$	=	0,75 m
Sklon upraveného terénu	$s_1$	=	0,00 °
Sklon základové spáry	$s_2$	=	0,00 °
Objemová tíha zeminy nad základem = 20,00 kN/m <sup>3</sup>			

#### Geometrie konstrukce

##### Typ základu: stupňovitá centrická patka

Délka patky	$x$	=	1,50 m
Šířka patky	$y$	=	3,00 m
Délka horního stupně	$a_{vx}$	=	0,90 m
Šířka horního stupně	$a_{vy}$	=	3,00 m
Šířka sloupu ve směru x	$c_x$	=	0,50 m
Šířka sloupu ve směru y	$c_y$	=	2,10 m
Objem patky		=	5,40 m <sup>3</sup>



#### Materiál konstrukce

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

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

Beton : C 12/15

Válcová pevnost v tlaku

$f_{ck} = 12,00 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu

$f_{ctm} = 1,60 \text{ MPa}$

Modul pružnosti

$E_{cm} = 27000,00 \text{ MPa}$

Ocel podélná : B500

Mez kluzu

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

Ocel příčná : B500

Mez kluzu

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

#### Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,20	Třída S4	
2	0,30	Třída S4_ulehly	
3	1,10	Třída G3, ulehlá	
4	-	R5	

#### Zatížení

Číslo	Zatížení nové změna	Název	Typ	N [kN]	$M_x$ [kNm]	$M_y$ [kNm]	$H_x$ [kN]	$H_y$ [kN]
1	Ano	MSU/max. Nx	Návrhové	41,50	0,00	49,00	-21,00	0,00
2	Ano	MSP/max. Nx	Užitné	15,00	2,50	17,50	-7,50	1,50

#### Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvozené podmínky

#### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

#### Posouzení čís. 1

##### Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	$e_x$ [m]	$e_y$ [m]	$\sigma$ [kPa]	$R_d$ [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
MSU/max. Nx	Ano	-0,42	0,00	96,66	1232,43	7,84	Ano
MSU/max. Nx	Ne	-0,33	0,00	96,95	1329,92	7,29	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky  $G = 124,20$  kN

Spočtená tíha nadloží  $Z = 27,00$  kN

##### Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejpříznivější zatěžovací stav číslo 1. (MSU/max. Nx)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy  $z_{sp} = 2,73$  m

Dosah smykové plochy  $l_{sp} = 8,79$  m

Výpočtová únosnost zákl. půdy  $R_d = 1232,43$  kPa

Extrémní kontaktní napětí  $\sigma = 96,66$  kPa

**Svislá únosnost VYHOVUJE**

##### Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky  $e_x = 0,278 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky  $e_y = 0,000 < 0,333$

Max. prostorová excentricita  $e_t = 0,278 < 0,333$

**Excentricita zatížení základu VYHOVUJE**

##### Posouzení vodorovné únosnosti

Nejpříznivější zatěžovací stav číslo 1. (MSU/max. Nx)

Zemní odpor: klidový

Výpočtová velikost zemního odporu  $S_{pd} = 23,47$  kN

Horizontální únosnost základu  $R_{dh} = 146,30$  kN

Extrémní horizontální síla  $H = 21,00$  kN

**Vodorovná únosnost VYHOVUJE**

**Únosnost základu VYHOVUJE**

### Posouzení čís. 1

#### Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Výpočet proveden s uvažováním koeficientu  $\kappa_1$  (vliv hloubky založení).

Napětí v základové spáře uvažováno od upraveného terénu.

Spočtená vlastní tíha patky  $G = 124,20$  kN

Spočtená tíha nadloží  $Z = 27,00$  kN

Sednutí středu hrany x - 1 = 0,0 mm

Sednutí středu hrany x - 2 = 0,0 mm

Sednutí středu hrany y - 1 = 0,0 mm

Sednutí středu hrany y - 2 = 0,0 mm

Sednutí středu základu = 0,0 mm

Sednutí charakterist. bodu = 0,0 mm

(1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)

#### Sednutí a natočení základu - výsledky

##### Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti  $E_{def} = 95,00$  MPa

Základ je ve směru délky tuhý ( $k=35,53$ )

Základ je ve směru šířky tuhý ( $k=4,44$ )

##### Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky  $e_x = 0,115 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky  $e_y = 0,010 < 0,333$

Max. prostorová excentricita  $e_t = 0,116 < 0,333$

##### Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

##### Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu = 0,0 mm

Hloubka deformační zóny = 0,13 m

Natočení ve směru x = 0,016 (tan\*1000); (9,2E-04 °)

Natočení ve směru y = 0,000 (tan\*1000); (0,0E+00 °)

### Dimenzace čís. 1

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

#### Posouzení podélné výztuže základu ve směru x

Maximální vyložení patky je menší než 0,50 \* tloušťka patky, výztuž není nutná.

#### Posouzení podélné výztuže základu ve směru y

Maximální vyložení patky je menší než 0,50 \* tloušťka patky, výztuž není nutná.

#### Posouzení základu na protlačení

Normálová síla v sloupu = 41,50 kN

#### Maximální únosnost na obvodu sloupu

Síla přenesená roznášením do zákl. půdy = 9,68 kN

Síla přenášená smykovou pevností ŽB = 31,82 kN

Uvažovaný obvod sloupu  $u_0 = 5,20$  m

Smykové napětí na obvodu sloupu  $V_{Ed,max} = 0,02$  MPa

Únosnost na obvodu sloupu  $V_{Rd,max} = 1,83$  MPa

#### Základ na protlačení VYHOVUJE

## **8. POUŽITÉ MATERIÁLY**

Základy	...	beton C20/25-XC2 (výztuž B500, síť KARI)
	...	beton C12/15-X0
Schodiště	...	beton C25/30-XC1 (výztuž B 500)

Ve Znojmě dne 13. 01. 2017

Vypracoval: Ing. Pavel Tesař