

Krajská zdravotní, a.s., Sociální péče 3316/12a, 400 11 Ústí nad Labem (stavebník)
Nemocnice Chomutov – SO 02 – Nové energocentrum – trafostanice TS1
D.1.2 – stavebně konstrukční řešení
4X 20/07/22/... DPS – dokumentace pro provádění/zadání stavby (DZS)

4X20.22_D12_TZ_DPS_00

TECHNICKÁ ZPRÁVA

4X20.22_D12_SV_DPS_00

STATICKÝ VÝPOČET

založení + žb monolity

Vypracoval: Ing.Voborský Libor
ČKAIT 0011933

1	Úvod.....	4
2	Popis řešených konstrukcí.....	4
2.1	Podrobný popis nových konstrukcí.....	5
2.1.1	SO 02 – nová hala energocentra.....	5
3	Navržené výrobky, materiály a hlavní konstrukční prvky.....	5
4	Podklady.....	6
5	Geologická situace.....	6
5.1	Inženýrskogeologické poměry.....	6
5.2	Podzemní voda.....	7
5.3	Základové poměry.....	7
5.4	Zemní práce.....	8
5.5	Ochranné režimy.....	8
5.6	Geoelektrická korozivita území.....	8
5.7	Závěry zpracovatele řešerše.....	8
6	Zatížení.....	9
6.1	Přehled zatížení.....	9
6.1.1	Stálé zatížení.....	9
6.1.2	Proměnné zatížení.....	9
6.2	Podrobný rozbor zatížení.....	10
6.2.1	Vlastní tíha nosných konstrukcí – $g_{0,k}$	10
6.2.2	Ostatní stálé zatížení – $g_{i,k}$	10
6.2.3	Užitné zatížení – q_k	11
6.2.4	Zatížení větrem – w_k	11
6.2.5	Zatížení sněhem – s_k	12
6.2.6	Zatížení zemním tlakem.....	12
7	Nosné konstrukce a založení.....	15
7.1	Návrhové hodnoty použitých materiálů.....	15
7.1.1	Návrhové hodnoty pro železobetonové konstrukce.....	15
7.1.2	Návrhové hodnoty oceli.....	16
7.2	Model nosné konstrukce a založení.....	16
7.2.1	Návrh rozhodujících prvků nosné konstrukce.....	16
7.2.2	Model nosné konstrukce.....	17
7.2.3	Výsledky.....	20
7.3	Zajištění stavební jámy - ZSJ.....	21
7.3.1	Pažení štětovnicemi.....	21
7.4	Založení – ZAL.....	31
7.4.1	Vyplavání.....	31
7.4.2	Základová deska.....	32
7.5	Železobetonové konstrukce – ŽBK.....	34
7.5.1	Návrhové hodnoty použitého betonu a výztuže.....	35
7.5.2	Krytí výztuže.....	35
7.5.3	Požární odolnost.....	35
7.5.4	Pohledový beton.....	36
7.5.5	Základová deska zD1 + stěny v 1.PP.....	36
7.5.6	Stěny.....	38
7.5.7	Deska stropu nad 1.PP – D1.....	39
7.5.8	Deska stropu nad 1.NP – D2.....	41
7.5.9	Deska venkovní konzoly – K1.....	43
7.6	Ocelové konstrukce – OK.....	44
7.6.1	Návrhové hodnoty oceli.....	44

7.6.2	Štětovnice	44
7.6.3	Nosníky pod transformátory.....	45
8	Provádění nosných konstrukcí a založení	46
8.1	Poznámky k provádění ZAL a ZSJ	46
8.1.1	Poznámky k provádění štětových stěn	47
8.2	Poznámky k provádění ŽBK	47
8.2.1	Kvalita povrchů betonových konstrukcí	48
8.2.2	Kotvení	49
8.2.3	Smršťování a dotvarování betonu	49
8.2.4	Tolerance	49
8.3	Poznámky k provádění OK	51
9	Povrchová úprava nosných konstrukcí.....	51
10	Bezpečnost práce.....	52
11	Použitá literatura	52

1 Úvod

Nosná konstrukce je navržena jako masivní a odolná tak, aby spolehlivě a bez poškození přenesla běžné zatížení dle ČSN 1991-1-1 až 1991-1-4.

Statickým výpočtem je ověřena navržená koncepce nosných konstrukcí, prokázána dostatečná mechanická odolnost a stabilita nosných konstrukcí, zejména s ohledem na výskyt nepřípustných přetvoření a poškození jiných částí stavby a technických zařízení vlivem přetvoření. Jsou ověřeny všechny rozhodující prvky nosných konstrukcí a založení.

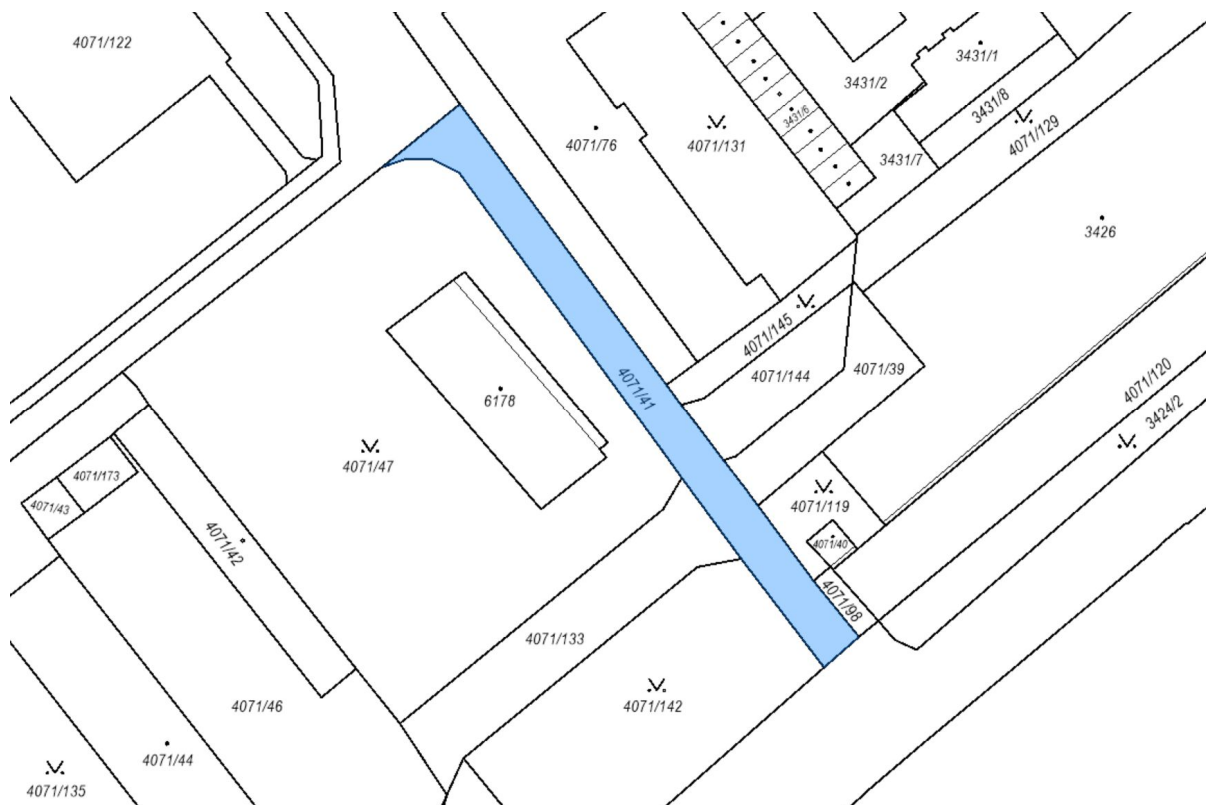
Rozsah dokumentace v části D.1.2 - stavebně konstrukční řešení odpovídá přibližně příloze č. 13 k vyhlášce č. 405/2017.

Dokumentace pro zadání stavby (DZS) je dokumentací zjednodušenou, odpovídá pouze účelu (výběr zhotovitele) a v žádném případě nenahrazuje DPS, tj. dokumentaci pro provádění stavby zpracovanou zhotovitelem, je tedy pouze podkladem pro zpracování dokumentace pro provádění stavby zhotovitelem (PD zhotovitele)!

Je vykázána pouze staticky nutná výztuž monolitických konstrukcí (výkresy uspořádání výztužení s rezervou cca. 25%). V rámci PD zhotovitele budou dopracovány podrobné výkresy výztužení dle ČSN EN 1992-1-1. Součástí PD zhotovitele je i podrobné posouzení zejména prefabrikovaných a dále ocelových a příp. zděných konstrukcí, a to včetně detailů a přípojí.

2 Popis řešených konstrukcí

Projekt (PD) pro zadání stavby (DPS/DZS) ve stavebně konstrukční části (D.1.2) řeší stavbu nového energocentra – trafostanice TF1 včetně náhradního zdroje elektrické energie v areálu nemocnice Chomutov. Jedná se o jednoduchou stěnovou železobetonovou konstrukci umístěnou na pozemku s parc. č. 4071/41, k-ú. Chomutov I [652458].



Katastr nemovitostí

Samostatně stojící jednopodlažní halový objekt SO 02 je určen pro umístění potřebné technologie, tj. především transformátorů, záložních zdrojů a NN rozvodny. Součástí haly je i snížený prostor pro napojení na prefabrikovaný kolektor SO 03 (-2.600). Základová deska má další 3 výškové úrovně, tj. běžnou úroveň (-0.150) s jímkou pro základy generátorů (-0.800), sníženou část s dvojitou podlahou (-1.000) a úroveň 1.PP (-2.6).

$\pm 0 = 339.95 \text{ m n.m.}$ \equiv zvýšená podlaha v 1.NP (technologický rošt)

2.1 Podrobný popis nových konstrukcí

Podrobný popis nosných konstrukcí železobetonových a ocelových a základů.

2.1.1 SO 02 – nová hala energocentra

Objekt energocentra je navržen jako stěnový, s monolitickými železobetonovými stěnami suterénními a obvodovými, stropní a základovou deskou. Půdorysné rozměry jsou cca. 11.15 x 24.2m.

Hlavní *svíslé nosné prvky* \rightarrow železobetonové stěny bílé vany tl. 0.3m pod úrovní UT (hloubka pod UT = -0.15 je cca. 3.6m), obvodové stěny tl. 0.3m (výška nad UT cca. 4.15m), resp. vnitřní nosné stěny tl. 0.2m (výška 3.65 a 4.5m).

Hlavní *vodorovné nosné prvky* \rightarrow stropní deska tl. 0.25m nad celým půdorysem.

Založení haly je navrženo jako plošné na desce tl. cca. 0.4m s horním lícem v několika výškových úrovních, tj. cca. -2.6 m (snížená část v místě napojení na kolektor), cca. -1.0 (převážná plocha), cca. -0.85 (snížená část pod generátory), resp. cca. -0.15 (kolem generátorů) od $\pm 0,00$ (339.95 m n.m.). V tomto případě bude základovou spáru tvořit jednotně šterk střední až hrubý s výplní hlinitopísčitou, ulehý (GT2). Ve snížené části (ZS = -3.1 až -3.7) bude ZS pod HPV \rightarrow těsněné pažení nebo čerpání.

3 Navržené výrobky, materiály a hlavní konstrukční prvky

Rozhodující materiály nosných konstrukcí dle platných ČSN EN.

Odkazy na konkrétní výrobky a materiály v grafické nebo textové části PD jsou použity pouze pro potřeby výpočtů (např. hmotnost, mechanicko fyzikální vlastnosti, rozměry, apod.)!

„Zadavatel uvedl odkaz podle § 89 odst. 5 písm. a) nebo b) ZZVZ, neboť stanovení technických podmínek podle § 89 odst. 1 ZZVZ by nebylo dostatečně přesné nebo srozumitelné. Zadavatel v těchto případech připouští rovnocenné řešení.“

1/ základy

\rightarrow beton:

- základová deska min. C25/30 XC2 XA1 XF1 (železobeton, část v zemi)
- nadzemní části C30/37 XC4 XF2 (železobeton nechráněný)
- podkladní/výplňový beton C16/20

\rightarrow ocel:

- výztuž z oceli B500B (10 505.9) nebo B500A (10 505.0) \rightarrow 10 505-R.
- ostatní S235.

2/ železobetonové nosné konstrukce

\rightarrow beton:

- monolitické konstrukce jsou navrženy z betonu min. C30/37 XC1/XC4 XF1/XF4 XA1 s případným opatřením pro zvýšení mrazuvzdornosti a nepropustnosti.

\rightarrow ocel:

- výztuž z oceli Bst500B (10 505.9) nebo B500A (10 505.0) → 10 505-R.
- ostatní S235.

3/ ocelové konstrukce

→ většina prvků OK z oceli S235, příp. S275 nebo S355.

→ antikorozi nebo protipožární ochrana dle stavební části dokumentace.

→ všechny průřezy válcovaných nosníků jsou uvažovány dle příslušných ČSN!!

4 Podklady

Byla předána rozpracovaná PD architektonicko stavební části ve stupni DSP a zatížení (Ing.Krejčí, DES Praha, s.r.o.):

1/ rozpracovaná dokumentace k DSP – architektonicko stavební část;

2/ IGP (řešerše, STAGEO, Mgr. Polák, 2021);

3/ zatížení technologií (Altron, a.s., M. Novotný);

Zpracovatel PD ve stavebně konstrukčním řešení žádným způsobem neodpovídá za správnost a úplnost předaných podkladů!

5 Geologická situace

Zájmové území se nachází v areálu Nemocnice Chomutov. Nová trafostanice má být umístěna vedle stávající ve východní části areálu u Beethovenovi ulice.

Terén zájmového území je rovinný, upravený a má nadmořskou výškou okolo 339.7 m n.m.

Dle *geomorfologického členění* ČR (Demek, 1987) leží území v Údické kotlině pánvi, která je jz. částí Chomutovsko-teplické pánve a při použití vyššího stupně členění pak celé širší území náleží do Mostecké pánve.

Údická kotlina je erozní sníženina vyhloubená v miocenních jílech a píscích mosteckého souvrství. Má mírně ukloněný povrch středopleistocenních fluviálně proluviálních písčitých štěrků náplavových kuželů a nízkých říčních teras. Místy s pokryvem sprašových hlín.

Z *regionálně geologického hlediska* leží zájmové území v mostecké pánvi. V zájmovém území tvoří svrchní polohu její výplně nezpevněné sedimenty mosteckého souvrství (svrchní vrstvy, miocenního stáří). Archivními vrty byly zastiženy tmavošedé vysoce plastické jíly. Povrch jílů je nerovný a nachází se v hloubce 4 až 5 m pod terénem.

Kvartérní pokryv zastupují nevytříděné fluviální hlinité štěrky až písky s valouny středního pleistocénu. Povrch terénu tvoří humózní hlína o mocnosti do 0.5 m. Je pravděpodobný i výskyt navážek z místního překopaného materiálu o mocnosti do 1.0 m.

Dle hydrogeologické rajonizace se zájmové území nachází v rajónu základní vrstvy č. 2121 *Mostecká pánev – severní část*.

5.1 Inženýrskogeologické poměry

Zeminy, které tvoří podloží v zájmovém území lze, na základě archivních prací, rozdělit do následujících geotechnických typů. Zatřídění jednotlivých typů bylo provedeno dle normy ČSN P 73 1005 *Inženýrskogeologický průzkum*.

recent:

- **GT1 – humózní hlíny a navážky** tvoří svrchní polohu pokryvu. Jako základová půda jsou nevhodné.

kvartér:

- **GT2 – fluviální hlinité štěrky až hlinité písky** jsou ulehle, respektive na hranici tuhé a pevné konzistence. Dle ČSN P73 1005 se jedná o hlinité štěrky (G4-GM) až hlinité písky (S4-SM). Jako základová půda jsou vhodné.

miocén, mostecké souvrství:

- **GT3 – vysoce plastické jíly** jsou tmavě šedé, svrchu tuhé konzistence s rychlým přechodem do pevné konzistence. Dle ČSN P73 1005 se jedná o jíly s vysokou (F8-CH) až extrémně vysokou plasticitou (F8-CE).

Tabulka 1 – Geotechnické vlastnosti základové půdy

Geotechnický typ základové půdy	GT2	GT3
Zatřídění dle ČSN P73 1005	S4-SM, G4-GM	F8-CH, F8-CV F8-CE
Konzistence / ulehlost dle ČSN P73 1005	ulehlé, tuhé až pevné	pevná
Objemová tíha γ_n (kNm ⁻³)	18,0 – 19,0	17,0
Poissonovo č. ν (1)	0,30	0,40
Úhel vnitřního tření φ_{ef} (°)	30	24
Soudržnost c_{ef} (kPa)	0 - 8	5
Modul přetvárnosti E_{def} (MPa)	50	6
Doporučená únosnost (kPa)	300	150

⇒ všechny hodnoty geotechnických vlastností jsou stanoveny pro zeminy v rostlém sekundárně nenarušeném stavu.

