

NÁZEV AKCE	DPMB, a.s., MĚNÍRNA BĚLOHORSKÁ, BRNO	Č. STAVBY: 22-018
STAVEBNÍK	DOPRAVNÍ PODNIK MĚSTA BRNA, a.s., HLINKY 64/151,603 00 BRNO	Č. OBJ.: 21/283/5071
STATUS/STUPEŇ	DOKUMENTACE PRO STAVEBNÍ POVOLENÍ (DSP)	 Dopravní podnik města Brna a.s.
ČÁST	D.1.2. STAVEBNĚ KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ	
GEN. DODAVATEL	SPECIALIZED ENERGETIC COMPANY, s.r.o. JIŽNÍ NÁM.32/15, BRNO	 SPECIALIZED ENERGETIC COMPANY, S.R.O.
KONTAKTNÍ OSOBA	ING. DAVID KOPEČNÝ, kopecny@jetpro.cz, tel.:777 965 929	
ARCHIVNÍ ČÍSLO	E4-A1041	DATUM: 03-2023
HL. PROJEKTANT	ING. DAVID KOPEČNÝ, kopecny@jetpro.cz, tel.:777 965 929	ČÍSLO VÝK/DOK:
KONTROLOVAL	ING. ZDENĚK RECH, rech@jetpro.cz	
REVIZE		
KOORDINACE PD	JETPRO s.r.o. JIŽNÍ NÁM.32/15, BRNO, 619 00	 PROJEKČNÍ PRÁCE V ENERGETICE
KONTAKTNÍ OSOBA	ING. DAVID KOPEČNÝ	
SUBDODAVATEL	PROJEKTY B.H. s.r.o. ROSTISLAVOVO NÁM. 2347/5A, 612 00 BRNO	
PROJEKTANT	ING. MILOSLAV JANDA Ph.D.	
MÍSTO STAVBY	BRNO, KAT. ÚZEMÍ SLATINA [612286], PARCELNÍ Č. 169/2	KÓD LOKALITY: BELO
SO/PS	D.2.1 - SO 01 - BUDOVA MĚNÍRNY	MĚŘÍTKO:
MAJETKOVÁ TŘÍDA	-----	FORMÁT:
DRUH DOKUMENTU		LIST/CELKEM:
NÁZEV DOKUMENTU	STATICKÝ VÝPOČET	ARCHIVNÍ ČÍSLO: -----

**Ing. Miloslav JANDA, Ph.D.**

autorizovaný inženýr  
pro statiku a dynamiku staveb  
Legionářská 184  
675 51, Jaroměřice nad Rokytnou  
Tel.: +420 702 279 260  
E-mail: jandamilob@centrum.cz

# **DOPRAVNÍ PODNIK MĚSTA BRNA a.s., MĚNÍRNA BĚLOHORSKÁ, BRNO**

**Zadavatel:** PROJEKTY B.H., s.r.o.  
Valouškova 575/11  
Bystrc  
63500 Brno  
IČ: 021 03 800

**Stavebník:** DOPRAVNÍ PODNIK MĚSTA BRNA a.s.  
Hlinky 64/151  
Pisárky  
60300 Brno

**Stavba:** DPMB a.s., MĚNÍRNA BĚLOHORSKÁ, BRNO  
p. č. 169/2  
k. ú. 612286 Slatina (okres Brno-město)

**Vypracoval:** Ing. Miloslav JANDA, Ph.D.  
Legionářská 184  
675 51 Jaroměřice nad Rokytnou  
IČ: 07769342

**Obsah dokumentace:**

- D.1.2 a) Technická zpráva
- D.1.2 c) Statické posouzení
- D.1.2 d) Plán kontroly spolehlivosti konstrukcí

V Jaroměřicích nad Rokytnou 25. listopadu 2022

.....  
vypracoval: Ing. Miloslav Janda, Ph.D.  
ČKAIT 1400622

Tato technická zpráva je zpracovaná pro akci „DPMB a.s., MĚNÍRNA BĚLOHORSKÁ, BRNO“. Stupeň dokumentace – pro stavební povolení. Tato dokumentace nenahrazuje prováděcí, dodavatelskou a dílenskou projektovou dokumentaci. Dokumentace byla vypracována na základě podkladů předaných zadavatelem posudku. Závěry definované tímto posudkem budou zapracovány do ostatních částí dokumentace.

#### **1.2.a.1) Popis navrženého konstrukčního systému stavby**

Zpráva řeší nosnou konstrukci dvoupodlažního objektu měnárny a úhlové opěrné stěny. Maximální půdorysné rozměry objektu měnárny činí 10,3 x 22,0 m, maximální výška objektu měnárny činí 4,23 m. Délka opěrné stěny činí 17,73 m, opěrná stěna vytváří výškový rozdíl terénu 1,20 m.

Základové konstrukce objektu měnárny jsou tvořeny železobetonovou deskou navrženou jako bílá vana. Základová konstrukce opěrné stěny je navržena jako železobetonový základový pas. Základová spára konstrukcí bude osazena min. do nezámrzné hloubky a min. 0,1 m do rostlého terénu. Návrhová hodnota svislé únosnosti zeminy byla uvažována jako 160 kPa. Tato hodnota bude ověřena autorizovaným geotechnikem přizvaným k přebírce základové spáry. Základová spára bude odvodněna tak, aby nedošlo ke ztrátě únosnosti. Svislé nosné konstrukce prvního podzemního podlaží objektu měnárny jsou tvořeny obvodovými železobetonovými stěnami navrženými jako bílá vana, vnitřními železobetonovými stěnami a železobetonovými sloupy kruhového průřezu.

Konstrukce bílé vany byla navržena dle TECHNICKÝCH PRAVIDEL ČBS 02 BÍLÉ VANY pro konstrukční třídu kon<sub>2</sub>.

Stropní konstrukce nad prvním podzemním podlažím objektu měnárny je navržena jako železobetonová deska podporovaná železobetonovými průvlaky. Schodiště propojující první podzemní a první nadzemní podlaží je navrženo jako železobetonová desková konstrukce.

Svislé nosné konstrukce prvního nadzemního podlaží objektu měnárny jsou navrženy z keramických tvarovek typu THERM a z vyztužených tvárnic ztraceného bednění.

Svislá nosná konstrukce opěrné stěny je tvořena železobetonovou stěnou.

Stropní konstrukce nad prvním nadzemním podlažím objektu měnárny je navržena jako železobetonová deska podporovaná zdívkou prvního nadzemního podlaží.

#### **1.2.a.2) Navržené materiály a hlavní konstrukční prvky**

##### Základová deska prvního podzemního podlaží objektu měnárny

- tloušťka 300 mm (200 mm v části s trafokobkami)
- beton - C25/30 - XC2 - CI 0,2 - Dmax 16 - S4, beton pro bílé vany
  - průsak 50 mm dle ČSN EN 12390-8
  - nárůst pevnosti - velmi pomalý - 90denní beton
- výztuž - B500B
- pracovní spáry provedené jako namáhané tlakovou vodou
- pod základovou desku vložit kluznou fólii
- prostupy ošetřit resp. provést jako tlakově namáhané
- základová deska rámově spojena se stěnami prostřednictvím výztuže

##### Obvodové stěny prvního podzemního podlaží objektu měnárny

- tloušťka 300 mm
- beton - C25/30 - XC2 - CI 0,2 - Dmax 16 - S4, beton pro bílé vany
  - průsak 50 mm dle ČSN EN 12390-8
  - nárůst pevnosti - velmi pomalý - 90denní beton
- výztuž - B500B
- pracovní spáry provedené jako namáhané tlakovou vodou
- prostupy ošetřit resp. provést jako tlakově namáhané
- stěny rámově spojeny se základovou deskou a se stropní deskou prostřednictvím výztuže

##### Vnitřní monolitické stěny prvního podzemního podlaží objektu měnárny

- tloušťka 300 mm
- beton - C25/30 - XC1 - CI 0,2 - Dmax 16 - S4, výztuž - B500B
- stěny rámově spojeny se základovou deskou a se stropní deskou prostřednictvím výztuže

Vnitřní stěny prvního podzemního podlaží objektu měnárny z tvarovek ztraceného bednění

- tloušťka 200 mm
- beton - C25/30 - XC2 - CI 0,2 - Dmax 16 - S4, výztuž - B500B
- stěny rámově spojeny se základovou deskou a se stropní deskou prostřednictvím výztuže

Stěny anglického dvorku z tvarovek ztraceného bednění

- tloušťka 200 mm
- beton - C25/30 - XC4 - XF1 - CI 0,2 - Dmax 16 - S4, výztuž - B500B
- stěny rámově spojeny se základovou deskou
- stěny ukončeny železobetonovým věncem

Sloupy prvního podzemního podlaží objektu měnárny

- průměr průřezu 300 mm
- beton - C25/30 - XC1 - CI 0,2 - Dmax 16 - S4, výztuž - B500B

Průvlaky prvního podzemního podlaží objektu měnárny

- šířka průřezu 300 mm, výška průřezu 500 mm (včetně stropní desky nad prvním podzemním podlažím)
- beton - C25/30 - XC1 - CI 0,2 - Dmax 16 - S4, výztuž - B500B
- průvlaky navrženy jako spojitě nosníky podporované sloupy a stěnami
- pro omezení svislých průhybů průvlaků byla přijata mezní hodnota rovná 1/400 rozpětí průvlaků při zatížení kvazistálou kombinací

Schodiště propojující první podzemní a první nadzemní podlaží objektu měnárny

- tloušťka 150 mm (v místě nejmenší tloušťky)
- beton - C25/30 - XC1 - CI 0,2 - Dmax 16 - S4, výztuž - B500B
- pro omezení svislého průhybu schodiště byla přijata mezní hodnota rovná 1/300 rozpětí schodiště při zatížení kvazistálou kombinací

Věncem ukončující stěny anglického dvorku objektu měnárny

- šířka průřezu 200 mm, výška průřezu 330 mm
- beton - C25/30 - XC4 - XF1 - CI 0,2 - Dmax 16 - S4, výztuž - B500B
- věncem ve třetinách délky rozepřen prostřednictvím čtvercové ocelové trubky SHS (jákl) 80/80/8, ocel třídy S235, na obou koncích přivařeny roznášecí desky, připevnění chemickými kotvami k věnci a ke stropní desce nad prvním podzemním podlažím, ocelový profil umístěn v polovině výšky věnce

Stropní deska nad prvním podzemním podlažím objektu měnárny

- tloušťka 250 mm (200 mm v místě půdorysného přesahu prvního podzemního podlaží vzhledem k prvnímu nadzemnímu podlaží)
- beton - C25/30 - XC1 - CI 0,2 - Dmax 16 - S4, výztuž - B500B
- v místě prostupů (trafokobky, prostup u schodiště) vloženy ocelové nosníky o průřezu I200, ocel třídy S235
- výztuž stropní desky přivařena k ocelovým nosníkům
- pro omezení svislého průhybu desky byla přijata mezní hodnota rovná 1/300 rozpětí desky při zatížení kvazistálou kombinací

Základový pas opěrné stěny

- šířka 1450 mm, tloušťka 350 mm
- beton - C25/30 - XC2 - CI 0,2 - Dmax 16 - S4, výztuž - B500B
- pas rámově spojen se stěnou prostřednictvím výztuže

Obvodové stěny prvního nadzemního podlaží objektu měnárny

- POROTHERM 25 AKU PROFI, tl. 250 mm, na lepidlo, v místě přisypání zeminou na maltu pro tenké spáry
- systémové překlady POROTHERM

Vnitřní stěny prvního nadzemního podlaží objektu měnárny z tvarovek ztraceného bednění

- tloušťka 200 mm
- beton - C25/30 - XC1 - CI 0,2 - Dmax 16 - S4, výztuž - B500B
- stěny spojeny se stropními deskami prostřednictvím výztuže

#### Stěna opěrné stěny

- výška 2500 mm, tloušťka 350 mm
- beton - C25/30 - XC4 - XF1 - Cl 0,2 - Dmax 16 - S4, výztuž - B500B
- stěna rámově spojena s pasem prostřednictvím výztuže

#### Stropní deska nad prvním nadzemním podlažím objektu měnirny

- tloušťka 200 mm (150 mm v místě světlíku)
- tloušťka stěn světlíku 200 mm
- výška stěn světlíku 500 mm
- průřez sloupků světlíku 200x200 mm
- beton - C25/30 - XC1 - Cl 0,2 - Dmax 16 - S4, výztuž - B500B
- jednotlivé prvky navrženy jako navzájem vetknuté monolitické železobetonové konstrukce
- pro omezení svislého průhybu desky byla přijata mezní hodnota rovná 1/300 rozpětí desky při zatížení kvazistálou kombinací

Požární odolnost a trvanlivost konstrukcí bude zajištěna nátěrem nebo obkladem.

#### **1.2.a.3) Hodnoty užitných, klimatických a dalších zatížení uvažovaných při návrhu nosné konstrukce**

Zatížení na konstrukci je stanoveno podle souboru norem EC1 – Zatížení konstrukcí. Zatížení stálé je tvořeno vlastní tíhou konstrukcí. Zatížení proměnné je tvořeno užitným zatížením stropu uvažovaným hodnotou 1,50 kN.m<sup>-2</sup> (kategorie A - obytné budovy), užitným zatížením schodiště uvažovaným hodnotou 3,00 kN.m<sup>-2</sup> (kategorie A - obytné budovy), zatížením technologií měnirny a zatížením sněhem. Zatížení sněhem bylo uvažováno základní charakteristickou hodnotou  $s_k = 1,0 \text{ kN.m}^{-2}$ . Pokud množství sněhu na střeše přesáhne uvažovanou hodnotu zatížení, je nutno učinit neprodleně opatření k zajištění stability střechy (bezpečně odstranit sníh nebo podchytit konstrukci střechy). Objemová tíha sněhu kolísá. Obecně se zvyšuje s rostoucí dobou trvání sněhové pokrývky a závisí na poloze staveniště, klimatických podmínkách a nadmořské výšce. Kromě hodnot uvedených v kapitolách 1 až 6 normy ČSN EN 1991-1-3, lze pro objemovou tíhu sněhu na zemi použít směrné hodnoty uvedené v tabulce E.1.

Tabulka E.1 – Průměrné hodnoty objemové tíhy sněhu

typ sněhu	objemová tíha sněhu [kN.m <sup>-3</sup> ]
čerstvý	1,0
ulehlý (několik hodin nebo dnů po napadnutí)	2,0
starý (několik týdnů nebo měsíců po napadnutí)	2,5 ÷ 3,5
mokrý	4,0

Na konstrukci nebylo požadováno žádné účinkem mimořádné zatížení.

#### **1.2.a.4) Návrh zvláštních, neobvyklých konstrukcí nebo technologických postupů**

Na konstrukci se nevyskytují žádné zvláštní nebo neobvyklé konstrukční detaily a nebudou aplikovány žádné zvláštní technologické postupy při realizaci. Nutno přebírat zakrývané konstrukce technickým dozorem investora.

#### **1.2.a.5) Zajištění stavební jámy**

Stavební jáma bude zajištěna prostřednictvím svahování zeminy v bezpečném sklonu určeném autorizovaným geotechnikem (geologem).

#### **1.2.a.6) Technologické podmínky postupu prací, které by mohly ovlivnit stabilitu vlastní konstrukce, případně sousední stavby**

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. 183/2006 Sb. Všichni zúčastnění pracovníci musí být s předpisy seznámeni před zahájením prací.

#### **1.2.a.7) Zásady provádění bouracích a podchycovacích prací a zpevňovacích konstrukcí či prostupů**

Pracovníci provádějící odstraňování a podchycování staveb budou před pracemi poučeni a proškoleni a dále jim bude stanoven postup stavebně montážních prací. Veškeré stavební a instalační práce budou prováděny odbornými firmami s oprávněním k této činnosti. Při provádění stavebních prací je třeba dodržovat platné normy pro jednotlivé druhy prací, jakož i ustanovení zákona č.309/2006 Sb. a nařízení vlády č.591/2006 Sb. o požadavcích na bezpečnost a ochranu zdraví při práci na staveništích. Při výstavbě musí dodavatel stavebních prací vytvořit podmínky k zajištění bezpečnosti práce ve smyslu vyhlášky ČUBP č. 48/1982 Sb. upravené vyhláškou č.192/2005 Sb. a ve smyslu nařízení vlády č.101/2005 Sb. Zejména je třeba zajistit:

- seznámení pracovníků dodavatele s dohodou o technických a organizačních opatřeních,
- zákaz vstupu nepovolaným osobám na staveniště,
- zajištění prostoru staveniště i mimo pracovní dobu stavby,
- zajištění BOZP při provádění zemních prací.

#### **1.2.a.8) Požadavky na kontrolu zakrývaných konstrukcí**

Objednatel je oprávněn kontrolovat dílo v každé fázi jeho provádění. Kontrola se soustředí zejména na ty stavební práce, konstrukce nebo technologické části díla, které budou zakryty. Zhotovitel je povinen vyzvat objednatele k prověření zakrytých konstrukcí tři pracovní dny předem, a to formou zápisu do stavebního deníku. Kladné či záporné stanovisko se zakrytím díla je objednatel povinen vydat bez zbytečného odkladu, nejpozději do 24 hodin po prověření zakrývaných prací, konstrukcí nebo technologických částí díla, a to formou zápisu do stavebního deníku. Při kontrole zakrývaných prací je zhotovitel povinen předložit objednateli výsledky všech provedených zkoušek, důkazy o jakosti materiálů použitých pro zakrývané práce, certifikáty a atesty.

Jestliže by došlo zakrytím prací k znepřístupnění jiných částí díla, a tedy k znemožnění budoucí kontroly, je zhotovitel povinen předložit ke kontrole zakrývaných prací stejné dokumenty ohledně těchto částí díla. V případě, kdy se objednatel nedostaví k prověření zakrývaných prací, konstrukcí či technologických částí díla a nevydá v dohodnuté lhůtě vyjádření, je zhotovitel oprávněn předmětnou část díla zakrýt. V případě, kdy na pozdější žádost objednatele bude zhotovitel povinen zakrytou část díla odkrýt, náklady na odkrytí nese objednatel. Dílo nebo jeho část vykazující prokazatelný nesoulad s projektovou dokumentací či pokyny objednatele, je zhotovitel povinen na žádost objednatele formou zápisu ve stavebním deníku v přiměřené lhůtě odstranit. V opačném případě je objednatel oprávněn odstranit uvedené nedostatky třetí osobou na náklady zhotovitele.

#### **1.2.a.9) Seznam použitých podkladů, norem, technických předpisů, odborné literatury, výpočetních programů apod.**

ČSN EN 1990 – Zásady navrhování konstrukcí

ČSN EN 1991 – Zatížení konstrukcí

ČSN EN 1992 – Navrhování betonových konstrukcí

ČSN EN 1993 – Navrhování ocelových konstrukcí

ČSN EN 1996 – Navrhování zděných konstrukcí

ČSN EN 1997 – Navrhování geotechnických konstrukcí

ČSN 72 1006 – Kontrola zhutnění zemin a sypanin

ČSN EN 206+A2 – Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda

ČSN EN 12390-8 – Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 8: Hloubka průsaku tlakovou vodou

ČSN EN 10080 – Ocel pro výztuž do betonu - Svařitelná betonářská ocel - Všeobecně

Technická pravidla ČBS 02 BÍLÉ VANY

výkresová dokumentace dodaná zadavatelem posudku

INŽENÝRSKO-GEOLOGICKÝ A RADONOVÝ PRŮZKUM (04/2018, zhotovitel GEOSTAR, spol. s r. o.)

#### **D.1.2.c.1) Ověření základního koncepčního řešení nosné konstrukce**

Sloupy, stěny, průvlaky, překlady a stropní desky přenášejí svislé zatížení do základové desky, základová deska dále přenáší svislé zatížení do podloží. Stěny a stropní desky jsou zdrojem vodorovné tuhosti objektu. Vodorovná tuhost opěrné stěny je zajištěna rámovým spojením železobetonových stěn a pasů, přitížením zeminou a vlastní hmotností prvků opěrné stěny.

#### **D.1.2.c.2) Posouzení stability konstrukce**

Stabilita objektů je dána prostorovým uspořádáním stěn a vodorovným ztužením stropními konstrukcemi, rámovým spojením stěn prvního podzemního podlaží se základovou deskou. Stabilita opěrné stěny je zajištěna rámovým spojením železobetonových stěn a pasů, přitížením zeminou a vlastní hmotností prvků opěrné stěny.

#### **D.1.2.c.3) Stanovení rozměrů hlavních prvků nosné konstrukce včetně jejího založení**

Rozměry hlavních nosných prvků byly posouzeny statickým výpočtem podle systému norem Eurocode.

Základová spára konstrukcí bude osazena min. do nezámrzné hloubky a min. 0,1 m do rostlého terénu. Návrhová hodnota svislé únosnosti zeminy byla uvažována jako 160 kPa. Tato hodnota bude ověřena autorizovaným geotechnikem přizvaným k přebírce základové spáry. Základová spára bude odvodněna tak, aby nedošlo ke ztrátě její únosnosti. Rozhodující prvky jsou v dimenzích:

##### Základová deska prvního podzemního podlaží objektu měnírny

- tloušťka 300 mm (200 mm v části s trafokobkami)
- beton - C25/30 - XC2 - CI 0,2 - Dmax 16 - S4, beton pro bílé vany
  - průsak 50 mm dle ČSN EN 12390-8
  - nárůst pevnosti - velmi pomalý - 90denní beton
- výztuž - B500B
- pracovní spáry provedené jako namáhané tlakovou vodou
- pod základovou desku vložit kluznou fólii
- prostupy ošetřit resp. provést jako tlakově namáhané
- základová deska rámově spojena se stěnami prostřednictvím výztuže

##### Obvodové stěny prvního podzemního podlaží objektu měnírny

- tloušťka 300 mm
- beton - C25/30 - XC2 - CI 0,2 - Dmax 16 - S4, beton pro bílé vany
  - průsak 50 mm dle ČSN EN 12390-8
  - nárůst pevnosti - velmi pomalý - 90denní beton
- výztuž - B500B
- pracovní spáry provedené jako namáhané tlakovou vodou
- prostupy ošetřit resp. provést jako tlakově namáhané
- stěny rámově spojeny se základovou deskou a se stropní deskou prostřednictvím výztuže

##### Vnitřní monolitické stěny prvního podzemního podlaží objektu měnírny

- tloušťka 300 mm
- beton - C25/30 - XC1 - CI 0,2 - Dmax 16 - S4, výztuž - B500B
- stěny rámově spojeny se základovou deskou a se stropní deskou prostřednictvím výztuže

##### Vnitřní stěny prvního podzemního podlaží objektu měnírny z tvarovek ztraceného bednění

- tloušťka 200 mm
- beton - C25/30 - XC2 - CI 0,2 - Dmax 16 - S4, výztuž - B500B
- stěny rámově spojeny se základovou deskou a se stropní deskou prostřednictvím výztuže

##### Stěny anglického dvorku z tvarovek ztraceného bednění

- tloušťka 200 mm
- beton - C25/30 - XC4 - XF1 - CI 0,2 - Dmax 16 - S4, výztuž - B500B
- stěny rámově spojeny se základovou deskou
- stěny ukončeny železobetonovým věncem

##### Sloupy prvního podzemního podlaží objektu měnírny

- průměr průřezu 300 mm
- beton - C25/30 - XC1 - CI 0,2 - Dmax 16 - S4, výztuž - B500B

##### Průvlaky prvního podzemního podlaží objektu měnírny

- šířka průřezu 300 mm, výška průřezu 500 mm (včetně stropní desky nad prvním podzemním podlažím)
- beton - C25/30 - XC1 - CI 0,2 - Dmax 16 - S4, výztuž - B500B
- průvlaky navrženy jako spojitě nosníky podporované sloupy a stěnami
- pro omezení svislých průhybů průvlaků byla přijata mezní hodnota rovná 1/400 rozpětí průvlaků při zatížení kvazistálou kombinací

#### Schodiště propojující první podzemní a první nadzemní podlaží objektu měnárny

- tloušťka 150 mm (v místě nejmenší tloušťky)
- beton - C25/30 - XC1 - CI 0,2 - Dmax 16 - S4, výztuž - B500B
- pro omezení svislého průhybu schodiště byla přijata mezní hodnota rovná 1/300 rozpětí schodiště při zatížení kvazistálou kombinací

#### Věncem ukončující stěny anglického dvorku objektu měnárny

- šířka průřezu 200 mm, výška průřezu 330 mm
- beton - C25/30 - XC4 - XF1 - CI 0,2 - Dmax 16 - S4, výztuž - B500B
- věncem ve třetinách délky rozepřen prostřednictvím čtvercové ocelové trubky SHS (jákl) 80/80/8, ocel třídy S235, na obou koncích přivařeny roznášecí desky, připevnění chemickými kotvami k věnci a ke stropní desce nad prvním podzemním podlažím, ocelový profil umístěn v polovině výšky věnce

#### Stropní deska nad prvním podzemním podlažím objektu měnárny

- tloušťka 250 mm (200 mm v místě půdorysného přesahu prvního podzemního podlaží vzhledem k prvnímu nadzemnímu podlaží)
- beton - C25/30 - XC1 - CI 0,2 - Dmax 16 - S4, výztuž - B500B
- v místě prostupů (trafokobky, prostup u schodiště) vloženy ocelové nosníky o průřezu I200, ocel třídy S235
- výztuž stropní desky přivařena k ocelovým nosníkům
- pro omezení svislého průhybu desky byla přijata mezní hodnota rovná 1/300 rozpětí desky při zatížení kvazistálou kombinací

#### Základový pas opěrné stěny

- šířka 1450 mm, tloušťka 350 mm
- beton - C25/30 - XC2 - CI 0,2 - Dmax 16 - S4, výztuž - B500B
- pas rámově spojen se stěnou prostřednictvím výztuže

#### Obvodové stěny prvního nadzemního podlaží objektu měnárny

- POROTHERM 25 AKU PROFI, tl. 250 mm, na lepidlo, v místě přisypání zeminou na maltu pro tenké spáry
- systémové překlady POROTHERM

#### Vnitřní stěny prvního nadzemního podlaží objektu měnárny z tvarovek ztraceného bednění

- tloušťka 200 mm
- beton - C25/30 - XC1 - CI 0,2 - Dmax 16 - S4, výztuž - B500B
- stěny spojeny se stropními deskami prostřednictvím výztuže

#### Stěna opěrné stěny

- výška 2500 mm, tloušťka 350 mm
- beton - C25/30 - XC4 - XF1 - CI 0,2 - Dmax 16 - S4, výztuž - B500B
- stěna rámově spojena s pasem prostřednictvím výztuže

#### Stropní deska nad prvním nadzemním podlažím objektu měnárny

- tloušťka 200 mm (150 mm v místě světlíku)
- tloušťka stěn světlíku 200 mm
- výška stěn světlíku 500 mm
- průřez sloupků světlíku 200x200 mm
- beton - C25/30 - XC1 - CI 0,2 - Dmax 16 - S4, výztuž - B500B
- jednotlivé prvky navrženy jako navzájem vetknuté monolitické železobetonové konstrukce
- pro omezení svislého průhybu desky byla přijata mezní hodnota rovná 1/300 rozpětí desky při zatížení kvazistálou kombinací

Požární odolnost a trvanlivost konstrukcí bude zajištěna nátěrem nebo obkladem.

