

D.1.2 STAVEBNĚ-KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ

Investor : MĚSTO NOVÝ JIČÍN
MASARYKOVO NÁM. 1/1
741 01 NOVÝ JIČÍN

Místo stavby : NOVÝ JIČÍN – ČÁST OBCE STRANÍK

Stavba : PROPUSTEK U DOMU Č. POP. 86, K.Ú. STRANÍK

Objekt : SO 101 – PROPUSTEK

Stupeň : Dokumentace pro stavební povolení (DSP)

Číslo zakázky : 19 / 109

Autor : –

HIP : Ing. Talášek, Ph. D.

Zodp. projektant : Ing. Martin Fusek

Vypracoval : Ing. Martin Fusek

Datum : prosinec 2019

Počet stran : 42

Revize : 0



D.1.2 STAVEBNĚ-KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ

Investor : MĚSTO NOVÝ JIČÍN
MASARYKOVO NÁM. 1/1
741 01 NOVÝ JIČÍN

Místo stavby : NOVÝ JIČÍN – ČÁST OBCE STRANÍK

Stavba : PROPUSTEK U DOMU Č. POP. 86, K.Ú. STRANÍK

Objekt : SO 101 – PROPUSTEK

Stupeň : Dokumentace pro stavební povolení (DSP)

Číslo zakázky : 19 / 109

Autor	: –	Datum	: prosinec 2019
HIP	: Ing. Talášek, Ph. D.	Počet stran	: 42
Zodp. projektant	: Ing. Martin Fusek	Revize	: 0
Vypracoval	: Ing. Martin Fusek		

1 **OBSAH**

1	OBSAH	1
2	ZADÁNÍ, CHARAKTERISTIKA OBJEKTU.....	2
2.1	Geologické poměry	2
2.2	Základové konstrukce, zajištění stavební jámy.....	4
2.3	Nosné konstrukce objektu	4
3	TECHNOLOGICKÉ PODMÍNKY POSTUPU PRACÍ, KTERÉ BY MOHLY OVLIVNIT STABILITU VLASTNÍ KONSTRUKCE, PŘÍPADNĚ SOUSEDNÍ STAVBY	4
4	HODNOTY UŽITNÝCH A KLIMATICKÝCH ZATÍŽENÍ	4
5	NÁVRH ZVLÁŠTNÍCH, NEOBVYKLÝCH KONSTRUKCÍ, KONSTRUKČNÍCH DETAILŮ, TECHNOLOGICKÝCH POSTUPŮ	5
5.1	Základní pravidla pro betonáže	5
5.2	Ošetřování betonu	5
5.3	Způsob a časový průběh ošetřování	6
5.4	Zimní betonáže	7
5.5	Letní betonáže	8
5.6	Bednění a odbedňování	9
5.7	Bezpečnost práce	9
6	ZÁSADY PRO PROVÁDĚNÍ BOURACÍCH A PODCHYCOVACÍCH PRACÍ A ZPEVNŮVACÍCH KONSTRUKCÍ ČI PROSTUPŮ.....	9
7	POŽADAVKY NA KONTROLU ZAKRÝVANÝCH KONSTRUKCÍ	9
8	SEZNAM POUŽITÝCH PODKLADŮ, ČSN, TECHNICKÝCH PŘEDPISŮ, ODBORNÉ LITERATURY, SOFTWARE	9
9	MATERIÁLY.....	10
10	ZÁVĚR	10

2 ZADÁNÍ, CHARAKTERISTIKA OBJEKTU

Předmětem statického posudku jsou železobetonové konstrukce nově navrženého propustku u domu č. pop. 89 k. úd Straník.

Konstrukce propustku je navržena z prefabrikovaných dílců, které jsou ukončeny železobetonovými monolitickými čely. Na monolitická čela navazují na vtokové i výtokové straně železobetonové monolitické opěrné konstrukce.

2.1 GEOLOGICKÉ POMĚRY

2.1.1 IGP

V místě navrhované stavby byl proveden základní IGP fy. K-Geo s.r.o.

v období 09/2019. Výsledkem IGP jsou složité základové poměry.

Pro založení bylo zvoleno založení do vrstev fluviálních jílu – F6.

Výňatek ze zprávy IGP fy. K-Geo s.r.o.

2.1.2 Geologické poměry

Z regionálně geologického hlediska náleží zájmové území do soustavy Vnějších Západních Karpat, konkrétně do oblasti jejich flyšového pásma, regionu slezské jednotky.

Dle geoportálu ČGS je hlubší strukturní patro tvořeno marinními sedimenty spodní křídly, jako jsou jílovce, pískovce a pelosiderity těšínsko-hradišského souvrství. Spodní křída je v okolí lokality zastoupena rovněž vulkanity jako jsou těšinity, pikrity, dále tufy a tufity. Spodno-křídová souvrství jsou překryta kvartérními deluviálními sedimenty, které jsou dále překryty eolickými sprašovými hlínami pleistocenního stáří.

Povrch předkvartérního podloží byl v zájmové lokalitě zastižen v hloubce 5,0 m p.t.

2.1.3 Hydrogeologické poměry

Území spadá do povodí toku řeky Odry (povodí I. řádu) s číslem hydrologického pořadí 2. Z hlediska detailního členění je zájmový prostor součástí dílčího povodí Odry po Opavu II. řádu s číslem hydrologického pořadí 2-01. Povodí

III. řádu Odry po Opavu (2-01-01) a povodí IV. řádu Straník (2-01-01-0730-0-00).

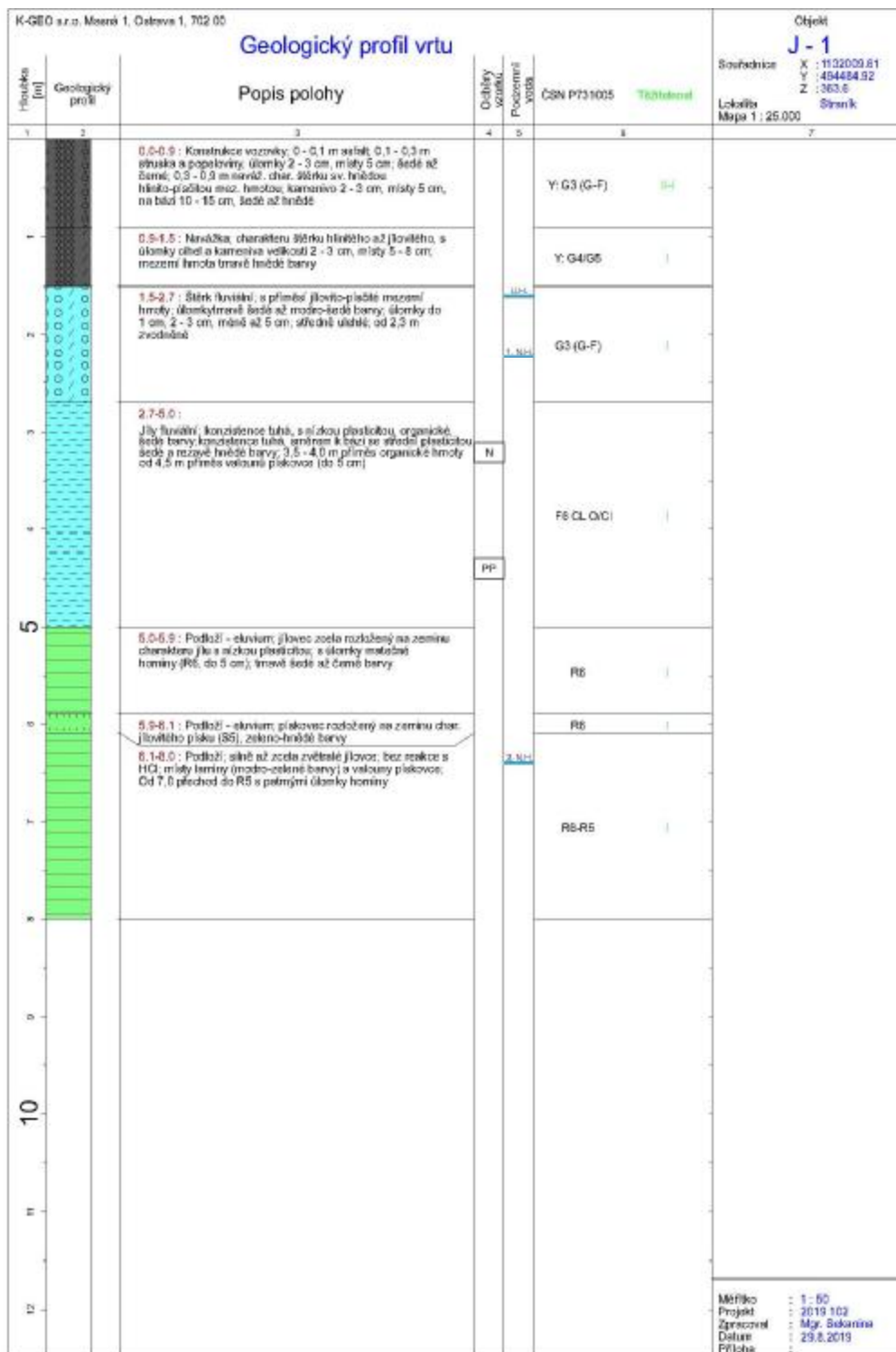
Oblast náleží do hydrogeologického rajónu základní vrstvy Flyš v mezipovodí Odry (ID 3213).

Podzemní vody jsou vázány na pískovce a slepence v rámci nevymezeného kolektoru s volnou hladinou a průlino-puklinovou propustností, mineralizací 0,3 – 1 g/l a převažujícím chemismem Ca-Na-HCO₃.

V průběhu provádění průzkumu (srpen 2019) byly ve vrtu J-1 naraženy hladiny podzemní vody v hloubkách 2,2 m p.t. ve vrstvě fluviálních štěrků (přibližně 0,2 m pod úrovní dna potoka na lokalitě) a dále 6,4 m p.t. (v silněji porušené poloze podloží). Po ukončení prací a odpažení vrtu byla naměřena hladina podzemní vody v hloubce 1,6 m p.t.

Přímo na parcele č. 1739/1 se nenacházejí domovní studny ani jiné jímací zdroje podzemní vody. Zájmové území se nenachází v ochranných pásmech vodních zdrojů hromadného zásobování.

2.1.4 Geologický profil vrtu



2.2 ZÁKLADOVÉ KONSTRUKCE, ZAJIŠTĚNÍ STAVEBNÍ JÁMY

Základové konstrukce monolitických čel a opěrných konstrukcí jsou navrženy v nezámrazné hloubce min. 800mm pode dnem potoku.

Základová spára musí být upravena zhutněným polštářem z ŠD.

V době provádění úpravy základové spáry a základů musí být provedeno odvodnění výkopu.

Základové konstrukce jsou navrženy jako železobetonové monolitické vyztužené prutovou výztuží.

Základové pásy pod opěrné konstrukce jsou v min. šířce 800 mm, základové konstrukce pod monolitická čela propustku jsou navrženy v šířce min. 1450 mm.