⇒ doporučená únosnost je počítána bez vlivu podzemní vody pro šířku základu 1,0 m a hloubku založení 1,0 m

5.2 Podzemní voda

Podzemní voda vytváří ve kvartérních štěrcích občasný nesouvislý mělký průlinový horizont. Úroveň hladiny je závislá na složení sedimentů (obsahu hlinité frakce) a aktuálních klimatických podmínkách. Dle archivních vrtů je možné hladinu očekávat v hloubce okolo 3 m pod terénem. Ojedinele může vystoupit až 1,0 m pod terén.

Generelní směr proudění podzemní vody je k jihovýchodu k toku Chomutovky, která tvoří místní drenážní bázi.

Zájmové území se dle dostupných informací nenachází v ochranném pásmu vodního zdroje ve smyslu *Vyhlášky č. 137/1999 Sb.* ve znění pozdějších předpisů a není ani součástí chráněné oblasti přirozené akumulace vod CHOPAV.

Podle archivních rozborů má podzemní voda mírně zvýšený obsah agresivního CO₂ a místy má zvýšený výskyt síranů. Dle ČSN EN 206-1 je podzemní voda řazena do třídy XA1, tedy nízké agresivní voda na betonové konstrukce.

5.3 Základové poměry

Základové poměry jsou posuzovány dle ČSN EN 1997-1: Eurokód 7 Navrhování geotechnických konstrukcí, část 1: obecná pravidla a dle ČSN P73 1005 Inženýrskogeologický průzkum.

Dle přílohy E normy ČSN P 73 1005 Inženýrskogeologický průzkum se jedná o území s **jednoduchými inženýrskogeologickými poměry**. Zájmové území je řazeno do **2. třídy geotechnického rizika**.

Dle ČSN EN 1997-1: Eurokód 7 Navrhování geotechnických konstrukcí, část 1: obecná pravidla a i dle ČSN P 73 1005 Inženýrskogeologický průzkum je možné při projektu postupovat podle **1. geotechnické kategorie**.

Objekt trafostanice je možné založit plošně na pasech či desce. Hloubku založení uvažujte min 1.0 m od upraveného terénu. Tak aby základová spára byla v nezámrazné hloubce a základovou půdu tvořily hlinité štěrky (GT2). V případě zastižení vyšší mocnosti navážek bude třeba základovou spáru prohloubit na rostlý terén a vyplnit hubeným betonem.

Podzemní voda základové poměry ovlivňovat nebude. V případě zastižení mělké občasné zvodně zasáklé vody je třeba ji stáhnout do jímky a odčerpat.

5.4 Zemní práce

Zemní práce budou prováděny dle ČSN P73 1005 *Inženýrskogeologický průzkum* v zeminách I. třídy těžitelnosti. Dle zrušené ČSN 73 3050 se jedná o 2. až 4. třídu.

Výkopy nad hladinou podzemní vody se udrží svislé bez pažení do hloubky 1,5 m. Hlubší výkopy je třeba pažit nebo volit svahované ve sklonu 2 : 1 (výška : šířka).

Vytěžené hlinité štěrky či písky (GT2) jsou vhodné pro další použití. Navážky (GT1) je třeba posoudit na místě.

5.5 Ochranné režimy

Širší okolí nenáleží k chráněné oblasti přirozené akumulace podzemních vod, žádná omezení se tedy na stavbu nevztahují. Území nenáleží do Registru svahových nestabilit ani do databáze poddolovaných území. Podle mapy seismických oblastí (ČSN EN 1998-1) náleží území k seismickému okresu Chomutov se špičkovým zrychlením $a_{gR} = 0.03g$ (případ velmi malé seismicity → ustanovení ČSN EN 1998 není třeba dodržovat).

5.6 Geoelektrická korozivita území

Korozní průzkum proveden nebyl. Pro stupeň DSP předpokládám výskyt bludných proudů, odpovídající běžným stavbám vzdálených od elektrizovaných trakčních systémů s běžnou hustotou osídlení města, bez průmyslové zástavby a k tomu odpovídající návrh opatření.

Uvažuji předběžně opatření odpovídající stupni č. 4: Navrhuje se primární ochrana, navrhuji se konstrukční ochranná opatření, která omezují vliv bludných proudů, předběžně se navrhuje i požadavek na provaření výztuže v plném rozsahu (pomocnými bodovými svary) a její vyvedení pro měření vlivu bludných proudů.

Korozní agresivita je dle ČSN 03 8372 z hlediska hustoty proudu v cizím proudovém poli ve stupni IV. Podrobně jsou ochranná opatření pro omezení bludných proudů na betonové konstrukce zpracována v TP124. Podle této publikace se pro daný stupeň ochranných opatření navrhuje primární ochrana. Dále se navrhuji konstrukční opatření, které omezují vliv bludných proudů. Dle Čl. 5.2.2: Z hlediska ochrany před účinky bludných proudů je považováno za vyhovující krytí na vnějším povrchu se stykem se zeminou min. 50 mm s definovanou trhlinou a průsakem. Dle Čl. 5.2.3: Při aplikaci sekundární ochrany nebo v případě použití betonu Permacrete lze snížit požadavek na zvýšené krytí výztuže na 40 mm. Před dalším stupněm PD bude provedeno měření in situ a následně bude upraveno předběžně navržené řešení ochrany proti bludným proudům. Předpoklad je především zmírnění požadavků především na provaření výztuže.

5.7 Závěry zpracovatele řešerše

Základové poměry zájmového území je možné charakterizovat jako jednoduché.

Při návrhu založení je třeba postupovat podle **2. geotechnické kategorie** dle ČSN P73 1005 *Inženýrskogeologický průzkum*.

Při hloubce založení min 1,0 m od terénu budou základovou půdu tvořit ulehle hlinité štěrky, které tvoří vhodnou základovou půdu. Objekt je možné založit plošně.

Vsakování srážkových vod je na lokalitě možné realizovat pomocí podzemního vsakovacího objektu.

Vyhodnocení poměrů posuzované lokality bylo provedeno na základě souboru omezených archivních údajů a řadu detailnějších parametrů základových či hydrogeologických poměrů je třeba považovat jen za informativní.

Během realizace rozvodny doporučuji provést geologický dozor, aby mohly být potvrzeny a případně upřesněny výše uvedené předpoklady.

6 Zatížení

Zatížení je stanoveno na základě předané dokumentace GP (DES Praha s.r.o.) a respektuje ČSN EN 1990 a EN 1991-1-1 až 4.

Všechna zatížení jsou uvažována jako trvalá návrhová situace.

Všechna zatížení jsou uvedena v charakteristických hodnotách.

Kombinace zatížení pro trvalé návrhové situace:

$$\sum_j \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \sum_i \gamma_{Q,i} \times \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \quad (6.10)$$

$$\sum_j \xi \times \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \sum_i \gamma_{Q,i} \times \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \quad (6.10b)$$

Volím postup podle 6.10 ČSN EN 1990, tj. $1.35 \times G_{k,j} + 2$ hlavní proměnná zatížení.

6.1 Přehled zatížení

Je uvedeno rozhodující stálé a proměnné zatížení uvažované v dalších částech SV.

6.1.1 Stálé zatížení

Vlastní tíha konstrukcí a materiálů ve skladbách.

6.1.1.1 Vlastní tíha použitých materiálů

železobetonové konstrukce	$23 - 25 \text{ kN} / \text{m}^3$
ocelové konstrukce	$78.5 \text{ kN} / \text{m}^3$

$$\gamma_F = 1.1 / 1.35 / 0.9$$

6.1.1.2 Ostatní stálé

Skladby konstrukcí pro převládající plochy

střecha plochá	$0.35 \text{ kN} / \text{m}^2$
podlaha v 1.NP	$3.9 \text{ kN} / \text{m}^2$

$$\gamma_F = 1.1 / 1.35 / 0.9$$

6.1.1.3 Zatížení technologií

Užitné zatížení.

transformátor	$\leq 30 \text{ kN}$
motorgenerátor	$\leq 60 \text{ kN}$
PHM (nádrž 3.5 m^3)	$\leq 20 \text{ kN} / \text{m}^2$

$$\gamma_F = 1.5.$$

6.1.2 Proměnné zatížení

Hlavním proměnným zatížením je zatížení užitné (stropy, základy). Vedlejší proměnná zatížení jsou zatížení větrem a sněhem.

6.1.2.1 Proměnné zatížení střednědobé

Užitné zatížení (plošné).

kategorie E1 (přístupové plochy + schody)	$5.0kN / m^2, \gamma_F = 1.5, \psi_0 = 0.7$
kategorie E1 (technologické místnosti)	$12kN / m^2, \gamma_F = 1.5, \psi_0 = 1.0$

$$\gamma_F = 1.5, \psi_0 = 0 - 1.0$$

6.1.2.2 Proměnné zatížení krátkodobé

Zatížení klimatické

vítr II. oblast, výchozí základní rychlost větru $v_{b,0}$	$25m / s, \gamma_F = 1.5, \psi_0 = 0.6$
sníh max. II. oblast, charakteristická hodnota s_k	$0.8kN / m^2, \gamma_F = 1.5, \psi_0 = 0.5$
teplotní rozdíl ($t=+25-30^\circ C, t_0=10^\circ C$)	$15^\circ C, \gamma_F=1.5$

t=teplota konstrukce za provozu

 t_0 =teplota při dokončení konstrukce

6.2 Podrobný rozbor zatížení

Rozbor působícího zatížení. Zatížení vychází ze skladeb a podkladů předaných Ing. Krejčím (DES Praha s.r.o.).

6.2.1 Vlastní tíha nosných konstrukcí – $g_{0,k}$

Vlastní tíha rozhodujících nosných konstrukcí → stropní desky, stěny:

- 1/ monolitická stropní deska tl. 0.25m $\rightarrow g_{0,k} = 0.25 \times 25 = 6.25kN / m^2$
- 2/ stěny železobetonové tl. 0.3m $\rightarrow g_{0,k} = 0.3 \times 25 = 7.5kN / m^2$
- 3/ OK rošt → HE200B, max. po 1.5m $\rightarrow g_{0,k} = \frac{0.62}{1.5} = 0.413kN / m^2$
- 4/ pororošt (50/5), technolog. rošt $\rightarrow g_{0,k} \doteq 0.85kN / m^2$
- 5/ základová deska (deska podlahy na terénu) tl. min. 0.4m $\rightarrow g_{0,k} = 0.4 \times 25 = 10.0kN / m^2$

6.2.2 Ostatní stálé zatížení – $g_{i,k}$

Skladby střech, podlah, příčky, podhledy apod.

Zatížení v charakteristických hodnotách.

Třída trvání zatížení – stálé.

1/ střecha – $g_{1,k}$

→ nepřístupná střecha objektu SO 01 (plochá), železobetonová deska 250mm:

fólie Deklpan 76, 1.5mm	$\rightarrow 0.02kN / m^2$
Filtek 300, 5mm	$\rightarrow 0.005kN / m^2$
EPS 100S, 200mm	$\rightarrow 0.35 \times 0.2 = 0.07kN / m^2$
Elastek 40 Mineral	$\rightarrow 0.055kN / m^2$
penetrace	$\rightarrow 0.01kN / m^2$
betonová deska, 250mm	
podhled, technologie	$\rightarrow 0.15kN / m^2$
celkem střecha (stálé bez $g_{0,k}$)	$\rightarrow g_{1,k} \doteq 0.35kN / m^2$

2/ podlaha na terénu – $g_{2,k}$

→ žb. deska tl. 400mm + stěrka:

stěrka, 5mm

→ $22 \times 0.005 = 0.11 \text{ kN} / \text{m}^2$

mazanina + KARI 150mm

→ $25 \times 0.15 = 3.75 \text{ kN} / \text{m}^2$

celkem podlaha (stálé bez $g_{0,k}$)

→ $g_{2,k} \doteq 3.9 \text{ kN} / \text{m}^2$

3/ fasáda – $g_{3,k}$

→ zateplená fasáda na žb stěně, MW:

obklad, 30mm

→ $0.15 \text{ kN} / \text{m}^2$

stěrka Weber.pas silikon, 3mm

→ $0.05 \text{ kN} / \text{m}^2$

sít'ovina Weber.therm

→ $0.01 \text{ kN} / \text{m}^2$

stěrka Weber.therm klasik, 3mm

→ $0.05 \text{ kN} / \text{m}^2$

MW, 180mm

→ $0.75 \times 0.18 = 0.135 \text{ kN} / \text{m}^2$

celkem fasáda (stálé bez $g_{0,k}$)

→ $g_{3,k} \leq 0.4 \text{ kN} / \text{m}^2$

4/ základové bloky generátorů

→ žb. blok 0.8 x 1.75 x 3.75m

blok

→ $g_{4,k} = 0.8 \times 25 = 20.0 \text{ kN} / \text{m}^2$

6.2.3 Užitné zatížení – q_k

Užitné zatížení dle ČSN EN 1991-1-1. Podlaha v 1.NP:

→ přístupové plochy a schody → kategorie E1 → $q_{1,k} = 5.0 \text{ kN} / \text{m}^2$ → technologické prostory → kategorie E1 → $q_{2,k} \leq 12 \text{ kN} / \text{m}^2$ → transformátor → $Q_{3,k} \leq 30 \text{ kN}$ → motorgenerátor → $Q_{4,k} \leq 60 \text{ kN}$, plošné → $q_{4,k} = \frac{60.0}{1.75 \times 3.75} \doteq 10 \text{ kN} / \text{m}^2$ → nádrž PHM 3.5m³ s plochou cca. 0.75 x 2.5m² → $Q_{5,k} \leq 40 \text{ kN}$ 6.2.4 Zatížení větrem – w_k

Třída trvání zatížení – krátkodobé.

Pro zatížení větrem dle ČSN EN 1991-1-4 vycházím z mapy větrných oblastí, kde je pro oblast II stanovena výchozí základní rychlost větru $v_{b,0} = 25 \text{ m} / \text{s}$.SO 02 → základní údaje o objektu → přibližná šířka (rozměr kolmý na směr větru) - $b \doteq 24.6 \text{ m}$, přibližná hloubka - $d = 11.55 \text{ m}$, výška $h \doteq 4.5 \text{ m}$. $h = 4.5 \text{ m} \leq b = 24.6 \text{ m} \rightarrow z_e = h = 4.5 \text{ m}$ (tlak větru je pro celou výšku konstantní).Základní dynamický tlak větru → $q_b = \frac{1}{2} \rho \times v_b^2 = \frac{v_b^2}{1600} = \frac{25^2}{1600} = 0.391 \text{ kN} / \text{m}^2$ Pro kategorii terénu III a součinitel orografie $c_0(z_e) = 1.0$ je součinitel expozice $c_e(z_e = 4.5) = 1.281$ (podle tab.4.4, Příručka k ČSN EN 1991-1-4). Maximální dynamický tlak větru je pak $q_p(z_e = 4.5) = 0.391 \times 1.281 \doteq 0.5 \text{ kN} / \text{m}^2$ Výsledná charakteristická hodnota tlaku větru → $w_k = 0.5 \text{ kN} / \text{m}^2$.