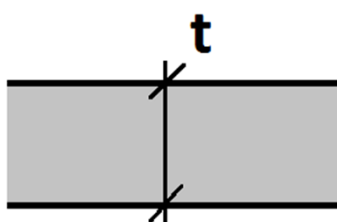
#### **D.1.2.c.4) Dynamický výpočet, pokud na konstrukci působí dynamické namáhání**

Na konstrukci nepůsobí žádné charakterem dynamické zatížení.



# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav JANDA, Ph.D.	měnírna_Bělohorská	stropní_kce_nad_1NP	3



beton C25/30, XC1

tloušťka stropní desky nad 1NP  $t = 200$  mm

tloušťka stěn světlíku  $t = 200$  mm

min. výška stěn světlíku  $h = 500$  mm

tloušťka stropní desky světlíku

překlady podporující stropní konstrukci v místě otvorů

stálé zatížení

- systémové překlady POROTHERM

vlastní tíha konstrukce stropu  $g = 5,00$  kN.m<sup>-1</sup>

tepelná izolace  $g = 0,15$  kN.m<sup>-1</sup>

**celkem stálé**  $g = 5,15$  kN.m<sup>-1</sup>

nahodilé zatížení

zatížení sněhem  $s = 1,00$  kN.m<sup>-1</sup>

návrhová akce  $n = 8,45$  kN.m<sup>-1</sup>

uvažovaný rozpon stropní konstrukce  $r = 4,83$  m

návrhový ohybový moment  $M_{Ed} = 24,60$  kN.m

šířka průřezu  $b = 1000$  mm

výška průřezu  $h = 200$  mm

charakteristická tlaková pevnost betonu  $f_{ck} = 25,00$  MPa

průměrná tahová pevnost betonu  $f_{ctm} = 2,60$  MPa

charakteristická tahová pevnost výztuže  $f_{yk} = 500$  MPa

průměr navržené výztuže  $\phi = 10$  mm

počet  $n = 10$  ks

krytí výztuže  $c = 30$  mm

účinná výška výztuže  $d = h - c - \phi/2 = 165$  mm

návrhová tlaková pevnost betonu  $f_{cd} = 16,67$  MPa

návrhová tahová pevnost výztuže  $f_{yd} = 434,78$  MPa

plocha výztuže  $A_s = 0,25 \cdot n \cdot \pi \cdot \phi^2 = 785$  mm<sup>2</sup>

síla ve výztuži  $F_s = A_s \cdot f_{yd} = 341,3$  kN

poloha neutrálné osy  $x = F_s / (0,8 \cdot b \cdot f_{cd}) = 25,6$  mm

ohybový moment na mezi únosnosti  $M_{Rd} = F_s \cdot (d - 0,4 \cdot x) = 52,8$  kN.m

neutrálná osa na mezi započitatelnosti  $x_{max} = 3,5 \cdot d / (3,5 + f_{yd} / E_s) = 101,8$  mm

minimální plocha výztuže  $A_{s,min} = \max(0,26 \cdot f_{ctm} / f_{yk}, 0,0013) \cdot b \cdot d = 223,1$  mm<sup>2</sup>

maximální plocha výztuže  $A_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot h = 8000,0$  mm<sup>2</sup>

$M_{Ed} = 24,60$  kN.m  $<$   $M_{Rd} = 52,82$  kN.m

**VYHOVÍ**

průhyb od kvazistálé kombinace bez vlivu dotvarování a trhlin  $u = 1,7$  mm

průhyb od kvazistálé kombinace vlivem dotvarování a trhlin  $u_{nelin} = 10,1$  mm

limitní průhyb  $4825/300 = 16,1$  mm

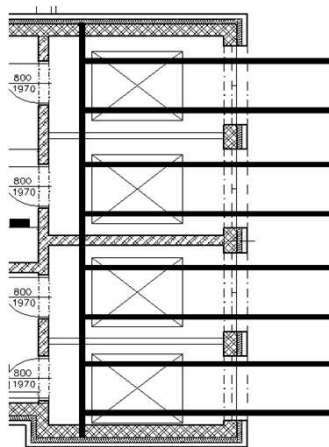
$u_{nelin} = 10,1$  mm  $<$   $u_{lim} = 16,1$  mm

**VYHOVÍ**

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav JANDA, Ph.D.	měnírna_Bělohorská	ocelové_nosníky_strop1PP	4

identifikace konstrukce



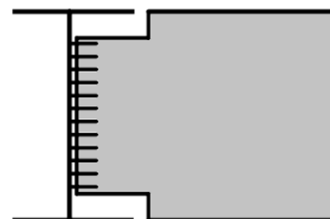
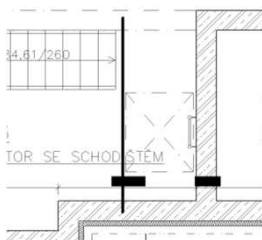
ocelové nosníky I200, S235

stojiny nosníků navzájem svařeny

oboustranný koutový svar v tloušťce materiálu

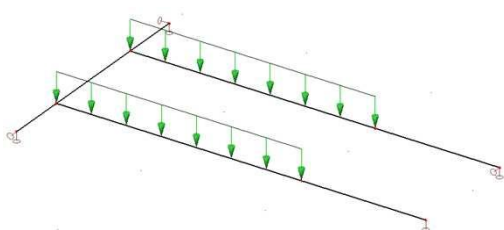
min. uložení nosníků 200 mm, nosníky podmaltovány

nosníky stabilizovány svařením s výztuží stropní desky



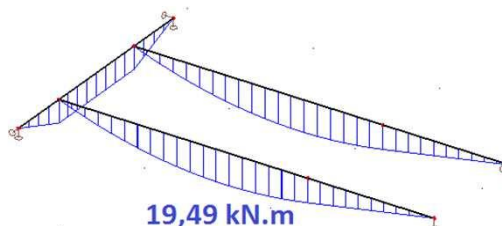
zatížení nahodilé

statické schéma

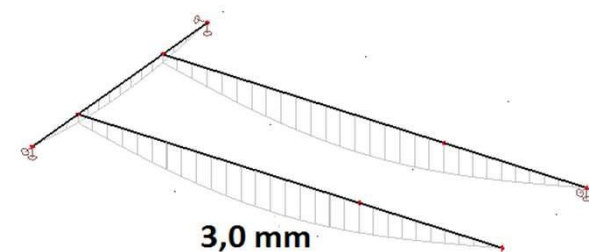


$$n = 15,00 \text{ kN.m}^{-1}$$

návrhová hodnota ohybového momentu



svislý průhyb



průřez

moment setrvačnosti k ose y

plastický průřezový modul k ose y

mez kluzu oceli

návrhová únosnost v ohybu

$$M_{Ed} = 19,49 \text{ kN.m} <$$

$$M_{Rd} = 58,75 \text{ kN.m}$$

VYHOVÍ

průhyb od nahodilého zatížení

limitní průhyb

$$u_q = 3,0 \text{ mm} <$$

$$u_q = 3,0 \text{ mm}$$

$$u_{lim,q} = 2060/500 = 4,1 \text{ mm}$$

$$u_{lim,q} = 4,1 \text{ mm}$$

VYHOVÍ

$$I_y = 21,40 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

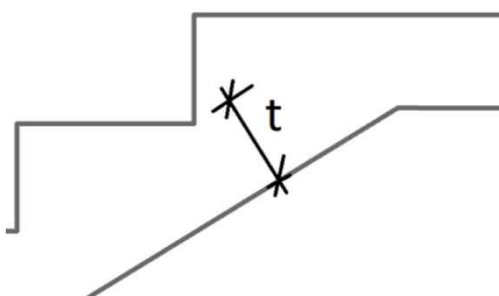
$$W_{pl,y} = 250,00 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$f_y = 235,0 \text{ MPa}$$

$$M_{Rd} = W_{pl,y} \cdot f_y = 58,8 \text{ kN.m}$$

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav JANDA, Ph.D.	měnírna_Bělohorská	schodiště	5



tloušťka desky schodiště  $t = 150 \text{ mm}$   
 beton C25/30, XC1  
 výztuž B500B

stálé zatížení

vlastní tíha konstrukce schodiště včetně stupňů  $g = 5,63 \text{ kN.m}^{-1}$

nahodilé zatížení

užitné zatížení (půdorysný průmět)  $q = 3,00 \text{ kN.m}^{-1}$

návrhový ohybový moment  $M_{Ed} = 17,30 \text{ kN.m}$

šířka průřezu  $b = 1000 \text{ mm}$

výška průřezu  $h = 150 \text{ mm}$

charakteristická tlaková pevnost betonu  $f_{ck} = 25,00 \text{ MPa}$

průměrná tahová pevnost betonu  $f_{ctm} = 2,60 \text{ MPa}$

charakteristická tahová pevnost výztuže  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

průměr navržené výztuže  $\phi = 10 \text{ mm}$

počet  $n = 10 \text{ ks}$

krytí výztuže  $c = 30 \text{ mm}$

účinná výška výztuže  $d = h - c - \phi/2 = 115 \text{ mm}$

návrhová tlaková pevnost betonu  $f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$

návrhová tahová pevnost výztuže  $f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$

plocha výztuže  $A_s = 0,25 \cdot n \cdot \pi \cdot \phi^2 = 785 \text{ mm}^2$

síla ve výztuži  $F_s = A_s \cdot f_{yd} = 341,3 \text{ kN}$

poloha neutrálné osy  $x = F_s / (0,8 \cdot b \cdot f_{cd}) = 25,6 \text{ mm}$

ohybový moment na mezi únosnosti  $M_{Rd} = F_s \cdot (d - 0,4 \cdot x) = 35,8 \text{ kN.m}$

neutrálná osa na mezi započitatelnosti  $x_{max} = 3,5 \cdot d / (3,5 + f_{yd} / E_s) = 70,9 \text{ mm}$

minimální plocha výztuže  $A_{s,min} = \max(0,26 \cdot f_{ctm} / f_{yk}; 0,0013) \cdot b \cdot d = 155,5 \text{ mm}^2$

maximální plocha výztuže  $A_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot h = 6000,0 \text{ mm}^2$

$M_{Ed} = 17,30 \text{ kN.m} < M_{Rd} = 35,76 \text{ kN.m}$

## VYHOVÍ

průhyb od kvazistálé kombinace bez vlivu dotvarování a trhlin  $u = 1,7 \text{ mm}$

průhyb od kvazistálé kombinace vlivem dotvarování a trhlin  $u_{nelin} = 11,6 \text{ mm}$

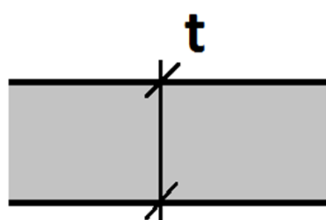
limitní průhyb  $3870/300 = 12,9 \text{ mm}$

$u_{nelin} = 11,6 \text{ mm} < u_{lim} = 12,9 \text{ mm}$

## VYHOVÍ

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav JANDA, Ph.D.	měnírna_Bělohorská	stropní_kce_nad_1PP	6



beton C25/30, XC1

tloušťka stropní desky nad 1PP  $t = 250 \text{ mm}$

tloušťka stropní desky v místě  
zásypu zeminou  $t = 200 \text{ mm}$

stálé zatížení

vlastní tíha konstrukce stropu  $g = 6,25 \text{ kN.m}^{-1}$

betonový potěr  $g = 1,18 \text{ kN.m}^{-1}$

**celkem stálé**  $g = 7,43 \text{ kN.m}^{-1}$

nahodilé zatížení

užitné zatížení - technologie  $t = 20,00 \text{ kN.m}^{-1}$

návrhová akce  $n = 40,02 \text{ kN.m}^{-1}$

uvažovaný rozpon stropní konstrukce  $r = 2,40 \text{ m}$

návrhový ohybový moment  $M_{Ed} = 28,82 \text{ kN.m}$

šířka průřezu  $b = 1000 \text{ mm}$

výška průřezu  $h = 250 \text{ mm}$

charakteristická tlaková pevnost betonu  $f_{ck} = 25,00 \text{ MPa}$

průměrná tahová pevnost betonu  $f_{ctm} = 2,60 \text{ MPa}$

charakteristická tahová pevnost výztuže  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

průměr navržené výztuže  $\phi = 10 \text{ mm}$

počet  $n = 10 \text{ ks}$

krytí výztuže  $c = 30 \text{ mm}$

účinná výška výztuže  $d = h - c - \phi/2 = 215 \text{ mm}$

návrhová tlaková pevnost betonu  $f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$

návrhová tahová pevnost výztuže  $f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$

plocha výztuže  $A_s = 0,25 \cdot n \cdot \pi \cdot \phi^2 = 785 \text{ mm}^2$

síla ve výztuži  $F_s = A_s \cdot f_{yd} = 341,3 \text{ kN}$

poloha neutrálné osy  $x = F_s / (0,8 \cdot b \cdot f_{cd}) = 25,6 \text{ mm}$

ohybový moment na mezi únosnosti  $M_{Rd} = F_s \cdot (d - 0,4 \cdot x) = 69,9 \text{ kN.m}$

neutrálná osa na mezi započitatelnosti  $x_{max} = 3,5 \cdot d / (3,5 + f_{yd} / E_s) = 132,6 \text{ mm}$

minimální plocha výztuže  $A_{s,min} = \max(0,26 \cdot f_{ctm} / f_{yk}, 0,0013) \cdot b \cdot d = 290,7 \text{ mm}^2$

maximální plocha výztuže  $A_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot h = 10000,0 \text{ mm}^2$

$M_{Ed} = 28,82 \text{ kN.m} < M_{Rd} = 69,89 \text{ kN.m}$

## VYHOVÍ

průhyb od kvazistálé kombinace bez vlivu dotvarování a trhlin  $u = 0,4 \text{ mm}$

průhyb od kvazistálé kombinace vlivem dotvarování a trhlin  $u_{nelin} = 1,3 \text{ mm}$

limitní průhyb  $2400/300 = 8,0 \text{ mm}$

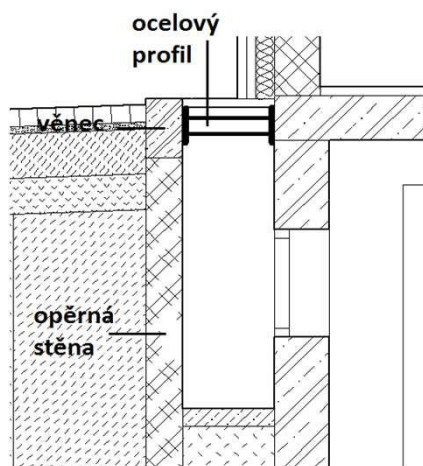
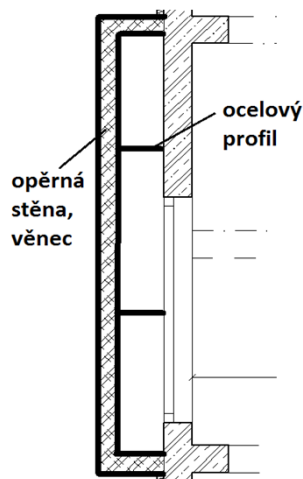
$u_{nelin} = 1,3 \text{ mm} < u_{lim} = 8,0 \text{ mm}$

## VYHOVÍ

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav JANDA, Ph.D.	měnírna_Bělohorská	anglický_dvorek,stěny_1NP	7

anglický dvorek  
identifikace konstrukce



rozpěrný ocelový profil  
průřez SHS 80/80/8 (jákl), S235  
s roznášecími deskami  
připevněnými chemickými  
kotvami  
umístěn ve třetinách  
délky věnce  
a v polovině výšky věnce

tloušťka vyztužené stěny z tvárníc ztrac. bednění	t =	200	mm	
průřez železobetonového věnce	šířka průřezu	b =	200	mm
	výška průřezu	h =	330	mm
beton vyztužené stěny a železobetonového věnce	C25/30, XC4, XF1			

stěny 1NP

obvodové stěny

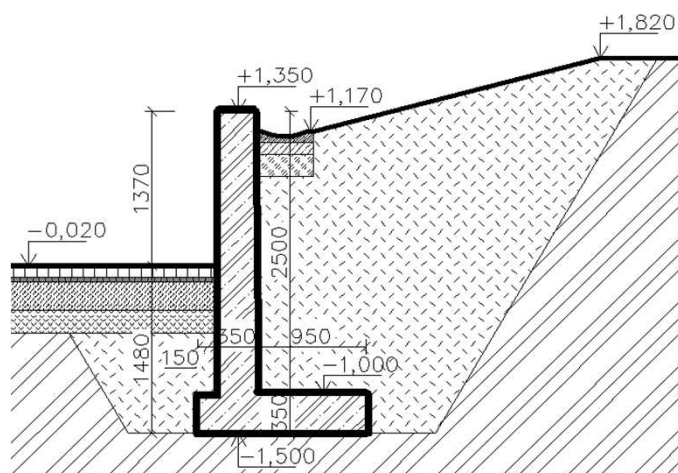
POROTHERM 25 AKU PROFI, P20, TL. 250 mm, NA LEPIDLO  
V MÍSTĚN PŘISYPÁNÍ ZEMINOU NA MALTU PRO TENKÉ SPÁRY

vnitřní nosné stěny

TVAROVKY ZTRACENÉHO BEDNĚNÍ TL. 200 mm,  
VÝPLŇOVÝ BETON C25/30, XC1  
ZDIVO VÝZTUŽÍ smykově SPOJENO S OBĚMA  
STROPNÍMI DESKAMI

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav JANDA, Ph.D.	měnírna_Bělohorská	opěrná_stěna	8



beton stěny C25/30, XC4, XF1  
beton pasu C25/30, XC2

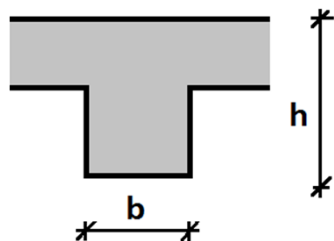
výpočet stability opěrné stěny proveden v příloze "posudek1"

návrhový ohybový moment	$M_{Ed}$	=	80,00	kN.m
šířka průřezu	$b$	=	1000	mm
výška průřezu	$h$	=	350	mm
charakteristická tlaková pevnost betonu	$f_{ck}$	=	25,00	MPa
průměrná tahová pevnost betonu	$f_{ctm}$	=	2,60	MPa
charakteristická tahová pevnost výztuže	$f_{yk}$	=	500	MPa
průměr navržené výztuže	$\phi$	=	16	mm
počet	$n$	=	6	ks
krytí výztuže	$c$	=	40	mm
účinná výška výztuže	$d = h - c - \phi/2$	=	302	mm
návrhová tlaková pevnost betonu	$f_{cd}$	=	16,67	MPa
návrhová tahová pevnost výztuže	$f_{yd}$	=	434,78	MPa
plocha výztuže	$A_s = 0,25 \cdot n \cdot \pi \cdot \phi^2$	=	1205,76	mm <sup>2</sup>
síla ve výztuži	$F_s = A_s \cdot f_{yd}$	=	524,2	kN
poloha neutrálné osy	$x = F_s / (0,8 \cdot b \cdot f_{cd})$	=	39,3	mm
ohybový moment na mezi únosnosti	$M_{Rd} = F_s \cdot (d - 0,4 \cdot x)$	=	150,1	kN.m
neutrálná osa na mezi započitatelnosti	$x_{max} = 3,5 \cdot d / (3,5 + f_{yd} / E_s)$	=	186,3	mm
minimální plocha výztuže	$A_{s,min} = \max(0,26 \cdot f_{ctm} / f_{yk}, 0,0013) \cdot b \cdot d$	=	408,3	mm <sup>2</sup>
maximální plocha výztuže	$A_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot h$	=	14000,0	mm <sup>2</sup>
$M_{Ed} = 80,00 \text{ kN.m} < M_{Rd} = 150,08 \text{ kN.m}$				

**VYHOVÍ**

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav JANDA, Ph.D.	měnírna_Bělohorská	průvlaky_str._kce_nad_1PP	9



šířka průřezu průvlaku  $b = 300$  mm  
 výška průřezu průvlaku  $h = 500$  mm  
 (průvlak částečně vložen do stropní konstrukce)  
 beton průvlaku C25/30, XC1

stálé zatížení

stropní konstrukce nad 1NP

$$g = 19,83 \text{ kN.m}^{-1}$$

stěna 1NP

$$g = 13,48 \text{ kN.m}^{-1}$$

stropní konstrukce nad 1PP

$$g = 19,52 \text{ kN.m}^{-1}$$

průvlak

$$g = 1,88 \text{ kN.m}^{-1}$$

**celkem stálé**

$$g = 54,69 \text{ kN.m}^{-1}$$

nahodilé zatížení

užitné zatížení + technologie

$$t = 16,86 \text{ kN.m}^{-1}$$

návrhový ohybový moment

$$M_{Ed} = 208,91 \text{ kN.m}$$

šířka průřezu

$$b = 300 \text{ mm}$$

výška průřezu

$$h = 500 \text{ mm}$$

charakteristická tlaková pevnost betonu

$$f_{ck} = 25,00 \text{ MPa}$$

průměrná tahová pevnost betonu

$$f_{ctm} = 2,60 \text{ MPa}$$

charakteristická tahová pevnost výztuže

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

průměr navržené výztuže

$$\phi = 20 \text{ mm}$$

počet

$$n = 6 \text{ ks}$$

náhradní krytí výztuže

$$c = 62 \text{ mm}$$

účinná výška výztuže

$$d = h - c - \phi/2 = 428 \text{ mm}$$

návrhová tlaková pevnost betonu

$$f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$$

návrhová tahová pevnost výztuže

$$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

plocha výztuže

$$A_s = 0,25 \cdot n \cdot \pi \cdot \phi^2 = 1884 \text{ mm}^2$$

síla ve výztuži

$$F_s = A_s \cdot f_{yd} = 819,1 \text{ kN}$$

poloha neutrálné osy

$$x = F_s / (0,8 \cdot b \cdot f_{cd}) = 204,8 \text{ mm}$$

ohybový moment na mezi únosnosti

$$M_{Rd} = F_s \cdot (d - 0,4 \cdot x) = 283,5 \text{ kN.m}$$

neutrálná osa na mezi započitatelnosti

$$x_{max} = 3,5 \cdot d / (3,5 + f_{yd} / E_s) = 264,0 \text{ mm}$$

minimální plocha výztuže

$$A_{s,min} = \max(0,26 \cdot f_{ctm} / f_{yk}, 0,0013) \cdot b \cdot d = 173,6 \text{ mm}^2$$

maximální plocha výztuže

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot h = 6000,0 \text{ mm}^2$$

$$M_{Ed} = 208,91 \text{ kN.m} < M_{Rd} = 283,49 \text{ kN.m}$$

## VYHOVÍ

průhyb od kvazistálé kombinace bez vlivu dotvarování a trhlin

$$u = 1,6 \text{ mm}$$

průhyb od kvazistálé kombinace vlivem dotvarování a trhlin

$$u_{nelin} = 10,7 \text{ mm}$$

limitní průhyb

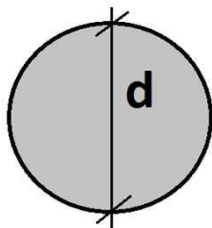
$$4375/400 = 10,9 \text{ mm}$$

$$u_{nelin} = 10,7 \text{ mm} < u_{lim} = 10,9 \text{ mm}$$

## VYHOVÍ

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav JANDA, Ph.D.	měnírna_Bělohorská	železobetonové_sloupy	10



průměr sloupu  
beton sloupu C25/30, XC1

$d = 300$  mm

l

návrhový ohybový moment

charakteristická tlaková pevnost betonu

průměrná tahová pevnost betonu

charakteristická tahová pevnost betonu

střední hodnota modulu pružnosti

charakteristická tahová pevnost výztuže

modul pružnosti výztuže

t ř m í n k y:

průměr třmínků

krytí třmínků

p o d é l n á v ý z t u ž:

průměr navržené výztuže

počet vložek po šířce průřezu při každé straně

krytí podélné výztuže

šířka průřezu (řešeno konzervativně pro vepsaný čtverec)

výška průřezu (řešeno konzervativně pro vepsaný čtverec)

světlá délka sloupu

součinitel

účinná délka

$N_{Ed} = 510,00$  kN.m

$M_{Ed} = 15,00$  kN.m

$f_{ck} = 25$  MPa

$f_{ctm} = 2,60$  MPa

$f_{ctk;0,05} = 1,80$  MPa

$E_{cm} = 30,50$  GPa

$f_{yk} = 500$  MPa

$E_s = 200$  GPa

$\phi_t = 10$  mm

$c_t = 30$  mm

$\phi_l = 16$  mm

$n_l = 3$  ks

$c_l = c_t + \phi_t = 40$  mm

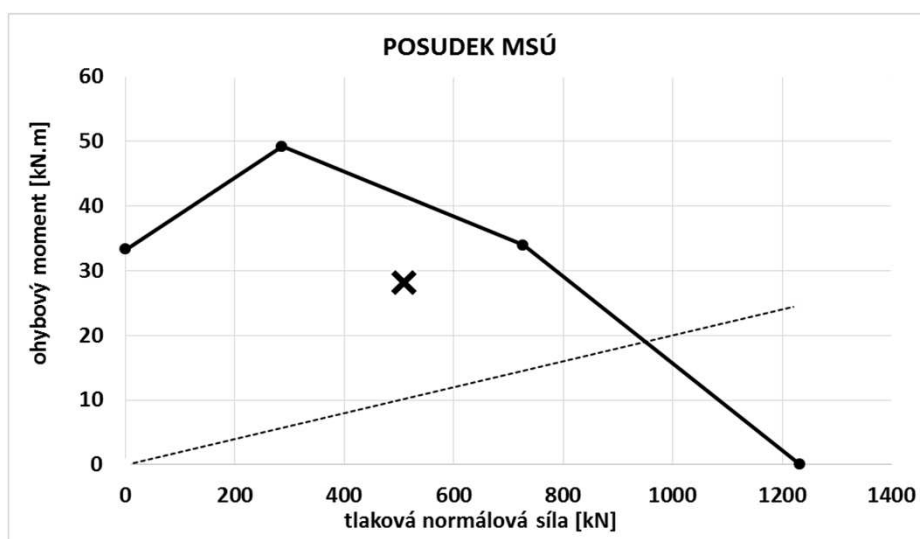
$b = 212,13$  mm

$h = 212,13$  mm

$l = 2,50$  m

$\delta = 1,00$

$l_0 = \delta \cdot l_0 = 2,50$  m



VYHOVÍ



## STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav JANDA, Ph.D.	měnírna_Bělohorská	bílá_vana	11

### tloušťka konstrukcí bílé vany

stěny	t =	300	mm
základová deska	t =	300	mm

### technické pokyny

- základovou spáru chránit před klimatickými vlivy (promrzání, rozbředání) vrstvou betonu C12/15 tl. 100 mm (podkladní beton)
- rozbředlou zeminu základové spáry nutno odtěžit
- pod základovou desku vložit kluznou folii
- pro hutnění zemin dodržet technologické podmínky vycházející z použitých zemin (soudržná, nesoudržná)
- v souladu s ČSN 72 1006 - Kontrola hutnění zemin a sypanin musí být dodržena podmínka  $E_{def2}/E_{def1} < 2$ , přičemž  $E_{def2} < 60$  MPa
- pracovní spáry provést jako namáhané tlakovou vodou dle zvyklostí dodavatele (např. injektážními hadičkami nebo těsníci pásky)
- polohu pracovních spar a jejich řešení si zvolí dodavatel monolitických konstrukcí dle svých zvyklostí a předloží je ke schválení
- prostupy ošetřit, resp. provést jako tlakově namáhané
- dodavatel před zahájením prací předloží ke schválení technologický postup betonáže a provádění pracovních spar
- při odbedňování postupovat v souladu s odsouhlaseným technologickým postupem nebo dle platných norem