2.3 NOSNÉ KONSTRUKCE OBJEKTU

2.3.1 Konstrukce železobetonových čel

Na vtokové a výtokové straně jsou navržena železobetonová monolitická čela.

Jedná se o stěnové konstrukce v tl. 550 mm, v koruně je navržena železobetonová monolitická římsa s ocelovým zábradlím.

Svislá stěna je vetknuta do základové konstrukce.

Základ pod stěnou je v šířce min. 1450 mm a hloubce 750 mm. Základová spára základu musí být v nezámrazné hloubce a pode dnem potoku.

Základové konstrukce jsou vyztuženy obousměrnou prutovou výztuží.

Stěny a římsa jsou vyztuženy obousměrnou výztuží při obou površích.

Pracovní spáry musí být ošetřeny těsnicími prvky (křížové plechy. Ilichman, Sika apod.)

2.3.2 Konstrukce opěrných stěn na vtoku a výtoku propustku

Na vtokové a výtokové straně jsou navrženy opěrné konstrukce. Opěry jsou navrženy jako železobetonové monolitické.

Dřík opěry je navržený v tl. 300 mm, pata opěry (základ) je navržený v šířce min. 800mm. Základové konstrukce i dřík opěry jsou vyztuženy prutovou výztuží.

Dřík opěry je v koruně uzavřen železobetonovou monolitickou římsou.

Na lícové straně opěr je navržený stabilizační svahovaný obklad.

3 TECHNOLOGICKÉ PODMÍNKY POSTUPU PRACÍ, KTERÉ BY MOHLY OVLIVNIT STABILITU VLASTNÍ KONSTRUKCE, PŘÍPADNĚ SOUSEDNÍ STAVBY

4 HODNOTY UŽITNÝCH A KLIMATICKÝCH ZATÍŽENÍ

- Užitná zatížení (normové hodnoty):
Užitné zatížení provozem vozidel – $5,0 \text{ kN/m}^2$
- Klimatické oblasti (normové hodnoty):
Vítr – oblast II – $w_{b,0}=25 \text{ kN/m}^2$
Sníh – Oblast III – $s_k=1,5 \text{ kN/m}^2$

5 NÁVRH ZVLÁŠTNÍCH, NEOBVYKLÝCH KONSTRUKCÍ, KONSTRUKČNÍCH DETAILŮ, TECHNOLOGICKÝCH POSTUPŮ

5.1 ZÁKLADNÍ PRAVIDLA PRO BETONÁŽE

Přesnost provedení monolitických konstrukcí se řídí ustanovením normy, pokud nebude zadavatelem stanoveno jinak. Tolerance tloušťky stropních desek je zpřísněna na +10/-0mm. Také je nutno geodeticky vytyčit polohy trnování napojovací výztuže s tolerancí +10/-10mm.

Po vybudování bednění je nutno provést jeho kontrolu z hlediska rovnosti a přesnosti osazení a případné nerovnosti a nepřesnosti v předstihu odstranit.

Provádění (výroba, doprava, ukládání, ošetřování) a kontrola betonových konstrukcí se řídí ustanovením normy ČSN ENV 13670-1 a ČSN EN 206-1.

Dodavatel je povinen provádět v průběhu výstavby kontrolní měření výšek, os a rohových bodů, a rovněž postaveného bednění všech železobetonových dílů. O kontrolních měřeních je nutno zpracovat protokoly a předložit je na požádání zadavateli.

Ochrana ploch prefabrikátů a železobetonových konstrukcí tvořící podklad pro finální úpravu bude zajištěna až do konce stavby dodavatelem stavby těchto konstrukcí.

Výztužná ocel musí odpovídat svými charakteristikami ČSN EN 206-1. Pro použití, přípravu a ukládání výztuže jsou závazná ustanovení ČSN ENV 13670-1 a ČSN EN 206-1.

Všechny viditelné hrany monolitických konstrukcí budou provedeny se zkosením 10x10mm.

Armatury budou ohýbány za studena podle norem a předpisů (např. poloměry ohybů). Nutno dodržet umístění výztuže a délky přesahů podle projektu. Armatura musí být uložena před betonáží tak, aby se při pokládání betonu nemohla posunout. Před betonáží bude provedena řádná přejímka výztuže podle postupu schváleného investorem (TDI) a bude proveden zápis do stavebního deníku o přejímce. V případě nejasností bude kontaktován zpracovatel dokumentace.

Monolitický beton bude zhutňován ponorným vibrováním. Jakmile se okolo vibrátoru či na povrchu betonu objeví cementové mléko, je nutno operaci přerušit. Frekvence vibrátoru bude odpovídat zrnitosti betonu a seřídí se podle zkoušek před vibrováním a podle konzistence betonu. Vibrování povrchovým vibrátorem (na kovovém a pevném bednění) je možno použít jen v případech, kde vibrování ponorným vibrátorem není možné.

Pro doložení kvality betonových směsí budou prováděny pravidelné dokladové zkoušky (např. sednutí kužele, Schmitovým kladívkem, krychelné pevnosti).

5.2 OŠETŘOVÁNÍ BETONU

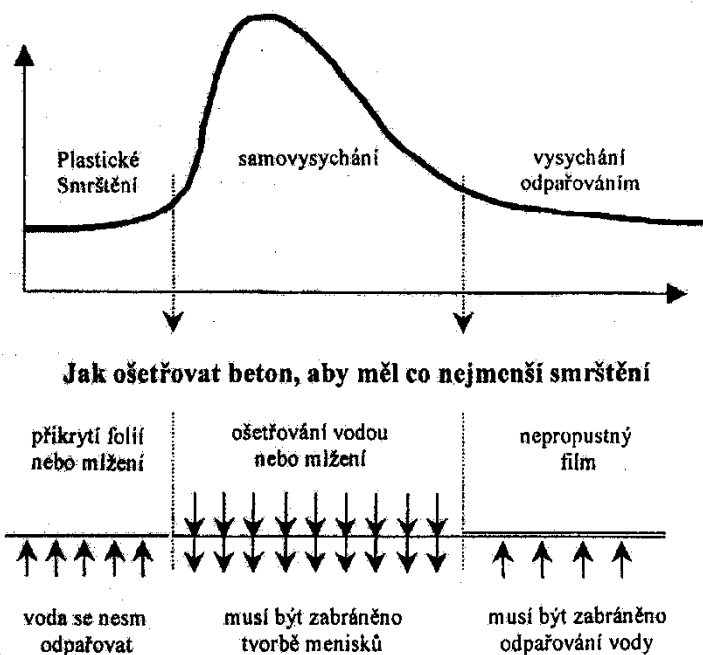
V průběhu tuhnutí a tvrdnutí betonu dochází k řadě chemických procesů dostatečně popsanych v odborné literatuře. Řada těchto procesů má vliv na mechanické vlastnosti betonu a jeho celistvost. Nedílnou součástí hydratace cementu je chemické smrštění způsobené tím, že objem produktů hydratace je menší než objem cementu a vody. Kromě toho dochází k jevu zvanému samovysychání. Po zatvrdnutí beton hydratuje dále a pro tento proces odebírá vodu z kapilárních pórů. Vlivem kapilárních sil takto vyvolaných dochází ke smršťování vysycháním zevnitř betonu. Souhrnně se používá termínu autogenní smrštění. Tyto jevy jsou umocněny používáním betonů se superplastifikátory a tím nízkým vodním součinitelem a velmi hutnou strukturou. Ošetřovací voda proniká do betonu obtížně a zvolna.

Souběžným jevem při hydrataci je vývoj hydratačního tepla. V první fázi tvrdnutí dochází k tzv. teplotní expanzi. Ta jde proti hydratačnímu smrštění, objemové změny jsou tudíž nepatrné. Po dosažení maximální teploty dochází k ochlazování – teplotní kontrakci. Sčítá se zde smršťování vlivem hydratace s ochlazováním. Toto období je pro vznik mikrotrhin patrně nejkritičtější. Proto je ošetřování v této fázi neobyčejně důležité.

V neposlední řadě je nutno zmínit tzv. alkalicko-křemičitou reakci. Ta probíhá výrazněji v popraskaném betonu. Voda zde může migrovat ke vznikajícím gelům, díky mikrotrhlinám je beton křehčí a rozpínavé gely jej mohou snadněji poškodit.

5.3 ZPŮSOB A ČASOVÝ PRŮBĚH OŠETŘOVÁNÍ

Ošetřování betonu je nutno zahájit bezprostředně po zhutnění, nejprve zabráněním odpaření záměsové vody. Poté je nutno kropením doplnit vodu spotřebovanou hydratací. Po intenzivní hydrataci je možné beton pouze zakrýt. Časový průběh ukazuje přiložený graf.



V první fázi dochází k plastickému smrštění. V této fázi je nutno beton zakrýt neprodyšnou folií nebo povrch mlžit tak, aby nedocházelo k odpaření vody z betonu. Ve fázi samovysychání je nutno beton kropit nebo mlžit. Důvodem je náhrada vody spotřebovávané zevnitř betonu pro hydratační proces. Je-li do betonu přiváděno dostatečné množství vody zvenku, nedochází k odsávání vody v kapilárách, tím tvorbě menisků a silovým účinkům v kapilárních pórech, způsobujícím další smrštění betonu. Teprve ve fázi třetí stačí zabránit vysychání odpařováním překrytím povrchu nepropustnou folií.

Časově se tyto fáze určují poměrně obtížně. Záleží na typu cementu a jeho výrobci, na vodním součiniteli, na přísadách, teplotě atd. Obecně lze říci, že beton by se měl kropit nebo mlžit ihned poté, co zatuhne. Tento okamžik se pozná podle toho, že beton začíná "topit". Nastává většinou nejpozději po 12 hodinách, ale může to být i dříve. Cement začíná uvolňovat výrazněji teplo už asi po třech hodinách. Jemně nanášená voda mu tedy neuškodí již třeba po zmíněných třech hodinách. Kropit by se mělo vodou přibližně stejné teploty, jako má beton, aby v důsledku rozdílu teplot nedošlo ke vzniku trhlinek na jeho povrchu. Následně platí, že čím déle se bude s kropením pokračovat, tím lépe. Alespoň jeden nebo dva dny, spíše déle. U betonů s vysokými nároky na pohledovou vrstvu až týden. Zkrátka po dobu, kdy cement výrazně hydratuje. Dokud pevnost prudce roste, mělo by se kropit, ať se může voda

spotřebovaná hydratací doplňovat. Po skončení kropení je nutno beton překrýt. Překrytí ponechat opět čím déle, tím lépe.

Minimální doba ošetřování betonu					
Vývoj pevnosti betonu	Odhad $f_{cm,28}/f_{cm,28}$	Minimální doba ošetřování betonu ve dnech ¹⁾			
		Povrchová teplota t_s ve °C			
		$t_s > 25$	$25 > t_s \geq 15$	$15 > t_s \geq 10$	$10 > t_s \geq 5$ ²⁾
rychlý	$\geq 0,5$	1	1	2	3
střední	$\geq 0,3$ až $< 0,5$	2	2	4	6
pomalý	$\geq 0,15$ až $< 0,3$	2	4	7	10
velmi pomalý	$< 0,15$	3	5	10	15

Poznámky:
 - Ošetřování betonu upravuje ČSN P EN 13 670-1
 - Beton se může považovat za mrazuvzdorný, je-li jeho pevnost větší než 5 MPa (viz ČSN P EN 13 670-1)
¹⁾ Při zpracovatelnosti více než 5 hodin se doba ošetřování betonu přiměřeně prodlouží
²⁾ Při teplotách pod 5 °C se doba ošetřování betonu prodlouží o dobu, po kterou byla teplota pod 5 °C

5.4 ZIMNÍ BETONÁŽE

Podmínky pro betonáž na nízkých teplot jsou podrobně popsány v neplatné normě ČSN 73 2400.