Stěny jsou uvažovány dle tab. 7.1 pro $\frac{h}{d} = \frac{4.5}{11.55} = 0.39 \geq 0.25$, tj. návětrná stěna

$$C_{pe,D} = 0.7 + \frac{0.8 - 0.7}{1.0 - 0.25} \times (0.39 - 0.25) = 0.756 \text{ a závětrná stěna cca.}$$

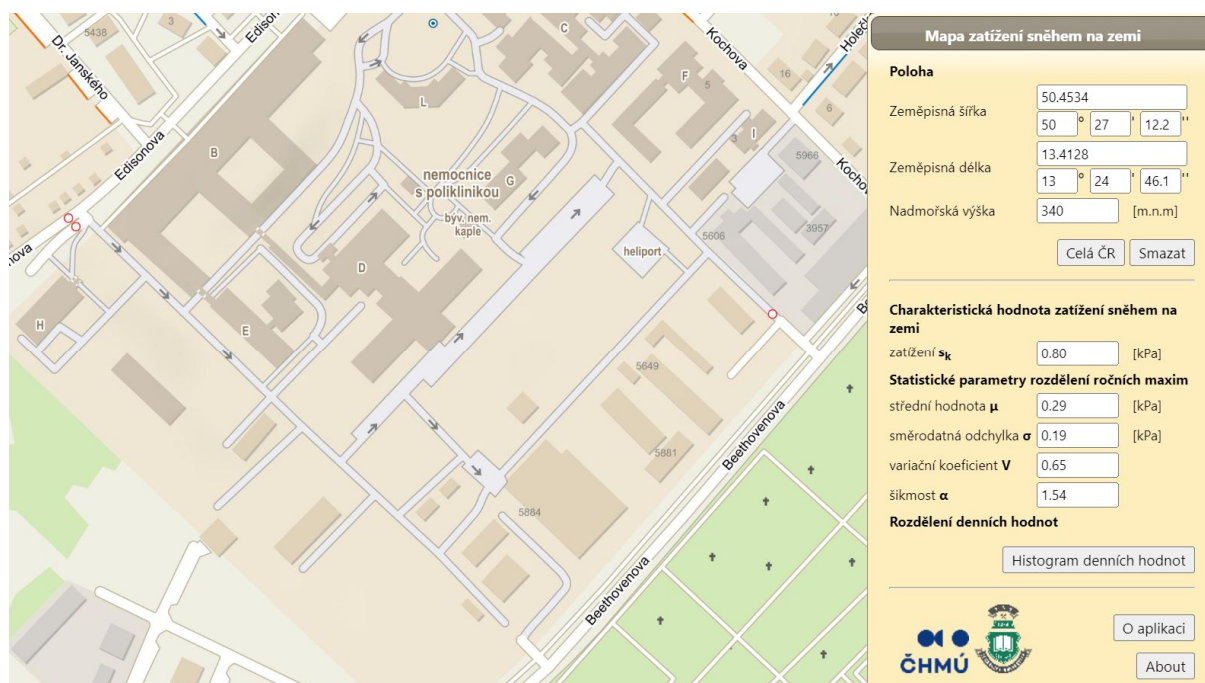
$$C_{pe,E} = -0.3 - \frac{0.5 - 0.3}{1.0 - 0.25} \times (0.39 - 0.25) = -0.34, \text{ resp. další plochy } C_{pe,A} = -1.2, C_{pe,B} = -0.8.$$

Např. na návětrnou stěnu působí tlak $w_{1,k} = 0.5 \times 0.756 = 0.38 \text{ kN/m}^2$, na závětrnou stěnu tah $w_{2,k} = -0.5 \times 0.34 = -0.17 \text{ kN/m}^2$. Tlak(+), tah(-)! Tah od větru na ploché střeše neuvažují.

6.2.5 Zatížení sněhem – s_k

Třída trvání zatížení – krátkodobé až střednědobé.

Pro zatížení sněhem dle ČSN EN 1991-1-3 vycházím z mapy sněhových oblastí, kde je pro oblast II stanovena charakteristická hodnota zatížení sněhem $s_k = 1.0 \text{ kPa}$, resp. z aplikace ČHMÚ, kde je uvedena hodnota $s_k = 0.8 \text{ kPa}$.



Aplikace ČHMÚ

Pro normální krajinu platí $C_e = 1.0, C_t = 1.0$, pro ploché střechy se sklonem do $30^\circ \rightarrow \mu_1 = 0.8$.

Výsledné charakteristické zatížení sněhem na střeše $\rightarrow s_{1,k} = 0.8 \times 0.8 = 0.64 \text{ kPa}$.

6.2.6 Zatížení zemním tlakem

Zatížení zemním tlakem na stěny bílé vany objektu SO 01. Uvažují svahovaný výkop a zpětný zásyp zeminou odpovídající min. F3 MS. Výška stěny (hloubka) je cca. 3.0m.

Výpočet zemních tlaků na konstrukci

Vstupní data

Projekt

Akce : Nemocnice Chomutov - rozvodna
 Část : zpětný zásyp suterénní stěny
 Odběratel : DES Praha
 Vypracoval : Ing.Voborský Libor
 Datum : 08.08.2022

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Výpočet tlaků

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
 Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)
 Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
 Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe
 Tvar zemního klínu : počítat šikmý
 Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1.50 [-]	0.00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1.35 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce zemního odporu :	$\gamma_{Re} =$	1.40 [-]	

Kombinační součinitele pro proměnná zatížení			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel kombinační hodnoty :	$\psi_0 =$	0.70 [-]	
Součinitel časté hodnoty :	$\psi_1 =$	0.50 [-]	
Součinitel kvazistálé hodnoty :	$\psi_2 =$	0.30 [-]	

Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	3.00
3	0.00	0.00

Počátek [0,0] je v nejhořejším bodu konstrukce.

Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída F3, konzistence tuhá		26.50	12.00	18.00	8.00	15.00

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

Parametry zemin

Třída F3, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$

Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 26.50^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 12.00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 15.00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18.00 \text{ kN/m}^3$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	6.00	0.00 .. 6.00	Třída F3, konzistence tuhá	
2	-	6.00 .. ∞	Třída F3, konzistence tuhá	

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Pů sob	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna	.					
1	Ano		pro mě nné	24.00		1.00	3.00	na terénu

Číslo	Název
1	pásové

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Redukce úhlu tření zemina/zemina : neredukovat

Výpočet čís. 1

Celkový tlak působící na konstrukci

Bod čís.	Hloubka [m]	Vod.složka [kPa]	Svis. složka [kPa]
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00
3	0.50	0.00	0.00
4	0.50	0.00	3.24
5	0.76	0.00	3.18
6	2.09	10.76	2.88
7	2.09	10.77	2.89
8	3.00	17.35	4.65

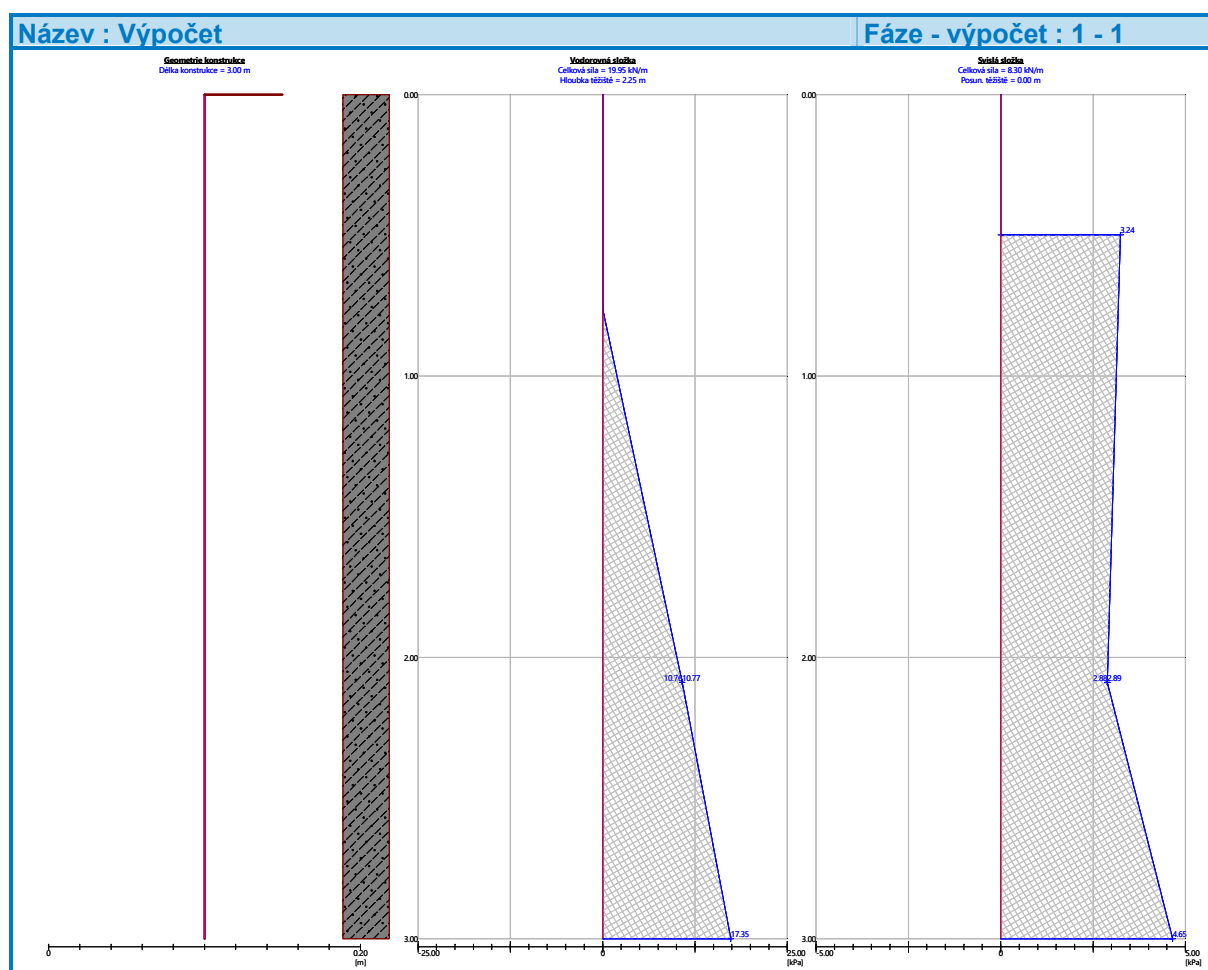
Výsledné síly

Celkový vodorovný tlak působící na konstrukci = 19.95 kN/m

Působíště vodorovné složky je v hloubce = 2.25 m

Celkový svislý tlak působící na konstrukci = 8.30 kN/m

Vzdál. těžiště svislé složky od vršku konstr. = 0.00 m



Max. zemní tlak zpětného zásypu na stěnu SO 01 $\rightarrow \sigma_{y,Ed} \leq 18 \text{ kPa}$.

7 Nosné konstrukce a založení

Návrh a posouzení rozhodujících prvků nosné konstrukce haly SO 01 ve stupni DPS/DZS. Jedná se především o plošné železobetonové konstrukce a základy, příp. samostatné ocelové konstrukce (nosníky zdvojených podlah apod.).

Vzhledem ke značnému počtu navazujících technologií, technických zařízení a vedení je v PD zhotovitele **nezbytná úzká koordinace** se zpracovateli PD příslušných technologií se zaměřením na zatížení technologií, umístění a technické řešení prostupů, kanálů, osazení a potřebných konstrukčních úprav!!

7.1 Návrhové hodnoty použitých materiálů

Jedná se především o železobetonové a ocelové konstrukce.

7.1.1 Návrhové hodnoty pro železobetonové konstrukce

\rightarrow beton C25/30 (XC1, XF1, XA1) $\rightarrow f_{cd} = \frac{25}{1.5} = 16.7 \text{ MPa}$, $f_{ctm} = 2.6 \text{ MPa}$, resp.

\rightarrow beton C30/37 XC1 $\rightarrow f_{cd} = \frac{30}{1.5} = 20 \text{ MPa}$, $f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa}$

\rightarrow beton C40/50 XC1 $\rightarrow f_{cd} = \frac{40}{1.5} = 26.67 \text{ MPa}$, $f_{ctm} = 3.5 \text{ MPa}$

→ betonářská výztuž B500 (resp. 10 505-R) → $f_{yk} = 490 \text{ MPa}$, → $f_{yd} = 490 \text{ MPa}$

7.1.2 Návrhové hodnoty oceli

Ocelové konstrukce jsou navrženy a posouzeny dle ČSN EN 1993-1-1.

→ konstrukční ocel S235 → $f_u = 360 \text{ MPa}$, $f_y = 235 \text{ MPa}$ ($t \leq 40 \text{ mm}$), $\gamma_{M0} = 1.0$

7.2 Model nosné konstrukce a založení

Objekt je navržen jako stěnový, s monolitickými železobetonovými stěnami suterénními a obvodovými tl. 0.3m, stropní deskou tl. 0.25m a základovou deskou tl. 0.4m. Půdorysné rozměry jsou cca. 11.15 x 24.2m.

Hlavní *svíslé nosné prvky* → železobetonové stěny bílé vany tl. 0.3m pod úrovní UT (hloubka pod UT = -0.15 cca. 3.6m) a obvodové stěny tl. 0.3m (výška nad UT cca. 4.15m). Vnitřní nosné stěny tl. 0.2m.

Hlavní *vodorovné nosné prvky* → převážně obousměrně pnutá stropní deska tl. 0.25m nad celým půdorysem s atikou po obvodu. Světlé rozpětí 10.55m je vnitřními stěnami tl. 0.2m sníženo na max. 5.65m.

Založení → je navrženo jako plošné na desce tl. cca. 0.4m s horním lícem v několika výškových úrovních, tj. cca. -2.6 m (snížená část v 1.PP v místě napojení na kolektor), cca. -1.0 (převážná plocha s dvojitou podlahou), cca. -0.85 (snížená jámka pod generátory, resp. pro odpružené bloky), resp. cca. -0.15 (kolem generátorů), vše od ±0,00 (339.95 m n.m.). V tomto případě bude základovou spáru tvořit jednotně štěrť střední až hrubý s výplní hlinitopísčitou, ulehý (GT2). Ve snížené části (ZS = -3.1 až -3.7) bude ZS pod HPV. V prostředí štěrťů (propustnost) s mělkým horizontem jílu (nepropustné) volím dočasné těsnění pažení. Nutnost těsnění pažení bude ověřena hydrogeologickým průzkumem nebo při provádění!

7.2.1 Návrh rozhodujících prvků nosné konstrukce

Typické (rozhodující) zatížení:

→ $g_{0,k} = 7.5 \text{ kN} / \text{m}^2$, $\gamma_F = 1.35$ (stěny tl. 300mm)

→ $g_{0,k} = 6.25 \text{ kN} / \text{m}^2$, $\gamma_F = 1.35$ (deska tl. 250mm)

→ $g_{1,k} \doteq 0.35 \text{ kN} / \text{m}^2$, $\gamma_F = 1.35$ (střešní plocha)

→ $g_{2,k} \doteq 3.9 \text{ kN} / \text{m}^2$, $\gamma_F = 1.35$ (podlaha na terénu kolem generátorů)

→ $g_{3,k} \leq 0.4 \text{ kN} / \text{m}^2$, $\gamma_F = 1.35$ (fasáda)

→ $g_{4,k} = 20.0 \text{ kN} / \text{m}^2$, $\gamma_F = 1.35$ (blok pod generátory)

→ $\sigma_{y,k} \leq 18 \text{ kPa}$, $\gamma_F = 1.35$ (zemní tlak, návrhový tlak uvažuji jako char.)

→ $q_{1,k} = 5.0 \text{ kN} / \text{m}^2$, $\gamma_F = 1.5$ (přístupové plochy)

→ $q_{2,k} \leq 12 \text{ kN} / \text{m}^2$, $\gamma_F = 1.5$ (užitné od technologie)

→ $Q_{3,k} \leq 30 \text{ kN}$, $\gamma_F = 1.5$ (transformátor)

→ $Q_{4,k} \leq 60 \text{ kN}$, $\gamma_F = 1.5$ (motorgenerátor)

→ $s_{1,k} = 0.64 \text{ kPa}$, $\gamma_F = 1.5$, $\psi_0 = 0.5$ (sníh)

→ $w_{1,k} \doteq 0.4 \text{ kN} / \text{m}^2$, $w_{2,k} \doteq -0.2 \text{ kN} / \text{m}^2$, $\gamma_F = 1.5$, $\psi_0 = 0.6$ (vítr)

1/ volím suterénní stěny (bílá vana) tl. 300mm (hloubka pod UT cca. 3.6m) a obvodové stěny tl. 0.3m (výška nad UT cca. 4.15m).

2/ základová deska na bodové zatížení tl. min. 0.4m.

3/ stropní deska s rozpětím do 6m, spojitá, obousměrně pnutá → volím tl. 0.25m.

7.2.2 Model nosné konstrukce

Volím 3D model celé železobetonové konstrukce → stěny 300mm, spojitá, stěnami podepřená stropní deska (plochá střecha) tl. 250mm, základová deska na pružném podloží tl. 400mm.

Zatížení na stropní desku, resp. na zatěžovací plochy základové desky (zatížení od uložení generátoru, resp. další technologie), zemní tlak → viz zatěžovací stavy.

Pružné podepření → plošné (deska). Základová deska je uložena na upraveném nebo srovnaném podloží (podkladní nebo výplňový beton) s minimálními požadovanými parametry

$E_{def,2} = 60MPa, \frac{E_{def,2}}{E_{def,1}} \leq 2.1$. (pro štěrk GT2 (S4 SM, G4 GM) je $\nu = 0.3, E_{def} = 50MPa$). Pro

zemní pláš tvořenou méně únosnou zeminou není tato podmínka automaticky splněna a zemní pláš bude upravena hutněným polštářem (viz dále)!!

V hloubce od 3.6 až 5m jsou jíly tuhé/pevné jíly F8 CH $\nu = 0.4, E_{def} = 6MPa$.