### beton

C25/30 - XC2 - Cl 0,2 - Dmax 16 - S4

průsak	50 mm podle ČSN EN 12390-8
nárůst pevnosti betonu	velmi pomalý - 90denní beton
navrženo dle	ČSN EN 1992-1-1
	ČSN EN 206-1-Z3

### výztuž

B500B

navrženo dle	ČSN EN 1992-1-1
	ČSN EN 10080

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav JANDA, Ph.D.	měnírna_Bělohorská	bílá_vana	12

zatížení

uvažovaná zatěžovací šířka

$$z = 2,00 \text{ m}$$

stálé - svislé

základová deska

deska 1PP

$$g = 7,50 \text{ kN.m}^{-2}$$

liniová akce

$$g = 15,00 \text{ kN.m}^{-1}$$

suterénní stěna

stěna 1PP

$$g = 7,50 \text{ kN.m}^{-2}$$

liniová akce

$$g = 15,00 \text{ kN.m}^{-1}$$

zatížení stěny A

atika

$$g = 3,50 \text{ kN.m}^{-1}$$

stropní konstrukce nad 1NP

$$g = 13,52 \text{ kN.m}^{-1}$$

stěna 1NP

$$g = 10,00 \text{ kN.m}^{-1}$$

stropní konstrukce nad 1PP

$$g = 12,00 \text{ kN.m}^{-1}$$

celkem bodová akce

$$G = 78,04 \text{ kN}$$

zatížení sloupem B

zatěžovací šířka pro sloup

$$s = 4,50 \text{ m}$$

stropní konstrukce nad 1NP

$$g = 19,70 \text{ kN.m}^{-1}$$

stěna 1NP

$$g = 13,23 \text{ kN.m}^{-1}$$

stropní konstrukce nad 1PP

$$g = 19,73 \text{ kN.m}^{-1}$$

průvlak 1PP

$$g = 1,88 \text{ kN.m}^{-1}$$

sloup 1PP

$$G = 3,27 \text{ kN}$$

celkem bodová akce

$$G = 248,67 \text{ kN}$$

zatížení sloupem C

zatěžovací šířka pro sloup

$$s = 4,20 \text{ m}$$

stropní konstrukce nad 1NP

$$g = 0,00 \text{ kN.m}^{-1}$$

stěna 1NP

$$g = 0,00 \text{ kN.m}^{-1}$$

stropní konstrukce nad 1PP

$$g = 17,90 \text{ kN.m}^{-1}$$

průvlak 1PP

$$g = 1,88 \text{ kN.m}^{-1}$$

sloup 1PP

$$G = 3,27 \text{ kN}$$

celkem bodová akce

$$G = 86,32 \text{ kN}$$

zatížení sloupem D

zatěžovací šířka pro sloup

$$s = 4,20 \text{ m}$$

stropní konstrukce nad 1NP

$$g = 12,75 \text{ kN.m}^{-1}$$

stěna 1NP

$$g = 11,00 \text{ kN.m}^{-1}$$

stropní konstrukce nad 1PP

$$g = 26,61 \text{ kN.m}^{-1}$$

průvlak 1PP

$$g = 1,88 \text{ kN.m}^{-1}$$

sloup 1PP

$$G = 3,27 \text{ kN}$$

celkem bodová akce

$$G = 222,65 \text{ kN}$$

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav JANDA, Ph.D.	měsírna_Bělohorská	bílá_vana	13

## zatížení stěny E

stropní konstrukce nad 1PP	$g$	$=$	17,50	$\text{kN.m}^{-1}$
celkem bodová akce	$G$	$=$	35,00	$\text{kN}$
<u>stálé - vodorovné</u>				

## zatížení stěny A

uvažovaná objemová tíha zeminy zásypu	$\gamma_z$	$=$	20,00	$\text{kN.m}^{-3}$
výška zásypu	$h$	$=$	2,40	$\text{m}$
uvažovaný úhel vnitřního tření zeminy zásypu	$\phi_z$	$=$	20,00	$^\circ$

$$\text{návrhový úhel vnitřního tření zeminy zásypu} \quad \phi_{dz} = \frac{\phi_{efz}}{1,25} = 16,00 \quad ^\circ$$

$$\text{součinitel klidového zemního tlaku} \quad K_0 = 1 - \sin \phi_d = 0,72$$

vodorovný tlak v hlavě stěny od zemního tlaku	$\sigma_{hz}$	$=$	0,00	$\text{kN.m}^{-2}$
vodorovný tlak v patě stěny od zemního tlaku	$\sigma_{pz} = \gamma_z \cdot h \cdot K_0$	$=$	34,78	$\text{kN.m}^{-2}$
intenzita v hlavě stěny	$\sigma_{hz}$	$=$	0,00	$\text{kN.m}^{-1}$
intenzita v patě stěny	$\sigma_{pz}$	$=$	69,55	$\text{kN.m}^{-1}$

## zatížení stěny B

uvažovaná objemová tíha zeminy zásypu	$\gamma_z$	$=$	20,00	$\text{kN.m}^{-3}$
výška zásypu	$h$	$=$	3,80	$\text{m}$
uvažovaný úhel vnitřního tření zeminy zásypu	$\phi_z$	$=$	20,00	$^\circ$

$$\text{návrhový úhel vnitřního tření zeminy zásypu} \quad \phi_{dz} = \frac{\phi_{efz}}{1,25} = 16,00 \quad ^\circ$$

$$\text{součinitel klidového zemního tlaku} \quad K_0 = 1 - \sin \phi_d = 0,72$$

vodorovný tlak v hlavě stěny od zemního tlaku	$\sigma_{hz}$	$=$	14,49	$\text{kN.m}^{-2}$
vodorovný tlak v patě stěny od zemního tlaku	$\sigma_{pz} = \gamma_z \cdot h \cdot K_0$	$=$	55,06	$\text{kN.m}^{-2}$
intenzita v hlavě stěny	$\sigma_{hz}$	$=$	28,98	$\text{kN.m}^{-1}$
intenzita v patě stěny	$\sigma_{pz}$	$=$	110,12	$\text{kN.m}^{-1}$

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav JANDA, Ph.D.	měnírna_Bělohorská	bílá_vana	14

## nahodilé - svislé

### zatížení stěny A

sníh	s	=	2,08	kN.m <sup>-1</sup>
technologie	t	=	0,00	kN.m <sup>-1</sup>
užité	u	=	2,25	kN.m <sup>-1</sup>
celkem bodová akce	N	=	8,66	kN

### zatížení sloupem B

zatěžovací šířka pro sloup	s	=	4,50	m
sníh	s	=	3,18	kN.m <sup>-1</sup>
technologie	t	=	10,83	kN.m <sup>-1</sup>
užité	u	=	4,00	kN.m <sup>-1</sup>
celkem bodová akce	N	=	81,05	kN

### zatížení sloupem C

zatěžovací šířka pro sloup	s	=	4,20	m
sníh	s	=	0,00	kN.m <sup>-1</sup>
technologie	t	=	8,00	kN.m <sup>-1</sup>
užité	u	=	3,56	kN.m <sup>-1</sup>
celkem bodová akce	N	=	48,55	kN

### zatížení sloupem D

zatěžovací šířka pro sloup	s	=	4,20	m
sníh	s	=	3,84	kN.m <sup>-1</sup>
technologie	t	=	2,00	kN.m <sup>-1</sup>
užité	u	=	3,00	kN.m <sup>-1</sup>
celkem bodová akce	N	=	37,13	kN

### zatížení stěny E

sníh	s	=	0,80	kN.m <sup>-1</sup>
technologie	t	=	0,00	kN.m <sup>-1</sup>
užité	u	=	2,00	kN.m <sup>-1</sup>
celkem bodová akce	N	=	5,60	kN

## nahodilé - vodorovné

vodorovný tlak od přetížení	$\sigma_v$	=	1,45	kN.m <sup>-2</sup>
intenzita	$\sigma_v$	=	2,90	kN.m <sup>-1</sup>

## STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav JANDA, Ph.D.	měnírna_Bělohorská	bílá_vana	15

přehled:

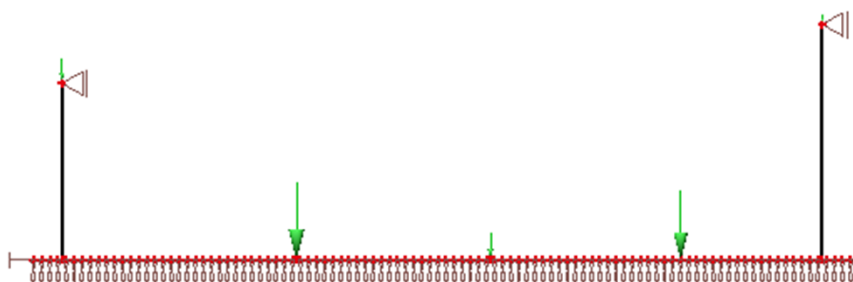
svislé

	stálé		nahodilé	
základová deska	15,00 kN.m <sup>-1</sup>		0,00 kN.m <sup>-1</sup>	
suterénní stěna	15,00 kN.m <sup>-1</sup>		0,00 kN.m <sup>-1</sup>	
stěna A	78,04 kN		8,66 kN	
sloup B	248,67 kN		81,05 kN	
sloup C	86,32 kN		48,55 kN	
sloup D	222,65 kN		37,13 kN	
stěna E	35,00 kN		5,60 kN	

vodorovné

stěna A - hlava	0,00 kN.m <sup>-1</sup>		2,90 kN.m <sup>-1</sup>	
stěna A - pata	69,55 kN.m <sup>-1</sup>		2,90 kN.m <sup>-1</sup>	
stěna E - hlava	28,98 kN.m <sup>-1</sup>		2,90 kN.m <sup>-1</sup>	
stěna E - pata	110,12 kN.m <sup>-1</sup>		2,90 kN.m <sup>-1</sup>	

statické schéma



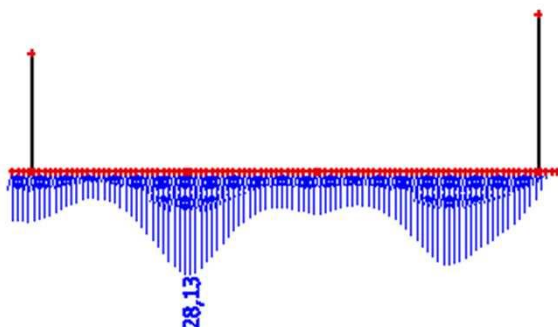
- konzervativně posuzován příčný řez konstrukcí suterénu o šířce 2,0 m
- uvažována stlačitelnost podloží v rozezí 4 až 50 MN/m<sup>3</sup>
- uvažováno snížení tuhosti průřezu vlivem dotvarování a trhlin na 1/10 původní tuhosti

hodnota celkového poměrného smršťování betonu a hodnota konečného součinitele dotvarování stanoveno v příloze "posudek2"

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav JANDA, Ph.D.	měnírna_Bělohorská	bílá_vana	16

reakce



šířka úseku reprezetovaného nelineární podporou

$$b = 100 \text{ mm}$$

délka úseku reprezetovaného nelineární podporou

$$l = 2000 \text{ mm}$$

maximální návrhová hodnota reakce

$$R = 28,13 \text{ kN}$$

návrhové kontaktní napětí v základové spáře

$$\sigma_{Ed} = v_{Ed}/(b.l) = 140,65 \text{ kPa}$$

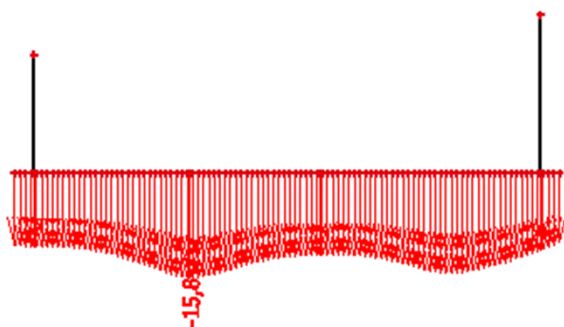
tabulková svislá únosnost zeminy

$$R_t = 160,00 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{Ed} = 140,65 \text{ kPa} < R_t = 160,00 \text{ kPa}$$

**VYHOVÍ**

maximální svislý posun konstrukce od kvazistálé kombinace

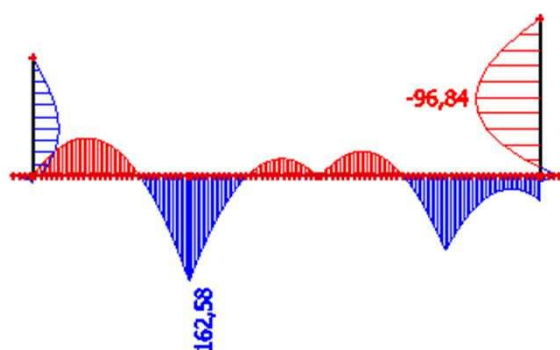


# STATICKÝ VÝPOČET

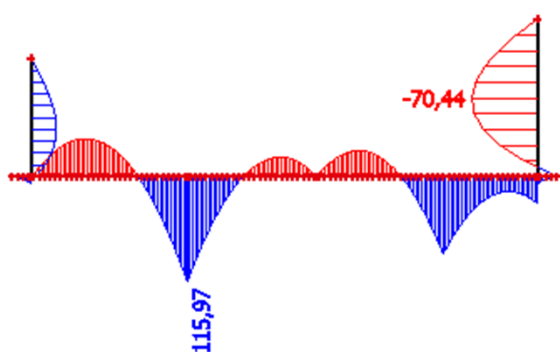
VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav JANDA, Ph.D.	měnírna_Bělohorská	bílá_vana	17

vnitřní síly

ohybový moment - kombinace MSÚ



ohybový moment - charakteristická kombinace



posouzení stěny provedeno v příloze "posudek3"

tahová síla v základové desce v důsledku omezeného přetvoření

napětí v základové spáře od vlastní tíhy desky a užitého zatížení  $\sigma_0 = 9,50$  kPa

součinitel tření  $\mu = 1,50$

maximální délka základové desky  $L = 23,00$  m

tahová síla v důsledku tření o podloží  $F_t = \mu \cdot \sigma_0 \cdot \frac{L}{2} = 163,88$  kN

posouzení desky provedeno v příloze "posudek4"

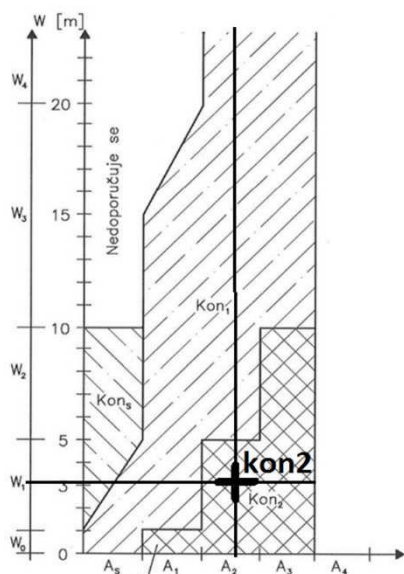
posouzení desky na protlačení provedeno v příloze "posudek5"

## STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav JANDA, Ph.D.	měnírna_Bělohorská	bílá_vana	18

### požadavky na vodotěsnost bílé vany dle TECHNICKÝCH PRAVIDEL ČBS 02 BÍLÉ VANY

zvolená třída požadavků	A2
zkrácené označení	lehce vlhké
popis povrchu betonu	vizuálně a dotykem patrná jednotlivá lesklá (vlhká) místa na povrchu
posouzení vlhkých míst	není možné změřit množství odtékající vody po dotyku ruky jsou rozeznatelné stopy vody
přípustná vadná místa na povrchu betonu	jednotlivé proužky vody, které na povrchu betonu vysychají je přípustné 1 % vlhkých míst na celém povrchu betonového dílu
dodatečná opatření	ve zvláštních případech může být potřebné temperování/klimatizování
příklady použití	garáže, prostory s domovní technikou (např. kotelny, kolektory), dopravní stavby
třída tlaku vody	$w_1$ - tlak vody > 1,0 m až 5,0 m
konstrukční třída	<b>kon<sub>2</sub></b> <b>omezení šířky trhlin na <math>\leq 0,25</math> mm</b>

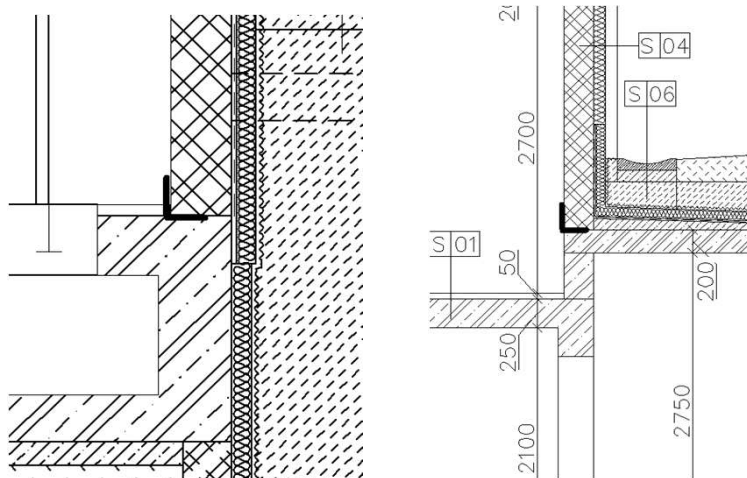




# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav JANDA, Ph.D.	měnírna_Bělohorská	smyková_zarážka	19

identifikace konstrukce



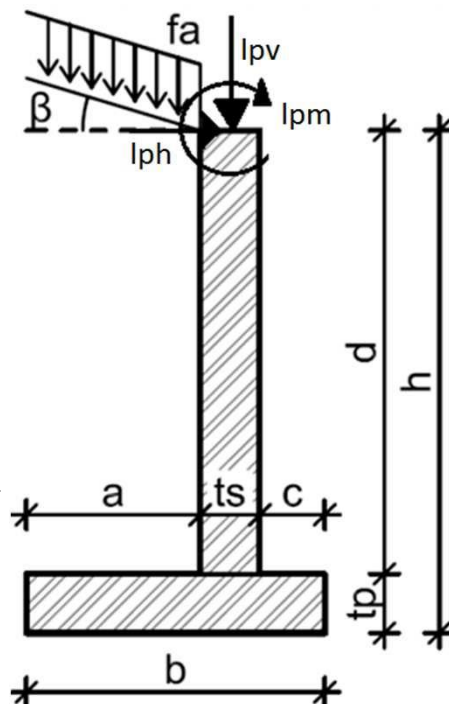
ocelový profil      průřez SHS 100/100/10 (jákl), S235  
 přivařený k výztuži

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav JANDA, Ph.D.	měšínra_Bělohorská	posudek1	1

## 1. GEOMETRIE STĚNY

přesah pasu za rubem stěny	$a$	=	0,95	m
přesah pasu za lícem stěny	$c$	=	0,15	m
výška stěny nad pasem	$d$	=	2,29	m
tloušťka stěny	$t_s$	=	0,35	m
tloušťka pasu	$t_p$	=	0,35	m
šířka pasu	$b = a + t_s + c$	=	1,45	m
výška stěny	$h = t_p + d$	=	2,64	m
délka stěny	$l_s$	=	15,00	m
hloubka založení	$d_z$	=	1,50	m



## 2. ZATÍŽENÍ

plošná akce	$f_a$	=	2,00	kN.m <sup>-2</sup>
sklon povrchu terénu za rubem stěny	$\beta$	=	15,0	°
liniové zatížení hlavy stěny				

$l_{pv}$	=	0,00	kN
$l_{ph}$	=	0,00	kN
$l_{pm}$	=	0,00	kN.m

## 3. ZEMINA ZÁSYPU

objemová tíha zeminy zásypu	
úhel vnitřního tření (efektivní parametry)	
soudržnost zeminy (efektivní parametry)	
tření mezi zeminou a rubem konstrukce	

$\gamma_{zz}$	=	21,00	kN.m <sup>-3</sup>
$\phi_{efz}$	=	20,0	°
$c_{efz}$	=	12,0	kPa
$\delta = \frac{1}{3} \cdot \phi_{efz}$	=	6,7	°

## 4. ZEMINA PODLOŽÍ

objemová tíha zeminy podloží	
úhel vnitřního tření (efektivní parametry)	
soudržnost zeminy (efektivní parametry)	
sklon základové spáry	
svislá tabulková únosnost zeminy	

$\gamma_{zp}$	=	21,00	kN.m <sup>-3</sup>
$\phi_{efp}$	=	20,0	°
$c_{efp}$	=	12,0	kPa
$\alpha_p$	=	0,0	°
$R_t$	=	160,0	kPa

## 5. POUŽITÉ NÁVRHOVÉ PŘÍSTUPY

	$\gamma_G$	$\gamma_Q$	$\gamma_\phi$	$\gamma_c$	$\gamma_{Rv}$	$\gamma_{Rh}$
NP2	1,35	1,50	1,00	1,00	1,40	1,10
NP3 (GEO)	1,00	1,30	1,25	1,25	1,00	1,00
NP3 (STR)	1,35	1,50	1,25	1,25	---	---
E1 (EQU)	1,10	1,50	1,25	1,25	---	---
E2 (EQU)	0,90	0,00	1,25	1,25	---	---

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav JANDA, Ph.D.	měnírna_Bělohorská	posudek1	2

## 6. POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI ZÁKLADOVÉ PŮDY (GEO) - NP2 - BEZ VLIVU ZEMNÍHO KLÍNU

### 6.1 ZATÍŽENÍ

objemová tíha železobetonu  $\gamma_c = 25,00 \text{ kN.m}^{-3}$

návrhový úhel vnitřního tření zeminy zásypu

$$\phi_{dz} = \frac{\phi_{efz}}{\gamma_\phi} = 20,0^\circ$$

návrhová soudržnost zeminy zásypu

$$c_{dz} = \frac{c_{efz}}{\gamma_c} = 12,0 \text{ kPa}$$

součinitel aktivního zemního tlaku

$$K_a = \frac{\cos^2 \phi_{dz}}{\left(1 + \sqrt{\frac{\sin \phi_{dz} \cdot \sin(\phi_{dz} - \beta)}{\cos \beta}}\right)^2} = 0,64$$

aktivní tlak zeminy

$$\sigma_a = \gamma_{zz} \cdot h \cdot K_a - 2 \cdot c_{dz} \cdot \sqrt{K_a} = 16,18 \text{ kN.m}^{-2}$$

napětí od přitížení

$$\sigma_{fa} = f_a \cdot K_a = 1,28 \text{ kN.m}^{-2}$$

hloubka nulového napětí

$$h_{ca} = \frac{2 \cdot c_{dz}}{\gamma_{zz} \cdot \sqrt{K_a}} = 1,43 \text{ m}$$

svislé zatížení:

(výslednice, návrhové hodnoty)

tíha základového pasu

$$G_p = \gamma_G \cdot \gamma_c \cdot b \cdot t_p = 12,69 \text{ kN}$$

tíha stěny

$$G_s = \gamma_G \cdot \gamma_c \cdot d \cdot t_s = 20,00 \text{ kN}$$

tíha zeminy

$$G_z = \gamma_G \cdot \gamma_{zz} \cdot d \cdot a = 61,57 \text{ kN}$$

přítížení povrchu

$$Q_p = \gamma_Q \cdot f_a \cdot a = 2,85 \text{ kN}$$

svislé zatížení hlavy stěny

$$l_{pvd} = \gamma_Q \cdot l_{pv} = 0,00 \text{ kN}$$

vodorovné zatížení:

(výslednice, návrhové hodnoty)

vodorovná síla - aktivní zemní tlak

$$H_z = \gamma_G \cdot \frac{1}{2} \cdot (h - h_{ca}) \cdot \sigma_a = 13,17 \text{ kN}$$

vodorovná síla - přitížení

$$H_p = \gamma_Q \cdot \sigma_{fa} \cdot h = 5,05 \text{ kN}$$

vodorovné zatížení hlavy stěny

$$l_{phd} = \gamma_Q \cdot l_{ph} = 0,00 \text{ kN}$$

momentové zatížení hlavy stěny

$$l_{pmd} = \gamma_Q \cdot l_{pm} = 0,00 \text{ kN.m}$$

součet svislých sil

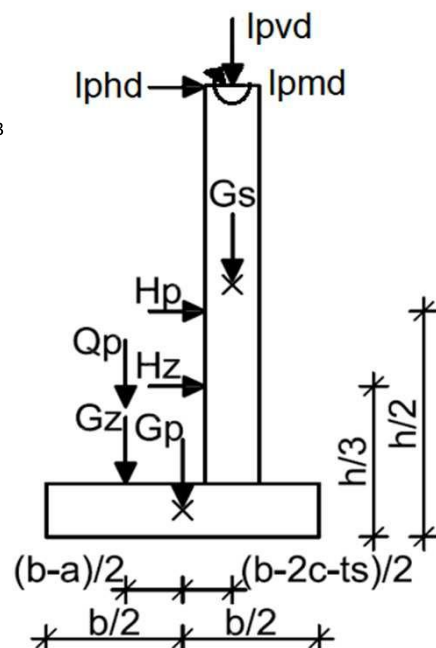
$$V_{Ed} = G_p + G_s + G_z + Q_p + l_{pvd} = 97,11 \text{ kN}$$

součet vodorovných sil

$$H_{Ed} = H_z + H_p + l_{phd} = 18,23 \text{ kN}$$

moment ke středu základové spáry

$$M_{Ed} = H_z \cdot \frac{h - h_{ca}}{3} + H_p \cdot \frac{h}{2} + (G_s + l_{pvd}) \cdot \frac{b - 2c - t_s}{2} - (G_z + Q_p) \cdot \frac{b - a}{2} + l_{phd} \cdot h + l_{pmd} = 3,85 \text{ kN}$$



# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav JANDA, Ph.D.	mělnírna_Bělohorská	posudek1	3

## 6.2 POSOUZENÍ

excentricita zatížení

$$e = \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} = 0,04 \text{ m}$$

dovolená excentricita zatížení

$$e_{dov} = \frac{b}{3} = 0,48 \text{ m}$$

$$e = 0,04 \text{ m} < e_{dov} = 0,48 \text{ m}$$

## VYHOVÍ

efektivní šířka základu

$$b_{ef} = b - 2 \cdot e = 1,37 \text{ m}$$

efektivní plocha základu

$$A_{ef} = b_{ef} \cdot l_s = 20,56 \text{ m}^2$$

svislá únosnost základové spáry:

(odvodněné podmínky)

návrhový úhel vnitřního tření zeminy podloží

$$\phi_{dp} = \frac{\phi_{efp}}{\gamma_{\phi}} = 20,0^{\circ}$$

návrhová soudržnost zeminy podloží

$$c_{dp} = \frac{c_{efp}}{\gamma_c} = 12,0 \text{ kPa}$$

návrhový úhel tření mezi zeminou a rubem konstrukce

$$\delta_{dz} = \frac{\delta}{\gamma_{\phi}} = 6,7^{\circ}$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi_{dp}} \cdot \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi_{dp}}{2} \right) = 6,40$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi_{dp} = 14,83$$

$$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi_{dp} = 3,93$$

$$b_q = (1 - \alpha_p \cdot \tan \phi_{dp})^2 = 1,00$$

$$b_{\gamma} = (1 - \alpha_p \cdot \tan \phi_{dp})^2 = 1,00$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c} \cdot \tan \phi_{dp} = 1,00$$

$$s_q = 1 + \min \left( \frac{b_{ef}}{l_s}; \frac{l_s}{b_{ef}} \right) \cdot \sin \phi_{dp} = 1,03$$

$$s_{\gamma} = 1 - 0,3 \cdot \min \left( \frac{b_{ef}}{l_s}; \frac{l_s}{b_{ef}} \right) = 0,97$$

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} = 1,04$$

$$m = \frac{2 + \frac{b_{ef}}{l_s}}{1 + \frac{b_{ef}}{l_s}} = 1,92$$

## STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav JANDA, Ph.D.	mělnírna_Bělohorská	posudek1	4

$$i_q = \left[ 1 - \frac{H_{Ed} \cdot l_s \cdot \cos \delta_{dz}}{V_{Ed} \cdot l_s + H_{Ed} \cdot l_s \cdot \sin \delta_{dz} + A_{ef} \cdot c_{dp} \cdot \cot \phi_{dp}} \right]^m = 0,77$$

$$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{H_{Ed} \cdot l_s \cdot \cos \delta_{dz}}{V_{Ed} \cdot l_s + H_{Ed} \cdot l_s \cdot \sin \delta_{dz} + A_{ef} \cdot c_{dp} \cdot \cot \phi_{dp}} \right]^{m+1} = 0,68$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi_{dp}} = 0,73$$

svislá únosnost základové spáry

$$R_v = c_{dp} \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + \gamma_{zz} \cdot d_z \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_{zp} \cdot b_{ef} \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

$$R_v = 333,14 \text{ kPa}$$

návrhová svislá únosnost základové spáry  $R_{dv} = \max \left( \frac{R_v}{\gamma_{Rv}}; R_t \right) = 237,95 \text{ kPa}$

napětí v základové spáře  $\sigma_d = \frac{V_{Ed}}{b_{ef}} = 70,85 \text{ kPa}$

$$\sigma_d = 70,85 \text{ kPa} < R_{dv} = 237,95 \text{ kPa}$$

### VÝHOVÍ

vodorovná únosnost základové spáry:

odolnost proti usmyknutí  $R_h = V_{Ed} \cdot \tan \phi_{dp} + c_{dp} \cdot b_{ef} = 51,79 \text{ kPa}$

návrhová vodorovná únosnost základové spáry  $R_{dh} = \frac{R_h}{\gamma_{Rh}} = 47,08 \text{ kN}$

$$H_{Ed} = 18,23 \text{ kN} < R_{dh} = 47,08 \text{ kN}$$

### VÝHOVÍ

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav JANDA, Ph.D.	měnírna_Bělohorská	posudek1	5

## 7. POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI ZÁKLADOVÉ PŮDY (GEO) - NP3 - BEZ VLIVU ZEMNÍHO KLÍNU

### 7.1 ZATÍŽENÍ

objemová tíha železobetonu  $\gamma_c = 25,00 \text{ kN.m}^{-3}$

návrhový úhel vnitřního tření zeminy zásypu

$$\phi_{dz} = \frac{\phi_{efz}}{\gamma_\phi} = 16,0^\circ$$

návrhová soudržnost zeminy zásypu

$$c_{dz} = \frac{c_{efz}}{\gamma_c} = 9,6 \text{ kPa}$$

součinitel aktivního zemního tlaku

$$K_a = \frac{\cos^2 \phi_{dz}}{\left(1 + \sqrt{\frac{\sin \phi_{dz} \cdot \sin(\phi_{dz} - \beta)}{\cos \beta}}\right)^2} = 0,81$$

aktivní tlak zeminy

$$\sigma_a = \gamma_{zz} \cdot h \cdot K_a - 2 \cdot c_{dz} \cdot \sqrt{K_a} = 27,39 \text{ kN.m}^{-2}$$

napětí od přitížení

$$\sigma_{fa} = f_a \cdot K_a = 1,61 \text{ kN.m}^{-2}$$

hloubka nulového napětí

$$h_{ca} = \frac{2 \cdot c_{dz}}{\gamma_{zz} \cdot \sqrt{K_a}} = 1,02 \text{ m}$$

svislé zatížení:

(výslednice, návrhové hodnoty)

tíha základového pasu

$$G_p = \gamma_G \cdot \gamma_c \cdot b \cdot t_p = 12,69 \text{ kN}$$

tíha stěny

$$G_s = \gamma_G \cdot \gamma_c \cdot d \cdot t_s = 20,00 \text{ kN}$$

tíha zeminy

$$G_z = \gamma_G \cdot \gamma_{zz} \cdot d \cdot a = 45,61 \text{ kN}$$

přítížení

$$Q_p = \gamma_Q \cdot f_a \cdot a = 2,47 \text{ kN}$$

svislé zatížení hlavy stěny

$$l_{pvd} = \gamma_Q \cdot l_{pv} = 0,00 \text{ kN}$$

vodorovné zatížení:

(výslednice, návrhové hodnoty)

vodorovná síla - aktivní zemní tlak

$$H_z = \gamma_G \cdot \frac{1}{2} \cdot (h - h_{ca}) \cdot \sigma_a = 22,15 \text{ kN}$$

vodorovná síla - přitížení

$$H_p = \gamma_Q \cdot \sigma_{fa} \cdot h = 5,53 \text{ kN}$$

vodorovné zatížení hlavy stěny

$$l_{phd} = \gamma_Q \cdot l_{ph} = 0,00 \text{ kN}$$

momentové zatížení hlavy stěny

$$l_{pmd} = \gamma_Q \cdot l_{pm} = 0,00 \text{ kN.m}$$

součet svislých sil

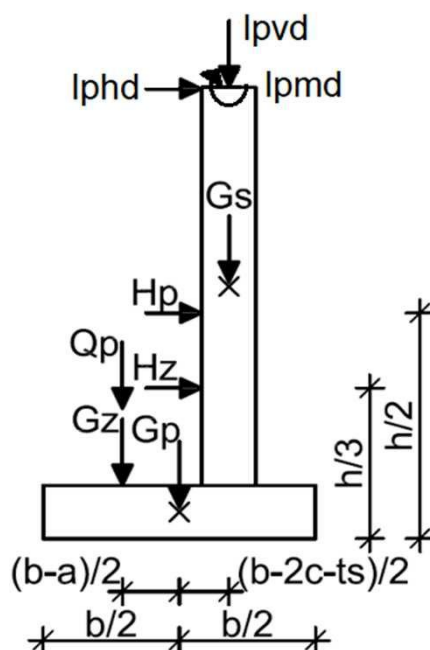
$$V_{Ed} = G_p + G_s + G_z + Q_p + l_{pvd} = 80,77 \text{ kN}$$

součet vodorovných sil

$$H_{Ed} = H_z + H_p + l_{phd} = 27,68 \text{ kN}$$

moment ke středu základové spáry

$$M_{Ed} = H_z \cdot \frac{h - h_{ca}}{3} + H_p \cdot \frac{h}{2} + (G_s + l_{pvd}) \cdot \frac{b - 2c - t_s}{2} - (G_z + Q_p) \cdot \frac{b - a}{2} + l_{phd} \cdot h + l_{pmd} = 15,21 \text{ kN}$$



# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav JANDA, Ph.D.	mělnírna_Bělohorská	posudek1	6

## 7.2 POSOUZENÍ

excentricita zatížení

$$e = \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} = 0,19 \text{ m}$$

dovolená excentricita zatížení

$$e_{dov} = \frac{b}{3} = 0,48 \text{ m}$$

$$e = 0,19 \text{ m} < e_{dov} = 0,48 \text{ m}$$

## VYHOVÍ

efektivní šířka základu

$$b_{ef} = b - 2 \cdot e = 1,07 \text{ m}$$

efektivní plocha základu

$$A_{ef} = b_{ef} \cdot l_s = 16,10 \text{ m}^2$$

svislá únosnost základové spáry:

(odvodněné podmínky)

návrhový úhel vnitřního tření zeminy podloží

$$\phi_{dp} = \frac{\phi_{efp}}{\gamma_\phi} = 16,0^\circ$$

návrhová soudržnost zeminy podloží

$$c_{dp} = \frac{c_{efp}}{\gamma_c} = 9,6 \text{ kPa}$$

návrhový úhel tření mezi zeminou a rubem konstrukce

$$\delta_{dz} = \frac{\delta}{\gamma_\phi} = 5,3^\circ$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi_{dp}} \cdot \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi_{dp}}{2} \right) = 4,34$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi_{dp} = 11,63$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi_{dp} = 1,91$$

$$b_q = (1 - \alpha_p \cdot \tan \phi_{dp})^2 = 1,00$$

$$b_\gamma = (1 - \alpha_p \cdot \tan \phi_{dp})^2 = 1,00$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c} \cdot \tan \phi_{dp} = 1,00$$

$$s_q = 1 + \min \left( \frac{b_{ef}}{l_s}; \frac{l_s}{b_{ef}} \right) \cdot \sin \phi_{dp} = 1,02$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \min \left( \frac{b_{ef}}{l_s}; \frac{l_s}{b_{ef}} \right) = 0,98$$

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} = 1,03$$

$$m = \frac{2 + \frac{b_{ef}}{l_s}}{1 + \frac{b_{ef}}{l_s}} = 1,93$$

## STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav JANDA, Ph.D.	mělnírna_Bělohorská	posudek1	7

$$i_q = \left[ 1 - \frac{H_{Ed} \cdot l_s \cdot \cos \delta_{dz}}{V_{Ed} \cdot l_s + H_{Ed} \cdot l_s \cdot \sin \delta_{dz} + A_{ef} \cdot c_{dp} \cdot \cot \phi_{dp}} \right]^m = 0,60$$

$$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{H_{Ed} \cdot l_s \cdot \cos \delta_{dz}}{V_{Ed} \cdot l_s + H_{Ed} \cdot l_s \cdot \sin \delta_{dz} + A_{ef} \cdot c_{dp} \cdot \cot \phi_{dp}} \right]^{m+1} = 0,46$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi_{dp}} = 0,48$$

svislá únosnost základové spáry

$$R_v = c_{dp} \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + \gamma_{zz} \cdot d_z \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_{zp} \cdot b_{ef} \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

$$R_v = 148,78 \text{ kPa}$$

návrhová svislá únosnost základové spáry  $R_{dv} = \max \left( \frac{R_v}{\gamma_{Rv}}; R_t \right) = 160,00 \text{ kPa}$

napětí v základové spáře  $\sigma_d = \frac{V_{Ed}}{b_{ef}} = 75,25 \text{ kPa}$

$$\sigma_d = 75,25 \text{ kPa} < R_{dv} = 160,00 \text{ kPa}$$

### VÝHOVÍ

vodorovná únosnost základové spáry:

odolnost proti usmyknutí  $R_h = V_{Ed} \cdot \tan \phi_{dp} + c_{dp} \cdot b_{ef} = 33,46 \text{ kPa}$

návrhová vodorovná únosnost základové spáry  $R_{dh} = \frac{R_h}{\gamma_{Rh}} = 33,46 \text{ kN}$

$$H_{Ed} = 27,68 \text{ kN} < R_{dh} = 33,46 \text{ kN}$$

### VÝHOVÍ



# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav JANDA, Ph.D.	měniřna_Břlohorská	posudek1	8

## 8. POSOUZENÍ STABILITY KONSTRUKCE (EQU)

### (BEZ VLIVU ZEMNÍHO KLÍNU)

#### 8.1 ZATÍŽENÍ

objemová tíha řezobetonu  $\gamma_c = 25,00 \text{ kN.m}^{-3}$

návrhový úhel vnitřního tření zeminy zásypu

$$\phi_{dz} = \frac{\phi_{efz}}{\gamma_\phi} = 16,0^\circ$$

návrhová soudržnost zeminy zásypu

$$c_{dz} = \frac{c_{efz}}{\gamma_c} = 9,6 \text{ kPa}$$

souřinitel aktivního zemního tlaku

$$K_a = \frac{\cos^2 \phi_{dz}}{\left(1 + \sqrt{\frac{\sin \phi_{dz} \cdot \sin(\phi_{dz} - \beta)}{\cos \beta}}\right)^2} = 0,81$$

aktivní tlak zeminy

$$\sigma_a = \gamma_{zz} \cdot h \cdot K_a - 2 \cdot c_{dz} \cdot \sqrt{K_a} = 27,39 \text{ kN.m}^{-2}$$

napětí od přitřžení

$$\sigma_{fa} = f_a \cdot K_a = 1,61 \text{ kN.m}^{-2}$$

hloubka nulového napětí

$$h_{ca} = \frac{2 \cdot c_{dz}}{\gamma_{zz} \cdot \sqrt{K_a}} = 1,02 \text{ m}$$

svislé zatřžení:

(vřslednice, návrhové hodnoty)

třha řákladového pasu

$$G_p = \gamma_G \cdot \gamma_c \cdot b \cdot t_p = 11,42 \text{ kN}$$

třha stěny

$$G_s = \gamma_G \cdot \gamma_c \cdot d \cdot t_s = 18,00 \text{ kN}$$

třha zeminy

$$G_z = \gamma_G \cdot \gamma_{zz} \cdot d \cdot a = 41,05 \text{ kN}$$

přitřžení

$$Q_p = \gamma_Q \cdot f_a \cdot a = 2,85 \text{ kN}$$

svislé zatřžení hlavy stěny

$$l_{pvd} = \gamma_G \cdot l_{pv} = 0,00 \text{ kN}$$

vodorovné zatřžení:

(vřslednice, návrhové hodnoty)

vodorovná síla - aktivní zemní tlak

$$H_z = \gamma_G \cdot \frac{1}{2} \cdot (h - h_{ca}) \cdot \sigma_a = 24,37 \text{ kN}$$

vodorovná síla - přitřžení

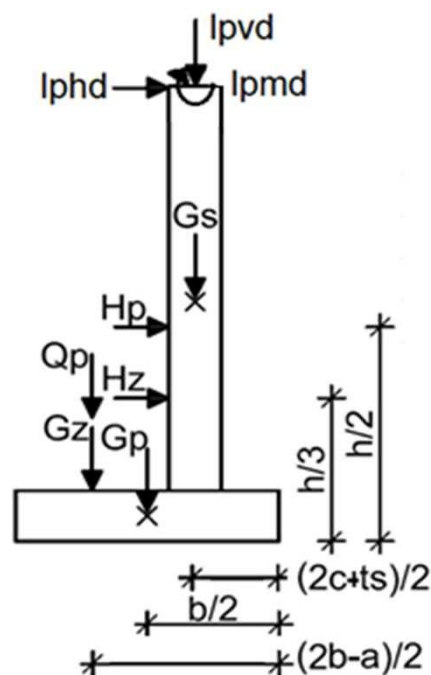
$$H_p = \gamma_Q \cdot \sigma_{fa} \cdot h = 6,38 \text{ kN}$$

vodorovné zatřžení hlavy stěny

$$l_{phd} = \gamma_Q \cdot l_{ph} = 0,00 \text{ kN}$$

momentové zatřžení hlavy stěny

$$l_{pmd} = \gamma_Q \cdot l_{pm} = 0,00 \text{ kN.m}$$



## STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav JANDA, Ph.D.	měrnírna_Bělohorská	posudek1	9

### 8.2 POSOUZENÍ - BEZ PŘÍTÍŽENÍ A ZATÍŽENÍ HLAVY STĚNY

destabilizující moment  $M_{dstb} = H_z \cdot \frac{h}{3} = 21,41 \text{ kN.m}$

stabilizující moment  $M_{stb} = G_s \cdot \frac{2 \cdot c + t_s}{2} + G_p \cdot \frac{b}{2} + G_z \cdot \frac{2 \cdot b - a}{2} = 54,15 \text{ kN.m}$

$$M_{dstb} = 21,41 \text{ kN.m} < M_{stb} = 54,15 \text{ kN}$$

**VYHOVÍ**

### 8.3 POSOUZENÍ - S PŘÍTÍŽENÍM A ZATÍŽENÍM HLAVY STĚNY

destabilizující moment  $M_{dstb} = H_z \cdot \frac{h}{3} + H_p \cdot \frac{h}{2} + l_{phd} \cdot h + l_{pmd} = 29,82 \text{ kN.m}$

stabilizující moment  $M_{stb} = (G_s + l_{pvd}) \cdot \frac{2 \cdot c + t_s}{2} + G_p \cdot \frac{b}{2} + (G_z + Q_p) \cdot \frac{2 \cdot b - a}{2} = 56,93 \text{ kN.m}$

$$M_{dstb} = 29,82 \text{ kN.m} < M_{stb} = 56,93 \text{ kN}$$

**VYHOVÍ**

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav JANDA, Ph.D.	mělnírna_Bělohorská	posudek1	10

## 9. ZATÍŽENÍ NA KONSTRUKCI (STR)

návrhový úhel vnitřního tření zeminy zásypu

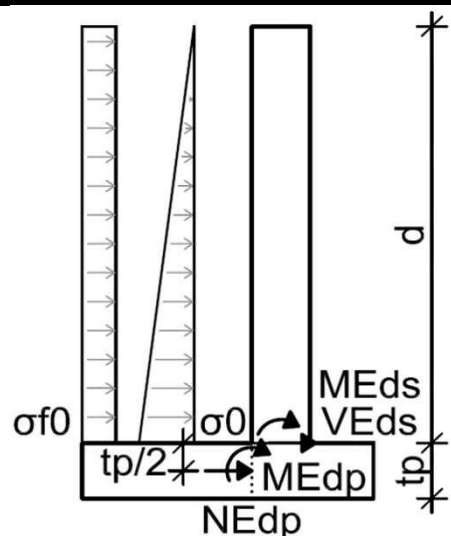
$$\phi_{dz} = \frac{\phi_{efz}}{\gamma_{\phi}} = 16,00^{\circ}$$

součinitel klidového zemního tlaku

$$K_{0,\beta} = (1 - \sin\phi_d) \cdot (1 + \sin\beta) = 0,91$$

klidový tlak zeminy  $\sigma_0 = \gamma_{zz} \cdot d \cdot K_{0,\beta} = 43,77 \text{ kN.m}^{-2}$

napětí od přitížení  $\sigma_{f0} = f_a \cdot K_{0,\beta} = 1,82 \text{ kN.m}^{-2}$



### 9.1 VNITŘNÍ SÍLY - STĚNA

(návrhové hodnoty)

posouvající síla  $V_{Eds} = \gamma_G \cdot \frac{1}{2} \cdot d \cdot \sigma_0 + \gamma_Q \cdot d \cdot \sigma_{f0} + \gamma_Q \cdot l_{ph} = 73,80 \text{ kN}$

ohybový moment

$$M_{Eds} = \gamma_G \cdot \frac{1}{2} \cdot d \cdot \sigma_0 \cdot \frac{d}{3} + \gamma_Q \cdot d \cdot \sigma_{f0} \cdot \frac{d}{2} + \gamma_Q \cdot l_{ph} \cdot h + \gamma_Q \cdot l_{pm} = 58,62 \text{ kN.m}$$

### 9.2 VNITŘNÍ SÍLY - ZÁKLADOVÝ PAS - ČÁST ZA RUBEM STĚNY (horní povrch)

(návrhové hodnoty)

normálová síla  $N_{Edp} = V_{Eds} = 73,80 \text{ kN}$

posouvající síla

NP2:  $V_{Ed1} = [\gamma_G \cdot (t_p \cdot \gamma_c + d \cdot \gamma_{zz}) + \gamma_Q \cdot f_a] \cdot \min(2e; a) = 6,32 \text{ kN}$

NP3:  $V_{Ed2} = [\gamma_G \cdot (t_p \cdot \gamma_c + d \cdot \gamma_{zz}) + \gamma_Q \cdot f_a] \cdot \min(2e; a) = 22,36 \text{ kN}$

stabilita:

$$V_{Ed3} = \frac{M_{dstb}}{b - \frac{a}{2}} = 30,58 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = \max(V_{Ed1}; V_{Ed2}; V_{Ed3}) = 30,58 \text{ kN}$$

ohybový moment

$$M_{Edp} = M_{Eds} + V_{Eds} \cdot \frac{t_p}{2} = 71,53 \text{ kN.m}$$

### 9.3 VNITŘNÍ SÍLY - ZÁKLADOVÝ PAS - VÝČNĚLEK ZA LÍCEM STĚNY(dolní povrch)

(návrhové hodnoty, lineární roznos napětí v zemině)

plocha základového pasu  $A = b \cdot l_s = 21,75 \text{ m}^2$

průřezový modul základového pasu  $W = \frac{1}{6} \cdot l_s \cdot b^2 = 5,26 \text{ m}^3$

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav JANDA, Ph.D.	mělnírna_Bělohorská	posudek1	11

NP2 (GEO):

*napětí v zemině na okrajích základového pasu:*

součet svislých sil

$$V_{Ed} = 97,11 \text{ kN}$$

moment ke středu základové spáry

$$M_{Ed} = 3,85 \text{ kN.m}$$

napětí v zemině na okraji pasu za rubem stěny

$$\sigma_R = \frac{V_{Ed} \cdot l_s}{A} - \frac{M_{Ed} \cdot l_s}{W} = 55,98 \text{ kN.m}^{-2}$$

napětí v zemině na okraji pasu za lícem stěny

$$\sigma_L = \frac{V_{Ed} \cdot l_s}{A} + \frac{M_{Ed} \cdot l_s}{W} = 77,96 \text{ kN.m}^{-2}$$

*výslednice sil ve výčnělku základového pasu za lícem stěny*

$$R_{NP2} = \sigma_L \cdot c - \frac{c^2}{2 \cdot b} \cdot (\sigma_L - \sigma_R) = 11,52 \text{ kN}$$

NP3 (GEO):

*napětí v zemině na okrajích základového pasu:*

součet svislých sil

$$V_{Ed} = 80,77 \text{ kN}$$

moment ke středu základové spáry

$$M_{Ed} = 15,21 \text{ kN.m}$$

napětí v zemině na okraji pasu za rubem stěny

$$\sigma_R = \frac{V_{Ed} \cdot l_s}{A} - \frac{M_{Ed} \cdot l_s}{W} = 12,29 \text{ kN.m}^{-2}$$

napětí v zemině na okraji pasu za lícem stěny

$$\sigma_L = \frac{V_{Ed} \cdot l_s}{A} + \frac{M_{Ed} \cdot l_s}{W} = 99,11 \text{ kN.m}^{-2}$$

*výslednice sil ve výčnělku základového pasu za lícem stěny*

$$R_{NP3} = \sigma_L \cdot c - \frac{c^2}{2 \cdot b} \cdot (\sigma_L - \sigma_R) = 14,19 \text{ kN}$$

výslednice sil ve výčnělku za lícem stěny

$$R = \max(R_{NP2}; R_{NP3}) = 14,19 \text{ kN}$$

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav JANDA, Ph.D.	měnírna_Bělohorská	posudek1	12

## 10. POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI ZÁKLADOVÉ PŮDY(GEO)-NP2-S UVAŽOVÁNÍM ZEMNÍHO KLÍNU

objemová tíha železobetonu

$$\gamma_c = 25,00 \text{ kN.m}^{-3}$$

návrhový úhel vnitřního tření zeminy zásypu

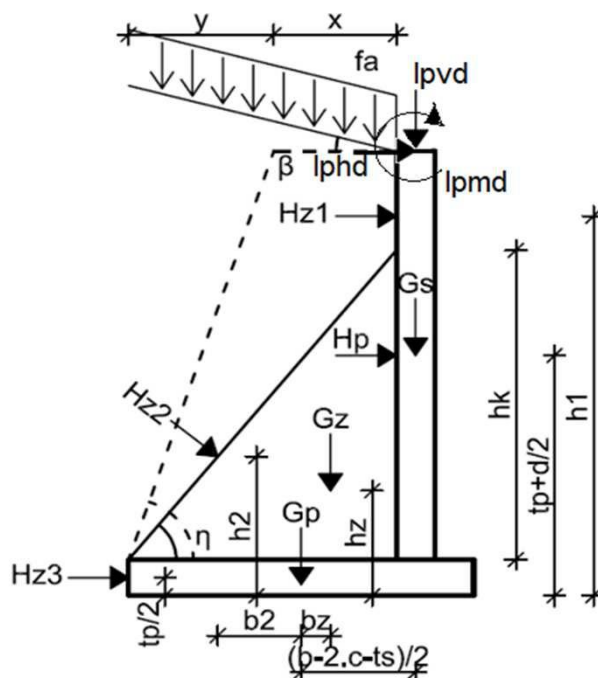
$$\phi_{dz} = \frac{\phi_{efz}}{\gamma_\phi} = 20,0^\circ$$

návrhová soudržnost zeminy zásypu

$$c_{dz} = \frac{c_{efz}}{\gamma_c} = 12,0 \text{ kPa}$$

návrhový úhel tření mezi zeminou  
a rubem konstrukce

$$\delta_{dz} = \frac{\delta_{efz}}{\gamma_\phi} = 6,7^\circ$$



### 10.1 TVAR ZEMNÍHO KLÍNU

$$B = \frac{2 \cdot c_{dz} \cdot \cos \phi_{dz}}{\gamma_{zz} \cdot d + \frac{2 \cdot f_a}{\gamma_{zz} \cdot d}} = 0,47$$

$$M = \sqrt{[\sin(\phi_{dz} - \beta) \cdot \cos(\beta - \phi_{dz}) + B] \cdot [\sin(\phi_{dz} + \delta_{dz}) \cdot \cos \delta_{dz} + B]} = 0,71$$

$$\eta = 90 - \arctg \frac{\cos \phi_{dz} \cdot \sin(\phi_{dz} - \beta) \cdot \cos \delta_{dz} + B \cdot \cos(\phi_{dz} - \beta - \delta_{dz})}{\sin \phi_{dz} \cdot \sin(\phi_{dz} - \beta) \cdot \cos \delta_{dz} + B \cdot \sin(\phi_{dz} - \beta - \delta_{dz}) + M}$$

$$\eta = 53,0^\circ$$

šířka zemního klínu

$$b_k = a = 0,95 \text{ m}$$

výška zemního klínu

$$h_k = \min(b_k \cdot \tan \eta; d) = 1,26 \text{ m}$$

$$x = \max\left(0; b_k - \frac{d}{\tan \eta}\right) = 0,00 \text{ m}$$

$$y = b_k - x = 0,95 \text{ m}$$

plocha zemního klínu

$$A_k = x \cdot h_k + \frac{y \cdot h_k}{2} = 0,60 \text{ m}^2$$

poloha těžiště zemního klínu:

$$h_z = t_p + \frac{x \cdot h_k \cdot \frac{h_k}{2} + \frac{y \cdot h_k}{2} \cdot \frac{h_k}{3}}{x \cdot h_k + \frac{y \cdot h_k}{2}} = 0,77 \text{ m}$$

$$b_z = \frac{b}{2} - c - t_s - \frac{x \cdot h_k \cdot \frac{x}{2} + \frac{y \cdot h_k}{2} \cdot \left(x + \frac{y}{3}\right)}{x \cdot h_k + \frac{y \cdot h_k}{2}} = -0,09 \text{ m}$$

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav JANDA, Ph.D.	měšínna_Bělohorská	posudek1	13