Prostředí, jehož průměrná denní teplota v průběhu alespoň 3 dnů po sobě je nižší než +5°C pro betony s cementy portlandskými a nižší než +8°C pro betony s cementy směsnými, přičemž nejnižší denní nebo noční teplota neklesne pod 0°C.

Prostředí, jehož teplota klesne pod 0°C.

Při výrobě betonové směsi cement nesmí přijít do styku s vodou ani s kamenivem, které mají teplotu vyšší než 60°C (směsné cementy) a 50°C (portlandské cementy). Teplota betonové směsi při vysypání z míchačky nesmí převyšovat hodnotu 30°C (transportbeton) a 25°C (staveništní betonárny).

Nejdelší doba dopravy betonové směsi při teplotě prostředí menší než +5°C je 45minut.

Teplota betonové směsi při vysypání z míchačky musí být taková, aby působením tepelných ztrát během plnění, dopravy a další manipulace až do místa uložení neklesla pod +10°C.

Bednění a výztuž musí být před betonováním očištěny od sněhu a námrazků, povrch podkladu, na který se betonuje, musí mít teplotu nejméně +5°C. Teplota betonové směsi nesmí klesnout před uložení do bednění pod +10°C a musí být taková, aby na začátku tuhnutí byla teplota čerstvého betonu nejméně +5°C. Konstrukce se musí neprodleně po ukončení betonáže přikrýt a ošetřovat tak, aby teplota povrchu betonu neklesla pod +5°C po dobu nejméně 72 hodin nebo nebyla vystavena působení mrazu, dokud krychelná pevnost betonu nedosáhne u betonu třídy:

C8/10 a nižší	4,0 MPa
C12/15 – C20/25	6,0 MPa

C20/25 a vyšší

8,0 MPa

Tepelný odpor krytu konstrukce nesmí být nižší než tepelný odpor bednění, je třeba dbát na stejnoměrné vychládání konstrukce.

Při teplotě prostředí pod +5°C se beton nesmí kropit vodou, vlhčit ani zaplavovat a je třeba zabránit působení deště a sněhu na povrch betonu.

Pokud se beton ošetřuje proteplováním (ohřevem) a není stanoven na základě porovnávacích zkoušek technologický postup, nesmí teplota betonu při proteplování přestoupit hodnotu +70°C.

Chladnutí povrchu konstrukce musí být pozvolné a rovnoměrné. Pokles teploty nesmí přesáhnout hodnotu 20°C /hod.

Podle dosavadních zkušeností s dosažitelností a účinností těchto opatření, je reálné provádět betonáže do teploty prostředí cca -5°C - -7°C. Pokud by teplota prostředí klesla pod tyto hodnoty, opatření výše uvedená by nemusela být účinná a proces tuhnutí a náběhu počátečních pevností by mohl být narušen. Pokud by se i v těchto podmínkách mělo betonovat, byla by vhodná masivnější opatření – např. elektroohřev.

5.5 LETNÍ BETONÁŽE

Letní období není pro betonářské práce zdaleka tak příznivé, jak by se mohlo na první pohled zdát. Za letní teploty se obvykle uvažují teploty nad 25°C ve stínu, kdy osluněný povrch betonové konstrukce může dosahovat teplot až 40-60°C.

Hydratace cementu, která způsobuje zrání betonu je procesem, který je významně urychlován zvýšenými teplotami (zvýšení teploty o 15-20°C vede ke zvýšení rychlosti hydratace o 100%). Dále v letním období dochází k nárůstu teploty výchozích složek, zejména kameniva, které se také nepříznivě projevuje na vlastnostech betonu.

Hlavní změny parametrů betonu v důsledku betonáže za zvýšených teplot:

1. Snížení zpracovatelnosti betonové směsi (zvýšení teploty o 15°C představuje 20% snížení zpracovatelnosti).
2. Pokles pevnosti betonu až do úrovně cca 10%, který je dán poměrně rychlým odpařováním vody z povrchu betonové konstrukce i horšími podmínkami zpracování betonové směsi.
3. Pokud je beton následně zvlhčen, lze počítat s dodatečným nárůstem pevnosti betonu v delších termínech, než jsou normové (28 dní).
4. Z hlediska objemových změn je výrazné rané hydratační smrštění, které se projevuje u vyztužených konstrukcí trhlinami, které kopírují horní výztuž. Tyto trhliny jsou pak následně rozšiřovány smrštěním vlivem rychlého vysychání betonu. Tyto trhliny mohou mít důsledky zasahující statiku konstrukce (soudržnost výztuže a betonu, celistvost průřezu), ale zejména jsou ze strany investora nepřijatelné z estetických důvodů, případně z hlediska trvanlivosti konstrukce.

Opatření pro bezrizikové betonáže v období vysokých teplot:

Z technologických opatření se doporučuje použití betonové směsi s co nejnižším vývojem hydratačního tepla a zajištění co nejnižší teploty výchozích složek betonové směsi. Obvykle se doporučuje použití směsných cementů místo cementů čistě portlandských a použití zpomalovacích přísad. V betonárně by měla být připravena „letní receptura“ betonové směsi.

Z organizačních opatření je nejjednodušší přesunutí betonáží na ranní, večerní či noční hodiny. Velkou výhodou je, pokud v době 6-12h po betonáži není beton přímo ozařován sluncem za vysokých teplot.

Za efektivní ošetření betonové konstrukce lze považovat její zakrytí provlhčenou geotextílií nebo jinou sorbující látkou. Pouhé kropení nebo mlžení nelze považovat za účinné opatření. Nelze také spoléhat na ochranné nástřiky, které odpar vody zbrzdí, ale nejsou schopny jej zablokovat.

Vhodným opatřením je zmenšení betonovaných úseků za cenu nárůstu pracovních spár a zvýšení dohledu na technologickou kázní při ošetřování vybetonovaných částí.

5.6 BEDNĚNÍ A ODBEDŇOVÁNÍ

Pro provedení bude použito systémových prvků bednění, vždy při respektování technologických a statických předpisů výrobce. Použité bednění musí být z nepoškozené překližky. Způsob podepření bednění je plně v zodpovědnosti zhotovitele, minimální lhůty úplného, nebo částečného odbednění jednotlivých konstrukčních prvků musí být odsouhlaseny zodpovědným statikem, vykonávajícím autorský dozor. Bednění musí být provedeno tak, aby byla dodržena ustanovení příslušných EN týkajících se přesnosti geometrických tvarů ve výstavbě, pokud nebude v dokumentaci pro provedení stavby uvedeno jinak (např. pro konstrukce se zvýšenými nároky na povrchovou kvalitu, nebo pro konstrukce, které musí splňovat určité geometrické nároky z důvodu návaznosti jiných konstrukčních, nebo technologických prvků - např. výtahy, části fasád, apod.). Stropní desky je možné odbednit po dosažení 50 % pevnosti betonu.

Stojky musí být ponechány tak, aby nově betonovanou stropní konstrukci vynášely dva stropy. Při odbedňování musí být ponechány stojky, není možné odbednit celé pole a potom stojky doplnit. Minimální doba podepření stropů je 28 dnů. Umístění pracovních spár, jejich úpravu a postup odbedňování je třeba dohodnout s projektantem.

5.7 BEZPEČNOST PRÁCE

V průběhu provádění budou dodržovány všechny předpisy týkající se bezpečnosti práce. Všechny profese se budou řídit systémem bezpečnosti práce určeném dodavatelem stavby.

6 ZÁSADY PRO PROVÁDĚNÍ BOURACÍCH A PODCHYCOVACÍCH PRACÍ A ZPEVNŮVACÍCH KONSTRUKCÍ ČI PROSTUPŮ

- -neřešeno

7 POŽADAVKY NA KONTROLU ZAKRÝVANÝCH KONSTRUKCÍ

- Konstrukce budou prováděny a kontrolovány v souladu s ČSN EN 206-1 a s ČSN ENV 13670-1.

8 SEZNAM POUŽITÝCH PODKLADŮ, ČSN, TECHNICKÝCH PŘEDPISŮ, ODBORNÉ LITERATURY, SOFTWARE

- a) Architektonicko-stavební řešení: RSE Project s.r.o.
- b) Soubor použitých norem:
 - EN 1990 - Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
 - EN 1991-1-1 - Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
 - EN 1991-1-3 - Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem

- EN 1991-1-4 - Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem
- EN 1992-1-1 - Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- EN 1993-1-1 - Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- EN 1995-1-1 - Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla - Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

c) Programové vybavení:
Autocad release 2002
Microsoft Office
Statické tabulky

9 MATERIÁLY

Beton svislých stěn C30/37 XF3

Beton základových konstrukcí C30/37 XC2, XF3

Beton říms C30/37 XF4, XD3

Výztuž do betonových konstrukcí – (R) 10505

10 ZÁVĚR

Statický výpočet byl zpracován na základě poskytnutých podkladů v rozsahu určeném objednatelem. Nosné konstrukce byly posouzeny na 1. a 2. mezní stav a vyhovují na mechanickou odolnost a stabilitu dle platných norem.