Deska 11.15 x 24.2m v prostředí G4 (GT2), tj. $b = \frac{14.1}{2} \doteq 7.0m, h \leq 15m$ (předp. hloubka

skalního podloží – pouze odhad!), pro $\frac{b}{h} = \frac{11.15}{2 \times 15} \leq 0.4$ a

$E_0 = \frac{E_{def}}{1 - \frac{2 \times \nu^2}{1 - \nu}} = \frac{50}{1 - \frac{2 \times 0.3^2}{1 - 0.3}} \doteq 67MPa$ je odhad parametrů → $C_1 \times b \geq 50MPa$,

$C_1 = \frac{2 \times 50}{11.15} \doteq 9MPa / m$. Ve výpočtu dále uvažuji pružnou podporou → $C_{1,z} \doteq 10MPa / m$!

Zatěžovací stavy:

ZS1 → $g_{0,k}, \gamma_F = 1.35$ (vlastní tíha, dopočítáno programem)

ZS2 → ostatní stálé (podlaha+fasáda+střecha)

→ $g_{1,k} \doteq 0.35kN / m^2, \gamma_F = 1.35$ (střecha plochá)

→ $g_{2,k} \doteq 3.9kN / m^2, \gamma_F = 1.35$ (podlaha na terénu)

→ $g_{3,k} \leq 0.4kN / m', \gamma_F = 1.35$ (fasáda)

→ $g_{4,k} = 20.0kN / m^2, \gamma_F = 1.35$ (blok pod generátory)

→ $\sigma_{y,k} \leq 18kPa, \gamma_F = 1.35$ (zemní tlak)

ZS3 → užité

→ $q_{1,k} = 5.0kN / m^2, \gamma_F = 1.5$ (přístupové plochy)

→ $q_{2,k} \leq 12.0kN / m^2, \gamma_F = 1.5$ (užité od technologie)

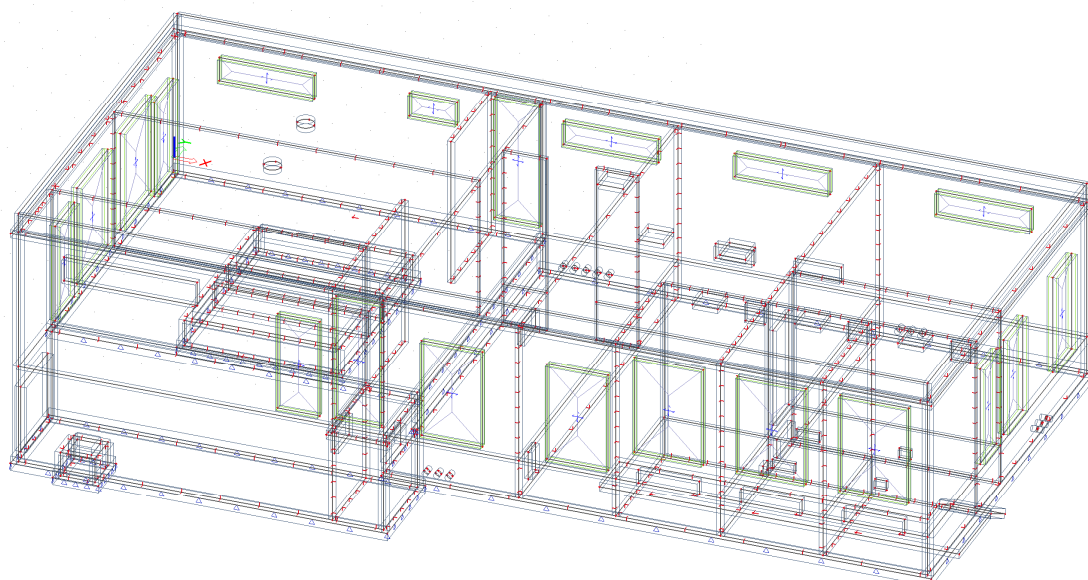
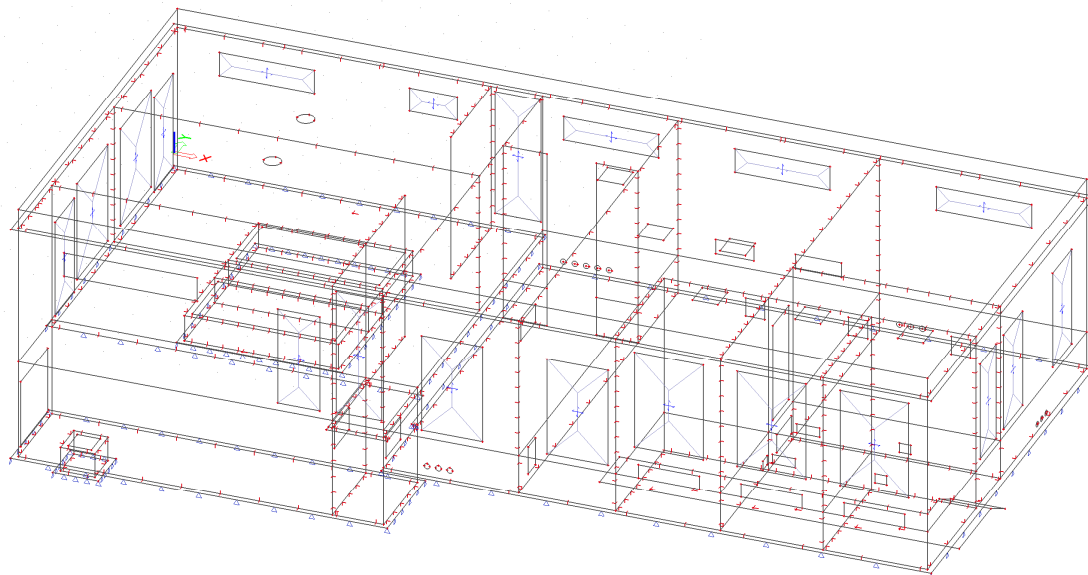
→ $Q_{3,k} \leq 30kN, \gamma_F = 1.5$ (transformátor)

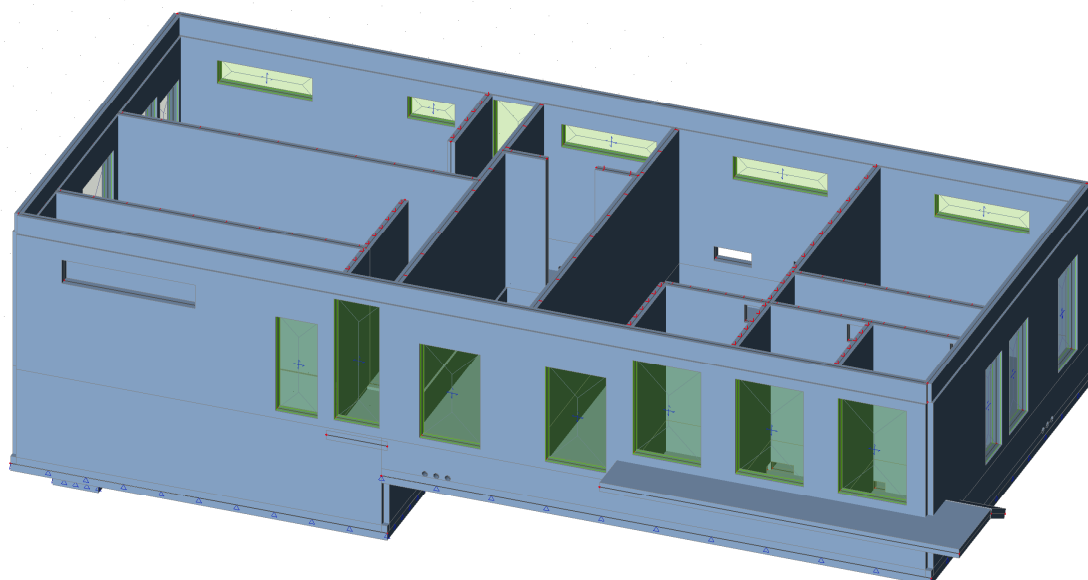
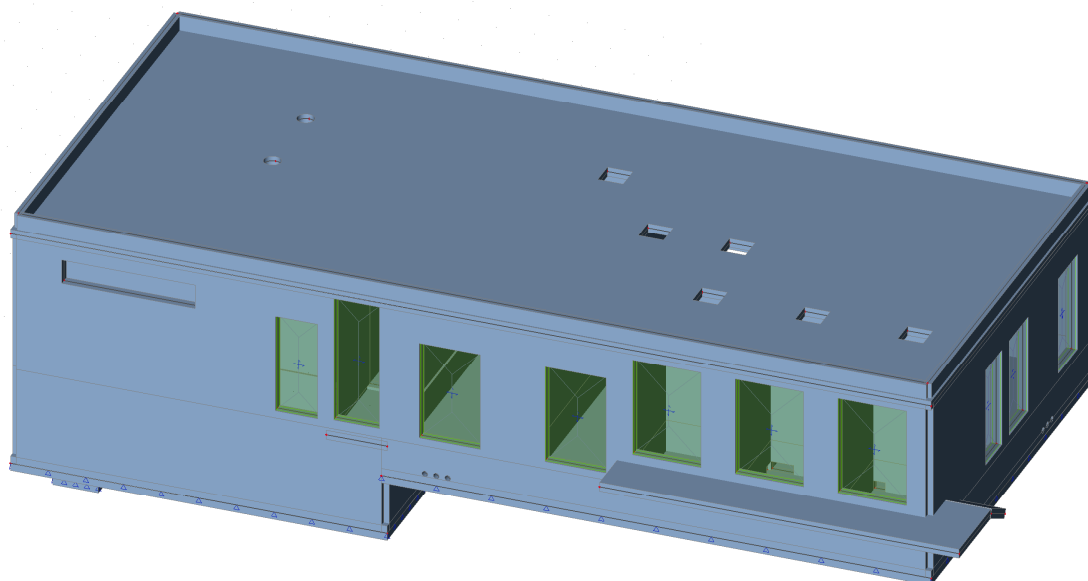
→ $Q_{4,k} \leq 60kN, \gamma_F = 1.5$ (motorgenerátor)

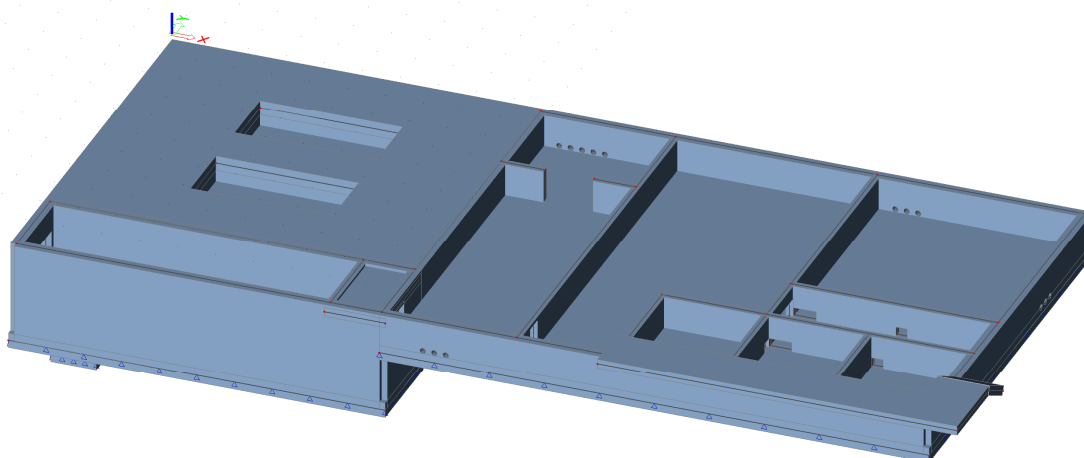
ZS4 → $s_{1,k} = 0.64kPa, \gamma_F = 1.5$ (sníh)

ZS5 $\rightarrow w_{1,k} \doteq 0.4 \text{ kN} / \text{m}^2$, $w_{2,k} \doteq -0.2 \text{ kN} / \text{m}^2$, $\gamma_F = 1.5$, $\psi_0 = 0.6$ (vítr)

Kombinace $\sum_j \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \sum_i \gamma_{Q,i} \times \psi_{0,i} \times Q_{k,i}$



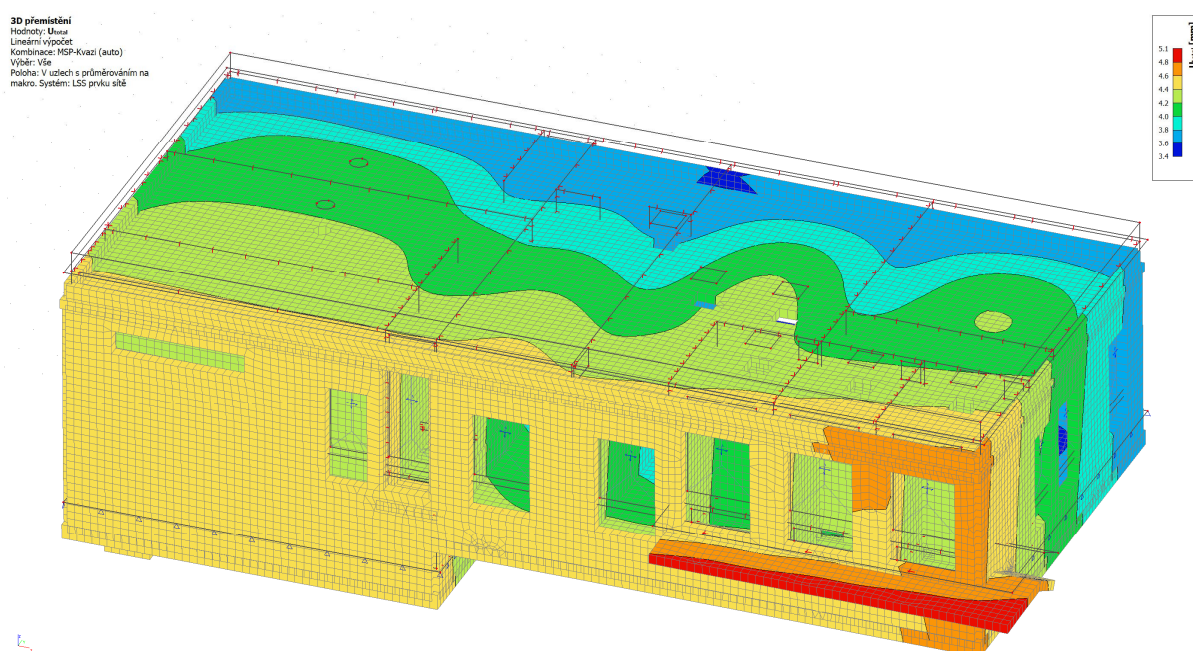




3D model

7.2.3 Výsledky

Výsledky výpočtu modelu objektu v programu SCIA Engineer 20.



3D průhyb (vč. sednutí)

Rozhoduje průhyb konzoly vč. sednutí cca. 5mm (elastický). Max. konečný průhyb desky

$$\text{konzoly} \rightarrow u_z \leq 3.5 \times (5.1 - 4.6) \doteq 2\text{mm} \leq u_{\text{lim}} \leq \frac{L}{300} = \frac{2 \times 1200}{300} = 8\text{mm}, \text{ vyhovuje.}$$

7.3 Zajištění stavební jámy - ZSJ

Pažení stavební jámy musí být navrženo vzhledem k vysoké HPV s pravděpodobně hůře čerpatelnými přítoky (šterky G4 až písky S4) jako těsněné, tj. v úvahu připadá kratší převrtávaná pilotová stěna (alt. pilíře tryskové injektáže) s balastním betonem na dně SJ, resp. jako štětová stěna vetknutá do jílu F8 v podloží. Jíly se podle IG řešerše mohou (odhadem) nacházet od hloubky cca. 4.6 až 5m pod PT. Volím tedy štětovnice vetknuté do jílu F8 (tuhá až pevná konzistence).

Nutnost těsněného pažení SJ bude ověřena při provádění, resp. doplňkovým IGP před vlastním prováděním.

7.3.1 Pažení štětovnicemi

Je navržena dočasná štětová stěna ze štětovnic Larsen IIIIn jako těsněné pažení stavební jámy s pracovním prostorem (min. 1.2m), tj. štětovnice budou zabírány do „nepropustného“ podložního jílu (F8 CH) tuhé až pevné konzistence. Celková délka štětovnice je tak max. cca. 8m.

Po předběžném výpočtu volím štětovnice Larsen IIIIn bez rozepření vloženou OK.

Výstup z programu GEO5 2022.