## 10.2 SOUČINITEL AKTIVNÍHO ZEMNÍHO TLAKU

součinitel aktivního zemního tlaku - svislá část

$$K_{a1} = \frac{\cos^2 \phi_{dz}}{\left(1 + \sqrt{\frac{\sin \phi_{dz} \cdot \sin(\phi_{dz} - \beta)}{\cos \beta}}\right)^2} = 0,64$$

součinitel aktivního zemního tlaku - šikmá část

$$\alpha = 90 - \eta = 37,04^\circ$$

$$K_{a2} = \frac{\cos^2(\phi_{dz} - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \phi_{dz}) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_{dz} + \phi_{dz}) \cdot \sin(\phi_{dz} - \beta)}{\cos(\alpha + \phi_{dz}) \cdot \cos(\alpha - \beta)}}\right)^2} = 1,48$$

## 10.3 AKTIVNÍ TLAK ZEMINY V ČÁSTI NAD ZEMNÍM KLÍNEM

aktivní tlak zeminy

$$\sigma_{a1} = \gamma_{zz} \cdot (d - b_k \cdot \tan \eta) \cdot K_{a1} - 2 \cdot c_{dz} \cdot \sqrt{K_{a1}} = 0,00 \text{ kN.m}^{-2}$$

hloubka nulového napětí

$$h_{ca1} = \frac{2 \cdot c_{dz}}{\gamma_{zz} \cdot \sqrt{K_{a1}}} = 1,43 \text{ m}$$

$$h_1 = t_p + b_k \cdot \tan \eta + \frac{d - b_k \cdot \tan \eta - h_{ca1}}{3} = 1,47 \text{ m}$$

## 10.4 AKTIVNÍ TLAK ZEMINY V ČÁSTI ZEMNÍHO KLÍNU

$$K_{ac} = \begin{cases} \frac{\cos \phi_{dz} \cdot \cos \beta \cdot \cos(\phi_{dz} - \alpha) \cdot [1 + \tan(-\alpha) \cdot \tan \beta]}{\cos(\delta_{dz} + \alpha) \cdot [1 + \sin(\phi_{dz} + \phi_{dz} - \alpha - \beta)]} & \text{pro } \alpha < 45^\circ \\ \sqrt{K_{a2}} & \text{pro } \alpha \geq 45^\circ \end{cases} = 1,21$$

aktivní tlak zeminy při patě stěny

$$\sigma_{a2} = \gamma_{zz} \cdot d \cdot K_{a2} - 2 \cdot c_{dz} \cdot K_{ac} = 42,17 \text{ kN.m}^{-2}$$

hloubka nulového napětí

$$h_{ca2} = \frac{2 \cdot c_{dz}}{\gamma_{zz} \cdot K_{ac}} = 0,94 \text{ m}$$

vzdálenost bodu nulového napětí a vrcholu zemního klínu

$$v = \max(d - h_{ca} - b_k \cdot \tan \eta; 0) = 0,08 \text{ m}$$

$$h_2 = t_p + \frac{\sigma_a \cdot \frac{d - h_{ca}}{2} \cdot \frac{d - h_{ca}}{3} - \frac{v}{d - h_{ca}} \cdot \sigma_a \cdot \frac{v}{2} \cdot \left(b_k \cdot \tan \eta + \frac{v}{3}\right)}{\sigma_a \cdot \frac{d - h_{ca}}{2} - \frac{v}{d - h_{ca}} \cdot \sigma_a \cdot \frac{v}{2}} = 0,79 \text{ m}$$

$$b_2 = \frac{b}{2} - \frac{h_2 - t_p}{d - h_{ca} - v} \cdot y = 0,39 \text{ m}$$

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav JANDA, Ph.D.	měšínna_Bělohorská	posudek1	14

## 10.5 AKTIVNÍ TLAK ZEMINY V ČÁSTI POD ZEMNÍM KLÍNEM

$$\sigma_{a3} = \gamma_{zz} \cdot h \cdot K_{a1} - 2 \cdot c_{dz} \cdot \sqrt{K_{a1}} = 16,18 \text{ kN.m}^{-2}$$

$$h_{ca3} = \frac{2 \cdot c_{dz}}{\gamma_{zz} \cdot \sqrt{K_{a1}}} = 1,43 \text{ m}$$

$$h_3 = \frac{t_p}{2} = 0,18 \text{ m}$$

## 10.6 NAPĚTÍ OD PŘÍTÍŽENÍ

$$\sigma_{fa} = f_a \cdot K_{a1} = 1,28 \text{ kN.m}^{-2}$$

$$h_f = t_p + \frac{d}{2} = 1,49 \text{ m}$$

## 10.7 ZATÍŽENÍ

svislé zatížení:

(výslednice, návrhové hodnoty)

$$G_p = \gamma_G \cdot \gamma_c \cdot b \cdot t_p = 17,13 \text{ kN}$$

$$G_s = \gamma_G \cdot \gamma_c \cdot d \cdot t_s = 27,00 \text{ kN}$$

$$G_z = \gamma_G \cdot \gamma_{zz} \cdot A_k = 16,95 \text{ kN}$$

aktivní zemní tlak - svislá složka

$$H_{z2v} = \gamma_G \cdot \left( \sigma_a \cdot \frac{d - h_{ca}}{2} - \frac{v}{d - h_{ca}} \cdot \sigma_a \cdot \frac{v}{2} \right) \cdot \sin(\alpha + \phi_{dz}) = 31,92 \text{ kN}$$

$$V_p = \gamma_Q \cdot f_a \cdot a = 2,85 \text{ kN}$$

$$l_{pvd} = \gamma_Q \cdot l_{pv} = 0,00 \text{ kN}$$

vodorovné zatížení:

(výslednice, návrhové hodnoty)

aktivní zemní tlak - vodorovná složka

$$H_{z1} = \gamma_G \cdot \sigma_{a1} \cdot \frac{d - b_k \cdot \tan \eta - h_{ca1}}{2} = 0,00 \text{ kN}$$

$$H_{z2h} = \gamma_G \cdot \left( \sigma_a \cdot \frac{d - h_{ca}}{2} - \frac{v}{d - h_{ca}} \cdot \sigma_a \cdot \frac{v}{2} \right) \cdot \cos(\alpha + \phi_{dz}) = 20,70 \text{ kN}$$

$$H_{z3} = \gamma_G \cdot \sigma_{a3} \cdot t_p = 7,65 \text{ kN}$$

$$H_p = \gamma_Q \cdot \sigma_{fa} \cdot d = 4,38 \text{ kN}$$

$$l_{phd} = \gamma_Q \cdot l_{ph} = 0,00 \text{ kN}$$

$$l_{pmd} = \gamma_Q \cdot l_{pm} = 0,00 \text{ kN.m}$$

$$V_{Ed} = G_p + G_s + G_z + H_{z2v} + V_p + l_{pvd} = 95,85 \text{ kN}$$

$$H_{Ed} = H_{z1} + H_{z2h} + H_{z3} + H_p + l_{phd} = 32,72 \text{ kN}$$

moment ke středu základové spáry

$$M_{Ed} = (G_s + l_{pvd}) \cdot \frac{b - 2c - t_s}{2} + G_z \cdot b_z - H_{z2v} \cdot b_2 + H_{z1} \cdot h_1 + H_{z2h} \cdot h_2 + H_{z3} \cdot \frac{t_p}{2} +$$

$$+ H_p \cdot \frac{2 \cdot t_p + d}{2} - V_p \cdot 0,5 \cdot (b - a) + l_{phd} \cdot h + l_{pmd} \quad M_{Ed} = 20,40 \text{ kN}$$

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav JANDA, Ph.D.	mělnírna_Bělohorská	posudek1	15

## 10.8 POSOUZENÍ

$$\text{excentricita zatížení} \quad e = \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} = 0,21 \text{ m}$$

$$\text{dovolená excentricita zatížení} \quad e_{dov} = \frac{b}{3} = 0,48 \text{ m}$$

$$e = 0,21 \text{ m} < e_{dov} = 0,48 \text{ m}$$

## VYHOVÍ

$$\text{efektivní šířka základu} \quad b_{ef} = b - 2 \cdot e = 1,02 \text{ m}$$

$$\text{efektivní plocha základu} \quad A_{ef} = b_{ef} \cdot l_s = 15,36 \text{ m}^2$$

svislá únosnost základové spáry:

(odvodněné podmínky)

$$\text{návrhový úhel vnitřního tření zeminy podloží} \quad \phi_{dp} = \frac{\phi_{efp}}{\gamma_{\phi}} = 20,0^{\circ}$$

$$\text{návrhová soudržnost zeminy podloží} \quad c_{dp} = \frac{c_{efp}}{\gamma_c} = 12,0 \text{ kPa}$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi_{dp}} \cdot \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi_{dp}}{2} \right) = 6,40$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi_{dp} = 14,83$$

$$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi_{dp} = 3,93$$

$$b_q = (1 - \alpha_p \cdot \tan \phi_{dp})^2 = 1,00$$

$$b_{\gamma} = (1 - \alpha_p \cdot \tan \phi_{dp})^2 = 1,00$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c} \cdot \tan \phi_{dp} = 1,00$$

$$s_q = 1 + \min \left( \frac{b_{ef}}{l_s}; \frac{l_s}{b_{ef}} \right) \cdot \sin \phi_{dp} = 1,02$$

$$s_{\gamma} = 1 - 0,3 \cdot \min \left( \frac{b_{ef}}{l_s}; \frac{l_s}{b_{ef}} \right) = 0,98$$

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} = 1,03$$

$$m = \frac{2 + \frac{b_{ef}}{l_s}}{1 + \frac{b_{ef}}{l_s}} = 1,94$$



## STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav JANDA, Ph.D.	mělnírna_Bělohorská	posudek1	16

$$i_q = \left[ 1 - \frac{H_{Ed} \cdot l_s}{V_{Ed} \cdot l_s + A_{ef} \cdot c_{dp} \cdot \cot \phi_{dp}} \right]^m = 0,57$$

$$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{H_{Ed} \cdot l_s}{V_{Ed} \cdot l_s + A_{ef} \cdot c_{dp} \cdot \cot \phi_{dp}} \right]^{m+1} = 0,43$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi_{dp}} = 0,49$$

svislá únosnost základové spáry

$$R_v = c_{dp} \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + \gamma_{zz} \cdot d_z \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_{zp} \cdot b_{ef} \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

$$R_v = 224,63 \text{ kPa}$$

návrhová svislá únosnost základové spáry  $R_{dv} = \max\left(\frac{R_v}{\gamma_{Rv}}; R_t\right) = 160,45 \text{ kPa}$

napětí v základové spáře  $\sigma_d = \frac{V_{Ed}}{b_{ef}} = 93,58 \text{ kPa}$

$$\sigma_d = 93,58 \text{ kPa} < R_{dv} = 160,45 \text{ kPa}$$

### VÝHOVÍ

vodorovná únosnost základové spáry:

odolnost proti usmyknutí  $R_h = V_{Ed} \cdot \tan \phi_{dp} + c_{dp} \cdot b_{ef} = 47,18 \text{ kPa}$

návrhová vodorovná únosnost základové spáry  $R_{dh} = \frac{R_h}{\gamma_{Rh}} = 42,89 \text{ kN}$

$$H_{Ed} = 32,72 \text{ kN} < R_{dh} = 42,89 \text{ kN}$$

### VÝHOVÍ

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav Janda, Ph.D.	měniřna_Bělohorská	posudek2	1

## 1. VSTUPNÍ ÚDAJE

### 1.1 GEOMETRIE

šířka průřezu	$b$	=	1000	mm
výška průřezu	$h$	=	300	mm
obvod části průřezu vystavené vysychání	$u$	=	2000	mm

### 1.2 OŠETŘOVÁNÍ BETONU, VNESENÍ ZATÍŽENÍ

stáří betonu v uvažovaném okamžiku	$t$	=	18262,5	dní
stáří betonu na konci ošetřování	$t_s$	=	0	dní
stáří betonu v okamžiku vnesení zatížení	$t_{0,n}$	=	28	dní
relativní vlhkost okolního prostředí	$RH$	=	50	%

### 1.3 PEVNOSTNÍ TŘÍDA BETONU

charakteristická pevnost betonu ve stáří 28 dní	$f_{ck}$	=	25	MPa
průměrná pevnost betonu ve stáří 28 dní	$f_{cm}$	=	33	MPa
největší jmenovitý rozměr zrna kameniva	$d_g$	=	16	mm

### 1.4 VLIV DRUHU CEMENTU

součinitel závisející na druhu cementu	$\alpha_{ds1}$	=	4,00
součinitel závisející na druhu cementu	$\alpha_{ds2}$	=	0,12
mocnitel vystihující vliv druhu cementu	$\alpha$	=	0,00

### 1.5 VLIV POUŽITÉ VÝZTUŽE

průměr použité betonářské výztuže	$\phi$	=	16	mm
minimální krycí vrstva s přihlédnutím k podmínkám prostředí	$c_{min,dur}$	=	30	mm

## 2. PŘEHLED

celkové poměrné smršťování	$\epsilon_{cs}$	=	0,42	‰
----------------------------	-----------------	---	------	---

konečný součinitel dotvarování	$\varphi(t; t_0)$	=	2,47
--------------------------------	-------------------	---	------

jmenovitá hodnota tloušťky betonové krycí vrstvy	$c_{nom}$	=	40	mm
--	-----------	---	----	----

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav Janda, Ph.D.	mělnírna_Bělohorská	posudek2	2

## 3. CELKOVÉ POMĚRNÉ SMRŠŤOVÁNÍ

součinitel vyjadřující vliv vlhkosti

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{RH}{100} \right)^3 \right] = 1,36$$

základní poměrné přetvoření od smršťování vysycháním

$$\epsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left[ (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{10}} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 0,51 \text{ ‰}$$

náhradní tloušťka průřezu

$$h_0 = \frac{2 \cdot b \cdot h}{u} = 300,0 \text{ mm}$$

součinitel závisející na náhradní tloušťce

$$k_h = 0,75$$

$h_0$ [mm]	$k_h$
100	1,00
200	0,85
300	0,75
$\geq 500$	0,70

součinitel časového průběhu ošetřování betonu

$$\beta_{ds}(t; t_s) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0,04 \cdot h_0^{\frac{3}{2}}} = 0,99$$

poměrné smršťování vysycháním

$$\epsilon_{cd} = \beta_{ds}(t; t_s) \cdot k_h \cdot \epsilon_{cd,0} = 0,38 \text{ ‰}$$

základní poměrné přetvoření od autogenního smršťování

$$\epsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 0,04 \text{ ‰}$$

součinitel vyjadřující vliv stáří betonu

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2 \cdot t^{\frac{1}{2}}} = 1,00$$

poměrné autogenní smršťování

$$\epsilon_{ca} = \beta_{as}(t) \cdot \epsilon_{ca}(\infty) = 0,04 \text{ ‰}$$

celkové poměrné smršťování

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} = 0,42 \text{ ‰}$$

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav Janda, Ph.D.	měrnírna_Bělohorská	posudek2	3

## 4. KONEČNÝ SOUČINITEL DOTVAROVÁNÍ

upravené stáří betonu s ohledem na použitý typ cementu

$$t_0 = \max \left\{ t_{0,n} \cdot \left( \frac{9}{2 + t_{0,n}^{1,2}} + 1 \right)^{\alpha} \right. = 28,00 \text{ dní}$$

součinitel vlivu pevnosti betonu

$$\alpha_1 = \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,7} = 1,04$$

$$\alpha_2 = \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,2} = 1,01$$

$$\alpha_3 = \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,5} = 1,03$$

součinitel závislý na relativní vlhkosti

$$\beta_H = \begin{cases} \min \left\{ \frac{1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250}{1500} \text{ pro } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \right. \\ \min \left\{ \frac{1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3}{1500 \cdot \alpha_3} \text{ pro } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \right. \end{cases} = 700,05$$

součinitel časového průběhu dotvarování

$$\beta_c(t; t_0) = \left( \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0,3} = 0,99$$

součinitel vystihující vliv stáří betonu v okamžiku vnesení zatížení na základní součinitel dotvarování

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}} = 0,49$$

součinitel vystihující vliv pevnosti betonu na základní součinitel dotvarování

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{f_{cm}^{\frac{1}{2}}} = 2,92$$

součinitel vystihující vliv vlhkosti na základní součinitel dotvarování

$$\varphi_{RH} = \begin{cases} 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \cdot h_0^{\frac{1}{3}}} \text{ pro } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ \left( 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \cdot h_0^{\frac{1}{3}}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 \text{ pro } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \end{cases} = 1,75$$

základní součinitel dotvarování

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 2,50$$

konečný součinitel dotvarování

$$\varphi(t; t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t; t_0) = 2,47$$

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav Janda, Ph.D.	měnírna_Bělohorská	posudek2	4

## 5. STANOVENÍ KRYCÍ VRSTVY BETONU

průměr použité betonářské výztuže  $\phi = 16 \text{ mm}$

největší jmenovitý rozměr zrna kameniva  $d_g = 16 \text{ mm}$

minimální krycí vrstva s přihlédnutím k požadavku soudržnosti

$$c_{\min,b} = \begin{cases} \Phi & \text{pro } d_g \leq 32 \text{ mm} \\ \Phi + 5 \text{ mm} & \text{pro } d_g > 32 \text{ mm} \end{cases} = 16 \text{ mm}$$

minimální krycí vrstva s přihlédnutím k podmínkám prostředí

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

přídavná hodnota z hlediska spolehlivosti  $\Delta c_{dur,y} = 0 \text{ mm}$

redukce minimální krycí vrstvy při použití nerezové oceli  $\Delta c_{dur,st} = 0 \text{ mm}$

redukce minimální krycí vrstvy při použití dodatečné ochrany  $\Delta c_{dur,add} = 0 \text{ mm}$

minimální hodnota krytí

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

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

přídavek na návrhovou odchylku  $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$

jmenovitá hodnota tloušťky betonové krycí vrstvy

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

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav Janda, Ph.D.	mělnírna_Bělohorská	posudek3	1

## 1. PŘÍMÉ ZATÍŽENÍ

kombinace	MSÚ	charakteristická	kvazistálá
tahová normálová síla [kN]	0,00	0,00	0,00
ohybový moment [kN.m]	48,42	35,22	35,22
smyková síla [kN]	0,00		

## 2. PRŮŘEZ

šířka průřezu	b =	1000	mm
výška průřezu	h =	300	mm

## 3. BETON

charakteristická tlaková pevnost betonu	$f_{ck}$ =	25,00	MPa
průměrná tahová pevnost betonu	$f_{ctm}$ =	2,60	MPa
charakteristická tahová pevnost betonu	$f_{ctk;0,05}$ =	1,80	MPa
střední hodnota modulu pružnosti	$E_{cm}$ =	30,50	GPa
předpokládaný vzrůst teploty v důsledku hydratačního tepla	$\Delta T$ =	30,0	°C
celkové poměrné smršťování betonu	$\epsilon_{cs}$ =	0,42	‰
dovolená šířka trhlin	$w_{kd}$ =	0,25	mm
součinitel om. tl. napětí v betonu od charakteritické komb.	$k_1$ =	0,60	
součinitel om. tl. napětí v betonu od kvazistálé komb.	$k_2$ =	0,45	
konečná hodnota součinitele dotvarování	$k$ =	2,47	
uvažovaný součinitel dotvarování	$d = \begin{matrix} k \text{ pro } k_2 \leq 0,45 \\ 2 \cdot k \text{ pro } k_2 > 0,45 \end{matrix}$ =	2,47	

## 4. VÝZTUŽ

charakteristická tahová pevnost výztuže	$f_{yk}$ =	500	MPa
modul pružnosti výztuže	$E_s$ =	200	GPa
součinitel om. tah. napětí ve výzt. od charakteritické komb.	$k_3$ =	0,80	

## 5. VÝZTUŽENÍ

### horní výztuž - vrstva 1:

průměr navržené výztuže	$\phi_{h1}$ =	12	mm
osová vzdálenost výztuže	$o_{h1}$ =	100	mm
krytí výztuže	$c_{h1}$ =	40	mm

### horní výztuž - vrstva 2:

průměr navržené výztuže	$\phi_{h2}$ =	0	mm
osová vzdálenost výztuže	$o_{h2}$ =	170	mm
krytí výztuže	$c_{h2}$ =	30	mm

### dolní výztuž - vrstva 1:

průměr navržené výztuže	$\phi_{d1}$ =	12	mm
osová vzdálenost výztuže	$o_{d1}$ =	100	mm
krytí výztuže	$c_{d1}$ =	40	mm

### dolní výztuž - vrstva 2:

průměr navržené výztuže	$\phi_{d2}$ =	0	mm
osová vzdálenost výztuže	$o_{d2}$ =	200	mm
krytí výztuže	$c_{d2}$ =	35	mm

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav Janda, Ph.D.	mělnírna_Bělohorská	posudek3	2

celková plocha horní výztuže	$A_{sh} = \sum \frac{\pi}{4} \cdot \frac{1}{o_{hi}} \cdot \phi_{hi}^2$	=	1130,9	mm <sup>2</sup>
náhradní průměr horní výztuže	$\phi_{nh} = \sqrt{\sum (A_{shi} \cdot \phi_{hi}) / A_{sh}}$	=	12,0	mm
náhradní osová vzdálenost výztuže	$o_{nh} = \pi \cdot \phi_{nh}^2 / (4 \cdot A_{sh})$	=	100,0	mm
účinná výška horní výztuže	$d_h = \frac{\sum \frac{\pi}{4} \cdot \frac{1}{o_{hi}} \cdot \phi_{hi}^2 \cdot d_{hi}}{A_{sh}}$	=	254,0	mm
náhradní krytí horní výztuže	$c_{nh} = h - d_h - 0,5 \cdot \phi_{nh}$	=	40,0	mm
celková plocha dolní výztuže	$A_{sd} = \sum \frac{\pi}{4} \cdot \frac{1}{o_{di}} \cdot \phi_{di}^2$	=	1130,9	mm <sup>2</sup>
náhradní průměr dolní výztuže	$\phi_{nd} = \sqrt{\sum (A_{sdi} \cdot \phi_{di}) / A_{sd}}$	=	12,0	mm
náhradní osová vzdálenost výztuže	$o_{nd} = \pi \cdot \phi_{nd}^2 / (4 \cdot A_{sd})$	=	100,0	mm
účinná výška dolní výztuže	$d_d = \frac{\sum \frac{\pi}{4} \cdot \frac{1}{o_{di}} \cdot \phi_{di}^2 \cdot d_{di}}{A_{sd}}$	=	254,0	mm
náhradní krytí dolní výztuže	$c_{nd} = h - d_d - 0,5 \cdot \phi_{nd}$	=	40,0	mm

## 6. NEPŘÍMÁ ZATÍŽENÍ Z DŮVODU OMEZENÉHO PŘETVOŘENÍ

tahová síla vyvolaná třením o podloží	$F_t$	=	0,0	kN
tahová síla uvažovaná ve výpočtu	$F_{tv} = \min (F_t; b \cdot h \cdot f_{ctm})$	=	0,0	kN
součinitel omezení osových přetvoření	$R$	=	0,5	
volné přetvoření	$\varepsilon_{free} = \varepsilon_{cs} + \Delta T \cdot 10^{-5}$	=	0,72	‰
napětí ve výztuži z důvodu omezeného přetvoření	$\sigma_{RED} = R \cdot \varepsilon_{free} \cdot E_s$	=	72	MPa

## 7. INTERAKCE PŘÍMÝCH A NEPŘÍMÝCH ZATÍŽENÍ

kombinace	MSÚ	charakteristická	kvazistálá
tahová normálová síla [kN]	0,00	0,00	0,00
ohybový moment [kN.m]	48,42	35,22	35,22
smyková síla [kN]		0,00	

## 8. POSOUZENÍ OHYBOVÉ ÚNOSNOSTI - MSÚ

návrhová tahová pevnost výztuže	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$	=	434,78	MPa
návrhová tlaková pevnost betonu	$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	=	16,67	MPa
síla v horní výztuži	$F_{sh} = A_{sh} \cdot f_{yd}$	=	491,7	kN
síla v dolní výztuži	$F_{sd} = A_{sd} \cdot f_{yd}$	=	491,7	kN
poloha neutrálné osy - horní povrch	$x_h = \frac{F_{sh}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}}$	=	36,9	mm
ohybový moment na mezi únosnosti - horní povrch	$M_{Rdh} = F_{sh} \cdot (d_h - 0,4 \cdot x_h)$	=	117,6	kN.m
poloha neutrálné osy - dolní povrch	$x_d = \frac{F_{sd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}}$	=	36,9	mm

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav Janda, Ph.D.	měšínna_Bělohorská	posudek3	3

ohybový moment na mezi únosnosti - dolní povrch

$$M_{Rdd} = F_{sd} \cdot (d_d - 0,4 \cdot x_d) = 117,6 \text{ kN.m}$$

tahová síla na mezi únosnosti

$$N_{Rd} = F_{sh} + F_{sd} = 983,4 \text{ kN}$$

odpovídající ohybový moment

$$M_o = F_{sd} \cdot \left(d_d - \frac{h}{2}\right) - F_{sh} \cdot \left(d_h - \frac{h}{2}\right) = 0,0 \text{ kN.m}$$

normálová síla na mezi únosnosti redukována vlivem ohybového momentu

$$N_{RdRED} = \begin{cases} \frac{M_{Rdd} - M_{Ed}}{M_{Rdd} - M_o} \cdot N_{Rd} & \text{pro } M_{Ed} \geq M_o \\ \frac{M_{Rdh} + M_{Ed}}{M_{Rdh} + M_o} \cdot N_{Rd} & \text{pro } M_{Ed} < M_o \end{cases} = 578,7 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 0,00 \text{ kN} < N_{RdRED} = 578,66 \text{ kN}$$

**VYHOVÍ**

$$M_{Ed} = 48,42 \text{ kN.m} < M_{Rdd} = 117,64 \text{ kN.m}$$

**VYHOVÍ**

poloha neutrálné osy vzhledem k započitatelnosti horní výztuže

$$x_{maxh} = \frac{3,5 \cdot d_h}{3,5 + \frac{f_{yd}}{E_s}} = 156,7 \text{ mm}$$

$$x_h = 36,9 \text{ mm} < x_{maxh} = 156,7 \text{ mm}$$

**VYHOVÍ**

poloha neutrálné osy vzhledem k započitatelnosti dolní výztuže

$$x_{maxd} = \frac{3,5 \cdot d_d}{3,5 + \frac{f_{yd}}{E_s}} = 156,7 \text{ mm}$$

$$x_d = 36,9 \text{ mm} < x_{maxd} = 156,7 \text{ mm}$$

**VYHOVÍ**

minimální plocha horní výztuže

$$A_{s,minh} = \max\left(0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}; 0,0013\right) \cdot b \cdot d_h = 343,4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,minh} = 343,4 \text{ mm}^2 < A_{sh} = 1130,9 \text{ mm}^2$$

**VYHOVÍ**

minimální plocha dolní výztuže

$$A_{s,mind} = \max\left(0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}; 0,0013\right) \cdot b \cdot d_d = 343,4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,mind} = 343,4 \text{ mm}^2 < A_{sd} = 1130,9 \text{ mm}^2$$

**VYHOVÍ**

maximální plocha horní výztuže

$$A_{s,maxh} = 0,04 \cdot b \cdot h = 12000 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} = 1130,9 \text{ mm}^2 < A_{s,maxh} = 12000 \text{ mm}^2$$