Statický výpočet byl zpracován v rozsahu dokumentace pro stavební povolení a nenahrazuje stupeň dokumentaci pro provedení stavby

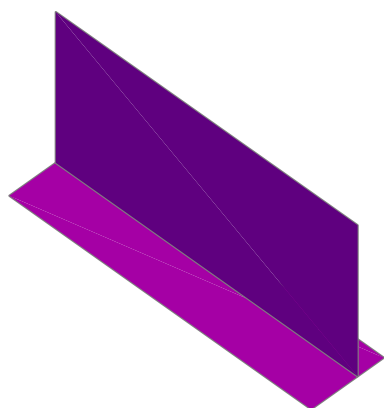
Ve Frýdku-Místku dne 10. 12. 2019

Vypracoval: Ing. Martin Fusek
Autorizovaný inženýr
pro statiku a dynamiku
ČKAIT 1103006

Zakázka PROPUSTEK U DOMU Č.POP. 89, STRANÍK	Datum 11.12.19	
Výpočet	Příloha	
Konstrukce ČELO PROPUSTKU	Strana 1 z 8	

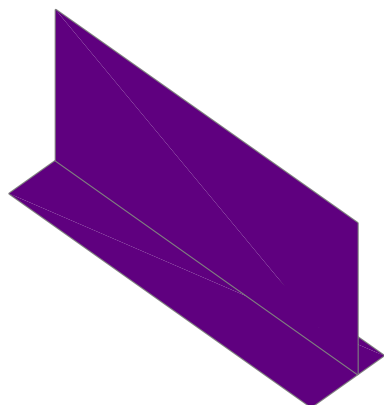
Fyzikální vlastnosti: H [m]

0.55
 0.75



Fyzikální vlastnosti: MATERIÁL [–]

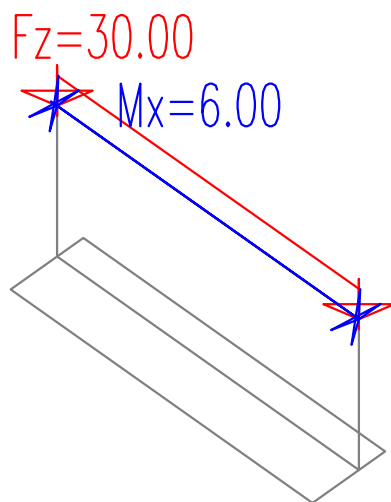
C30/37



Zakázka	PROPUSTEK U DOMU Č.POP. 89, STRANÍK	Datum	11.12.19
Výpočet		Příloha	
Konstrukce	ČELO PROPUSTKU	Strana	2 z 8

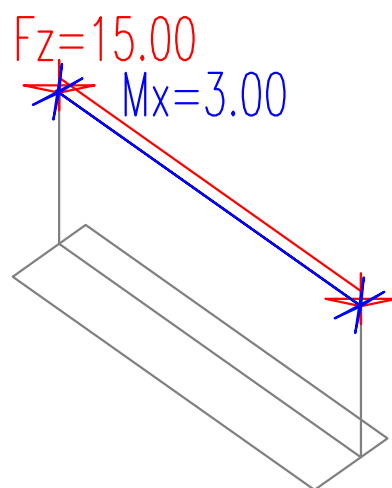
Zadané zatížení: "G01__VOZOVKA" – Silové [kN,kN/m]

■ Sila
■ Moment



Zadané zatížení: "Q01F_UZITNE" – Silové [kN,kN/m]

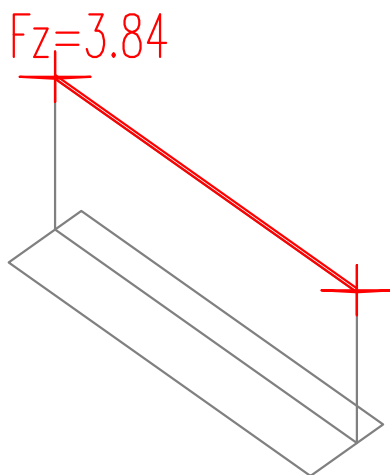
■ Sila
■ Moment



Zakázka	PROPUSTEK U DOMU Č.POP. 89, STRANÍK	Datum	11.12.19
Výpočet		Příloha	
Konstrukce	ČELO PROPUSTKU	Strana	3 z 8

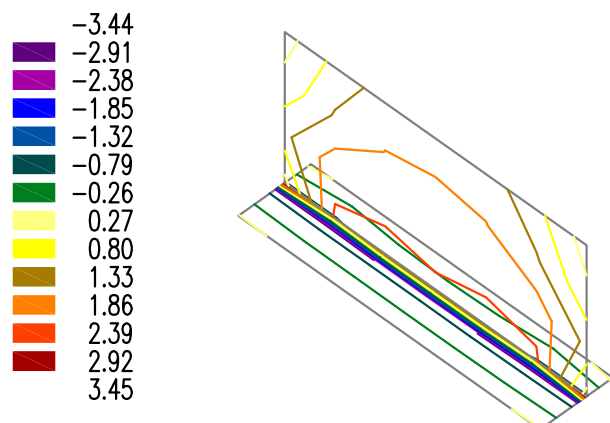
Zadané zatížení: "Q01S_KLIMATICKE SNIH" – Silové [kN,kN/m]

■ Sila
■ Moment

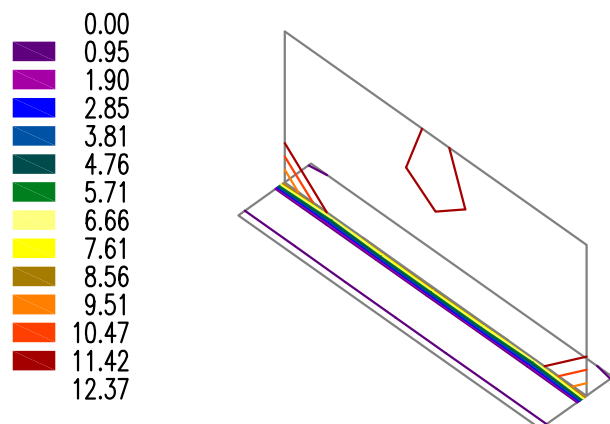


Zakázka	PROPUSTEK U DOMU Č.POP. 89, STRANÍK	Datum	11.12.19
Výpočet		Příloha	
Konstrukce	ČELO PROPUSTKU	Strana	4 z 8

Kombinace: "TDSTR_N_00_" - MAX - $MxD(d)$ [kNm/m]



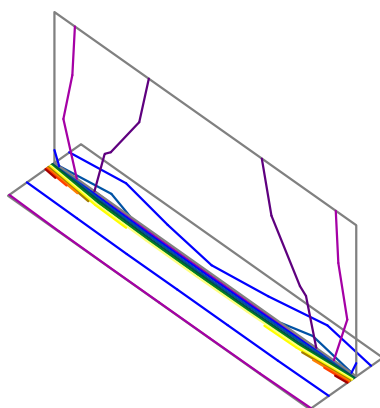
Kombinace: "TDSTR_N_00_" - MAX - $MyD(d)$ [kNm/m]



Zakázka PROPUSTEK U DOMU Č.POP. 89, STRANÍK	Datum 11.12.19	
Výpočet	Příloha	
Konstrukce ČELO PROPUSTKU	Strana 5 z 8	

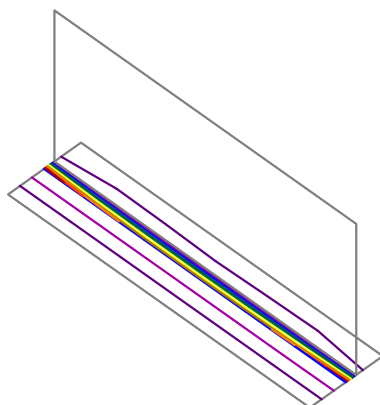
Kombinace: "TDSTR_N_00_" - MAX - $MxD(h)$ [kNm/m]

-1.53
 -0.86
 -0.19
 0.48
 1.16
 1.83
 2.50
 3.17
 3.85
 4.52
 5.19
 5.86
 6.54
 7.21



Kombinace: "TDSTR_N_00_" - MAX - $MyD(h)$ [kNm/m]

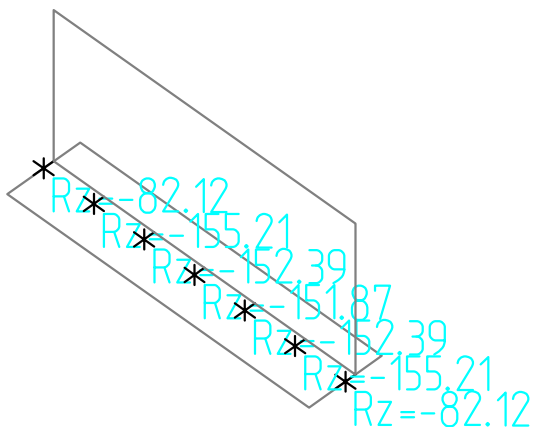
0.00
 1.90
 3.79
 5.69
 7.58
 9.48
 11.38
 13.27
 15.17
 17.07
 18.96
 20.86
 22.75
 24.65



Zakázka	PROPUSTEK U DOMU Č.POP. 89, STRANÍK	Datum	11.12.19
Výpočet		Příloha	
Konstrukce	ČELO PROPUSTKU	Strana	6 z 8

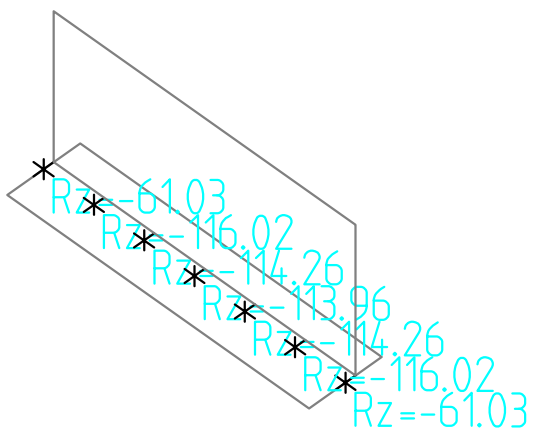
Kombinace : "TDSTR_N_00_" - MIN - Rz [kN]

Rz: Min=-155.21, Max=-82.12



Kombinace : "TDSTR_N_00_" - MAX - Rz [kN]

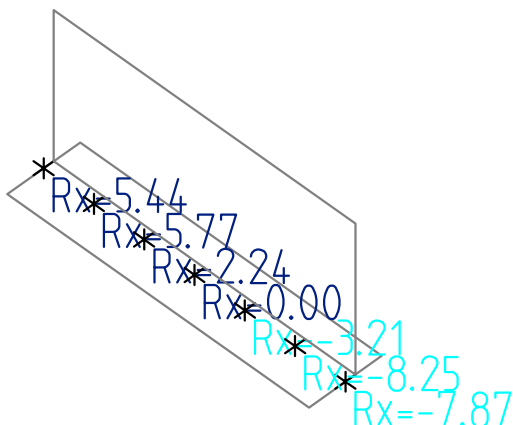
Rz: Min=-116.02, Max=-61.03



Zakázka	PROPUSTEK U DOMU Č.POP. 89, STRANÍK	Datum	11.12.19
Výpočet		Příloha	
Konstrukce	ČELO PROPUSTKU	Strana	7 z 8

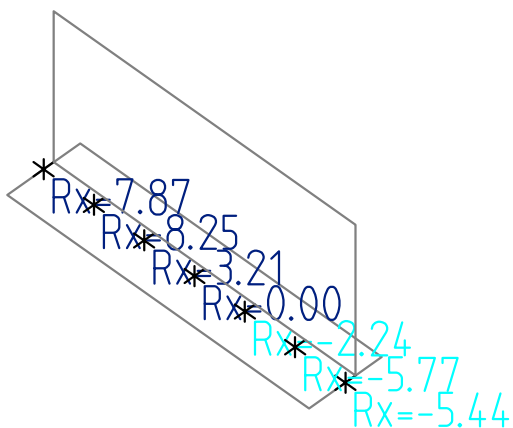
Kombinace : "TDSTR_N_00_" - MIN - Rx [kN]

Rx: Min=-8.25, Max=5.77



Kombinace : "TDSTR_N_00_" - MAX - Rx [kN]