Posouzení pažící konstrukce

Vstupní data

Projekt

Akce : Nemocnice Chomutov
Část : SO 02 Nové energocentrum
Popis : štětová stěna
Odběratel : DES Praha
Vypracoval : Ing. Libor Voborský
Datum : 01.09.2021

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Betonové konstrukce :	EN 1992-1-1 (EC2)
Součinitele EN 1992-1-1 :	standardní
Ocelové konstrukce :	EN 1993-1-1 (EC3)
Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu :	$\gamma_{M0} = 1.00$
Dřevěné konstrukce :	EN 1995-1-1 (EC5)
Dílčí součinitel vlastností dřeva :	$\gamma_M = 1.30$
Součinitel vlivu zatížení a vlhkosti (dřevo) :	$k_{mod} = 0.50$
Součinitel šířky průřezu ve smyku (dřevo) :	$k_{cr} = 0.67$

Výpočet tlaků

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)
Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
Metoda výpočtu : závislé tlaky
Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe
Modul reakce podloží : standardní
Redukovat modul reakce podloží pro záporové pažení
Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1.50 [-]	0.00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1.35 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce stability kotvy :	$\gamma_{Ris} =$	1.10 [-]	
Součinitel redukce zemního odporu :	$\gamma_{Re} =$	1.40 [-]	

Kotvy

Metodika posouzení : mezní stavy

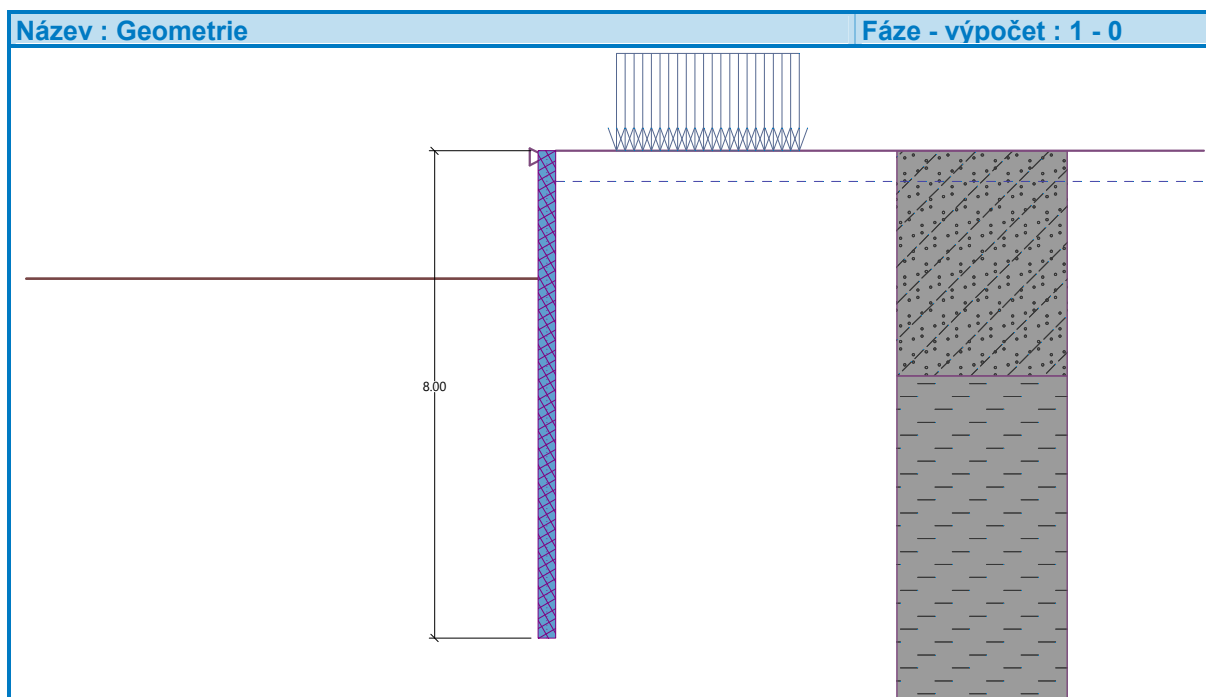
Součinitele redukce			
Součinitel spolehlivosti oceli :	$\gamma_s =$	1.35 [-]	
Součinitel redukce na vytržení ze zeminy :	$\gamma_e =$	1.35 [-]	
Součinitel redukce na vytržení ze zálivky :	$\gamma_c =$	1.35 [-]	

Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 8.00 m

Název průřezu : Štětovnice : III n

Plocha průřezu	$A =$	1.97E-02 m ² /m
Moment setrvačnosti	$I =$	2.32E-04 m ⁴ /m
Modul pružnosti	$E =$	210000.00 MPa
Modul pružnosti ve smyku	$G =$	81000.00 MPa
Průřezový modul	$W =$	1.600E-03 m ³ /m
Plastický průřezový modul	$W_{pl} =$	1.756E-03 m ³ /m



Materiál konstrukce

Ocel konstrukční: EN 10025 : Fe 360

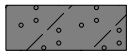

Mez kluzu $f_y =$ 235.00 MPa

Modul pružnosti $E = 210000.00 \text{ MPa}$
 Modul pružnosti ve smyku $G = 81000.00 \text{ MPa}$

Modul reakce podloží

Modul reakce podloží počítán podle teorie Schmitt.

Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída S4		30.00	5.00	18.00	8.00	15.00
2	Třída F8, konzistence pevná, $S_r > 0.8$		24.00	5.00	17.00	7.00	10.00

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

Parametry zemin pro výpočet modulu reakce podloží (Schmitt)

Číslo	Název	Vzorek	ν [-]	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]
1	Třída S4		0.30	-	50.00
2	Třída F8, konzistence pevná, $S_r > 0.8$		0.40	-	6.00

Parametry zemin

Třída S4

Objemová tíha : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 30.00^\circ$
 Soudržnost zemin : $c_{\text{ef}} = 5.00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel ke-zemina : $\delta = 15.00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Modul přetvárnosti : $E_{\text{def}} = 50.00 \text{ MPa}$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0.30$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 18.00 \text{ kN/m}^3$

Třída F8, konzistence pevná, $S_r > 0.8$


Objemová tíha : $\gamma = 17.00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 24.00^\circ$
 Soudržnost zemin : $c_{\text{ef}} = 5.00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel ke-zemina : $\delta = 10.00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Modul přetvárnosti : $E_{\text{def}} = 6.00 \text{ MPa}$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0.40$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 17.00 \text{ kN/m}^3$

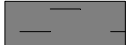

Geologický profil a přiřazení zemin

Informace o umístění

Kóta povrchu = 338.90 m

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Nadm. výška [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	3.70	0.00 .. 3.70	338.90 .. 335.20	Třída S4	

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Nadm. výška [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
2	8.30	3.70 .. 12.00	335.20 .. 326.90	Třída F8, konzistence pevná, Sr > 0.8	
3	-	12.00 .. ∞	326.90 .. -	Třída F8, konzistence pevná, Sr > 0.8	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2.10 m.

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 0.50 m

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ. m	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		pro mě nné	15.00		1.00	3.00	na terénu

Číslo	Název
1	stavební stroje

Zadané podpory

Číslo	Nová podpora	Hloubka z [m]	Vzdálenost b [m]
1	Ano	0.10	1.00

Číslo	Typ posunutí	Pružina [kN/m]	Vynuc. def. [mm]	Typ pootočení	Pružina [kNm/rad]	Vynuc. def. [rad]
1	Pevné		0.00	Pevné		

Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 100

Vlastní výpočet mezních tlaků : redukovat podle nastavení

Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou $\sigma_{a,min} = 0.20\sigma_z$

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky výpočtu**Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)**

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	15.12
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	15.13
0.33	0.00	0.00	0.00	1.20	7.35	35.02
0.50	0.00	0.00	0.00	1.80	10.38	44.96
0.58	0.00	0.00	0.00	1.92	11.94	47.57
0.58	0.00	0.00	0.00	4.53	11.94	47.57
0.67	0.00	0.00	0.00	6.01	13.73	50.57
1.00	0.00	0.00	0.00	11.53	19.00	61.80
1.00	0.00	0.00	0.00	11.55	19.00	61.80
1.33	0.00	0.00	0.00	17.07	23.67	73.02

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
1.48	0.00	0.00	0.00	19.48	25.44	77.92
1.48	0.00	0.00	0.00	19.49	25.44	77.92
1.67	0.00	0.00	0.00	22.54	27.73	84.24
2.00	0.00	0.00	0.00	27.94	31.64	95.46
2.10	0.00	0.00	0.00	29.56	32.82	98.83
2.10	0.00	-0.00	-15.13	29.58	32.82	98.83
2.33	0.00	-2.10	-29.05	33.36	35.56	106.69
2.67	0.00	-5.10	-48.94	38.75	39.52	117.91
3.00	0.00	-8.10	-68.83	44.15	44.15	129.13
3.04	0.00	-8.42	-70.93	44.72	44.72	130.31
3.33	-2.11	-11.10	-88.73	49.55	49.55	140.35
3.67	-4.47	-14.10	-108.62	54.95	54.95	151.57
3.70	-4.70	-14.40	-110.61	55.49	55.49	152.70
3.70	-7.01	-17.09	-76.22	60.14	60.14	111.92
4.00	-9.63	-20.11	-87.51	65.06	65.06	118.71
4.33	-12.55	-23.47	-100.06	70.54	70.54	126.26
4.67	-15.46	-26.84	-112.60	76.01	76.01	133.80
5.00	-18.37	-30.20	-125.14	81.49	81.49	141.35
5.33	-21.28	-33.56	-137.68	86.96	86.96	148.89
5.67	-24.20	-36.92	-150.23	92.43	92.43	156.44
6.00	-27.11	-40.28	-162.77	97.91	97.91	163.98
6.21	-28.96	-42.42	-170.75	101.39	101.39	168.78
6.21	-28.96	-42.42	-170.75	96.14	96.14	168.78
6.33	-30.02	-43.64	-175.31	98.22	98.22	171.53
6.67	-32.93	-47.01	-187.85	103.92	103.92	179.08
7.00	-35.85	-50.37	-200.40	109.62	109.62	186.62
7.33	-38.76	-53.73	-212.94	115.32	115.32	194.17
7.67	-41.67	-57.09	-225.48	121.01	121.01	201.71
8.00	-44.58	-60.45	-238.03	126.71	126.71	209.26

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	78.71	0.06	5.02	-0.00	0.00
0.08	0.00	157.42	0.01	3.77	-0.43	0.02
0.10	0.00	118.07	0.00	2.97	-0.48	0.03
0.10	0.00	118.07	0.00	2.97	10.49	0.03
0.40	0.00	0.00	-0.19	1.44	10.26	-3.09
0.80	0.00	0.00	-0.43	8.22	8.58	-6.97
1.20	0.00	0.00	-0.66	14.86	3.97	-9.57
1.60	0.00	0.00	-0.85	21.46	-3.30	-9.79
2.00	0.00	0.00	-1.01	27.94	-13.18	-6.58
2.08	0.00	0.00	-1.04	29.24	-15.47	-5.44
2.10	0.00	0.00	-1.04	14.28	-16.11	-5.06
2.40	0.00	0.00	-1.15	1.41	-18.43	0.15
2.80	0.00	0.00	-1.28	-15.99	-15.52	7.17
3.20	0.00	0.00	-1.45	-33.38	-5.64	11.64
3.60	0.00	0.00	-1.65	-50.77	11.19	10.76

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
4.00	17.32	0.00	-1.88	12.41	13.91	4.62
4.40	17.32	0.00	-2.13	10.64	9.30	-0.00
4.80	17.32	0.00	-2.38	8.86	5.40	-2.92
5.20	17.32	0.00	-2.62	7.24	2.19	-4.41
5.60	17.32	0.00	-2.84	5.87	-0.43	-4.75
6.00	17.32	0.00	-3.05	4.76	-2.54	-4.14
6.40	17.32	0.00	-3.25	-1.24	-3.23	-2.87
6.80	17.32	0.00	-3.44	-1.69	-2.63	-1.69
7.20	17.32	0.00	-3.62	-2.05	-1.88	-0.78
7.60	17.32	0.00	-3.80	-2.36	-1.00	-0.20
8.00	17.32	0.00	-3.98	-2.65	-0.00	-0.00

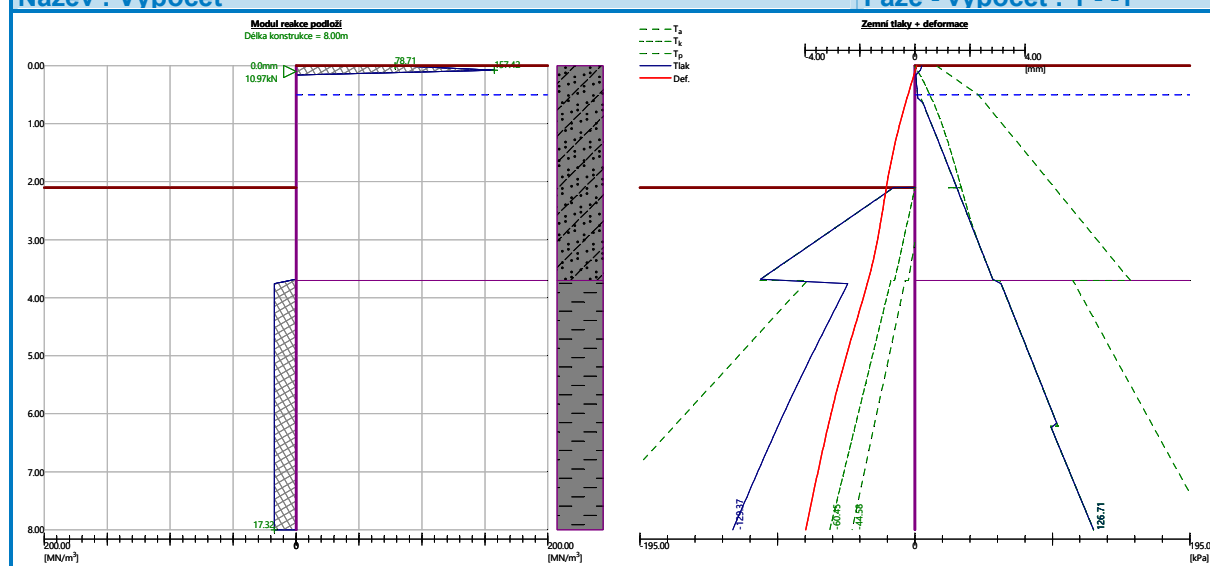
Maximální posouvající síla = 18.43 kN/m
 Maximální moment = 12.08 kNm/m
 Maximální deformace = 4.0 mm

Reakce v podporách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Reakce [kN]
1	0.10	0.0	10.97

Název : Výpočet

Fáze - výpočet : 1 - -1



Výpočet stability svahu

Vstupní data

Projekt

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Stabilitní výpočty

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
 Výpočet zemětřesení : Standard
 Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1.50 [-]	0.00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1.35 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na smyk. ploše :	$\gamma_{Rs} =$	1.10	[-]

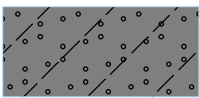

Rozhraní

Číslo	Umístění rozhraní	Souřadnice bodů rozhraní [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-20.00	336.80	-0.29	336.80	-0.29	338.90
		0.00	338.90	24.00	338.90		
2		-0.29	335.20	-0.29	330.90	0.00	330.90
		0.00	335.20	0.00	338.90		
3		-20.00	335.20	-0.29	335.20	-0.29	336.80
4		0.00	335.20	24.00	335.20		
5		-20.00	326.90	24.00	326.90		

Parametry zemin - efektivní napjatost

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m³]
1	Třída S4		30.00	5.00	18.00
2	Třída F8, konzistence pevná, $S_r > 0.8$		24.00	5.00	17.00

Parametry zemin - vztlak

Číslo	Název	Vzorek	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	Třída S4		18.00		
2	Třída F8, konzistence pevná, $S_r > 0.8$		17.00		

Parametry zemin

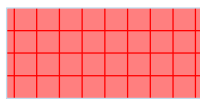
Třída S4

Objemová tíha : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\phi_{ef} = 30.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 5.00 \text{ kPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18.00 \text{ kN/m}^3$

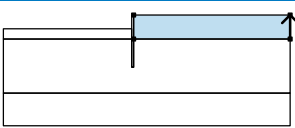
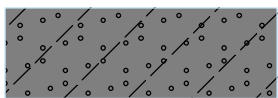
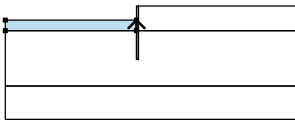
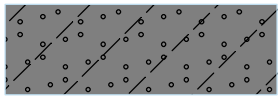
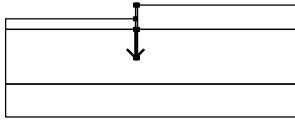
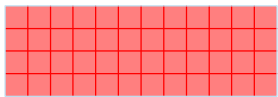
Třída F8, konzistence pevná, $S_r > 0.8$

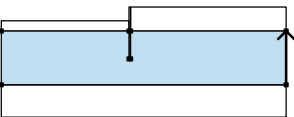
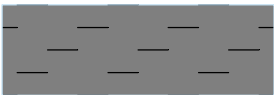
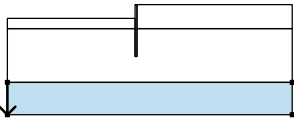

Objemová tíha : $\gamma = 17.00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\phi_{ef} = 24.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 5.00 \text{ kPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 17.00 \text{ kN/m}^3$

Tuhá tělesa

Číslo	Název	Vzorek	γ [kN/m ³]
1	Materiál konstrukce		23.00

Přiřazení a plochy

Číslo	Umístění plochy	Souřadnice bodů plochy [m]				Přiřazená zemina
		x	z	x	z	
1		24.00	335.20	24.00	338.90	Třída S4
		0.00	338.90	0.00	335.20	
						Třída S4
2		-0.29	335.20	-0.29	336.80	Třída S4
		-20.00	336.80	-20.00	335.20	
						Třída S4
3		-0.29	335.20	-0.29	330.90	Materiál konstrukce
		0.00	330.90	0.00	335.20	
		0.00	338.90	-0.29	338.90	
		-0.29	336.80			
						

Číslo	Umístění plochy	Souřadnice bodů plochy [m]				Přiřazená zemina
		x	z	x	z	
4		24.00	326.90	24.00	335.20	Třída F8, konzistence pevná, $S_r > 0.8$ 
		0.00	335.20	0.00	330.90	
		-0.29	330.90	-0.29	335.20	
		-20.00	335.20	-20.00	326.90	
5		-20.00	326.90	-20.00	321.90	Třída F8, konzistence pevná, $S_r > 0.8$ 
		24.00	321.90	24.00	326.90	

Přetížení

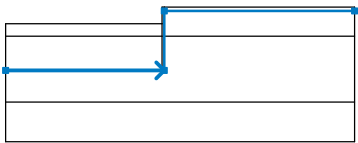
Číslo	Typ	Působení	Umístění	Počátek	Délka	Šířka	Sklon	Velikost		
			z [m]	x [m]	l [m]	b [m]		q, q ₁ , f, F, x	q ₂ , z	jednotka
1	pásové	proměnné	na povrchu	x = 1.00	l = 3.00		0.00	15.00		kN/m ²

Názvy přetížení

Číslo	Název
1	stavební stroje

Voda

Typ vody : HPV

Číslo	Umístění HPV	Souřadnice bodů HPV [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-20.00	330.90	0.00	330.90	0.00	338.40
		24.00	338.40				

Tahová trhlina

Tahová trhlina není zadána.