**VYHOVÍ**

maximální plocha dolní výztuže

$$A_{s,maxd} = 0,04 \cdot b \cdot h = 12000 \text{ mm}^2$$

$$A_{sd} = 1130,9 \text{ mm}^2 < A_{s,maxd} = 12000 \text{ mm}^2$$

**VYHOVÍ**



# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav Janda, Ph.D.	mělnírna_Bělohorská	posudek3	4

## 9. POSOUZENÍ SMYKOVÉ ÚNOSNOSTI - MSÚ

součinitel k  $k = \min \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d_d}}; 2,0 \right) = 1,89$

napětí způsobené tahovou silou  $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = 0,00 \text{ MPa}$

stupeň vyztužení tahovou výztuží  $\rho_l = \min \left\{ \frac{A_{sd}}{b \cdot d_d}; 0,02 \right\} = 0,0045$

návrhová hodnota únosnosti ve smyku

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{aligned} & \left[ 0,12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} - 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b \cdot d_d \\ & \left( 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{f_{ck}} - 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b \cdot d_d \end{aligned} \right. = 128,4 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 0,00 \text{ kN} < V_{Rd,c} = 128,45 \text{ kN}$$

**VYHOVÍ**

## 10. OMEZENÍ NAPĚTÍ - MSP

### 10.1 KRÁTKODOBÉ ÚČINKY

dovolené tlakové napětí v betonu od charakteristické kombinace

$$k_1 \cdot f_{ck} = 15,00 \text{ MPa}$$

dovolené tahové napětí ve výztuži od charakteristické kombinace

$$k_3 \cdot f_{yk} - \sigma_{RED} = 328,00 \text{ MPa}$$

dovolené tlakové napětí v betonu od kvazistálé kombinace

$$k_2 \cdot f_{ck} = 11,25 \text{ MPa}$$

poměr modulů pružnosti výztuže a betonu

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = 6,56$$

výška tlačené oblasti průřezu - horní výztuž

$$x_h = \frac{\alpha_e \cdot A_{sh}}{b} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d_h}{\alpha_e \cdot A_{sh}}} \right) = 54,4 \text{ mm}$$

moment setrvačnosti ideálního průřezu s trhlinou - horní výztuž

$$I_{ih} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_h^3 + \alpha_e \cdot A_{sh} \cdot (d_h - x_h)^2 = 349,1 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

dovolený ohybový moment - horní výztuž - charakteristická kombinace

$$M_{dh,ch} = \min \left( k_1 \cdot f_{ck} \cdot \frac{I_{ih}}{x_h}; k_3 \cdot f_{yk} \cdot \frac{I_{ih}}{\alpha_e \cdot (d_h - x_h)} \right) = 87,5 \text{ kN.m}$$

dovolený ohybový moment - horní výztuž - kvazistálá kombinace

$$M_{dh,kv} = \min \left( k_2 \cdot f_{ck} \cdot \frac{I_{ih}}{x_h}; k_3 \cdot f_{yk} \cdot \frac{I_{ih}}{\alpha_e \cdot (d_h - x_h)} \right) = 72,2 \text{ kN.m}$$

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav Janda, Ph.D.	mělnírna_Bělohorská	posudek3	5

výška tlačené oblasti průřezu - dolní výztuž

$$x_d = \frac{\alpha_e \cdot A_{sd}}{b} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d_d}{\alpha_e \cdot A_{sd}}} \right) = 54,4 \text{ mm}$$

moment setrvačnosti ideálního průřezu s trhlinou - dolní výztuž

$$I_{id} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_d^3 + \alpha_e \cdot A_{sd} \cdot (d_d - x_d)^2 = 349,1 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

dovolený ohybový moment - dolní výztuž - charakteristická kombinace

$$M_{dd,ch} = \min \left( k_1 \cdot f_{ck} \cdot \frac{I_{id}}{x_d}; k_3 \cdot f_{yk} \cdot \frac{I_{id}}{\alpha_e \cdot (d_d - x_d)} \right) = 87,5 \text{ kN.m}$$

dovolený ohybový moment - dolní výztuž - kvazistálá kombinace

$$M_{dd,kv} = \min \left( k_2 \cdot f_{ck} \cdot \frac{I_{id}}{x_d}; k_3 \cdot f_{yk} \cdot \frac{I_{id}}{\alpha_e \cdot (d_d - x_d)} \right) = 72,2 \text{ kN.m}$$

dovolená síla - horní výztuž

$$F_{sh} = k_3 \cdot f_{yk} \cdot A_{sh} = 370,9 \text{ kN}$$

dovolená síla - dolní výztuž

$$F_{sd} = k_3 \cdot f_{yk} \cdot A_{sd} = 370,9 \text{ kN}$$

dovolená tahová normálová síla

$$N_d = F_{sh} + F_{sd} = 741,9 \text{ kN}$$

odpovídající ohybový moment

$$M_o = F_{sd} \cdot \left( d_d - \frac{h}{2} \right) - F_{sh} \cdot \left( d_h - \frac{h}{2} \right) = 0,0 \text{ kN.m}$$

tahová normálová síla - charakteristická kombinace

$$N_{Ech} = 0,0 \text{ kN}$$

ohybový moment - charakteristická kombinace

$$M_{Ech} = 35,2 \text{ kN.m}$$

normálová síla na mezi únosnosti redukována vlivem ohybového momentu

$$N_{dRED} = \begin{cases} \frac{M_{dd,ch} - M_{Ech}}{M_{dd,ch} - M_o} \cdot N_d & \text{pro } M_{Ech} \geq M_o \\ \frac{M_{dh,ch} + M_{Ech}}{M_{dh,ch} + M_o} \cdot N_d & \text{pro } M_{Ech} < M_o \end{cases} = 443,2 \text{ kN}$$

$$N_{Ech} = 0,00 \text{ kN} < N_{dRED} = 443,25 \text{ kN}$$

## VYHOVÍ

tahová normálová síla - kvazistálá kombinace

$$N_{Ekv} = 0,0 \text{ kN}$$

ohybový moment - kvazistálá kombinace

$$M_{Ekv} = 35,2 \text{ kN.m}$$

normálová síla na mezi únosnosti redukována vlivem ohybového momentu

$$N_{dRED} = \begin{cases} \frac{M_{dd,kv} - M_{Ekv}}{M_{dd,kv} - M_o} \cdot N_d & \text{pro } M_{Ekv} \geq M_o \\ \frac{M_{dh,kv} + M_{Ekv}}{M_{dh,kv} + M_o} \cdot N_d & \text{pro } M_{Ekv} < M_o \end{cases} = 379,9 \text{ kN}$$

$$N_{Ekv} = 0,00 \text{ kN} < N_{dRED} = 379,92 \text{ kN}$$

## VYHOVÍ

$$M_{Ech} = 35,22 \text{ kN.m} < M_{dd,ch} = 87,49 \text{ kN.m}$$

## VYHOVÍ

$$M_{Ekv} = 35,22 \text{ kN.m} < M_{dd,kv} = 72,19 \text{ kN.m}$$

## VYHOVÍ

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav Janda, Ph.D.	měsírna_Bělohorská	posudek3	6

## 7.2 DLOUHODOBÉ ÚČINKY

dovolené tlakové napětí v betonu od charakteristické kombinace

$$k_1 \cdot f_{ck} = 15,00 \text{ MPa}$$

dovolené tahové napětí ve výztuži od charakteristické kombinace

$$k_3 \cdot f_{yk} - \sigma_{RED} = 328,00 \text{ MPa}$$

dovolené tlakové napětí v betonu od kvazistálé kombinace

$$k_2 \cdot f_{ck} = 11,25 \text{ MPa}$$

poměr modulů pružnosti výztuže a betonu

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} \cdot (1 + d) = 22,75$$

výška tlačené oblasti průřezu - horní výztuž

$$x_h = \frac{\alpha_e \cdot A_{sh}}{b} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d_h}{\alpha_e \cdot A_{sh}}} \right) = 91,5 \text{ mm}$$

moment setrvačnosti ideálního průřezu s trhlinou - horní výztuž

$$I_{ih} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_h^3 + \alpha_e \cdot A_{sh} \cdot (d_h - x_h)^2 = 934,9 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

dovolený ohybový moment - horní výztuž - charakteristická kombinace

$$M_{dh,ch} = \min \left( k_1 \cdot f_{ck} \cdot \frac{I_{ih}}{x_h}; k_3 \cdot f_{yk} \cdot \frac{I_{ih}}{\alpha_e \cdot (d_h - x_h)} \right) = 82,9 \text{ kN.m}$$

dovolený ohybový moment - horní výztuž - kvazistálá kombinace

$$M_{dh,kv} = \min \left( k_2 \cdot f_{ck} \cdot \frac{I_{ih}}{x_h}; k_3 \cdot f_{yk} \cdot \frac{I_{ih}}{\alpha_e \cdot (d_h - x_h)} \right) = 82,9 \text{ kN.m}$$

výška tlačené oblasti průřezu - dolní výztuž

$$x_d = \frac{\alpha_e \cdot A_{sd}}{b} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d_d}{\alpha_e \cdot A_{sd}}} \right) = 91,5 \text{ mm}$$

moment setrvačnosti ideálního průřezu s trhlinou - dolní výztuž

$$I_{id} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_d^3 + \alpha_e \cdot A_{sd} \cdot (d_d - x_d)^2 = 934,9 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

dovolený ohybový moment - dolní výztuž - charakteristická kombinace

$$M_{dd,ch} = \min \left( k_1 \cdot f_{ck} \cdot \frac{I_{id}}{x_d}; k_3 \cdot f_{yk} \cdot \frac{I_{id}}{\alpha_e \cdot (d_d - x_d)} \right) = 82,9 \text{ kN.m}$$

dovolený ohybový moment - dolní výztuž - kvazistálá kombinace

$$M_{dd,kv} = \min \left( k_2 \cdot f_{ck} \cdot \frac{I_{id}}{x_d}; k_3 \cdot f_{yk} \cdot \frac{I_{id}}{\alpha_e \cdot (d_d - x_d)} \right) = 82,9 \text{ kN.m}$$

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav Janda, Ph.D.	měrnírna_Bělohorská	posudek3	7

$$\text{dovolená síla - horní výztuž} \quad F_{sh} = k_3 \cdot f_{yk} \cdot A_{sh} = 370,9 \text{ kN}$$

$$\text{dovolená síla - dolní výztuž} \quad F_{sd} = k_3 \cdot f_{yk} \cdot A_{sd} = 370,9 \text{ kN}$$

$$\text{dovolená tahová normálová síla} \quad N_d = F_{sh} + F_{sd} = 741,9 \text{ kN}$$

odpovídající ohybový moment

$$M_o = F_{sd} \cdot \left( d_d - \frac{h}{2} \right) - F_{sh} \cdot \left( d_h - \frac{h}{2} \right) = 0,0 \text{ kN.m}$$

$$\text{tahová normálová síla - charakteristická kombinace} \quad N_{Ech} = 0,0 \text{ kN}$$

$$\text{ohybový moment - charakteristická kombinace} \quad M_{Ech} = 35,2 \text{ kN.m}$$

normálová síla na mezi únosnosti redukována vlivem ohybového momentu

$$N_{dRED} = \begin{cases} \frac{M_{dd,ch} - M_{Ech}}{M_{dd,ch} - M_o} \cdot N_d \text{ pro } M_{Ech} \geq M_o \\ \frac{M_{dh,ch} + M_{Ech}}{M_{dh,ch} + M_o} \cdot N_d \text{ pro } M_{Ech} < M_o \end{cases} = 426,7 \text{ kN}$$

$$N_{Ech} = 0,00 \text{ kN} < N_{dRED} = 426,75 \text{ kN}$$

**VYHOVÍ**

$$\text{tahová normálová síla - kvazistálá kombinace} \quad N_{Ekv} = 0,0 \text{ kN}$$

$$\text{ohybový moment - kvazistálá kombinace} \quad M_{Ekv} = 35,2 \text{ kN.m}$$

normálová síla na mezi únosnosti redukována vlivem ohybového momentu

$$N_{dRED} = \begin{cases} \frac{M_{dd,kv} - M_{Ekv}}{M_{dd,kv} - M_o} \cdot N_d \text{ pro } M_{Ekv} \geq M_o \\ \frac{M_{dh,kv} + M_{Ekv}}{M_{dh,kv} + M_o} \cdot N_d \text{ pro } M_{Ekv} < M_o \end{cases} = 426,7 \text{ kN}$$

$$N_{Ekv} = 0,00 \text{ kN} < N_{dRED} = 426,75 \text{ kN}$$

**VYHOVÍ**

$$M_{Ech} = 35,22 \text{ kN.m} < M_{dd,ch} = 82,91 \text{ kN.m}$$

**VYHOVÍ**

$$M_{Ekv} = 35,22 \text{ kN.m} < M_{dd,kv} = 82,91 \text{ kN.m}$$

**VYHOVÍ**

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav Janda, Ph.D.	mělnírna_Bělohorská	posudek3	8

## 8. MEZNÍ ŠÍŘKA TRHLIN - MSP

### 8.1 KRÁTKODOBÉ ÚČINKY

poměr modulů pružnosti výztuže a betonu

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = 6,56$$

o h y b h o r n í v ý z t u ž:

výška tlačené oblasti průřezu - horní výztuž

$$x_h = \frac{\alpha_e \cdot A_{sh}}{b} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d_h}{\alpha_e \cdot A_{sh}}} \right) = 54,4 \text{ mm}$$

moment setrvačnosti ideálního průřezu s trhlinou - horní výztuž

$$I_{ih} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_h^3 + \alpha_e \cdot A_{sh} \cdot (d_h - x_h)^2 = 349,1 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

účinná plocha taženého betonu

$$A_{c,eff} = b \cdot \min \left[ 2,5 \cdot (h - d_h); \frac{h - x_h}{3}; \frac{h}{2} \right] = 81864 \text{ mm}^2$$

stupeň vyztužení účinné plochy taženého betonu

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_{sh}}{A_{c,eff}} = 0,0138$$

vzdálenost výztuže

$$v = o_{nh} - \Phi_{nh} = 88,0 \text{ mm}$$

maximální vzdálenost trhlín

$$s_{r,max} = \begin{cases} 3,4 \cdot c_{nh} + \frac{0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot \Phi_{nh}}{\rho_{p,eff}} & \text{pro } v \leq 5 \cdot \left( c_{nh} + \frac{\Phi_{nh}}{2} \right) \\ 1,3 \cdot (h - x_h) & \text{pro } v > 5 \cdot \left( c_{nh} + \frac{\Phi_{nh}}{2} \right) \end{cases} = 283,7 \text{ mm}$$

průměrná hodnota pevnosti betonu v tahu v okamžiku prvního očekávaného vzniku trhlín

$$f_{ct,eff} = 0,5 \cdot f_{ctm} = 1,30 \text{ MPa}$$

dovolené napětí v horní výztuži

$$\sigma_{shd1} = \frac{w_{kd} \cdot E_s}{s_{r,max}} + 0,4 \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff}) = 217,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{shd2} = \frac{w_{kd} \cdot E_s}{0,6 \cdot s_{r,max}} = 293,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{shd} = \min(\sigma_{shd1}; \sigma_{shd2}) - \sigma_{RED} = 145,31 \text{ MPa}$$

dovolené napětí v betonu

$$k_2 \cdot f_{ck} = 11,25 \text{ MPa}$$

dovolený ohybový moment - horní výztuž

$$M_{dh} = \min \left( k_2 \cdot f_{ck} \cdot \frac{I_{ih}}{x_h}; \sigma_{shd} \cdot \frac{I_{ih}}{\alpha_e \cdot (d_h - x_h)} \right) = 38,8 \text{ kN.m}$$

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav Janda, Ph.D.	měšínra_Bělohorská	posudek3	9

o h y b d o l n í v ý z t u ž:

v ý š k a t l a č e n é o b l a s t i p ř ů ř e z u - d o l n í v ý z t u ž

$$x_d = \frac{\alpha_e \cdot A_{sd}}{b} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d_d}{\alpha_e \cdot A_{sd}}} \right) = 54,4 \text{ mm}$$

m o m e n t s e t r v a č n o s t i i d e á l n í h o p ř ů ř e z u s t r h l i n o u - d o l n í v ý z t u ž

$$I_{id} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_d^3 + \alpha_e \cdot A_{sd} \cdot (d_d - x_d)^2 = 349,1 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

ú č i n n á p l o c h a t a ž e n é h o b e t o n u

$$A_{c,eff} = b \cdot \min \left[ 2,5 \cdot (h - d_d); \frac{h - x_d}{3}; \frac{h}{2} \right] = 81864 \text{ mm}^2$$

s t u p e ň v y z t u Ź e n í ú č i n n é p l o c h y t a ž e n é h o b e t o n u

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_{sd}}{A_{c,eff}} = 0,0138$$

v z d á l e n o s t v ý z t u Ź e

$$v = o_d - \Phi_d = 88,0 \text{ mm}$$

m a x i m á l n í v z d á l e n o s t t r h l i n

$$s_{r,max} = \begin{cases} 3,4 \cdot c_{nom} + \frac{0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot \Phi_d}{\rho_{p,eff}} & \text{pro } v \leq 5 \cdot \left( c_{nom} + \frac{\Phi_d}{2} \right) \\ 1,3 \cdot (h - x_d) & \text{pro } v > 5 \cdot \left( c_{nom} + \frac{\Phi_d}{2} \right) \end{cases} = 283,7 \text{ mm}$$

p ř ů m ě r n á h o d n o t a p e v n o s t i b e t o n u v t a h u v o k a m Ź i k u p r v n í h o o č e k á v á n é h o v z n i k u t r h l i n

$$f_{ct,eff} = 0,5 \cdot f_{ctm} = 1,30 \text{ MPa}$$

d o v o l e n é n a p ě t í v h o r n í v ý z t u Ź i

$$\sigma_{sdd1} = \frac{w_{kd} \cdot E_s}{s_{r,max}} + 0,4 \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff}) = 217,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sdd2} = \frac{w_{kd} \cdot E_s}{0,6 \cdot s_{r,max}} = 293,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sdd} = \min(\sigma_{sdd1}; \sigma_{sdd2}) - \sigma_{RED} = 145,31 \text{ MPa}$$

d o v o l e n é n a p ě t í v b e t o n u

$$k_2 \cdot f_{ck} = 11,25 \text{ MPa}$$

d o v o l e n ý o h y b o v ý m o m e n t - d o l n í v ý z t u Ź

$$M_{dd} = \min \left( k_2 \cdot f_{ck} \cdot \frac{I_{id}}{x_d}; \sigma_{sdd} \cdot \frac{I_{id}}{\alpha_e \cdot (d_d - x_d)} \right) = 38,8 \text{ kN.m}$$

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav Janda, Ph.D.	mělníkna_Bělohorská	posudek3	10

t a h h o r n í v ý z t u ž:

účinná plocha taženého betonu

$$A_{c,eff} = b \cdot \min \left[ 2,5 \cdot (h - d_h); \frac{h}{2} \right] = 115000 \text{ mm}^2$$

stupeň vyztužení účinné plochy taženého betonu

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_{sh}}{A_{c,eff}} = 0,0098$$

vzdálenost výztuže

$$v = o_h - \Phi_h = 88,0 \text{ mm}$$

maximální vzdálenost trhlin

$$s_{r,max} = \begin{cases} 3,4 \cdot c_{nom} + \frac{0,8 \cdot 1,0 \cdot 0,425 \cdot \Phi_h}{\rho_{p,eff}} & \text{pro } v \leq 5 \cdot \left( c_{nom} + \frac{\Phi_h}{2} \right) \\ 1,3 \cdot h & \text{pro } v > 5 \cdot \left( c_{nom} + \frac{\Phi_h}{2} \right) \end{cases} = 550,9 \text{ mm}$$

průměrná hodnota pevnosti betonu v tahu v okamžiku prvního očekávaného vzniku trhlin

$$f_{ct,eff} = 0,5 \cdot f_{ctm} = 1,30 \text{ MPa}$$

dovolené napětí v horní výztuži

$$\sigma_{shd1} = \frac{w_{kd} \cdot E_s}{s_{r,max}} + 0,4 \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff}) = 147,05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{shd2} = \frac{w_{kd} \cdot E_s}{0,6 \cdot s_{r,max}} = 151,27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{shd} = \min(\sigma_{shd1}; \sigma_{shd2}) - \sigma_{RED} = 75,05 \text{ MPa}$$

dovolená síla - horní výztuž

$$F_{sh} = \sigma_{shd} \cdot A_{sh} = 84,88 \text{ kN}$$

t a h d o l n í v ý z t u ž:

účinná plocha taženého betonu

$$A_{c,eff} = b \cdot \min \left[ 2,5 \cdot (h - d_d); \frac{h}{2} \right] = 115000 \text{ mm}^2$$

stupeň vyztužení účinné plochy taženého betonu

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_{sd}}{A_{c,eff}} = 0,0098$$

vzdálenost výztuže

$$v = o_d - \Phi_d = 88,0 \text{ mm}$$

maximální vzdálenost trhlin

$$s_{r,max} = \begin{cases} 3,4 \cdot c_{nom} + \frac{0,8 \cdot 1,0 \cdot 0,425 \cdot \Phi_d}{\rho_{p,eff}} & \text{pro } v \leq 5 \cdot \left( c_{nom} + \frac{\Phi_d}{2} \right) \\ 1,3 \cdot h & \text{pro } v > 5 \cdot \left( c_{nom} + \frac{\Phi_d}{2} \right) \end{cases} = 550,9 \text{ mm}$$

průměrná hodnota pevnosti betonu v tahu v okamžiku prvního očekávaného vzniku trhlin

$$f_{ct,eff} = 0,5 \cdot f_{ctm} = 1,30 \text{ MPa}$$

dovolené napětí v dolní výztuži

$$\sigma_{sdd1} = \frac{w_{kd} \cdot E_s}{s_{r,max}} + 0,4 \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff}) = 75,05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sdd2} = \frac{w_{kd} \cdot E_s}{0,6 \cdot s_{r,max}} = 151,27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sdd} = \min(\sigma_{sdd1}; \sigma_{sdd2}) - \sigma_{RED} = 3,05 \text{ MPa}$$

dovolená síla - dolní výztuž

$$F_{sd} = \sigma_{sdd} \cdot A_{sd} = 3,5 \text{ kN}$$

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav Janda, Ph.D.	měnírna_Bělohorská	posudek3	11

dovolená tahová normálová síla  $N_d = F_{sh} + F_{sd} = 88,3 \text{ kN}$

odpovídající ohybový moment

$$M_o = F_{sd} \cdot \left(d_d - \frac{h}{2}\right) - F_{sh} \cdot \left(d_h - \frac{h}{2}\right) = -8,5 \text{ kN.m}$$

tahová normálová síla - kvazistálá kombinace  $N_{E_{kv}} = 0,0 \text{ kN}$

ohybový moment - kvazistálá kombinace  $M_{E_{kv}} = 35,2 \text{ kN.m}$

normálová síla na mezi únosnosti redukována vlivem ohybového momentu

$$N_{dRED} = \begin{cases} \frac{M_{dd} - M_{E_{kv}}}{M_{dd} - M_o} \cdot N_d & \text{pro } M_{E_{kv}} \geq M_o \\ \frac{M_{dh} + M_{E_{kv}}}{M_{dh} + M_o} \cdot N_d & \text{pro } M_{E_{kv}} < M_o \end{cases} = 6,6 \text{ kN}$$

$N_{E_{kv}} = 0,00 \text{ kN} < N_{dRED} = 6,62 \text{ kN}$

**VYHOVÍ**

$M_{E_{kv}} = 35,22 \text{ kN.m} < M_{dd,kv} = 38,76 \text{ kN.m}$

**VYHOVÍ**



# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav Janda, Ph.D.	měrnírna_Bělohorská	posudek3	12

## 8.2 DLOUHODOBÉ ÚČINKY

poměr modulů pružnosti výztuže a betonu

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} \cdot (1 + d) = 22,75$$

o h y b h o r n í v ý z t u ž:

výška tlačené oblasti průřezu - horní výztuž

$$x_h = \frac{\alpha_e \cdot A_{sh}}{b} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d_h}{\alpha_e \cdot A_{sh}}} \right) = 91,5 \text{ mm}$$

moment setrvačnosti ideálního průřezu s trhlinou - horní výztuž

$$I_{ih} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_h^3 + \alpha_e \cdot A_{sh} \cdot (d_h - x_h)^2 = 934,9 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

účinná plocha taženého betonu

$$A_{c,eff} = b \cdot \min \left[ 2,5 \cdot (h - d_h); \frac{h - x_h}{3}; \frac{h}{2} \right] = 69513 \text{ mm}^2$$

stupeň vyztužení účinné plochy taženého betonu

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_{sh}}{A_{c,eff}} = 0,0163$$

vzdálenost výztuže

$$v = o_h - \Phi_h = 88,0 \text{ mm}$$

maximální vzdálenost trhlín

$$s_{r,max} = \begin{cases} 3,4 \cdot c_{nom} + \frac{0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot \Phi_h}{\rho_{p,eff}} & \text{pro } v \leq 5 \cdot \left( c_{nom} + \frac{\Phi_h}{2} \right) \\ 1,3 \cdot (h - x_h) & \text{pro } v > 5 \cdot \left( c_{nom} + \frac{\Phi_h}{2} \right) \end{cases} = 261,4 \text{ mm}$$

průměrná hodnota pevnosti betonu v tahu v okamžiku prvního očekávaného vzniku trhlín

$$f_{ct,eff} = 0,5 \cdot f_{ctm} = 1,30 \text{ MPa}$$

dovolené napětí v horní výztuži

$$\sigma_{shd1} = \frac{w_{kd} \cdot E_s}{s_{r,max}} + 0,4 \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff}) = 235,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{shd2} = \frac{w_{kd} \cdot E_s}{0,6 \cdot s_{r,max}} = 318,81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{shd} = \min(\sigma_{shd1}; \sigma_{shd2}) - \sigma_{RED} = 163,08 \text{ MPa}$$

dovolené napětí v betonu

$$k_2 \cdot f_{ck} = 11,25 \text{ MPa}$$

dovolený ohybový moment - horní výztuž

$$M_{dh} = \min \left( k_2 \cdot f_{ck} \cdot \frac{I_{ih}}{x_h}; \sigma_{shd} \cdot \frac{I_{ih}}{\alpha_e \cdot (d_h - x_h)} \right) = 41,2 \text{ kN.m}$$

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav Janda, Ph.D.	měšínra_Bělohorská	posudek3	13

o h y b d o l n í v ý z t u ž:

v ý š k a t l a č e n é o b l a s t i p ř ů ř e z u - d o l n í v ý z t u ž

$$x_d = \frac{\alpha_e \cdot A_{sd}}{b} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d_d}{\alpha_e \cdot A_{sd}}} \right) = 91,5 \text{ mm}$$

m o m e n t s e t r v a č n o s t i i d e á l n í h o p ř ů ř e z u s t r h l i n o u - d o l n í v ý z t u ž

$$I_{id} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_d^3 + \alpha_e \cdot A_{sd} \cdot (d_d - x_d)^2 = 934,9 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

ú č i n n á p l o c h a t a ž e n é h o b e t o n u

$$A_{c,eff} = b \cdot \min \left[ 2,5 \cdot (h - d_d); \frac{h - x_d}{3}; \frac{h}{2} \right] = 69513 \text{ mm}^2$$

s t u p e ň v y z t u Ź e n í ú č i n n é p l o c h y t a ž e n é h o b e t o n u