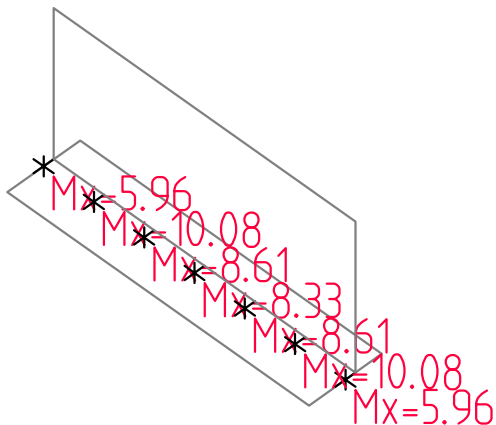
Rx: Min=-5.77, Max=8.25



Zakázka	PROPUSTEK U DOMU Č.POP. 89, STRANÍK	Datum	11.12.19
Výpočet		Příloha	
Konstrukce	ČELO PROPUSTKU	Strana	8 z 8

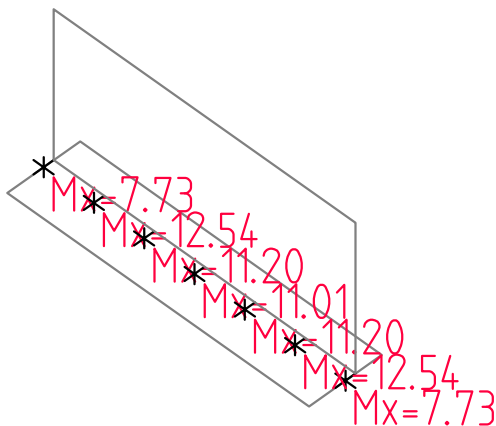
Kombinace : "TDSTR_N_00_" - MIN - Mx [kNm]

Mx: Min=5.96, Max=10.08



Kombinace : "TDSTR_N_00_" - MAX - Mx [kNm]

Mx: Min=7.73, Max=12.54



Posouzení plošného základu

Vstupní data

Projekt

Akce : PROPUSTEK Č.POP.89
 Část : CELO PROPUSTKU
 Popis : ZAKLADOVÝ PÁS
 Autor : MARTIN FUSEK
 Datum : 11.12.2019

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	j_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	g [kN/m ³]	g_{su} [kN/m ³]	d [°]
1	VOZOVKA - KAMENIVO ZPEVNENÉ ASFALTEM		32,50	4,00	19,00	13,00	
2	Třída G5-NAVAZKA, HUTNĚNÉ		30,00	6,00	19,50	13,00	
3	Třída G3, ulehlá		35,50	0,00	19,00	13,00	
4	Třída F6, konzistence tuhá		19,00	12,00	21,00	13,00	
5	Třída F6, konzistence pevná $S_r > 0,8$ - R6		19,00	16,00	21,00	13,00	

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

Parametry zemín

VOZOVKA - KAMENIVO ZPEVNENÉ ASFALTEM

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 32,50^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 4,00 \text{ kPa}$
 Modul přetvárnosti : $E_{def} = 70,00 \text{ MPa}$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,30$
 Koef. strukturní pevnosti : $m = 0,30$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 23,00 \text{ kN/m}^3$

Třída G5-NAVAZKA, HUTNĚNÉ

Objemová tíha : $\gamma = 19,50 \text{ kN/m}^3$
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 30,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 6,00 \text{ kPa}$
 Modul přetvárnosti : $E_{def} = 50,00 \text{ MPa}$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,30$
 Koef. strukturní pevnosti : $m = 0,30$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 23,00 \text{ kN/m}^3$

Třída G3, ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 35,50^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Modul přetvárnosti : $E_{def} = 95,00 \text{ MPa}$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,25$
 Koef. strukturní pevnosti : $m = 0,30$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 23,00 \text{ kN/m}^3$

Třída F6, konzistence tuhá

Objemová tíha :	γ = 21,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 19,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} = 12,00 kPa
Modul přetvárnosti :	E_{def} = 4,50 MPa
Poissonovo číslo :	ν = 0,40
Koef. strukturní pevnosti :	m = 0,10
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 23,00 kN/m ³

Třída F6, konzistence pevná Sr > 0,8 - R6

Objemová tíha :	γ = 21,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 19,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} = 16,00 kPa
Modul přetvárnosti :	E_{def} = 7,00 MPa
Poissonovo číslo :	ν = 0,40
Koef. strukturní pevnosti :	m = 0,20
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 23,00 kN/m ³

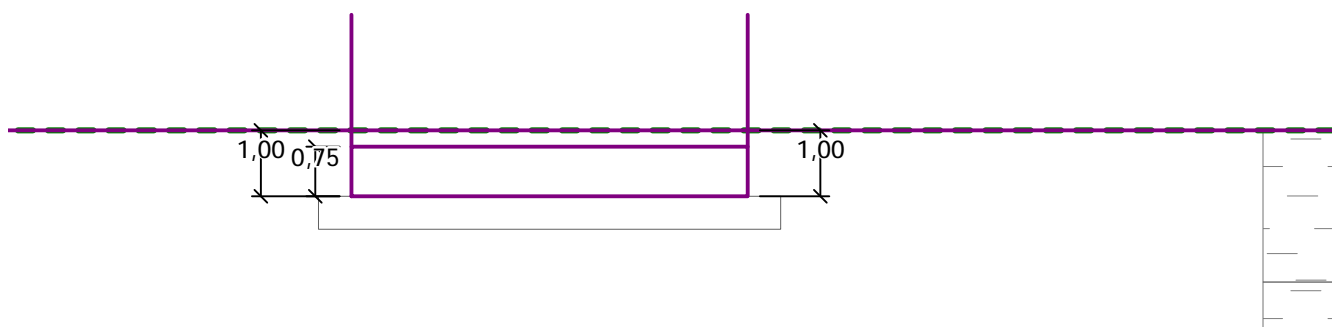
Založení**Typ základu: excentrická patka**

Hloubka od původního terénu h_z = 1,00 m
Hloubka základové spáry d = 1,00 m
Tloušťka základu t = 0,75 m
Sklon upraveného terénu s_1 = 0,00 °
Sklon základové spáry s_2 = 0,00 °

Objemová tíha zeminy nad základem = 20,00 kN/m³

Název : Založení

Fáze : 1

**Geometrie konstrukce****Typ základu: excentrická patka**

Délka patky x = 6,00 m
Šířka patky y = 1,45 m
Šířka sloupu ve směru x c_x = 6,00 m
Šířka sloupu ve směru y c_y = 0,55 m
Objem patky = 6,52 m ³

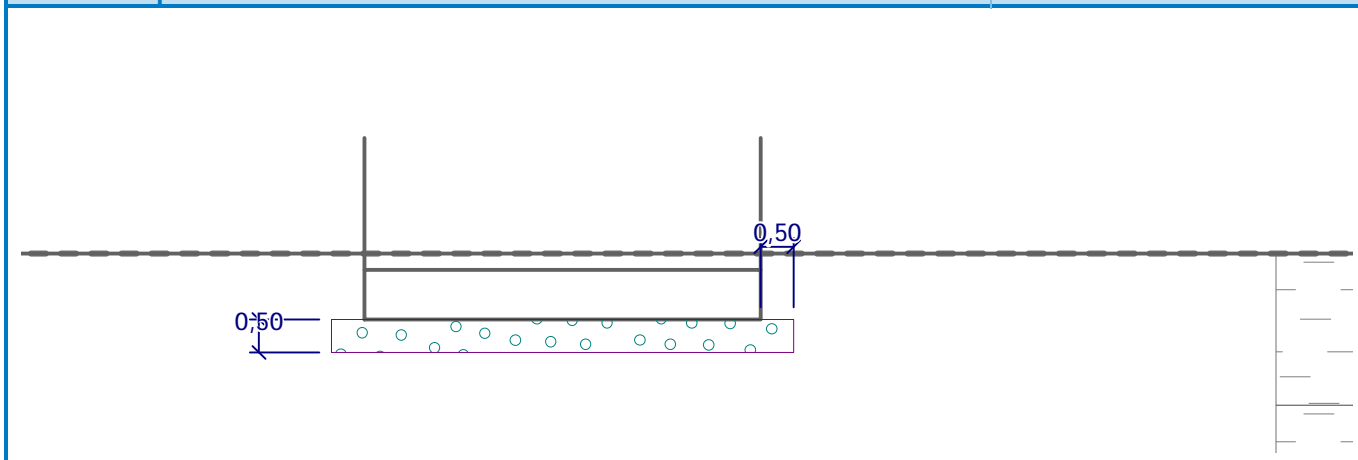
Vzdál. osy sloupu od kraje patky ve směru x = 3,00 mVzdál. osy sloupu od kraje patky ve směru y = 0,78 m**Štěrkopískový polštář**

Zemina tvořící ŠP polštář - Třída G3, ulehlá

Přesah ŠP polštáře mimo základ $d_{sp} = 0,50$ m
Hloubka šterkopískového polštáře $h_{sp} = 0,50$ m

Název : ŠP polštář

Fáze : 1



Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23,00$ kN/m³

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

Beton : C 20/25

Válcová pevnost v tlaku

$f_{ck} = 20,00$ MPa

Pevnost v tahu

$f_{ctm} = 2,20$ MPa

Modul pružnosti

$E_{cm} = 30000,00$ MPa

Ocel podélná : B500

Mez kluzu

$f_{yk} = 500,00$ MPa

Ocel příčná: B500

Mez kluzu

$f_{yk} = 500,00$ MPa

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,30	Třída F6, konzistence tuhá	<input type="text"/>
2	1,00	Třída F6, konzistence pevná $S_r > 0,8$ - R6	<input type="text"/>
3	-	Třída F6, konzistence pevná $S_r > 0,8$ - R6	<input type="text"/>

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
	nové	změna							
1	ANO		Zatížení č. 1	Návrhové	950,00	-60,00	0,00	0,00	-20,00
2	ANO		Zatížení č. 1 - provozní	Užitné	791,67	-50,00	0,00	0,00	-16,67

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 0,00 m od původního terénu.

Nastavení výpočtu

Typ výpočtu - Výpočet pro odvodněné podmínky

Výpočet svislé únosnosti - ČSN 73 1001

Výpočet sednutí - Výpočet pomocí oedometrického modulu (ČSN 73 1001)

Omezení deformační zóny - pomocí strukturní pevnosti

Parametry zemin jsou redukovány podle ČSN 73 1001.

Posouzení čís. 1

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	e_x [m]	e_y [m]	s [kPa]	R_d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
Zatížení č. 1	0,00	0,11	73,20	191,60	38,20	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky $G = 178,20$ kN

Spočtená tíha nadloží $Z = 17,55$ kN

Výpočet únosnosti stanoven pod šterkopískovým polštářem.

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

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

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 2,77$ m

Dosah smykové plochy $l_{sp} = 7,13$ m

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 191,60$ kPa

Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 73,20$ kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

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

Zemní odpor: klidový

Výpočtová velikost zemního odporu $S_{pd} = 13,94$ kN

Úhel tření základ-základová spára $\psi = 19,00^\circ$

Soudržnost základ-základová spára $a = 12,00$ kPa

Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 414,86$ kN

Extrémní horizontální síla $H = 20,00$ kN

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

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

Napětí v základové spáře uvažováno od upraveného terénu.