Zemětřesení

Se zemětřesením se nepočítá.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky (Fáze budování 1)**Výpočet 1**

Kruhá smyková plocha

Parametry smykové plochy					
Střed :	x =	2.12[m]	Úhly :	α_1 =	-64.58 [°]
	z =	341.44[m]		α_2 =	76.41 [°]
Poloměr :	R =	10.81 [m]			
Smyková plocha po optimalizaci.					

Posouzení stability svahu (Bishop)Sumace aktivních sil : $F_a = 370.67$ kN/mSumace pasivních sil : $F_p = 778.61$ kN/mMoment sesouvající : $M_a = 4006.91$ kNm/mMoment vzdorující : $M_p = 7651.64$ kNm/m

Využití : 52.4 %

Stabilita svahu VYHOVUJE**Dimenzace čís. 1****Průběhy vnitřních sil po konstrukci**

	Def. min [mm]	Def. max [mm]	Pos. síla min. [kN/m]	Pos. síla max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
0.00	0.06	0.06	-0.00	-0.00	0.00	0.00
0.08	0.01	0.01	-0.43	-0.43	0.02	0.02
0.10	0.00	0.00	-0.48	-0.48	0.03	0.03
0.10	0.00	0.00	10.49	10.49	0.03	0.03
0.40	-0.19	-0.19	10.26	10.26	-3.09	-3.09
0.80	-0.43	-0.43	8.58	8.58	-6.97	-6.97
1.20	-0.66	-0.66	3.97	3.97	-9.57	-9.57
1.60	-0.85	-0.85	-3.30	-3.30	-9.79	-9.79
2.00	-1.01	-1.01	-13.18	-13.18	-6.58	-6.58
2.08	-1.04	-1.04	-15.47	-15.47	-5.44	-5.44
2.10	-1.04	-1.04	-15.94	-15.94	-5.19	-5.19
2.10	-1.04	-1.04	-16.11	-16.11	-5.06	-5.06
2.40	-1.15	-1.15	-18.43	-18.43	0.15	0.15
2.80	-1.28	-1.28	-15.52	-15.52	7.17	7.17
3.20	-1.45	-1.45	-5.64	-5.64	11.64	11.64
3.60	-1.65	-1.65	11.19	11.19	10.76	10.76
4.00	-1.88	-1.88	13.91	13.91	4.62	4.62
4.40	-2.13	-2.13	9.30	9.30	-0.00	-0.00
4.80	-2.38	-2.38	5.40	5.40	-2.92	-2.92
5.20	-2.62	-2.62	2.19	2.19	-4.41	-4.41
5.60	-2.84	-2.84	-0.43	-0.43	-4.75	-4.75
6.00	-3.05	-3.05	-2.54	-2.54	-4.14	-4.14
6.40	-3.25	-3.25	-3.23	-3.23	-2.87	-2.87
6.80	-3.44	-3.44	-2.63	-2.63	-1.69	-1.69
7.20	-3.62	-3.62	-1.88	-1.88	-0.78	-0.78
7.60	-3.80	-3.80	-1.00	-1.00	-0.20	-0.20
8.00	-3.98	-3.98	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00

Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -4.0 mm

Minimální deformace = 0.1 mm

Maximální ohybový moment = 12.08 kNm/m

Minimální ohybový moment = -10.06 kNm/m

Maximální posouvající síla = 18.43 kN/m

Navržené těsněné rozepřené pažení štětovnicemi Larsen IIIIn délky cca. 8m vyhovuje. Pata je vetknutá do nepropustných jílu GT3 (F8).

7.4 Založení – ZAL

V IG řešerši je uvedeno:

Objekt trafostanice je možné založit plošně na pasech či desce. Hloubku založení uvažujte min 1.0 m od upraveného terénu. Tak aby základová spára byla v nezamrzlé hloubce a základovou půdu tvořily hlinité štěrky (GT2). V případě zastižení vyšší mocnosti navážek bude třeba základovou spáru prohloubit na rostlý terén a vyplnit hubeným betonem.

Podzemní voda základové poměry ovlivňovat nebude. V případě zastižení mělké občasné zvodně zasáklé vody je třeba ji stáhnout do jímky a odčerpávat.

Založení haly je navrženo jako plošné na desce tl. cca. 0.4m s horním lícem v několika výškových úrovních, tj. cca. -2.6 m (snížená část v místě napojení na kolektor), cca. -1.0 (převážná plocha), cca. -0.85 (snížená část pod generátory), resp. cca. -0.15 (kolem generátorů) od ±0,00 (339.95 m n.m.). V tomto případě bude základovou spáru podle IG řešerše tvořit jednotně štěrk střední až hrubý s výplní hlinitopísčitou, ulehlý (GT2). Ve snížené části (ZS = -3.1 až -3.7) bude, resp. může být ZS pod HPV → těsněné pažení nebo čerpání. V dalším orientačně navrhuji těsněné pažení SJ pod HPV. **HPV bude v dalším stupni (DD zhotovitele) ověřena hydrogeologickým průzkumem!**

7.4.1 Vyplavání

Vyplavání objektů pod HPV. Vycházím z IG řešerše, tj. z relativně mělké HPV (bude ověřeno!).

7.4.1.1 Vyplavání SO02

Pro vlastní objekt rozvody SO 02 se sníženou částí pod HPV nepředstavuje s ohledem na malé rozměry snížené části a úroveň HPV (cca. -2.2) vyplavání problém:

→ $h_{w,1} = 0.75m$, $\gamma_F = 1.0$ (aktuální HPV nad ZS snížené části)

→ $h_{w,2} = 1.6m$, $\gamma_F = 1.5$ (max. HPV nad ZS snížené části)

1/ vztlak vody → $\gamma_w = 10kN / m^3$

2/ objem SO 02 pod HPV je cca. → $V_{SO02} = 2.6 \times 9.9 \times 1.6 \doteq 41.2m^3$

3/ vlastní tíha SO 02 (podle SCIA) → $G_{0,k} = 8989kN$, $\gamma_F = 0.9$

$$F_{vz,d} = V_{dst,d} = G_{dst,d} + Q_{dst,d} \leq F_{st,d}$$

$$h_{w,2} = 1.6m$$

$$F_{vz,d} = 41.2 \times 10 \doteq 412kN$$

$$F_{st,d} = 0.9 \times 8989 = 8090kN$$

$$F_{vz,d} = 412kN \leq F_{st,d} = 8090kN \rightarrow \text{SO 02 vyhovuje bezpečně proti vyplavání.}$$

7.4.1.2 Vyplavání energokanálu

Prefabrikovaný kolektor/energokanála ENK 239/230/203 U Prefy Brno s rozměry dílce U cca. 2.39x2.3x2.05m (6285kg), resp. zákrytová deska ENK 239/230/25 ZD s rozměry dílce cca. 2.39x2.3x0.25 (3440kg).

$$\rightarrow h_{w,1} \leq 0.7m, \gamma_F = 1.0 \text{ (aktuální HPV nad ZS)}$$

1/ vztlak vody

$$\rightarrow \gamma_w = 10kN / m^3$$

2/ objem kanálu pod HPV je cca.

$$\rightarrow V = 2.4 \times 2.3 \times 0.7 \doteq 3.9m^3$$

3/ vlastní tíha (podle katalogu)

$$\rightarrow G_{0,k} = 97.25kN, \gamma_F = 0.9$$

$$F_{vz,d} = V_{dst,d} = G_{dst,d} + Q_{dst,d} \leq F_{st,d}$$

$$h_{w,1} = 0.7m$$

$$F_{vz,d} = 3.9 \times 10 \doteq 40kN$$

$$F_{st,d} = 0.9 \times 97.25 = 87.5kN$$

$F_{vz,d} = 40kN \leq F_{st,d} = 87.5kN \rightarrow$ energokanal vyhovuje bezpečně proti vyplavání při aktuální úrovni HPV zmíněné v rešerši. HPV bude při provádění ověřena!

7.4.2 Základová deska

Základová deska tl. min. 400mm z betonu min. C30/37 XC4 XF1 pro pravděpodobné vyšší bodové zatížení.

$$\rightarrow f_{cd} = \frac{30}{1.5} = 20MPa, f_{ctm} = 2.9MPa, \text{ betonářská výztuž B500 (resp. 10 505-R)}$$

$$\rightarrow f_{yk} = 490MPa$$

Krytí $c_{nom} = 30mm$ (předepsané krytí horní výztuže pro XC2) pro horní líc, resp. $c_{nom} = 40mm$ pro spodní líc.

Podle IG rešerše bude ZS tvořit jednotně štěrk střední až hrubý s výplní hlinitopísčitou, ulehý (GT2). Ve snížené části (ZS = -3.1 až -3.7) bude, resp. může být ZS pod HPV. Základová deska je tedy uložena na upraveném nebo srovnaném podloží (podkladní nebo výplňový

beton) s minimálními požadovanými parametry $E_{def,2} = 60MPa, \frac{E_{def,2}}{E_{def,1}} \leq 2.1$. (štěrk GT2 \rightarrow

S4 SM, G4 GM je $\nu = 0.3, E_{def} \geq 50MPa$). Pro ZS případně tvořenou méně únosnou zeminou není tato podmínka automaticky splněna a zemní plán bude upravena hutněním polštářem (viz dále)!!

Na pláni budou provedeny zatěžovací zkoušky, požadovaných parametrů podloží bude dosaženo např. výměnou zemin v podloží, kdy dojde k vytvoření zeminové desky pod stmelené vrstvy ze štěrkodrti nebo betonového recyklátu (nestmelené podkladní vrstvy – polštář z drceného kameniva - štěrkodrt' nebo recyklát, $D_{max} \leq 63mm$), resp. stabilizovaným kamenivem KSC II. Předpoklad \rightarrow odstranění části vrstev (neulehlých nebo nevhodných) navážek, resp. především humózních vrstev pod navážkami, přehutnění podloží a zahutnění 100mm kameniva f32-63 \rightarrow podloží tvoří písčité jílo pevné konzistence (GT3). Předpokládaná mocnost štěrkodrti je cca. 0.35m. Orientačně lze počítat, že na každých 100mm štěrkodrti vzroste modul přetvárnosti $E_{def,2}$ o min. cca. 10MPa. Na stavební plán bude podle potřeby před provedením hutněního násypu ze štěrkodrti (recyklátu) položena geomříž, např. FORNIT nebo PE tkanina, např. Stablenka – viz PD zhotovitele.

Pro fluvialní štěrk GT2 je $\nu = 0.3, E_{def} \geq 50MPa$, tj. požadavek je automaticky splněn.

7.4.2.1 Únosnost podloží

Návrhový přístup NP1 ve smyslu ČSN EN 1997-1 → A1+M1+R1
 → $\gamma_M = 1.0, \gamma_G = 1.35, \gamma_Q = 1.5, \gamma_{R,V} = 1.0$

GT2 → $\varphi_{ef} = 30^\circ, c_{ef} = 0 \text{ kPa}, \gamma = 18.0 \text{ kN} / \text{m}^3, E_{def} = 50 \text{ MPa}, \nu = 0.3$

1.odvodněné podmínky

$\gamma = \gamma_1 \geq 18 \text{ kN} / \text{m}^3 \rightarrow q' \doteq 18 \text{ kPa}$ (nad základovou spárou)

$\gamma' = \gamma_2 = 9 \text{ kN} / \text{m}^3$ (pod základovou spárou nad HPV)

$$N_q = e^{\pi \times \tan \varphi} \times \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) = e^{\pi \times \tan 30} \times \tan^2 \left(45 + \frac{30}{2} \right) = 18.4$$

$$N_\gamma = 2 \times (N_q - 1) \times \tan \varphi = 2 \times (18.4 - 1) \times \tan 30 = 20.1$$

$$\alpha = 0 \rightarrow b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \times \tan \varphi)^2 = 1.0$$

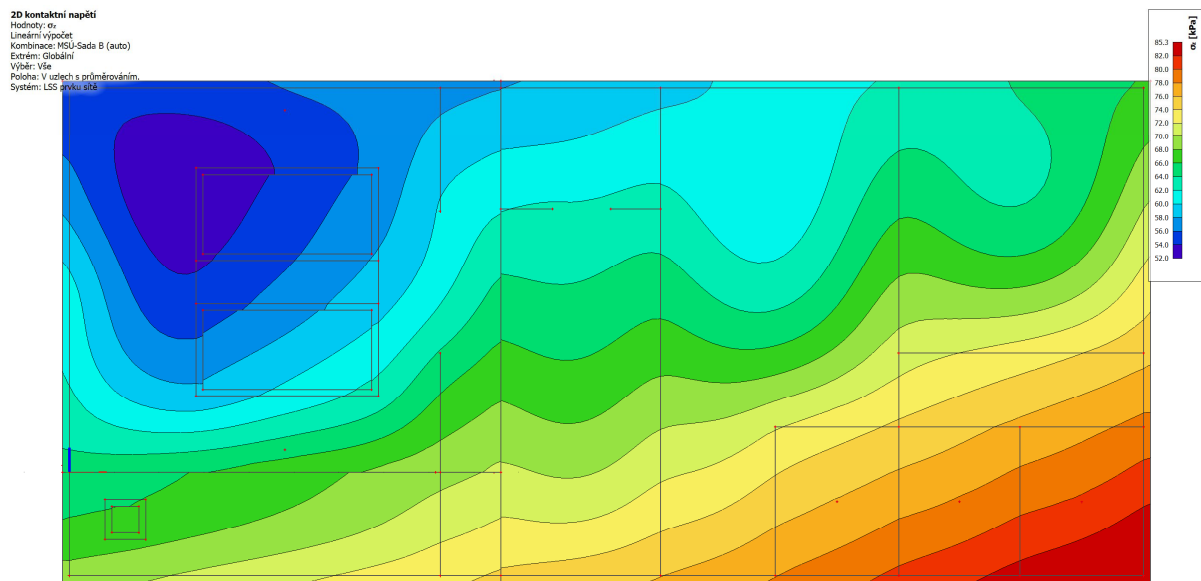
$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \times \sin \varphi' = 1 + \frac{11.15}{24.2} \times \sin 30 = 1.23, \quad s_\gamma = 1 - \frac{B'}{L'} \times 0.3 = 1 - \frac{11.15}{24.2} \times 0.3 = 0.86,$$

$$i_q = i_\gamma = 0.95$$

$$R_d = c_{ef} \times N_c \times b_c \times s_c \times i_c + \gamma_1 \times D \times N_q \times b_q \times s_q \times i_q + 0.5 \times \gamma_2 \times B_{ef} \times N_\gamma \times b_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma$$