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_{sd}}{A_{c,eff}} = 0,0163$$

v z d á l e n o s t v ý z t u Ź e

$$v = o_d - \Phi_d = 88,0 \text{ mm}$$

m a x i m á l n í v z d á l e n o s t t r h l i n

$$s_{r,max} = \begin{cases} 3,4 \cdot c_{nom} + \frac{0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot \Phi_d}{\rho_{p,eff}} & \text{pro } v \leq 5 \cdot \left( c_{nom} + \frac{\Phi_d}{2} \right) \\ 1,3 \cdot (h - x_d) & \text{pro } v > 5 \cdot \left( c_{nom} + \frac{\Phi_d}{2} \right) \end{cases} = 261,4 \text{ mm}$$

p ř ů m ě r n á h o d n o t a p e v n o s t i b e t o n u v t a h u v o k a m Ź i k u p r v n í h o o č e k á v a n é h o v z n i k u t r h l i n

$$f_{ct,eff} = 0,5 \cdot f_{ctm} = 1,30 \text{ MPa}$$

d o v o l e n é n a p ě t í v h o r n í v ý z t u Ź i

$$\sigma_{sdd1} = \frac{w_{kd} \cdot E_s}{s_{r,max}} + 0,4 \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff}) = 235,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sdd2} = \frac{w_{kd} \cdot E_s}{0,6 \cdot s_{r,max}} = 318,81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sdd} = \min(\sigma_{sdd1}; \sigma_{sdd2}) - \sigma_{RED} = 163,08 \text{ MPa}$$

d o v o l e n é n a p ě t í v b e t o n u

$$k_2 \cdot f_{ck} = 11,25 \text{ MPa}$$

d o v o l e n ý o h y b o v ý m o m e n t - d o l n í v ý z t u Ź

$$M_{dd} = \min \left( k_2 \cdot f_{ck} \cdot \frac{I_{id}}{x_d}; \sigma_{sdd} \cdot \frac{I_{id}}{\alpha_e \cdot (d_d - x_d)} \right) = 41,2 \text{ kN.m}$$

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav Janda, Ph.D.	měrnírna_Bělohorská	posudek3	14

tah horní výztuž:

účinná plocha taženého betonu

$$A_{c,eff} = b \cdot \min \left[ 2,5 \cdot (h - d_h); \frac{h}{2} \right] = 115000 \text{ mm}^2$$

stupeň vyztužení účinné plochy taženého betonu

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_{sh}}{A_{c,eff}} = 0,0098$$

vzdálenost výztuže

$$v = o_h - \Phi_h = 88,0 \text{ mm}$$

maximální vzdálenost trhlin

$$s_{r,max} = \begin{cases} 3,4 \cdot c_{nom} + \frac{0,8 \cdot 1,0 \cdot 0,425 \cdot \Phi_h}{\rho_{p,eff}} & \text{pro } v \leq 5 \cdot \left( c_{nom} + \frac{\Phi_h}{2} \right) \\ 1,3 \cdot h & \text{pro } v > 5 \cdot \left( c_{nom} + \frac{\Phi_h}{2} \right) \end{cases} = 550,9 \text{ mm}$$

průměrná hodnota pevnosti betonu v tahu v okamžiku prvního očekávaného vzniku trhlin

$$f_{ct,eff} = 0,5 \cdot f_{ctm} = 1,30 \text{ MPa}$$

dovolené napětí v horní výztuži

$$\sigma_{shd1} = \frac{w_{kd} \cdot E_s}{s_{r,max}} + 0,4 \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff}) = 155,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{shd2} = \frac{w_{kd} \cdot E_s}{0,6 \cdot s_{r,max}} = 151,27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{shd} = \min(\sigma_{shd1}; \sigma_{shd2}) - \sigma_{RED} = 79,27 \text{ MPa}$$

dovolená síla - horní výztuž

$$F_{sh} = \sigma_{shd} \cdot A_{sh} = 89,65 \text{ kN}$$

tah dolní výztuž:

účinná plocha taženého betonu

$$A_{c,eff} = b \cdot \min \left[ 2,5 \cdot (h - d_d); \frac{h}{2} \right] = 115000 \text{ mm}^2$$

stupeň vyztužení účinné plochy taženého betonu

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_{sd}}{A_{c,eff}} = 0,0098$$

vzdálenost výztuže

$$v = o_d - \Phi_d = 88,0 \text{ mm}$$

maximální vzdálenost trhlin

$$s_{r,max} = \begin{cases} 3,4 \cdot c_{nom} + \frac{0,8 \cdot 1,0 \cdot 0,425 \cdot \Phi_d}{\rho_{p,eff}} & \text{pro } v \leq 5 \cdot \left( c_{nom} + \frac{\Phi_d}{2} \right) \\ 1,3 \cdot h & \text{pro } v > 5 \cdot \left( c_{nom} + \frac{\Phi_d}{2} \right) \end{cases} = 550,9 \text{ mm}$$

průměrná hodnota pevnosti betonu v tahu v okamžiku prvního očekávaného vzniku trhlin

$$f_{ct,eff} = 0,5 \cdot f_{ctm} = 1,30 \text{ MPa}$$

dovolené napětí v dolní výztuži

$$\sigma_{sdd1} = \frac{w_{kd} \cdot E_s}{s_{r,max}} + 0,4 \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff}) = 155,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sdd2} = \frac{w_{kd} \cdot E_s}{0,6 \cdot s_{r,max}} = 151,27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sdd} = \min(\sigma_{sdd1}; \sigma_{sdd2}) - \sigma_{RED} = 79,27 \text{ MPa}$$

dovolená síla - dolní výztuž

$$F_{sd} = \sigma_{sdd} \cdot A_{sd} = 89,7 \text{ kN}$$

## STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav Janda, Ph.D.	měnírna_Bělohorská	posudek3	15

dovolená tahová normálová síla  $N_d = F_{sh} + F_{sd} = 179,3 \text{ kN}$

odpovídající ohybový moment

$$M_o = F_{sd} \cdot \left(d_d - \frac{h}{2}\right) - F_{sh} \cdot \left(d_h - \frac{h}{2}\right) = 0,0 \text{ kN.m}$$

tahová normálová síla - kvazistálá kombinace  $N_{E_{kv}} = 0,0 \text{ kN}$

ohybový moment - kvazistálá kombinace  $M_{E_{kv}} = 35,2 \text{ kN.m}$

normálová síla na mezi únosnosti redukována vlivem ohybového momentu

$$N_{dRED} = \begin{cases} \frac{M_{dd} - M_{E_{kv}}}{M_{dd} - M_o} \cdot N_d & \text{pro } M_{E_{kv}} \geq M_o \\ \frac{M_{dh} + M_{E_{kv}}}{M_{dh} + M_o} \cdot N_d & \text{pro } M_{E_{kv}} < M_o \end{cases} = 26,1 \text{ kN}$$

$$N_{E_{kv}} = 0,00 \text{ kN} < N_{dRED} = 26,11 \text{ kN}$$

**VYHOVÍ**

$$M_{E_{kv}} = 35,22 \text{ kN.m} < M_{dd,kv} = 41,22 \text{ kN.m}$$

**VYHOVÍ**

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav Janda, Ph.D.	mělnírna_Bělohorská	posudek4	1

## 1. PŘÍMÉ ZATÍŽENÍ

kombinace	MSÚ	charakteristická	kvazistálá
tahová normálová síla [kN]	0,00	0,00	0,00
ohybový moment [kN.m]	81,30	57,99	57,99
smyková síla [kN]	0,00		

## 2. PRŮŘEZ

šířka průřezu	b =	1000	mm
výška průřezu	h =	300	mm

## 3. BETON

charakteristická tlaková pevnost betonu	$f_{ck}$ =	25,00	MPa
průměrná tahová pevnost betonu	$f_{ctm}$ =	2,60	MPa
charakteristická tahová pevnost betonu	$f_{ctk;0,05}$ =	1,80	MPa
střední hodnota modulu pružnosti	$E_{cm}$ =	30,50	GPa
předpokládaný vzrůst teploty v důsledku hydratačního tepla	$\Delta T$ =	0,0	°C
celkové poměrné smršťování betonu	$\epsilon_{cs}$ =	0,00	‰
dovolená šířka trhlin	$w_{kd}$ =	0,25	mm
součinitel om. tl. napětí v betonu od charakteritické komb.	$k_1$ =	0,60	
součinitel om. tl. napětí v betonu od kvazistálé komb.	$k_2$ =	0,45	
konečná hodnota součinitele dotvarování	$k$ =	2,47	
uvažovaný součinitel dotvarování	$d = \begin{cases} k & \text{pro } k_2 \leq 0,45 \\ 2 \cdot k & \text{pro } k_2 > 0,45 \end{cases}$	=	2,47

## 4. VÝZTUŽ

charakteristická tahová pevnost výztuže	$f_{yk}$ =	500	MPa
modul pružnosti výztuže	$E_s$ =	200	GPa
součinitel om. tah. napětí ve výzt. od charakteritické komb.	$k_3$ =	0,80	

## 5. VÝZTUŽENÍ

### horní výztuž - vrstva 1:

průměr navržené výztuže	$\phi_{h1}$ =	16	mm
osová vzdálenost výztuže	$o_{h1}$ =	100	mm
krytí výztuže	$c_{h1}$ =	40	mm

### horní výztuž - vrstva 2:

průměr navržené výztuže	$\phi_{h2}$ =	0	mm
osová vzdálenost výztuže	$o_{h2}$ =	170	mm
krytí výztuže	$c_{h2}$ =	30	mm

### dolní výztuž - vrstva 1:

průměr navržené výztuže	$\phi_{d1}$ =	16	mm
osová vzdálenost výztuže	$o_{d1}$ =	100	mm
krytí výztuže	$c_{d1}$ =	40	mm

### dolní výztuž - vrstva 2:

průměr navržené výztuže	$\phi_{d2}$ =	0	mm
osová vzdálenost výztuže	$o_{d2}$ =	200	mm
krytí výztuže	$c_{d2}$ =	35	mm

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav Janda, Ph.D.	mělnírna_Bělohorská	posudek4	2

celková plocha horní výztuže	$A_{sh} = \sum \frac{\pi}{4} \cdot \frac{1}{o_{hi}} \cdot \phi_{hi}^2$	=	2010,6	mm <sup>2</sup>
náhradní průměr horní výztuže	$\phi_{nh} = \sqrt{\sum (A_{shi} \cdot \phi_{hi}) / A_{sh}}$	=	16,0	mm
náhradní osová vzdálenost výztuže	$o_{nh} = \pi \cdot \phi_{nh}^2 / (4 \cdot A_{sh})$	=	100,0	mm
účinná výška horní výztuže	$d_h = \frac{\sum \frac{\pi}{4} \cdot \frac{1}{o_{hi}} \cdot \phi_{hi}^2 \cdot d_{hi}}{A_{sh}}$	=	252,0	mm
náhradní krytí horní výztuže	$c_{nh} = h - d_h - 0,5 \cdot \phi_{nh}$	=	40,0	mm
celková plocha dolní výztuže	$A_{sd} = \sum \frac{\pi}{4} \cdot \frac{1}{o_{di}} \cdot \phi_{di}^2$	=	2010,6	mm <sup>2</sup>
náhradní průměr dolní výztuže	$\phi_{nd} = \sqrt{\sum (A_{sdi} \cdot \phi_{di}) / A_{sd}}$	=	16,0	mm
náhradní osová vzdálenost výztuže	$o_{nd} = \pi \cdot \phi_{nd}^2 / (4 \cdot A_{sd})$	=	100,0	mm
účinná výška dolní výztuže	$d_d = \frac{\sum \frac{\pi}{4} \cdot \frac{1}{o_{di}} \cdot \phi_{di}^2 \cdot d_{di}}{A_{sd}}$	=	252,0	mm
náhradní krytí dolní výztuže	$c_{nd} = h - d_d - 0,5 \cdot \phi_{nd}$	=	40,0	mm

## 6. NEPŘÍMÁ ZATÍŽENÍ Z DŮVODU OMEZENÉHO PŘETVOŘENÍ

tahová síla vyvolaná třením o podloží	$F_t$	=	163,9	kN
tahová síla uvažovaná ve výpočtu	$F_{tv} = \min (F_t; b \cdot h \cdot f_{ctm})$	=	163,9	kN
součinitel omezení osových přetvoření	$R$	=	0,0	
volné přetvoření	$\varepsilon_{free} = \varepsilon_{cs} + \Delta T \cdot 10^{-5}$	=	0,00	‰
napětí ve výztuži z důvodu omezeného přetvoření	$\sigma_{RED} = R \cdot \varepsilon_{free} \cdot E_s$	=	0	MPa

## 7. INTERAKCE PŘÍMÝCH A NEPŘÍMÝCH ZATÍŽENÍ

kombinace	MSÚ	charakteristická	kvazistálá
tahová normálová síla [kN]	0,00	163,88	163,88
ohybový moment [kN.m]	81,30	57,99	57,99
smyková síla [kN]		0,00	

## 8. POSOUZENÍ OHYBOVÉ ÚNOSNOSTI - MSÚ

návrhová tahová pevnost výztuže	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$	=	434,78	MPa
návrhová tlaková pevnost betonu	$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	=	16,67	MPa
síla v horní výztuži	$F_{sh} = A_{sh} \cdot f_{yd}$	=	874,2	kN
síla v dolní výztuži	$F_{sd} = A_{sd} \cdot f_{yd}$	=	874,2	kN
poloha neutrálné osy - horní povrch	$x_h = \frac{F_{sh}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}}$	=	65,6	mm
ohybový moment na mezi únosnosti - horní povrch	$M_{Rdh} = F_{sh} \cdot (d_h - 0,4 \cdot x_h)$	=	197,4	kN.m
poloha neutrálné osy - dolní povrch	$x_d = \frac{F_{sd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}}$	=	65,6	mm

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav Janda, Ph.D.	měšínna_Bělohorská	posudek4	3

ohybový moment na mezi únosnosti - dolní povrch

$$M_{Rdd} = F_{sd} \cdot (d_d - 0,4 \cdot x_d) = 197,4 \text{ kN.m}$$

tahová síla na mezi únosnosti

$$N_{Rd} = F_{sh} + F_{sd} = 1748,3 \text{ kN}$$

odpovídající ohybový moment

$$M_o = F_{sd} \cdot \left(d_d - \frac{h}{2}\right) - F_{sh} \cdot \left(d_h - \frac{h}{2}\right) = 0,0 \text{ kN.m}$$

normálová síla na mezi únosnosti redukována vlivem ohybového momentu

$$N_{RdRED} = \begin{cases} \frac{M_{Rdd} - M_{Ed}}{M_{Rdd} - M_o} \cdot N_{Rd} & \text{pro } M_{Ed} \geq M_o \\ \frac{M_{Rdh} + M_{Ed}}{M_{Rdh} + M_o} \cdot N_{Rd} & \text{pro } M_{Ed} < M_o \end{cases} = 1028,1 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 0,00 \text{ kN} < N_{RdRED} = 1028,13 \text{ kN}$$

**VYHOVÍ**

$$M_{Ed} = 81,30 \text{ kN.m} < M_{Rdd} = 197,36 \text{ kN.m}$$

**VYHOVÍ**

poloha neutrálné osy vzhledem k započitatelnosti horní výztuže

$$x_{maxh} = \frac{3,5 \cdot d_h}{3,5 + \frac{f_{yd}}{E_s}} = 155,4 \text{ mm}$$

$$x_h = 65,6 \text{ mm} < x_{maxh} = 155,4 \text{ mm}$$

**VYHOVÍ**

poloha neutrálné osy vzhledem k započitatelnosti dolní výztuže

$$x_{maxd} = \frac{3,5 \cdot d_d}{3,5 + \frac{f_{yd}}{E_s}} = 155,4 \text{ mm}$$

$$x_d = 65,6 \text{ mm} < x_{maxd} = 155,4 \text{ mm}$$

**VYHOVÍ**

minimální plocha horní výztuže

$$A_{s,minh} = \max\left(0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}; 0,0013\right) \cdot b \cdot d_h = 340,7 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,minh} = 340,7 \text{ mm}^2 < A_{sh} = 2010,6 \text{ mm}^2$$

**VYHOVÍ**

minimální plocha dolní výztuže

$$A_{s,mind} = \max\left(0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}; 0,0013\right) \cdot b \cdot d_d = 340,7 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,mind} = 340,7 \text{ mm}^2 < A_{sd} = 2010,6 \text{ mm}^2$$

**VYHOVÍ**

maximální plocha horní výztuže

$$A_{s,maxh} = 0,04 \cdot b \cdot h = 12000 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} = 2010,6 \text{ mm}^2 < A_{s,maxh} = 12000 \text{ mm}^2$$

**VYHOVÍ**

maximální plocha dolní výztuže

$$A_{s,maxd} = 0,04 \cdot b \cdot h = 12000 \text{ mm}^2$$

$$A_{sd} = 2010,6 \text{ mm}^2 < A_{s,maxd} = 12000 \text{ mm}^2$$

**VYHOVÍ**

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav Janda, Ph.D.	mělnírna_Bělohorská	posudek4	4

## 9. POSOUZENÍ SMYKOVÉ ÚNOSNOSTI - MSÚ

$$\begin{aligned} \text{součinitel } k &= \min \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d_d}}; 2,0 \right) = 1,89 \\ \text{napětí způsobené tahovou silou} &\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = 0,00 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{stupeň vyztužení tahovou výztuží} \quad \rho_l = \min \left\{ \frac{A_{sd}}{b \cdot d_d}, 0,02 \right\} = 0,0080$$

$$\begin{aligned} \text{návrhová hodnota únosnosti ve smyku} \\ V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{aligned} &0,12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} - 0,15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b \cdot d_d \\ &(0,035 \cdot k^2 \cdot \sqrt{f_{ck}} - 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b \cdot d_d \end{aligned} \right\} = 155,1 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_{Ed} = 0,00 \text{ kN} < V_{Rd,c} = 155,07 \text{ kN}$$

**VYHOVÍ**

## 10. OMEZENÍ NAPĚTÍ - MSP

### 10.1 KRÁTKODOBÉ ÚČINKY

dovolené tlakové napětí v betonu od charakteristické kombinace

$$k_1 \cdot f_{ck} = 15,00 \text{ MPa}$$

dovolené tahové napětí ve výztuži od charakteristické kombinace

$$k_3 \cdot f_{yk} - \sigma_{RED} = 400,00 \text{ MPa}$$

dovolené tlakové napětí v betonu od kvazistálé kombinace

$$k_2 \cdot f_{ck} = 11,25 \text{ MPa}$$

poměr modulů pružnosti výztuže a betonu

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = 6,56$$

výška tlačené oblasti průřezu - horní výztuž

$$x_h = \frac{\alpha_e \cdot A_{sh}}{b} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d_h}{\alpha_e \cdot A_{sh}}} \right) = 69,4 \text{ mm}$$

moment setrvačnosti ideálního průřezu s trhlinou - horní výztuž

$$I_{ih} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_h^3 + \alpha_e \cdot A_{sh} \cdot (d_h - x_h)^2 = 551,0 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

dovolený ohybový moment - horní výztuž - charakteristická kombinace

$$M_{dh,ch} = \min \left( k_1 \cdot f_{ck} \cdot \frac{I_{ih}}{x_h}; k_3 \cdot f_{yk} \cdot \frac{I_{ih}}{\alpha_e \cdot (d_h - x_h)} \right) = 119,1 \text{ kN.m}$$

dovolený ohybový moment - horní výztuž - kvazistálá kombinace

$$M_{dh,kv} = \min \left( k_2 \cdot f_{ck} \cdot \frac{I_{ih}}{x_h}; k_3 \cdot f_{yk} \cdot \frac{I_{ih}}{\alpha_e \cdot (d_h - x_h)} \right) = 89,3 \text{ kN.m}$$



# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav Janda, Ph.D.	mělnírna_Bělohorská	posudek4	5

výška tlačené oblasti průřezu - dolní výztuž

$$x_d = \frac{\alpha_e \cdot A_{sd}}{b} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d_d}{\alpha_e \cdot A_{sd}}} \right) = 69,4 \text{ mm}$$

moment setrvačnosti ideálního průřezu s trhlinou - dolní výztuž

$$I_{id} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_d^3 + \alpha_e \cdot A_{sd} \cdot (d_d - x_d)^2 = 551,0 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

dovolený ohybový moment - dolní výztuž - charakteristická kombinace

$$M_{dd,ch} = \min \left( k_1 \cdot f_{ck} \cdot \frac{I_{id}}{x_d}; k_3 \cdot f_{yk} \cdot \frac{I_{id}}{\alpha_e \cdot (d_d - x_d)} \right) = 119,1 \text{ kN.m}$$

dovolený ohybový moment - dolní výztuž - kvazistálá kombinace

$$M_{dd,kv} = \min \left( k_2 \cdot f_{ck} \cdot \frac{I_{id}}{x_d}; k_3 \cdot f_{yk} \cdot \frac{I_{id}}{\alpha_e \cdot (d_d - x_d)} \right) = 89,3 \text{ kN.m}$$

dovolená síla - horní výztuž

$$F_{sh} = k_3 \cdot f_{yk} \cdot A_{sh} = 804,2 \text{ kN}$$

dovolená síla - dolní výztuž

$$F_{sd} = k_3 \cdot f_{yk} \cdot A_{sd} = 804,2 \text{ kN}$$

dovolená tahová normálová síla

$$N_d = F_{sh} + F_{sd} = 1608,4 \text{ kN}$$

odpovídající ohybový moment

$$M_o = F_{sd} \cdot \left( d_d - \frac{h}{2} \right) - F_{sh} \cdot \left( d_h - \frac{h}{2} \right) = 0,0 \text{ kN.m}$$

tahová normálová síla - charakteristická kombinace

$$N_{Ech} = 163,9 \text{ kN}$$

ohybový moment - charakteristická kombinace

$$M_{Ech} = 58,0 \text{ kN.m}$$

normálová síla na mezi únosnosti redukována vlivem ohybového momentu

$$N_{dRED} = \begin{cases} \frac{M_{dd,ch} - M_{Ech}}{M_{dd,ch} - M_o} \cdot N_d & \text{pro } M_{Ech} \geq M_o \\ \frac{M_{dh,ch} + M_{Ech}}{M_{dh,ch} + M_o} \cdot N_d & \text{pro } M_{Ech} < M_o \end{cases} = 825,4 \text{ kN}$$

$$N_{Ech} = 163,88 \text{ kN} < N_{dRED} = 825,36 \text{ kN}$$

## VYHOVÍ

tahová normálová síla - kvazistálá kombinace

$$N_{Ekv} = 163,9 \text{ kN}$$

ohybový moment - kvazistálá kombinace

$$M_{Ekv} = 58,0 \text{ kN.m}$$

normálová síla na mezi únosnosti redukována vlivem ohybového momentu

$$N_{dRED} = \begin{cases} \frac{M_{dd,kv} - M_{Ekv}}{M_{dd,kv} - M_o} \cdot N_d & \text{pro } M_{Ekv} \geq M_o \\ \frac{M_{dh,kv} + M_{Ekv}}{M_{dh,kv} + M_o} \cdot N_d & \text{pro } M_{Ekv} < M_o \end{cases} = 564,3 \text{ kN}$$

$$N_{Ekv} = 163,88 \text{ kN} < N_{dRED} = 564,33 \text{ kN}$$

## VYHOVÍ

$$M_{Ech} = 57,99 \text{ kN.m} < M_{dd,ch} = 119,11 \text{ kN.m}$$

## VYHOVÍ

$$M_{Ekv} = 57,99 \text{ kN.m} < M_{dd,kv} = 89,33 \text{ kN.m}$$

## VYHOVÍ

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav Janda, Ph.D.	měsírna_Bělohorská	posudek4	6

## 7.2 DLOUHODOBÉ ÚČINKY

dovolené tlakové napětí v betonu od charakteristické kombinace

$$k_1 \cdot f_{ck} = 15,00 \text{ MPa}$$

dovolené tahové napětí ve výztuži od charakteristické kombinace

$$k_3 \cdot f_{yk} - \sigma_{RED} = 400,00 \text{ MPa}$$

dovolené tlakové napětí v betonu od kvazistálé kombinace

$$k_2 \cdot f_{ck} = 11,25 \text{ MPa}$$

poměr modulů pružnosti výztuže a betonu

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} \cdot (1 + d) = 22,75$$

výška tlačené oblasti průřezu - horní výztuž

$$x_h = \frac{\alpha_e \cdot A_{sh}}{b} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d_h}{\alpha_e \cdot A_{sh}}} \right) = 112,8 \text{ mm}$$

moment setrvačnosti ideálního průřezu s trhlinou - horní výztuž

$$I_{ih} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_h^3 + \alpha_e \cdot A_{sh} \cdot (d_h - x_h)^2 = 1364,9 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

dovolený ohybový moment - horní výztuž - charakteristická kombinace

$$M_{dh,ch} = \min \left( k_1 \cdot f_{ck} \cdot \frac{I_{ih}}{x_h}; k_3 \cdot f_{yk} \cdot \frac{I_{ih}}{\alpha_e \cdot (d_h - x_h)} \right) = 172,4 \text{ kN.m}$$

dovolený ohybový moment - horní výztuž - kvazistálá kombinace

$$M_{dh,kv} = \min \left( k_2 \cdot f_{ck} \cdot \frac{I_{ih}}{x_h}; k_3 \cdot f_{yk} \cdot \frac{I_{ih}}{\alpha_e \cdot (d_h - x_h)} \right) = 136,1 \text{ kN.m}$$

výška tlačené oblasti průřezu - dolní výztuž

$$x_d = \frac{\alpha_e \cdot A_{sd}}{b} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d_d}{\alpha_e \cdot A_{sd}}} \right) = 112,8 \text{ mm}$$

moment setrvačnosti ideálního průřezu s trhlinou - dolní výztuž

$$I_{id} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_d^3 + \alpha_e \cdot A_{sd} \cdot (d_d - x_d)^2 = 1364,9 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

dovolený ohybový moment - dolní výztuž - charakteristická kombinace

$$M_{dd,ch} = \min \left( k_1 \cdot f_{ck} \cdot \frac{I_{id}}{x_d}; k_3 \cdot f_{yk} \cdot \frac{I_{id}}{\alpha_e \cdot (d_d - x_d)} \right) = 172,4 \text{ kN.m}$$

dovolený ohybový moment - dolní výztuž - kvazistálá kombinace

$$M_{dd,kv} = \min \left( k_2 \cdot f_{ck} \cdot \frac{I_{id}}{x_d}; k_3 \cdot f_{yk} \cdot \frac{I_{id}}{\alpha_e \cdot (d_d - x_d)} \right) = 136,1 \text{ kN.m}$$