Spočtená vlastní tíha patky $G = 84,83$ kN

Spočtená tíha nadloží $Z = 13,50$ kN

Sednutí středu hrany x - 1 = 6,0 mm

Sednutí středu hrany x - 2 = 4,4 mm

Sednutí středu hrany y - 1 = 3,1 mm

Sednutí středu hrany y - 2 = 3,1 mm

Sednutí středu základu = 7,4 mm

Sednutí charakterist. bodu = 4,8 mm
(1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 30,89 \text{ MPa}$

Základ je ve směru délky tuhý ($k=1,90$)

Základ je ve směru šířky tuhý ($k=134,40$)

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu = 4,8 mm

Hloubka deformační zóny = 3,53 m

Natočení ve směru x = 0,000 ($\tan \cdot 1000$)

Natočení ve směru y = 1,078 ($\tan \cdot 1000$)

Dimenzace čís. 1

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení podélné výztuže základu ve směru x

Tloušťka základu je větší než max.vyložení, výztuž není nutná.

Posouzení podélné výztuže základu ve směru y

Profil vložky = 12,0 mm

Počet vložek = 60

Krytí výztuže = 40,0 mm

Šířka průřezu = 6,00 m

Výška průřezu = 0,75 m

Stupeň vyztužení $\rho = 0,16 \% > 0,13 \% = \rho_{min}$

Poloha neutrálné osy $x = 0,05 \text{ m} < 0,43 \text{ m} = x_{max}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 2022,65 \text{ kNm} > 106,55 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

Posouzení patky na protlačení

Normálová síla v sloupu = 950,00 kN

Tlaková diagonála na obvodu sloupu

Síla přenesená roznášením do zákl. půdy = 360,35 kN

Síla přenášená smykovou pevností ŽB = 589,65 kN

Uvažovaný obvod sloupu $u_0 = 2,11 \text{ m}$

Smykové napětí na obvodu sloupu $v_{Ed,max} = 0,46 \text{ MPa}$

Únosnost tlakové diagonály na obvodu sloupu $v_{Rd,max} = 3,68 \text{ MPa}$

Kritický průřez bez smykové výztuže

Síla přenesená roznášením do zákl. půdy = 820,94 kN

Síla přenášená smykovou pevností ŽB = 129,06 kN

Vzdálenost průřezu od sloupu = 0,35 m

Délka průřezu $u_{cr} = 12,00 \text{ m}$

Smykové napětí na průřezu $v_{Ed} = 0,02 \text{ MPa}$

Únosnost nevyztuženého průřezu $v_{Rd,c} = 1,19 \text{ MPa}$

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

Patka na protlačení VYHOVUJE

Výpočet úhlové zdi

Vstupní data

Projekt

Akce : PROPUSTEK Č.POP.89
 Část : OPERKA-VTOK
 Popis : OPERKA-VTOK
 Autor : MARTIN FUSEK
 Datum : 11.12.2019

Materiál konstrukce

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

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

Beton : C 30/37

Válcová pevnost v tlaku

$f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu

$f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$

Ocel podélná : B500

Mez kluzu

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

Geometrie konstrukce

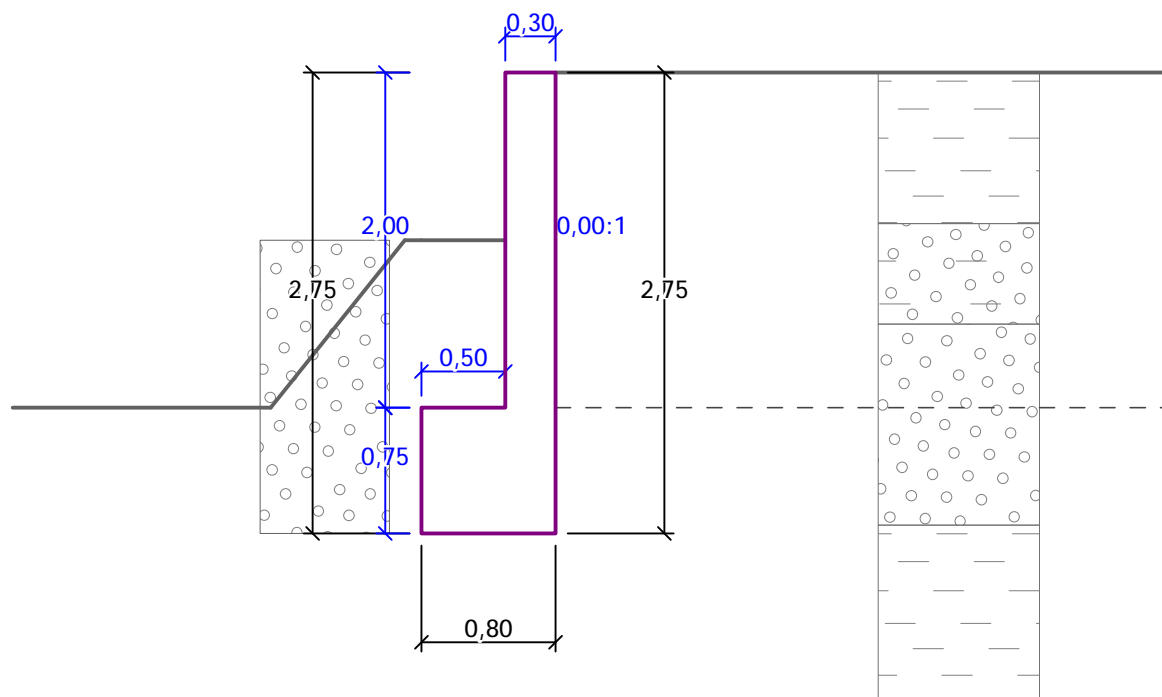
Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0,00	0,00
2	0,00	2,00
3	0,00	2,75
4	-0,80	2,75
5	-0,80	2,00
6	-0,30	2,00
7	-0,30	0,00

Počátek [0,0] je v nejhořejším pravém bodu zdi.

Plocha řezu zdi = $1,20 \text{ m}^2$.

Název : Geometrie

Fáze : 1



Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	j_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	g [kN/m ³]	g_{su} [kN/m ³]	d [°]
1	VOZOVKA - KAMENIVO ZPEVNENÉ ASFALTEM		32,50	4,00	19,00	13,00	10,00
2	Třída G5-NAVAZKA, HUTNĚNÉ		30,00	6,00	19,50	13,00	19,00
3	Třída G3, ulehlá		35,50	0,00	19,00	13,00	30,00
4	Třída F6, konzistence tuhá		19,00	12,00	21,00	13,00	16,00
5	Třída F6, konzistence pevná $S_r > 0,8 - R_6$		19,00	16,00	21,00	13,00	19,00

Parametry zemín pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	j [°]	n [-]	OCR [-]	K_r [-]
1	VOZOVKA - KAMENIVO ZPEVNENÉ ASFALTEM		nesoudržná	32,50	-	-	-
2	Třída G5-NAVAZKA, HUTNĚNÉ		nesoudržná	30,00	-	-	-
3	Třída G3, ulehlá		soudržná	-	0,25	-	-
4	Třída F6, konzistence tuhá		soudržná	-	0,40	-	-
5	Třída F6, konzistence pevná $S_r > 0,8 - R_6$		soudržná	-	0,40	-	-

Parametry zemín**VOZOVKA - KAMENIVO ZPEVNENÉ ASFALTEM**

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 32,50^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 4,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 10,00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 23,00 \text{ kN/m}^3$

Třída G5-NAVAZKA, HUTNĚNÉ

Objemová tíha : $\gamma = 19,50 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 30,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 6,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 19,00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 23,00 \text{ kN/m}^3$

Třída G3, ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 35,50^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 0,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 30,00^\circ$
 Zemina : soudržná
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,25$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 23,00 \text{ kN/m}^3$

Třída F6, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 19,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 12,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 16,00^\circ$
 Zemina : soudržná
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,40$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 23,00 \text{ kN/m}^3$

Třída F6, konzistence pevná $S_r > 0,8$ - R6

Objemová tíha : $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 19,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 16,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 19,00^\circ$
 Zemina : soudržná
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,40$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 23,00 \text{ kN/m}^3$

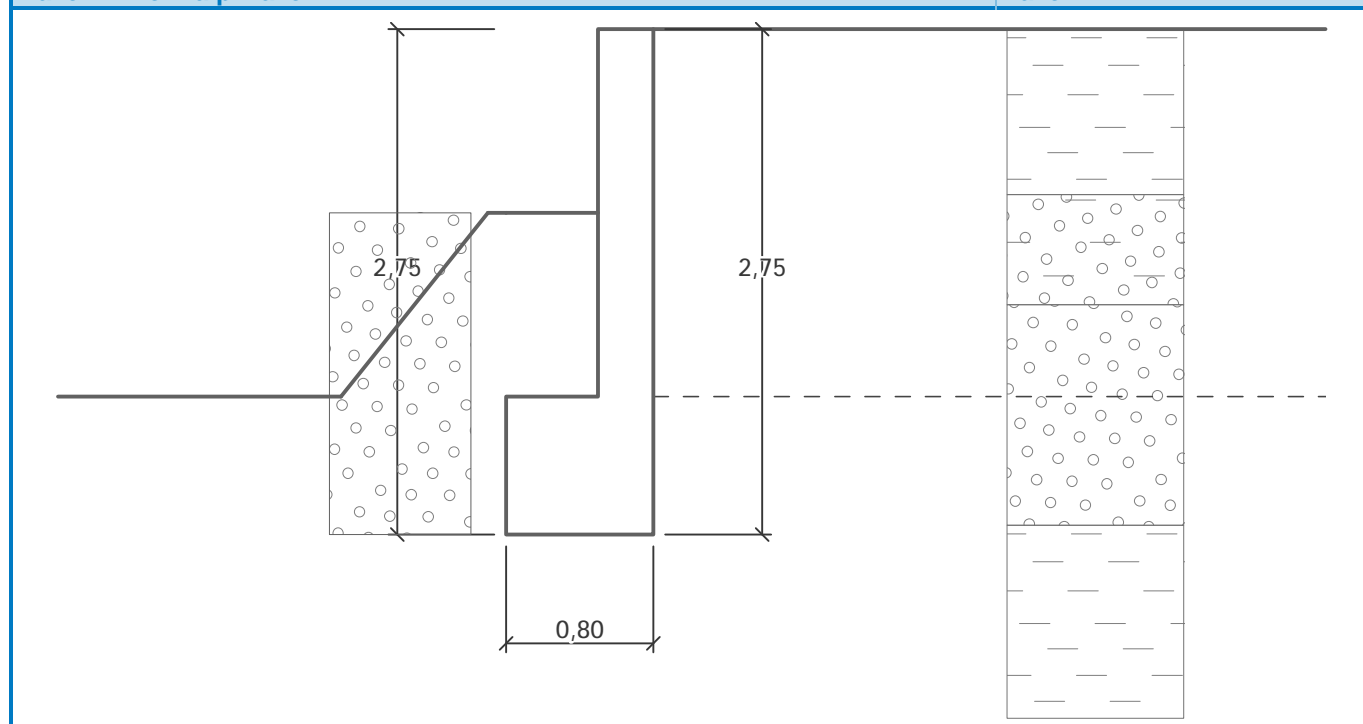
Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	0,90	Třída F6, konzistence tuhá	

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
2	0,60	Třída G5-NAVAZKA, HUTNĚNÉ	
3	1,20	Třída G3, ulehlá	
4	2,30	Třída F6, konzistence tuhá	
5	1,00	Třída F6, konzistence pevná $S_r > 0,8$ - R6	
6	-	Třída F6, konzistence pevná $S_r > 0,8$ - R6	

Název : Profil a přiřazení

Fáze : 1



Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 2,00 m
Vztlak v základové spáře od rozdílných tlaků není uvažován.