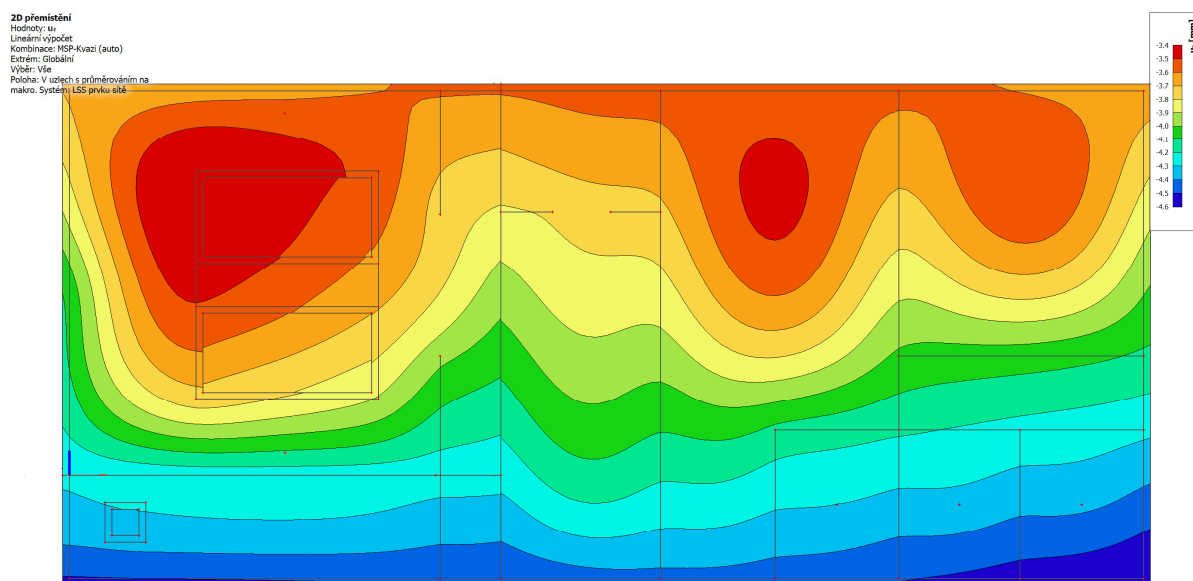
$$R_d = 0.9 \times (18 \times 18.4 \times 1.23 + 0.5 \times 9 \times 11.15 \times 20.1 \times 0.86) \doteq 1100 \text{ kPa}.$$

Únosnost bez vlivu pevných jílu v dosahu smykové plochy. Uvažují tedy, a to i s ohledem na sedání hodnotu → $R_d \geq 400 \text{ kPa}$!



σ_z
 Napětí v podloží $\sigma_{z,Ed}$

Napětí v podloží odpovídá zvolené plošné tuhosti $\sigma_{z,Ed} \leq 90 \text{ kPa} \leq R_d \geq 400 \text{ kPa}$. Vyhovuje.



Sedání

Sedání desky $u_z \leq 5\text{mm} \leq u_{\text{lim}} \leq 50\text{mm} \rightarrow \text{vyhovuje!}$

7.5 Železobetonové konstrukce – ŽBK

Jedná se především o předběžný návrh monolitických prvků železobetonové konstrukce, tj. především základové desky na pružném podloží.

Podrobný návrh železobetonových konstrukcí nad požadavky vyhl. 405/2017 je součástí PD zhotovitele! V případě monolitických konstrukcí bude v dalším stupni PD vykázána pouze orientačně staticky nutná výztuž (výkresy uspořádání vyztužení s rezervou cca. 25%), v rámci PD zhotovitele budou dopracovány podrobné výkresy vyztužení dle ČSN EN 1992-1-1.

Všechny betonové konstrukce jsou navrženy dle ČSN EN 1992-1-1.

Konstrukce spodní stavby je navržena jako „bílá vana“, tj. vodotěsná. Uvažuji „vodotěsnou“ konstrukci ve smyslu doporučení např. TP ČBS 02 – Bílé vany nebo TP ČBS 04 – Vodonepropustné betonové konstrukce \rightarrow třída tlaku vody max. W_1 , třída požadavků na vodotěsnost stěn max. A_2 , konstrukční třída Kon_2 tj. min. výztuž pro šířku trhlin $w_k \leq 0.25\text{mm}$ až $w_k \leq 0.3\text{mm}$. Dilatační a pracovní spáry jsou těsněné. Jedná se především o spáry deska-stěna a stěna-deska suterénních konstrukcí a dojezdu výtahu. Technologie provádění betonových konstrukcí a opatření k udržení těsnosti (přísady, spáry) – viz PD zhotovitele. Předpokládám použití betonu Permacrete, bobtnavé pásy, pryžové profily nebo pozinkované plechy 0.7mm potažené aktivním bentonitem (např. MQB 150 aktiv), krystalizační přísada XYPEX ADMIX C-1000NF, 2kg/m^3 , SIKA WT-200 P s omezeným obsahem chloridů apod.

Betony vodotěsných konstrukcí \rightarrow C30/37 XC2 XA1 XF1 (90-ti denní nárůst pevnosti), ocel B500B, krytí 35/40mm. Povrchová úprava viz samostatná kapitola.

Ve smyslu TP ČBS 02 – Bílé vany je pro tl. stěny 300mm, krytí výztuže 30mm a $w_k \leq 0.25\text{mm}$ min. výztuž proti tvorbě časných trhlin $\varnothing R12/150\text{mm}$. Pro desku tl. 400mm a krytí výztuže 40mm je min. výztuž proti tvorbě časných trhlin $\varnothing R10/100\text{mm}$.

7.5.1 Návrhové hodnoty použitého betonu a výztuže

Beton min. C25/30 XC1 $\rightarrow f_{cd} = \frac{25}{1.5} = 16.67 MPa, f_{ctm} = 2.6 MPa$ (nosné konstrukce v interiéru),
 resp. min. C30/37 XC2/XC4
 XF1/XF4 $\rightarrow f_{cd} = \frac{30}{1.5} = 20 MPa, f_{ctm} = 2.9 MPa$ (základy + venkovní expozice).

Betonářská výztuž B500 (resp. 10 505-R) $\rightarrow f_{yk} = 490 MPa, f_{yd} = \frac{490}{1.15} \doteq 426 MPa$

Všechny betonové konstrukce jsou navrženy dle EN 1992-1-1.

7.5.2 Krytí výztuže

Krytí výztuže podle požadavků prostředí:

$$c_{\min} = \max \{c_{\min,b}, c_{\min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}, 10mm\}$$

$$\max \phi R14 \rightarrow c_{\min,b} \geq 14mm$$

$$1/ XC1 \rightarrow c_{\min,dur} = 15mm \text{ pro S4}$$

$$\Delta c_{dur,\gamma} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0$$

$$c_{\min} = \max \{14, 15 + 0 - 0 - 0 = 15, 10\} = 15mm$$

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev}$$

$$\Delta c_{dev} = 10mm$$

$$c_{nom} = 15 + 10 = 25mm \text{ (předepsané krytí výztuže pro XC1, monolit)}$$

$$2/ XC4 \rightarrow c_{\min,dur} = 30mm \text{ pro S4}$$

$$\Delta c_{dur,\gamma} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0$$

$$c_{\min} = \max \{14, 30 + 0 - 0 - 0 = 30, 10\} = 30mm$$

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev}$$

$$\Delta c_{dev} = 10mm$$

$$c_{nom} = 30 + 10 = 40mm \text{ (předepsané krytí výztuže pro XC4, monolit)}$$

$$c_{nom} = 40mm \text{ (předepsané krytí výztuže pro spodní líc základové desky)}$$

7.5.3 Požární odolnost

Pro REI60DP1 je min. tl. desky $h_s \geq 80mm$, osová vzdálenost výztuže pro desku působící v jednom směru je $a \geq 20mm$ (od líce betonu). Vyhovuje krytí dolní výztuže $c_{nom} = 25mm$ (i tl. desky 150 až 250mm)! Pro horní výztuž uvažují rovněž krytí pro prostředí XC1. Pro stěnu je min. tl. $h_s \geq 140mm$, osová vzdálenost výztuže pro desku působící v jednom směru je $a \geq 10mm$ (od líce betonu). Vyhovuje krytí výztuže $c_{nom} = 25mm$ (i tl. stěny 250mm)!

Pro REI90DP1 je min. tl. desky $h_s \geq 8 = 100mm$, osová vzdálenost výztuže pro desku působící ve dvou směrech je $a \geq 15mm$ (od líce betonu). Vyhovuje krytí dolní výztuže $c_{nom} = 25mm$ (i tl. desky 150 až 250mm)! Pro horní výztuž uvažují rovněž krytí pro prostředí XC1. Pro stěnu je min. tl. $h_s \geq 170mm$, osová vzdálenost výztuže pro desku působící v jednom směru je $a \geq 25mm$ (od líce betonu). Vyhovuje krytí výztuže $c_{nom} = 25mm$ (i tl. stěny 250mm)!

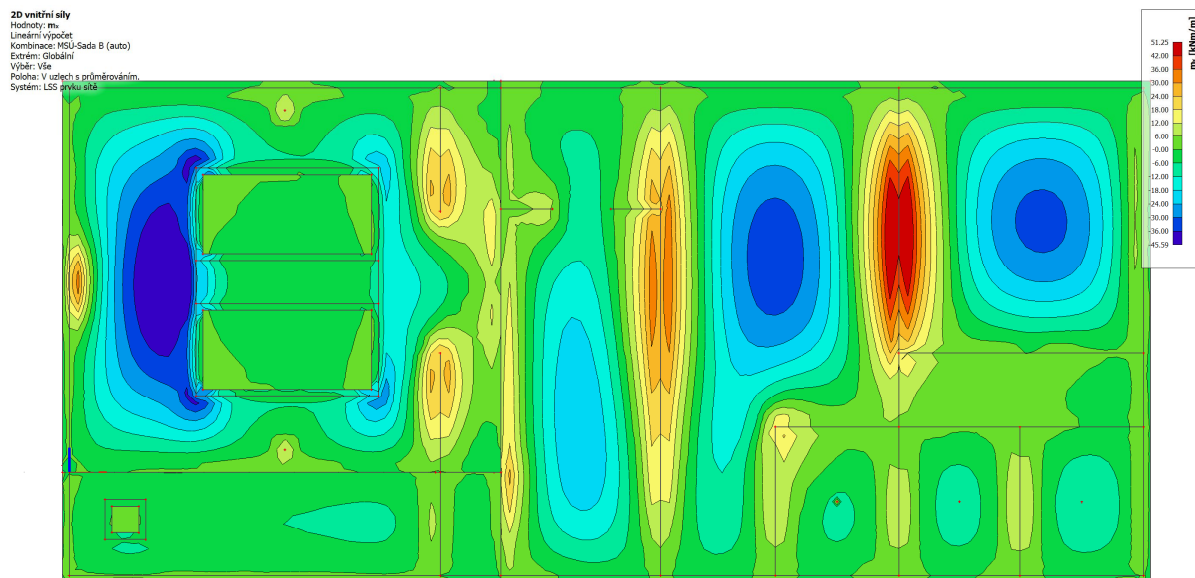
Hodnoty odpovídají ČSN 1992-1-2.

7.5.4 Pohledový beton

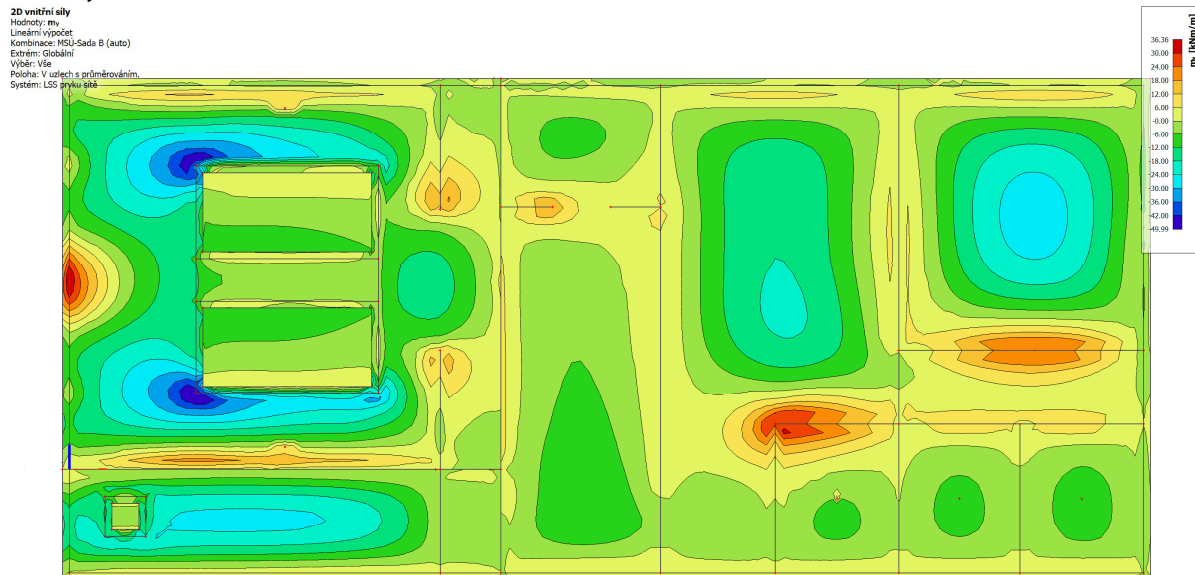
Viditelné povrchy betonových konstrukcí jsou navrženy jako pohledové (viz stavební část). Min. požadavek ve smyslu TP ČBS 03 je cca. PB3-C2-H2-S1-U2-Z0-B2-T1 – podrobně viz stavební část.

7.5.5 Základová deska zD1 + stěny v 1.PP

Jedná se především o návrh výztuže základové desky s tl. 0.4m a „suterénních“ stěn tl. 0.3m, které pokračují v 1.NP ve stejné tl. 0.3m.



Momenty m_x v desce



Momenty m_y v desce

Rozhodují momenty pro oba směry $\rightarrow m_{x,d} \doteq m_{y,d} \leq 55kNm / m'$ (spodní líc), resp.
 $\rightarrow m_{x,h} \doteq m_{y,h} \leq 45kNm / m'$ (horní líc).

7.5.5.1 Návrh výztuže

Jedná se o výztuž desky $\rightarrow h \geq 0.4m$ a stěn $\rightarrow h \geq 0.3m$. Deska (i stěny) je navržena z betonu min. C30/37 XC2 XA1 $\rightarrow f_{cd} = \frac{30}{1.5} = 20MPa, f_{ctm} = 2.9MPa$, betonářská výztuž B500 (resp.10 505-R) $\rightarrow f_{yk} = 490MPa$

$c_{nom} = 30mm$ (předepsané krytí horní výztuže pro XC2)

$c_{nom} = 40mm$ (předepsané krytí výztuže pro desku na podkladním betonu)

Návrh výztuže zD1 a stěn:

1/ deska $\rightarrow h \geq 0.4m$, výztuž spodní, příčně+podélně, oba povrchy

krytí $c = 40mm$, $\phi_{s1} = 14mm \rightarrow A_{s1} = 1.539 \times 10^{-4} m^2$

\rightarrow účinná výška - $d_{1,2} = 400 - 40 - 1.5 \times 14 \doteq 339mm$

$M_{Ed,d1} \doteq 0.06MNm / m'$

$$x_{B,lim} = \frac{560 \times d}{700 + f_{yd}} = \frac{560 \times 0.339}{700 + 426} \doteq 0.169m$$

$b = 1.0m$

$$x_B = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times M_{Ed}}{b \times f_{cd}}} = 0.34 - \sqrt{0.34^2 - \frac{2 \times 0.06}{1.0 \times 20}} = 0.009m \leq x_{B,lim} = 0.169m$$

$$A_{s,rqd} = \frac{x_B \times b \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.01 \times 1.0 \times 20}{426} \doteq 4.7 \times 10^{-4} m^2 / m' \leq A_{s,min}$$

$$A_{s,min} \geq 0.0013 \times b \times d = 0.0013 \times 1.0 \times 0.34 \doteq 4.42 \times 10^{-4} m^2 / m'$$

$$A_{s,min} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \times b \times d = 0.26 \times \frac{2.9}{426} \times 1.0 \times 0.34 \doteq 6.02 \times 10^{-4} m^2 / m'$$

$$n = \frac{A_{s,rqd}}{A_{s1}} = \frac{6.02}{1.539} = 3.9 \rightarrow 5ksR14 / m' \rightarrow A_{s,prov} \geq \frac{1}{0.15} \times 1.539 = 10.26 \times 10^{-4} m^2 / m', \text{ vyhovuje}$$

max. ohybová výztuž 6ØR14/m', tj. nutná ohybová výztuž je větší než výztuž proti ranným trhlinám 10Ø10/m'. Volím výztuž 6ØR14/m' pro oba povrchy a směry.