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav Janda, Ph.D.	mělnírna_Bělohorská	posudek4	7

$$\text{dovolená síla - horní výztuž} \quad F_{sh} = k_3 \cdot f_{yk} \cdot A_{sh} = 804,2 \text{ kN}$$

$$\text{dovolená síla - dolní výztuž} \quad F_{sd} = k_3 \cdot f_{yk} \cdot A_{sd} = 804,2 \text{ kN}$$

$$\text{dovolená tahová normálová síla} \quad N_d = F_{sh} + F_{sd} = 1608,4 \text{ kN}$$

odpovídající ohybový moment

$$M_o = F_{sd} \cdot \left(d_d - \frac{h}{2}\right) - F_{sh} \cdot \left(d_h - \frac{h}{2}\right) = 0,0 \text{ kN.m}$$

$$\text{tahová normálová síla - charakteristická kombinace} \quad N_{Ech} = 163,9 \text{ kN}$$

$$\text{ohybový moment - charakteristická kombinace} \quad M_{Ech} = 58,0 \text{ kN.m}$$

normálová síla na mezi únosnosti redukována vlivem ohybového momentu

$$N_{dRED} = \begin{cases} \frac{M_{dd,ch} - M_{Ech}}{M_{dd,ch} - M_o} \cdot N_d \text{ pro } M_{Ech} \geq M_o \\ \frac{M_{dh,ch} + M_{Ech}}{M_{dh,ch} + M_o} \cdot N_d \text{ pro } M_{Ech} < M_o \end{cases} = 1067,5 \text{ kN}$$

$$N_{Ech} = 163,88 \text{ kN} < N_{dRED} = 1067,46 \text{ kN}$$

**VYHOVÍ**

$$\text{tahová normálová síla - kvazistálá kombinace} \quad N_{Ekv} = 163,9 \text{ kN}$$

$$\text{ohybový moment - kvazistálá kombinace} \quad M_{Ekv} = 58,0 \text{ kN.m}$$

normálová síla na mezi únosnosti redukována vlivem ohybového momentu

$$N_{dRED} = \begin{cases} \frac{M_{dd,kv} - M_{Ekv}}{M_{dd,kv} - M_o} \cdot N_d \text{ pro } M_{Ekv} \geq M_o \\ \frac{M_{dh,kv} + M_{Ekv}}{M_{dh,kv} + M_o} \cdot N_d \text{ pro } M_{Ekv} < M_o \end{cases} = 923,0 \text{ kN}$$

$$N_{Ekv} = 163,88 \text{ kN} < N_{dRED} = 922,99 \text{ kN}$$

**VYHOVÍ**

$$M_{Ech} = 57,99 \text{ kN.m} < M_{dd,ch} = 172,42 \text{ kN.m}$$

**VYHOVÍ**

$$M_{Ekv} = 57,99 \text{ kN.m} < M_{dd,kv} = 136,08 \text{ kN.m}$$

**VYHOVÍ**

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav Janda, Ph.D.	mělnírna_Bělohorská	posudek4	8

## 8. MEZNÍ ŠÍŘKA TRHLIN - MSP

### 8.1 KRÁTKODOBÉ ÚČINKY

poměr modulů pružnosti výztuže a betonu

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = 6,56$$

o h y b h o r n í v ý z t u ž:

výška tlačené oblasti průřezu - horní výztuž

$$x_h = \frac{\alpha_e \cdot A_{sh}}{b} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d_h}{\alpha_e \cdot A_{sh}}} \right) = 69,4 \text{ mm}$$

moment setrvačnosti ideálního průřezu s trhlinou - horní výztuž

$$I_{ih} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_h^3 + \alpha_e \cdot A_{sh} \cdot (d_h - x_h)^2 = 551,0 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

účinná plocha taženého betonu

$$A_{c,eff} = b \cdot \min \left[ 2,5 \cdot (h - d_h); \frac{h - x_h}{3}; \frac{h}{2} \right] = 76870 \text{ mm}^2$$

stupeň vyztužení účinné plochy taženého betonu

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_{sh}}{A_{c,eff}} = 0,0262$$

vzdálenost výztuže

$$v = o_{nh} - \Phi_{nh} = 84,0 \text{ mm}$$

maximální vzdálenost trhlín

$$s_{r,max} = \begin{cases} 3,4 \cdot c_{nh} + \frac{0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot \Phi_{nh}}{\rho_{p,eff}} & \text{pro } v \leq 5 \cdot \left( c_{nh} + \frac{\Phi_{nh}}{2} \right) \\ 1,3 \cdot (h - x_h) & \text{pro } v > 5 \cdot \left( c_{nh} + \frac{\Phi_{nh}}{2} \right) \end{cases} = 240,0 \text{ mm}$$

průměrná hodnota pevnosti betonu v tahu v okamžiku prvního očekávaného vzniku trhlín

$$f_{ct,eff} = 0,5 \cdot f_{ctm} = 1,30 \text{ MPa}$$

dovolené napětí v horní výztuži

$$\sigma_{shd1} = \frac{w_{kd} \cdot E_s}{s_{r,max}} + 0,4 \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff}) = 231,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{shd2} = \frac{w_{kd} \cdot E_s}{0,6 \cdot s_{r,max}} = 347,23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{shd} = \min(\sigma_{shd1}; \sigma_{shd2}) - \sigma_{RED} = 231,63 \text{ MPa}$$

dovolené napětí v betonu

$$k_2 \cdot f_{ck} = 11,25 \text{ MPa}$$

dovolený ohybový moment - horní výztuž

$$M_{dh} = \min \left( k_2 \cdot f_{ck} \cdot \frac{I_{ih}}{x_h}; \sigma_{shd} \cdot \frac{I_{ih}}{\alpha_e \cdot (d_h - x_h)} \right) = 89,3 \text{ kN.m}$$

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav Janda, Ph.D.	měšínra_Bělohorská	posudek4	9

o h y b d o l n í v ý z t u ž:

v ý š k a t l a č e n é o b l a s t i p ř ů ř e z u - d o l n í v ý z t u ž

$$x_d = \frac{\alpha_e \cdot A_{sd}}{b} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d_d}{\alpha_e \cdot A_{sd}}} \right) = 69,4 \text{ mm}$$

m o m e n t s e t r v a č n o s t i i d e á l n í h o p ř ů ř e z u s t r h l i n o u - d o l n í v ý z t u ž

$$I_{id} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_d^3 + \alpha_e \cdot A_{sd} \cdot (d_d - x_d)^2 = 551,0 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

ú č i n n á p l o c h a t a ž e n é h o b e t o n u

$$A_{c,eff} = b \cdot \min \left[ 2,5 \cdot (h - d_d); \frac{h - x_d}{3}; \frac{h}{2} \right] = 76870 \text{ mm}^2$$

s t u p e ň v y z t u Ź e n í ú č i n n é p l o c h y t a ž e n é h o b e t o n u

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_{sd}}{A_{c,eff}} = 0,0262$$

v z d á l e n o s t v ý z t u Ź e

$$v = o_d - \Phi_d = 84,0 \text{ mm}$$

m a x i m á l n í v z d á l e n o s t t r h l i n

$$s_{r,max} = \begin{cases} 3,4 \cdot c_{nom} + \frac{0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot \Phi_d}{\rho_{p,eff}} & \text{pro } v \leq 5 \cdot \left( c_{nom} + \frac{\Phi_d}{2} \right) \\ 1,3 \cdot (h - x_d) & \text{pro } v > 5 \cdot \left( c_{nom} + \frac{\Phi_d}{2} \right) \end{cases} = 240,0 \text{ mm}$$

p ř ů m ě r n á h o d n o t a p e v n o s t i b e t o n u v t a h u v o k a m Ź i k u p r v n í h o o č e k á v a n é h o v z n i k u t r h l i n

$$f_{ct,eff} = 0,5 \cdot f_{ctm} = 1,30 \text{ MPa}$$

d o v o l e n é n a p ě t í v h o r n í v ý z t u Ź i

$$\sigma_{sdd1} = \frac{w_{kd} \cdot E_s}{s_{r,max}} + 0,4 \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff}) = 231,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sdd2} = \frac{w_{kd} \cdot E_s}{0,6 \cdot s_{r,max}} = 347,23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sdd} = \min(\sigma_{sdd1}; \sigma_{sdd2}) - \sigma_{RED} = 231,63 \text{ MPa}$$

d o v o l e n é n a p ě t í v b e t o n u

$$k_2 \cdot f_{ck} = 11,25 \text{ MPa}$$

d o v o l e n ý o h y b o v ý m o m e n t - d o l n í v ý z t u Ź

$$M_{dd} = \min \left( k_2 \cdot f_{ck} \cdot \frac{I_{id}}{x_d}; \sigma_{sdd} \cdot \frac{I_{id}}{\alpha_e \cdot (d_d - x_d)} \right) = 89,3 \text{ kN.m}$$

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav Janda, Ph.D.	měrnírna_Bělohorská	posudek4	10

tah horní výztuž:

účinná plocha taženého betonu

$$A_{c,eff} = b \cdot \min \left[ 2,5 \cdot (h - d_h); \frac{h}{2} \right] = 120000 \text{ mm}^2$$

stupeň vyztužení účinné plochy taženého betonu

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_{sh}}{A_{c,eff}} = 0,0168$$

vzdálenost výztuže

$$v = o_h - \Phi_h = 84,0 \text{ mm}$$

maximální vzdálenost trhlin

$$s_{r,max} = \begin{cases} 3,4 \cdot c_{nom} + \frac{0,8 \cdot 1,0 \cdot 0,425 \cdot \Phi_h}{\rho_{p,eff}} & \text{pro } v \leq 5 \cdot \left( c_{nom} + \frac{\Phi_h}{2} \right) \\ 1,3 \cdot h & \text{pro } v > 5 \cdot \left( c_{nom} + \frac{\Phi_h}{2} \right) \end{cases} = 460,7 \text{ mm}$$

průměrná hodnota pevnosti betonu v tahu v okamžiku prvního očekávaného vzniku trhlin

$$f_{ct,eff} = 0,5 \cdot f_{ctm} = 1,30 \text{ MPa}$$

dovolené napětí v horní výztuži

$$\sigma_{shd1} = \frac{w_{kd} \cdot E_s}{s_{r,max}} + 0,4 \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff}) = 142,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{shd2} = \frac{w_{kd} \cdot E_s}{0,6 \cdot s_{r,max}} = 180,89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{shd} = \min(\sigma_{shd1}; \sigma_{shd2}) - \sigma_{RED} = 142,98 \text{ MPa}$$

dovolená síla - horní výztuž

$$F_{sh} = \sigma_{shd} \cdot A_{sh} = 287,47 \text{ kN}$$

tah dolní výztuž:

účinná plocha taženého betonu

$$A_{c,eff} = b \cdot \min \left[ 2,5 \cdot (h - d_d); \frac{h}{2} \right] = 120000 \text{ mm}^2$$

stupeň vyztužení účinné plochy taženého betonu

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_{sd}}{A_{c,eff}} = 0,0168$$

vzdálenost výztuže

$$v = o_d - \Phi_d = 84,0 \text{ mm}$$

maximální vzdálenost trhlin

$$s_{r,max} = \begin{cases} 3,4 \cdot c_{nom} + \frac{0,8 \cdot 1,0 \cdot 0,425 \cdot \Phi_d}{\rho_{p,eff}} & \text{pro } v \leq 5 \cdot \left( c_{nom} + \frac{\Phi_d}{2} \right) \\ 1,3 \cdot h & \text{pro } v > 5 \cdot \left( c_{nom} + \frac{\Phi_d}{2} \right) \end{cases} = 460,7 \text{ mm}$$

průměrná hodnota pevnosti betonu v tahu v okamžiku prvního očekávaného vzniku trhlin

$$f_{ct,eff} = 0,5 \cdot f_{ctm} = 1,30 \text{ MPa}$$

dovolené napětí v dolní výztuži

$$\sigma_{sdd1} = \frac{w_{kd} \cdot E_s}{s_{r,max}} + 0,4 \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff}) = 142,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sdd2} = \frac{w_{kd} \cdot E_s}{0,6 \cdot s_{r,max}} = 180,89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sdd} = \min(\sigma_{sdd1}; \sigma_{sdd2}) - \sigma_{RED} = 142,98 \text{ MPa}$$

dovolená síla - dolní výztuž

$$F_{sd} = \sigma_{sdd} \cdot A_{sd} = 287,5 \text{ kN}$$

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav Janda, Ph.D.	měsírna_Bělohorská	posudek4	11

dovolená tahová normálová síla  $N_d = F_{sh} + F_{sd} = 574,9 \text{ kN}$

odpovídající ohybový moment

$$M_o = F_{sd} \cdot \left(d_d - \frac{h}{2}\right) - F_{sh} \cdot \left(d_h - \frac{h}{2}\right) = 0,0 \text{ kN.m}$$

tahová normálová síla - kvazistálá kombinace  $N_{Ekv} = 163,9 \text{ kN}$

ohybový moment - kvazistálá kombinace  $M_{Ekv} = 58,0 \text{ kN.m}$

normálová síla na mezi únosnosti redukována vlivem ohybového momentu

$$N_{dRED} = \begin{cases} \frac{M_{dd} - M_{Ekv}}{M_{dd} - M_o} \cdot N_d & \text{pro } M_{Ekv} \geq M_o \\ \frac{M_{dh} + M_{Ekv}}{M_{dh} + M_o} \cdot N_d & \text{pro } M_{Ekv} < M_o \end{cases} = 201,7 \text{ kN}$$

$N_{Ekv} = 163,88 \text{ kN} < N_{dRED} = 201,72 \text{ kN}$

**VYHOVÍ**

$M_{Ekv} = 57,99 \text{ kN.m} < M_{dd,kv} = 89,33 \text{ kN.m}$

**VYHOVÍ**

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav Janda, Ph.D.	měrnírna_Bělohorská	posudek4	12

## 8.2 DLOUHODOBÉ ÚČINKY

poměr modulů pružnosti výztuže a betonu

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} \cdot (1 + d) = 22,75$$

o h y b h o r n í v ý z t u ž:

výška tlačené oblasti průřezu - horní výztuž

$$x_h = \frac{\alpha_e \cdot A_{sh}}{b} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d_h}{\alpha_e \cdot A_{sh}}} \right) = 112,8 \text{ mm}$$

moment setrvačnosti ideálního průřezu s trhlinou - horní výztuž

$$I_{ih} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_h^3 + \alpha_e \cdot A_{sh} \cdot (d_h - x_h)^2 = 1364,9 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

účinná plocha taženého betonu

$$A_{c,eff} = b \cdot \min \left[ 2,5 \cdot (h - d_h); \frac{h - x_h}{3}; \frac{h}{2} \right] = 62387 \text{ mm}^2$$

stupeň vyztužení účinné plochy taženého betonu

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_{sh}}{A_{c,eff}} = 0,0322$$

vzdálenost výztuže

$$v = o_h - \Phi_h = 84,0 \text{ mm}$$

maximální vzdálenost trhlín

$$s_{r,max} = \begin{cases} 3,4 \cdot c_{nom} + \frac{0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot \Phi_h}{\rho_{p,eff}} & \text{pro } v \leq 5 \cdot \left( c_{nom} + \frac{\Phi_h}{2} \right) \\ 1,3 \cdot (h - x_h) & \text{pro } v > 5 \cdot \left( c_{nom} + \frac{\Phi_h}{2} \right) \end{cases} = 220,4 \text{ mm}$$

průměrná hodnota pevnosti betonu v tahu v okamžiku prvního očekávaného vzniku trhlín

$$f_{ct,eff} = 0,5 \cdot f_{ctm} = 1,30 \text{ MPa}$$

dovolené napětí v horní výztuži

$$\sigma_{shd1} = \frac{w_{kd} \cdot E_s}{s_{r,max}} + 0,4 \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff}) = 254,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{shd2} = \frac{w_{kd} \cdot E_s}{0,6 \cdot s_{r,max}} = 378,10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{shd} = \min(\sigma_{shd1}; \sigma_{shd2}) - \sigma_{RED} = 254,83 \text{ MPa}$$

dovolené napětí v betonu

$$k_2 \cdot f_{ck} = 11,25 \text{ MPa}$$

dovolený ohybový moment - horní výztuž

$$M_{dh} = \min \left( k_2 \cdot f_{ck} \cdot \frac{I_{ih}}{x_h}; \sigma_{shd} \cdot \frac{I_{ih}}{\alpha_e \cdot (d_h - x_h)} \right) = 109,8 \text{ kN.m}$$



# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav Janda, Ph.D.	měrnírna_Bělohorská	posudek4	13

ohyb dolní výztuž:

výška tlačené oblasti průřezu - dolní výztuž

$$x_d = \frac{\alpha_e \cdot A_{sd}}{b} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d_d}{\alpha_e \cdot A_{sd}}} \right) = 112,8 \text{ mm}$$

moment setrvačnosti ideálního průřezu s trhlinou - dolní výztuž

$$I_{id} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_d^3 + \alpha_e \cdot A_{sd} \cdot (d_d - x_d)^2 = 1364,9 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

účinná plocha taženého betonu

$$A_{c,eff} = b \cdot \min \left[ 2,5 \cdot (h - d_d); \frac{h - x_d}{3}; \frac{h}{2} \right] = 62387 \text{ mm}^2$$

stupeň vyztužení účinné plochy taženého betonu

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_{sd}}{A_{c,eff}} = 0,0322$$

vzdálenost výztuže

$$v = o_d - \Phi_d = 84,0 \text{ mm}$$

maximální vzdálenost trhlin

$$s_{r,max} = \begin{cases} 3,4 \cdot c_{nom} + \frac{0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot \Phi_d}{\rho_{p,eff}} & \text{pro } v \leq 5 \cdot \left( c_{nom} + \frac{\Phi_d}{2} \right) \\ 1,3 \cdot (h - x_d) & \text{pro } v > 5 \cdot \left( c_{nom} + \frac{\Phi_d}{2} \right) \end{cases} = 220,4 \text{ mm}$$

průměrná hodnota pevnosti betonu v tahu v okamžiku prvního očekávaného vzniku trhlin

$$f_{ct,eff} = 0,5 \cdot f_{ctm} = 1,30 \text{ MPa}$$

dovolené napětí v horní výztuži

$$\sigma_{sdd1} = \frac{w_{kd} \cdot E_s}{s_{r,max}} + 0,4 \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff}) = 254,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sdd2} = \frac{w_{kd} \cdot E_s}{0,6 \cdot s_{r,max}} = 378,10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sdd} = \min(\sigma_{sdd1}; \sigma_{sdd2}) - \sigma_{RED} = 254,83 \text{ MPa}$$

dovolené napětí v betonu

$$k_2 \cdot f_{ck} = 11,25 \text{ MPa}$$

dovolený ohybový moment - dolní výztuž

$$M_{dd} = \min \left( k_2 \cdot f_{ck} \cdot \frac{I_{id}}{x_d}; \sigma_{sdd} \cdot \frac{I_{id}}{\alpha_e \cdot (d_d - x_d)} \right) = 109,8 \text{ kN.m}$$

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav Janda, Ph.D.	měrnírna_Bělohorská	posudek4	14

tah horní výztuž:

účinná plocha taženého betonu

$$A_{c,eff} = b \cdot \min \left[ 2,5 \cdot (h - d_h); \frac{h}{2} \right] = 120000 \text{ mm}^2$$

stupeň vyztužení účinné plochy taženého betonu

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_{sh}}{A_{c,eff}} = 0,0168$$

vzdálenost výztuže

$$v = o_h - \Phi_h = 84,0 \text{ mm}$$

maximální vzdálenost trhlin

$$s_{r,max} = \begin{cases} 3,4 \cdot c_{nom} + \frac{0,8 \cdot 1,0 \cdot 0,425 \cdot \Phi_h}{\rho_{p,eff}} & \text{pro } v \leq 5 \cdot \left( c_{nom} + \frac{\Phi_h}{2} \right) \\ 1,3 \cdot h & \text{pro } v > 5 \cdot \left( c_{nom} + \frac{\Phi_h}{2} \right) \end{cases} = 460,7 \text{ mm}$$

průměrná hodnota pevnosti betonu v tahu v okamžiku prvního očekávaného vzniku trhlin

$$f_{ct,eff} = 0,5 \cdot f_{ctm} = 1,30 \text{ MPa}$$

dovolené napětí v horní výztuži

$$\sigma_{shd1} = \frac{w_{kd} \cdot E_s}{s_{r,max}} + 0,4 \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff}) = 151,40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{shd2} = \frac{w_{kd} \cdot E_s}{0,6 \cdot s_{r,max}} = 180,89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{shd} = \min(\sigma_{shd1}; \sigma_{shd2}) - \sigma_{RED} = 151,40 \text{ MPa}$$

dovolená síla - horní výztuž

$$F_{sh} = \sigma_{shd} \cdot A_{sh} = 304,40 \text{ kN}$$

tah dolní výztuž:

účinná plocha taženého betonu

$$A_{c,eff} = b \cdot \min \left[ 2,5 \cdot (h - d_d); \frac{h}{2} \right] = 120000 \text{ mm}^2$$

stupeň vyztužení účinné plochy taženého betonu

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_{sd}}{A_{c,eff}} = 0,0168$$

vzdálenost výztuže

$$v = o_d - \Phi_d = 84,0 \text{ mm}$$

maximální vzdálenost trhlin

$$s_{r,max} = \begin{cases} 3,4 \cdot c_{nom} + \frac{0,8 \cdot 1,0 \cdot 0,425 \cdot \Phi_d}{\rho_{p,eff}} & \text{pro } v \leq 5 \cdot \left( c_{nom} + \frac{\Phi_d}{2} \right) \\ 1,3 \cdot h & \text{pro } v > 5 \cdot \left( c_{nom} + \frac{\Phi_d}{2} \right) \end{cases} = 460,7 \text{ mm}$$

průměrná hodnota pevnosti betonu v tahu v okamžiku prvního očekávaného vzniku trhlin

$$f_{ct,eff} = 0,5 \cdot f_{ctm} = 1,30 \text{ MPa}$$

dovolené napětí v dolní výztuži

$$\sigma_{sdd1} = \frac{w_{kd} \cdot E_s}{s_{r,max}} + 0,4 \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff}) = 151,40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sdd2} = \frac{w_{kd} \cdot E_s}{0,6 \cdot s_{r,max}} = 180,89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sdd} = \min(\sigma_{sdd1}; \sigma_{sdd2}) - \sigma_{RED} = 151,40 \text{ MPa}$$

dovolená síla - dolní výztuž

$$F_{sd} = \sigma_{sdd} \cdot A_{sd} = 304,4 \text{ kN}$$

# STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav Janda, Ph.D.	měsírna_Bělohorská	posudek4	15

dovolená tahová normálová síla  $N_d = F_{sh} + F_{sd} = 608,8 \text{ kN}$

odpovídající ohybový moment

$$M_o = F_{sd} \cdot \left(d_d - \frac{h}{2}\right) - F_{sh} \cdot \left(d_h - \frac{h}{2}\right) = 0,0 \text{ kN.m}$$

tahová normálová síla - kvazistálá kombinace  $N_{Ekv} = 163,9 \text{ kN}$

ohybový moment - kvazistálá kombinace  $M_{Ekv} = 58,0 \text{ kN.m}$

normálová síla na mezi únosnosti redukována vlivem ohybového momentu

$$N_{dRED} = \begin{cases} \frac{M_{dd} - M_{Ekv}}{M_{dd} - M_o} \cdot N_d & \text{pro } M_{Ekv} \geq M_o \\ \frac{M_{dh} + M_{Ekv}}{M_{dh} + M_o} \cdot N_d & \text{pro } M_{Ekv} < M_o \end{cases} = 287,4 \text{ kN}$$

$N_{Ekv} = 163,88 \text{ kN} < N_{dRED} = 287,39 \text{ kN}$

**VYHOVÍ**

$M_{Ekv} = 57,99 \text{ kN.m} < M_{dd,kv} = 109,84 \text{ kN.m}$

**VYHOVÍ**

## STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav Janda, Ph.D.	měšínna_Bělohorská	posudek5	1

### 1. ZATÍŽENÍ

návrhová smyková síla při protlačení

$$V_{Ed} = 450,00 \text{ kN}$$

součinitel excentricity reakce v uložení

$$\beta = 1,15$$

### 2. BETON

charakteristická tlaková pevnost betonu

$$f_{ck} = 25,00 \text{ MPa}$$

návrhová tlaková pevnost betonu

$$f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$$

### 3. VÝZTUŽ

plocha navržené výztuže v průřezu o šířce 1,0 m

$$A_s = 2009,6 \text{ mm}^2$$

účinná výška navržené výztuže

$$d = 244 \text{ mm}$$

### 4. KONTROLNÍ OBVODY

délka kontrolního obvodu zatěžované plochy, sloupu

$$u_0 = 942 \text{ mm}$$

délka základního kontrolního obvodu

$$u_1 = 4007 \text{ mm}$$

### 5. NÁVRHOVÁ ÚNOSNOST VE SMYKU

#### 5.1 NÁVRHOVÁ HODNOTA MAXIMÁLNÍHO SMYKOVÉHO NAPĚTÍ OMEZENÁ ROZDRCENÍM

##### TLAKOVÝCH DIAGONÁL

redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,54$$

návrhová hodnota maximálního smykového napětí omezená rozdrcením tlakových diagonál

$$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} = 4,50 \text{ MPa}$$

#### 5.2 NÁVRHOVÁ HODNOTA SMYKOVÉHO NAPĚTÍ PŘI PROTlačENÍ DESKY BEZ SMYKOVÉ

##### VÝZTUŽE NA PROTlačENÍ

součinitel k

$$k = \min\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}; 2,0\right) = 1,91$$

stupeň vyztužení tahovou výztuží

$$\rho_l = \min\left\{\frac{A_s}{1,0 \cdot d}; 0,02\right\} = 0,0082$$

návrhová hodnota smykového napětí při protlačení desky bez smykové výztuže na protlačení

$$V_{Rd,c} = \max\left\{0,12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}; 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{f_{ck}}\right\} = 0,63 \text{ MPa}$$

## STATICKÝ VÝPOČET

VYPRACOVAL:	PROJEKT:	ČÁST PROJEKTU:	STRANA:
Ing. Miloslav Janda, Ph.D.	měrnírna_Bělohorská	posudek5	2

### 6. NÁVRHOVÉ NAPĚTÍ VE SMYKU

#### 6.1 NÁVRHOVÉ SMYKOVÉ NAPĚTÍ NA OBVODU ZATĚŽOVANÉ PLOCHY, SLOUPU

$$v_{Ed,0} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_0 \cdot d} = 2,25 \text{ MPa}$$

#### 6.2 NÁVRHOVÉ SMYKOVÉ NAPĚTÍ NA ZÁKLADNÍM KONTOLNÍM OBVODU

$$v_{Ed,1} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = 0,53 \text{ MPa}$$

### 7. POSOUZENÍ

$$v_{Ed,0} = 2,25 \text{ MPa} < v_{Rd,max} = 4,50 \text{ MPa}$$

**VYHOVÍ**

$$v_{Ed,1} = 0,53 \text{ MPa} < v_{Rd,c} = 0,63 \text{ MPa}$$

**VYHOVÍ**

### **Stanovení kontrol spolehlivosti konstrukcí stavby z hlediska jejich budoucího využití**

Ve fázi užívání stavby je doporučena pravidelná běžná kontrola konstrukce v intervalech po 5 letech provozu. V zimním období bude při kalamitních klimatických stavech kontrolována vrstva sněhu na střechách. Při tíze sněhu (nebo vrstvy sněhu a ledu) větší než předpokládá výpočet, bude sníh symetricky odstraněn, aby nedošlo k přetížení nosné konstrukce stavby.

Při užívání je doporučena navíc v jarním období prohlídka všech viditelných nosných konstrukcí a souvisejících konstrukcí tak, aby v případě zjištění závad (např. zatékání atp.) mohla být porucha odstraněna včas a nedocházelo k další degradaci kvality materiálu nosných konstrukcí.

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 daná třídou následků. Kontrola provedených konstrukcí podle této projektové dokumentace bude prováděna nezávislým expertem na náklady stavebníka.