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: 1/3 pas., 2/3 v klidu

Zemina na líci konstrukce - Třída G3, ulehlá

Třecí úhel kce-zemina

$$\delta = 0,00^\circ$$

Výška zeminy před zdí

$$h = 1,75 \text{ m}$$

Tvar terénu na líci konstrukce

Číslo	Souřadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0,00	0,00

Číslo	Souřadnice X [m]	Hloubka Z [m]
2	0,00	-1,75
3	-0,10	-1,75
4	-0,90	-0,75
5	-1,90	-0,75

Počátek [0,0] je umístěn do levého spodního okraje konstrukce.
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

Celkové nastavení výpočtu

Výpočet aktivního tlaku - Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku - Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Norma výpočtu bet.konstrukcí - EN 1992-1-1 (EC2)

Nastavení výpočtu fáze

Dílčí součinitelé posouzení zdi

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Zadání koeficientů : Standard

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Návrhová situace : trvalá

Součinitelé redukce zatížení (F)	Souč.	Nepříznivé [-]	Příznivé [-]
Stálé zatížení	γ_G	1,35	1,00
Proměnné zatížení	γ_Q	1,50	0,00
Zatížení vodou	γ_w	1,30	
Součinitelé redukce odporu (R)		Souč.	[-]
Součinitel redukce odporu na překlopení		γ_{Re}	1,40
Součinitel redukce odporu na posunutí		γ_{Rh}	1,10
Součinitel redukce odporu základové půdy		γ_{Rv}	1,40
Kombinační součinitelé pro proměnná zatížení		Souč.	[-]
Součinitel kombinační hodnoty		ψ_0	0,70
Součinitel časté hodnoty		ψ_1	0,50
Součinitel kvazistále hodnoty		ψ_2	0,30

Zed' se může přemístit, je počítána na zatížení aktivním tlakem.

Tvar zemního klínu

Zemní klín počítat šikmý.

Posouzení čís. 1

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{vod} [kN/m]	Působíště Z [m]	F_{svis} [kN/m]	Působíště X [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0,00	-1,06	27,60	0,53	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-10,57	-0,41	0,01	0,25	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	11,43	-0,65	6,29	0,80	1,350	1,350	1,350
Tlak vody	2,81	-0,25	0,00	0,80	1,300	1,300	1,300
Vztlak vody	0,00	-2,75	0,00	0,80	1,000	1,000	1,000

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{vzd} = 15,21 \text{ kNm/m}$ Moment klopící $M_{kl} = 6,58 \text{ kNm/m}$ **Zed' na překlopení VYHOVUJE****Posouzení na posunutí**Vodor. síla vzdorující $H_{vzd} = 20,03 \text{ kN/m}$ Vodor. síla posunující $H_{pos} = 8,51 \text{ kN/m}$ **Zed' na posunutí VYHOVUJE****Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE**

Maximální napětí v základové spáře : 57,21kPa

Únosnost základové půdy

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [m]	Napětí [kPa]
1	-2,98	45,77	4,81	0,00	45,13
2	-0,26	36,11	8,51	0,00	57,21

Posouzení plošného základu**Vstupní data****Základní parametry zemin**

Číslo	Název	Vzorek	j_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	g [kN/m ³]	g_{su} [kN/m ³]	d [°]
1	VOZOVKA - KAMENIVO ZPEVNENÉ ASFALTEM		32,50	4,00	19,00	13,00	10,00
2	Třída G5-NAVAZKA, HUTNĚNÉ		30,00	6,00	19,50	13,00	19,00
3	Třída G3, ulehlá		35,50	0,00	19,00	13,00	30,00
4	Třída F6, konzistence tuhá		19,00	12,00	21,00	13,00	16,00
5	Třída F6, konzistence pevná $S_r > 0,8 - R_6$		19,00	16,00	21,00	13,00	19,00

Parametry zemin pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	j [°]	n [-]	OCR [-]	K_r [-]
1	VOZOVKA - KAMENIVO ZPEVNENÉ ASFALTEM		nesoudržná	32,50	-	-	-
2	Třída G5-NAVAZKA, HUTNĚNÉ		nesoudržná	30,00	-	-	-
3	Třída G3, ulehlá		soudržná	-	0,25	-	-
4	Třída F6, konzistence tuhá		soudržná	-	0,40	-	-
5	Třída F6, konzistence pevná $S_r > 0,8 - R_6$		soudržná	-	0,40	-	-

Parametry zemín**VOZOVKA - KAMENIVO ZPEVNENÉ ASFALTEM**

Objemová tíha :	γ	=	19,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	32,50 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	4,00 kPa
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	70,00 MPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,30
Koef. strukturní pevnosti :	m	=	0,30
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	23,00 kN/m ³

Třída G5-NAVAZKA, HUTNĚNÉ

Objemová tíha :	γ	=	19,50 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	30,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	6,00 kPa
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	50,00 MPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,30
Koef. strukturní pevnosti :	m	=	0,30
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	23,00 kN/m ³

Třída G3, ulehlá

Objemová tíha :	γ	=	19,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	35,50 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	0,00 kPa
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	95,00 MPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,25
Koef. strukturní pevnosti :	m	=	0,30
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	23,00 kN/m ³

Třída F6, konzistence tuhá

Objemová tíha :	γ	=	21,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	19,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	12,00 kPa
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	4,50 MPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,40
Koef. strukturní pevnosti :	m	=	0,10
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	23,00 kN/m ³

Třída F6, konzistence pevná $S_r > 0,8$ - R6

Objemová tíha :	γ	=	21,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	19,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	16,00 kPa
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	7,00 MPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,40
Koef. strukturní pevnosti :	m	=	0,20
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	23,00 kN/m ³

Založení**Typ základu: základový pas**

Hloubka od původního terénu	h_z	=	2,75 m
Hloubka základové spáry	d	=	1,75 m
Tloušťka základu	t	=	0,75 m
Sklon upraveného terénu	s_1	=	20,00 °
Sklon základové spáry	s_2	=	0,00 °

Objemová tíha zeminy nad základem = 21,00 kN/m³

Geometrie konstrukce**Typ základu: základový pas**

Celková délka pasu = 10,00 m
 Šířka pasu (x) = 0,80 m
 Šířka sloupu ve směru x = 0,10 m
 Objem pasu = 0,60 m³/m

Zadané zatížení je uvažováno na 1bm délky pasu.

Materiál konstrukce

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

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

Beton : C 30/37

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$

Modul pružnosti $E_{cm} = 33000,00 \text{ MPa}$

Ocel podélná : B500

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

Ocel příčná: B500

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

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	0,90	Třída F6, konzistence tuhá	
2	0,60	Třída G5-NAVAZKA, HUTNĚNÉ	
3	1,20	Třída G3, ulehlá	
4	2,30	Třída F6, konzistence tuhá	
5	1,00	Třída F6, konzistence pevná $S_r > 0,8$ - R6	
6	-	Třída F6, konzistence pevná $S_r > 0,8$ - R6	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN/m]	M_y [kNm/m]	H_x [kN/m]
	nové	změna					
1	ANO		ZS 1	Užitné	18,67	-3,60	-4,81
2	ANO		ZS 2	Návrhové	18,67	-3,60	-4,81
3	ANO		ZS 3	Užitné	9,01	-6,38	-8,51
4	ANO		ZS 4	Návrhové	9,01	-6,38	-8,51

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 2,00 m od původního terénu.

Nastavení výpočtu

Typ výpočtu - Výpočet pro odvodněné podmínky

Výpočet svislé únosnosti - ČSN 73 1001

Výpočet sednutí - Výpočet pomocí oedometrického modulu (ČSN 73 1001)

Omezení deformační zóny - pomocí strukturní pevnosti
 Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
 Zadání koeficientů : Standard
 Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu
 Návrhová situace : trvalá

Součinitelé redukce zatížení (F)	Souč.	Nepříznivé [-]	Příznivé [-]
Stálé zatížení	γ_G	1,35	1,00
Součinitelé redukce odporu (R)		Souč.	[-]
Součinitel redukce svislé únosnosti		γ_{Rvs}	1,40
Součinitel redukce vodorovné únosnosti		γ_{Rhs}	1,10

Posouzení čís. 1

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e_x [m]	e_y [m]	s [kPa]	R_d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
ZS 2	Ano	0,00	0,00	51,46	81,20	63,38	Ano
ZS 2	Ne	0,00	0,00	61,31	84,68	72,40	Ano
ZS 4	Ano	0,00	0,00	39,38	55,46	71,01	Ano
ZS 4	Ne	0,00	0,00	49,23	63,97	76,95	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 10,53 \text{ kN/m}$
 Spočtená tíha nadloží $Z = 19,85 \text{ kN/m}$

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník
 Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 4. (ZS 4)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 0,90 \text{ m}$

Dosah smykové plochy $l_{sp} = 2,33 \text{ m}$

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 63,97 \text{ kPa}$

Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 49,23 \text{ kPa}$

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 4. (ZS 4)

Zemní odpor: není uvažován

Úhel tření základ-základová spára $\psi = 19,00^\circ$

Soudržnost základ-základová spára $a = 12,00 \text{ kPa}$

Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 9,86 \text{ kN}$

Extrémní horizontální síla $H = 8,51 \text{ kN}$

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

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

Napětí v základové spáře uvažováno od upraveného terénu.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 7,80 \text{ kN/m}$

Spočtená tíha nadloží $Z = 14,70 \text{ kN/m}$

Sednutí středu délkové hrany $= 0,2 \text{ mm}$

Sednutí středu šířkové hrany 1 $= 0,3 \text{ mm}$

Sednutí středu šířkové hrany 2 $= 0,3 \text{ mm}$

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

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

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

Základ je ve směru délky tuhý ($k=6042,48$)

Základ je ve směru šířky tuhý ($k=3093,75$)

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu $= 0,5 \text{ mm}$

Hloubka deformační zóny $= 0,92 \text{ m}$

Natočení ve směru šířky $= 0,000$ ($\tan \cdot 1000$)

Dimenzace čís. 1

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení podélné výztuže základu ve směru x

Tloušťka základu je větší než max.vyložení, výztuž není nutná.

Posouzení patky na protlačení

Normálová síla v sloupu $= 9,01 \text{ kN}$

Tlaková diagonála na obvodu sloupu

Síla přenesená roznášením do zákl. půdy $= 1,13 \text{ kN}$

Síla přenášená smykovou pevností ŽB $= 7,88 \text{ kN}$

Uvažovaný obvod sloupu $u_0 = 2,00 \text{ m}$

Smykové napětí na obvodu sloupu $v_{\text{Ed,max}} = 0,05 \text{ MPa}$

Únosnost tlakové diagonály na obvodu sloupu $v_{\text{Rd,max}} = 5,28 \text{ MPa}$

Patka na protlačení VYHOVUJE

Dimenzace čís. 1

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{vod} [kN/m]	Působíště Z [m]	F_{svis} [kN/m]	Působíště X [m]	Koef. moment	Koef. norm.síla	Koef. pos.síla
Tíh.- zeď	0,00	-1,00	13,79	0,15	1,000	1,350	1,000
Odpor na líci	-1,67	-0,37	0,00	0,00	1,000	1,000	1,000
Tlak v klidu	18,97	-0,80	0,00	0,30	1,350	1,000	1,350
Tlak vody	0,00	-2,00	0,00	0,30	1,000	1,000	1,000

Posouzení dřívku zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

Profil vložky $= 10,0 \text{ mm}$

Počet vložek = 6

Krytí výztuže = 45,0 mm

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 0,30 m

Stupeň vyztužení $\rho = 0,19 \% > 0,15 \% = \rho_{\min}$ Poloha neutrálné osy $x = 0,01 \text{ m} < 0,15 \text{ m} = x_{\max}$ Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 50,17 \text{ kNm} > 19,75 \text{ kNm} = M_{Ed}$ **Průřez VYHOVUJE.**

Výpočet úhlové zdi

Vstupní data

Projekt

Akce : PROPUSTEK Č.POP.89

Část : OPERKA-VTOK

Autor : MARTIN FUSEK

Datum : 11.12.2019

Materiál konstrukce

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

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

Beton : C 30/37

Válcová pevnost v tlaku

 $f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu

 $f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$

Ocel podélná : B500

Mez kluzu

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

Geometrie konstrukce

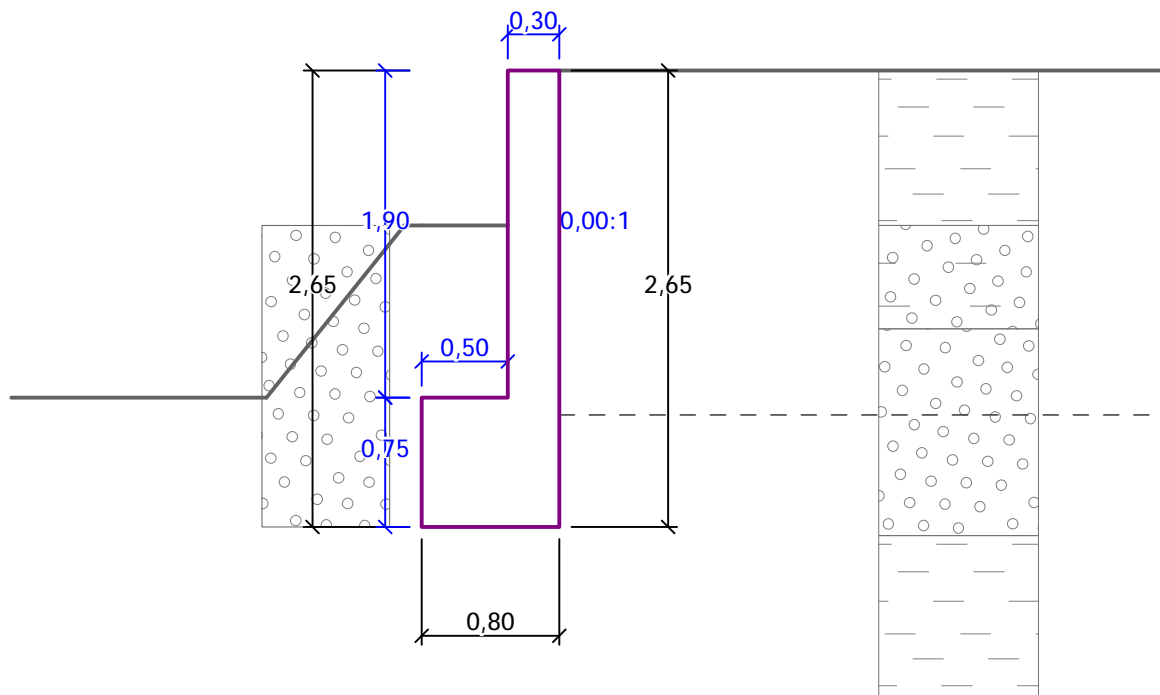
Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0,00	0,00
2	0,00	1,90
3	0,00	2,65
4	-0,80	2,65
5	-0,80	1,90
6	-0,30	1,90
7	-0,30	0,00

Počátek [0,0] je v nejhořejším pravém bodu zdi.

Plocha řezu zdi = 1,17 m².

Název : Geometrie

Fáze : 1



Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	j_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	g [kN/m ³]	g_{su} [kN/m ³]	d [°]
1	VOZOVKA - KAMENIVO ZPEVNENÉ ASFALTEM		32,50	4,00	19,00	13,00	10,00
2	Třída G5-NAVAZKA, HUTNĚNÉ		30,00	6,00	19,50	13,00	19,00
3	Třída G3, ulehlá		35,50	0,00	19,00	13,00	30,00
4	Třída F6, konzistence tuhá		19,00	12,00	21,00	13,00	16,00
5	Třída F6, konzistence pevná $S_r > 0,8 - R_6$		19,00	16,00	21,00	13,00	19,00

Parametry zemín pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	j [°]	n [-]	OCR [-]	K_r [-]
1	VOZOVKA - KAMENIVO ZPEVNENÉ ASFALTEM		nesoudržná	32,50	-	-	-
2	Třída G5-NAVAZKA, HUTNĚNÉ		nesoudržná	30,00	-	-	-
3	Třída G3, ulehlá		soudržná	-	0,25	-	-
4	Třída F6, konzistence tuhá		soudržná	-	0,40	-	-
5	Třída F6, konzistence pevná $S_r > 0,8 - R_6$		soudržná	-	0,40	-	-

Parametry zemín**VOZOVKA - KAMENIVO ZPEVNENÉ ASFALTEM**

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 32,50^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 4,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 10,00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 23,00 \text{ kN/m}^3$

Třída G5-NAVAZKA, HUTNĚNÉ

Objemová tíha : $\gamma = 19,50 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 30,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 6,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 19,00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 23,00 \text{ kN/m}^3$

Třída G3, ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 35,50^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 0,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 30,00^\circ$
 Zemina : soudržná
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,25$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 23,00 \text{ kN/m}^3$


Třída F6, konzistence tuhá


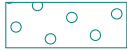



Objemová tíha : $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 19,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 12,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 16,00^\circ$
 Zemina : soudržná
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,40$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 23,00 \text{ kN/m}^3$

Třída F6, konzistence pevná $S_r > 0,8$ - R6

Objemová tíha : $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 19,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 16,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 19,00^\circ$
 Zemina : soudržná
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,40$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 23,00 \text{ kN/m}^3$

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	0,90	Třída F6, konzistence tuhá	

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
2	0,60	Třída G5-NAVAZKA, HUTNĚNÉ	
3	1,20	Třída G3, ulehlá	
4	2,30	Třída F6, konzistence tuhá	
5	1,00	Třída F6, konzistence pevná $S_r > 0,8$ - R6	
6	-	Třída F6, konzistence pevná $S_r > 0,8$ - R6	

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 2,00 m
Vztlak v základové spáře od rozdílných tlaků není uvažován.

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: 1/3 pas., 2/3 v klidu

Zemina na líci konstrukce - Třída G3, ulehlá

Třecí úhel kce-zemina

$$\delta = 0,00^\circ$$

Výška zeminy před zdí

$$h = 1,75 \text{ m}$$

Tvar terénu na líci konstrukce

Číslo	Souřadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0,00	0,00
2	0,00	-1,75
3	-0,10	-1,75
4	-0,90	-0,75
5	-1,90	-0,75

Počátek [0,0] je umístěn do levého spodního okraje konstrukce.
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

Celkové nastavení výpočtu

Výpočet aktivního tlaku - Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku - Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Norma výpočtu bet.konstrukcí - EN 1992-1-1 (EC2)

Nastavení výpočtu fáze**Dílčí součinitelé posouzení zdi**

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Zadání koeficientů : Standard

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Návrhová situace : trvalá

Součinitelé redukce zatížení (F)	Souč.	Nepříznivé [-]	Příznivé [-]
Stálé zatížení	γ_G	1,35	1,00
Proměnné zatížení	γ_Q	1,50	0,00

Součinitel redukce zatížení (F)	Souč.	Nepříznivé [-]	Příznivé [-]
Zatížení vodou	γ_w	1,30	
Součinitel redukce odporu (R)	Souč.	[-]	
Součinitel redukce odporu na překlopení	γ_{Re}	1,40	
Součinitel redukce odporu na posunutí	γ_{Rh}	1,10	
Součinitel redukce odporu základové půdy	γ_{Rv}	1,40	
Kombinační součinitel pro proměnná zatížení	Souč.	[-]	
Součinitel kombinační hodnoty	ψ_0	0,70	
Součinitel časté hodnoty	ψ_1	0,50	
Součinitel kvazistále hodnoty	ψ_2	0,30	

Zed' se může přemístit, je počítána na zatížení aktivním tlakem.

Tvar zemního klínu

Zemní klín počítat šikmý.

Posouzení čís. 1

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{vod} [kN/m]	Působíště Z [m]	F_{svis} [kN/m]	Působíště X [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0,00	-1,02	26,91	0,52	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-10,57	-0,41	0,01	0,25	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	10,54	-0,60	5,89	0,80	1,350	1,350	1,350
Tlak vody	2,11	-0,22	0,00	0,80	1,300	1,300	1,300
Vztlak vody	0,00	-2,65	0,00	0,80	1,000	1,000	1,000

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{vzd} = 14,58$ kNm/m

Moment klopící $M_{kl} = 4,78$ kNm/m

Zed' na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{vzd} = 22,61$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{pos} = 6,40$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 55,37kPa

Únosnost základové půdy

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [m]	Napětí [kPa]
1	-4,33	44,30	2,70	0,00	43,59
2	-1,68	34,87	6,40	0,00	55,37

Dimenzace čís. 1**Spočtené síly působící na konstrukci**

Název	F_{vod} [kN/m]	Působíště Z [m]	F_{svis} [kN/m]	Působíště X [m]	Koef. moment	Koef. norm.sila	Koef. pos.sila
Tíh.- zeď	0,00	-0,95	13,10	0,15	1,000	1,350	1,000
Odpor na líci	-1,67	-0,37	0,00	0,00	1,000	1,000	1,000
Tlak v klidu	17,67	-0,75	0,00	0,30	1,350	1,000	1,350
Tlak vody	0,00	-1,90	0,00	0,30	1,000	1,000	1,000

Posouzení dříku zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

Profil vložky = 10,0 mm

Počet vložek = 6

Krytí výztuže = 45,0 mm

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 0,30 m

Stupeň vyztužení $\rho = 0,19 \% > 0,15 \% = \rho_{\min}$ Poloha neutrálné osy $x = 0,01 \text{ m} < 0,15 \text{ m} = x_{\max}$ Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 50,17 \text{ kNm} > 17,27 \text{ kNm} = M_{Ed}$ **Průřez VYHOVUJE.**