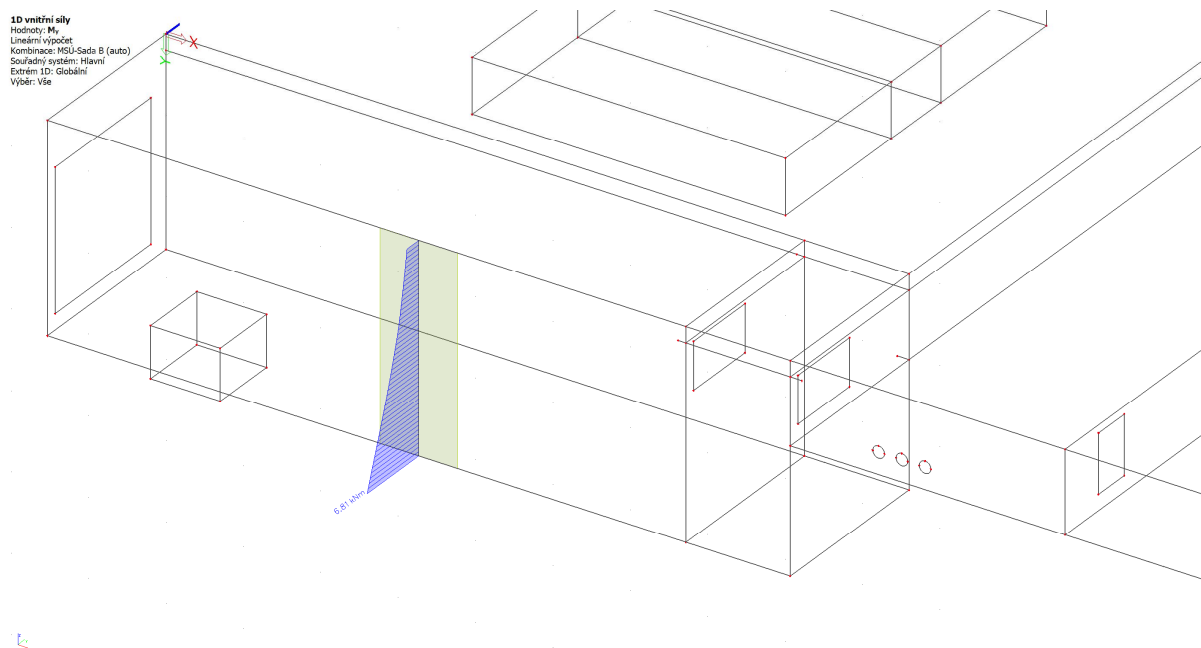
Podrobný návrh a posouzení je součástí dokumentace zhotovitele.

2/ suterénní stěny $\rightarrow h \geq 0.3m$. Stěna je navržena z betonu min. C30/37 XC2 XA1

$\rightarrow f_{cd} = \frac{30}{1.5} = 20MPa, f_{ctm} = 2.9MPa$, betonářská výztuž B500 (resp.10 505-R)

$\rightarrow f_{yk} = 490MPa$

$c_{nom} = 30mm$ (předepsané krytí výztuže pro XC2)



Max. moment ve stěně je $m_{y,Ed} \leq 10 \text{ kNm} / \text{m}'$

→ účinná výška - $d_{1,2} = 300 - 30 - 1.5 \times 12 \doteq 252 \text{ mm}$

$M_{Ed,d1} \doteq 0.02 \text{ MNm} / \text{m}'$ (rezerva)

$$x_{B,\text{lim}} = \frac{560 \times d}{700 + f_{yd}} = \frac{560 \times 0.252}{700 + 426} \doteq 0.125 \text{ m}$$

$$b = 1.0 \text{ m}$$

$$x_B = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times M_{Ed}}{b \times f_{cd}}} = 0.25 - \sqrt{0.25^2 - \frac{2 \times 0.02}{1.0 \times 20}} = 0.0041 \text{ m} \leq x_{B,\text{lim}} = 0.125 \text{ m}$$

$$A_{s,rqd} = \frac{x_B \times b \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.005 \times 1.0 \times 20}{426} \doteq 2.35 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{m}' \leq A_{s,\text{min}}$$

$$A_{s,\text{min}} \geq 0.0013 \times b \times d = 0.0013 \times 1.0 \times 0.252 \doteq 3.28 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{m}'$$

$$A_{s,\text{min}} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \times b \times d = 0.26 \times \frac{2.9}{426} \times 1.0 \times 0.252 \doteq 4.46 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{m}'$$

$$n = \frac{A_{s,rqd}}{A_{s1}} = \frac{4.5}{1.131} = 4.0 \rightarrow 5 \text{ ksR12} / \text{m}' \rightarrow A_{s,\text{prov}} \geq \frac{1}{0.15} \times 1.131 = 7.54 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{m}', \text{ vyhovuje}$$

max. ohybová výztuž 6ØR12/m', tj. nutná ohybová výztuž odpovídá výztuži proti ranným trhlinám Ø12/150mm. Volím výztuž 6ØR12/m' pro oba povrchy a směry.

Podrobný návrh a posouzení je součástí dokumentace zhotovitele.

7.5.6 Stěny

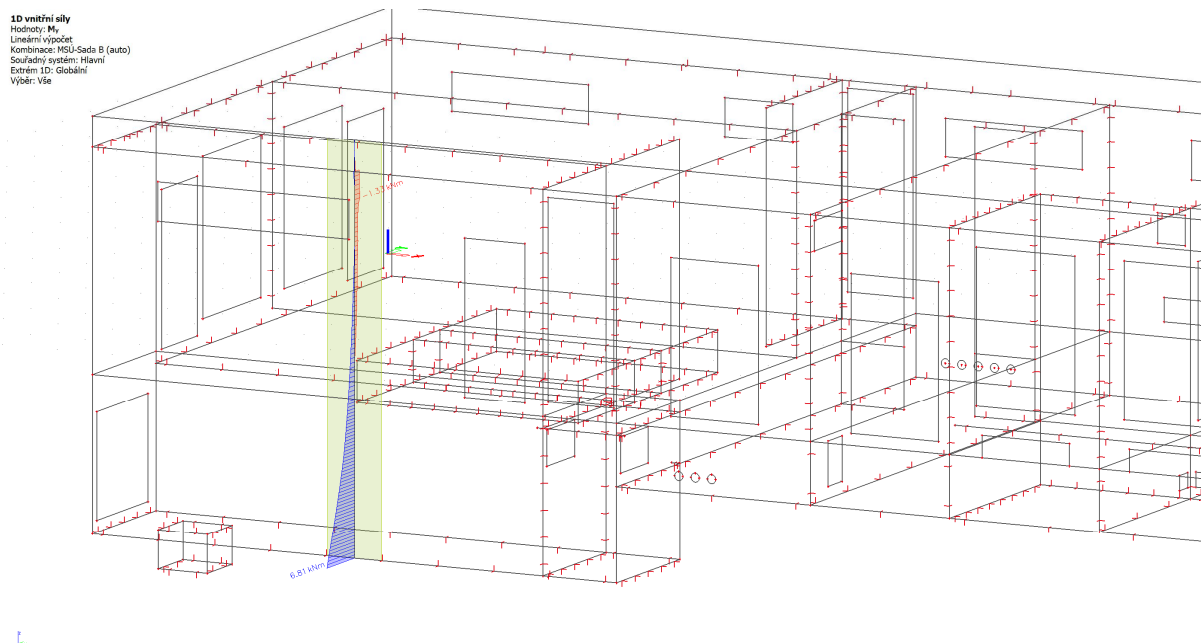
Stěny v 1.NP tl. 300mm.

Jedná se o výztuž stěny → $h \geq 0.3 \text{ m}$. Stěna je navržena z betonu min. C30/37 XC1

$$\rightarrow f_{cd} = \frac{30}{1.5} = 20 \text{ MPa}, f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa}, \text{ betonářská výztuž B500 (resp. 10 505-R)}$$

$$\rightarrow f_{yk} = 490 \text{ MPa}$$

$$c_{nom} = 25 \text{ mm (předepsané krytí výztuže pro XC1)}$$



Rozhodující momenty pro hlavní směr $\rightarrow m_{xh,Ed} \leq 10 \text{ kNm} / \text{m}'$, $\rightarrow m_{xd,Ed} \leq 10 \text{ kNm} / \text{m}'$, svislá (normálová) síla $\rightarrow n_{z,Ed} \leq 66 \text{ kN} / \text{m}'$.

Minimální výztuž stěn \rightarrow stěny tl. 300mm, beton min. C30/37 XC1 $\rightarrow c = 25 \text{ mm}$ (chráněny izolacemi).

\rightarrow tl. 300mm $\rightarrow d_{1,1} = 300 - 25 - 6 \doteq 269 \text{ mm}$

1/ svislá výztuž $\rightarrow A_{s,min} = 0.002 \times A_c = 0.002 \times 1.0 \times 0.3 \doteq 6 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{m}'$

$n = \frac{A_{s,rqd}}{A_{s1}} = \frac{6.0}{1.131 \times 2} = 2.7 \rightarrow 5 \text{ ksR12} / \text{m}'$ odpovídá ØR12/150mm pro každý povrch,

$s_{max,w} \leq 3 \times h = 3 \times 300 = 900 \text{ mm} \geq 400 \text{ mm}$

2/ vodorovná výztuž $\max[0.25 \times A_s; 0.001 \times A_c] = [1.69 \times 10^{-4}; 3.0 \times 10^{-4}] = 3.0 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{m}$

$s_{max,w} \leq 400 \text{ mm}$

Volím pro oba líce a oba směry stěny tl. 300mm cca. ØR12/150mm, tj.

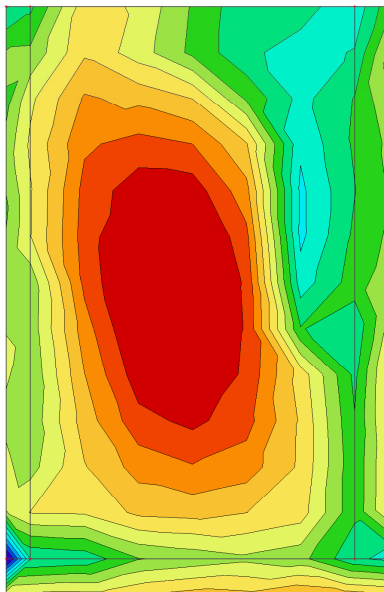
$A_{s,prov} \geq 7.54 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{m}'$, resp. lokálně ØR14/150mm svisle a ØR12/150mm vodorovně.

Vyhovuje max. ohybová výztuž ØR12/150mm.

7.5.7 Deska stropu nad 1.PP – D1

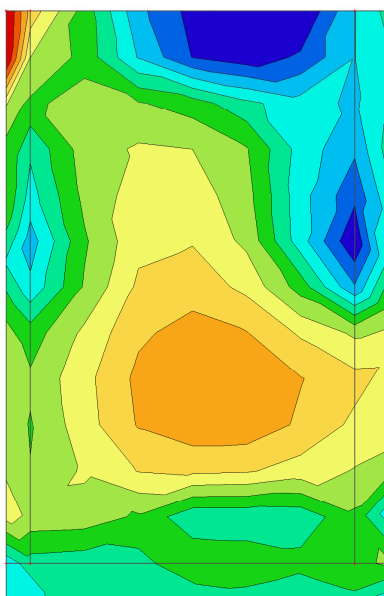
Doplňková deska tl. 0.25m na světlé rozpětí 1.1m.

2D vnitřní síly
 Hodnoty: m
 Lineární výpočet
 Kombinace: MSU-Sada B (auto)
 Extrém: Globální
 Výběr: Vše
 Poloha: V uzlech s průměrováním.
 Systém: LSS prvků sítě



Momenty m_x v desce

2D vnitřní síly
 Hodnoty: m
 Lineární výpočet
 Kombinace: MSU-Sada B (auto)
 Extrém: Globální
 Výběr: Vše
 Poloha: V uzlech s průměrováním.
 Systém: LSS prvků sítě



Momenty m_y v desce

Rozhodují momenty v příčném směru $\rightarrow m_{x,d} \doteq m_{y,d} \leq 10 \text{ kNm} / \text{m}'$ (spodní lic), resp.
 $\rightarrow m_{x,h} \doteq m_{y,h} \leq 10 \text{ kNm} / \text{m}'$ (horní lic).

7.5.7.1 Návrh výztuže

1/ deska - $h_f \geq 0.25m$, beton min. C30/37 XC1 \rightarrow krytí $c_d = 25 \text{ mm}$, výztuž s průměrem max.

cca. $\phi_{s1} = 10 \text{ mm} \rightarrow A_{s1} = 0.785 \times 10^{-4} \text{ m}^2$ (horní/spodní)

\rightarrow účinná výška - $d_{1,2} = 250 - 25 - 1.5 \times 10 \doteq 210 \text{ mm}$

$M_{Ed,d1} \doteq 0.015 \text{ MNm} / \text{m}'$

$$x_{B,\text{lim}} = \frac{560 \times d}{700 + f_{yd}} = \frac{560 \times 0.21}{700 + 426} \doteq 0.104m$$

$$b = 1.0m$$

$$x_B = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times M_{Ed}}{b \times f_{cd}}} = 0.21 - \sqrt{0.21^2 - \frac{2 \times 0.015}{1.0 \times 20}} \doteq 0.0036m \leq x_{B,\text{lim}} = 0.104m$$

$$A_{s,rqd} = \frac{x_B \times b \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.004 \times 1.0 \times 20}{426} \doteq 1.88 \times 10^{-4} m^2 / m' \leq A_{s,\text{min}}$$

$$A_{s,\text{min}} \geq 0.0013 \times b \times d = 0.0013 \times 1.0 \times 0.21 \doteq 2.73 \times 10^{-4} m^2 / m'$$

$$A_{s,\text{min}} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \times b \times d = 0.26 \times \frac{2.9}{426} \times 1.0 \times 0.21 \doteq 3.72 \times 10^{-4} m^2 / m'$$

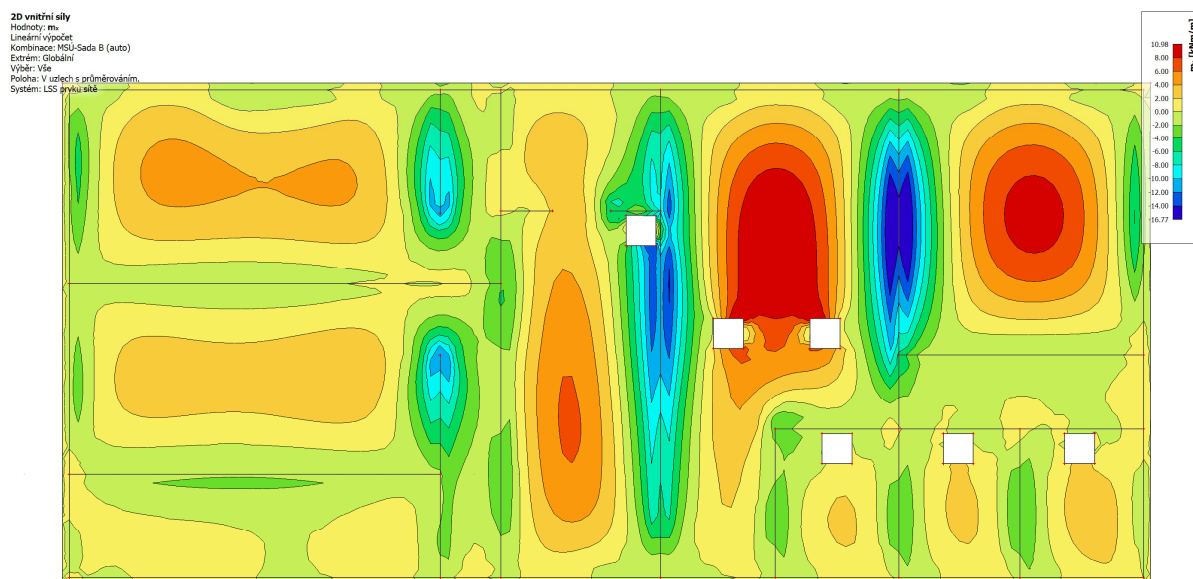
$$n = \frac{A_{s,rqd}}{A_{s1}} = \frac{3.72}{0.785} = 4.7 \rightarrow 6ksR10 / m' \rightarrow A_{s,\text{prov}} \geq \frac{1}{0.15} \times 0.785 = 5.23 \times 10^{-4} m^2 / m'$$


Oba povrchy, podélná výztuž (1.vrstva), příčná výztuž (2. vrstva) ØR10/150mm.

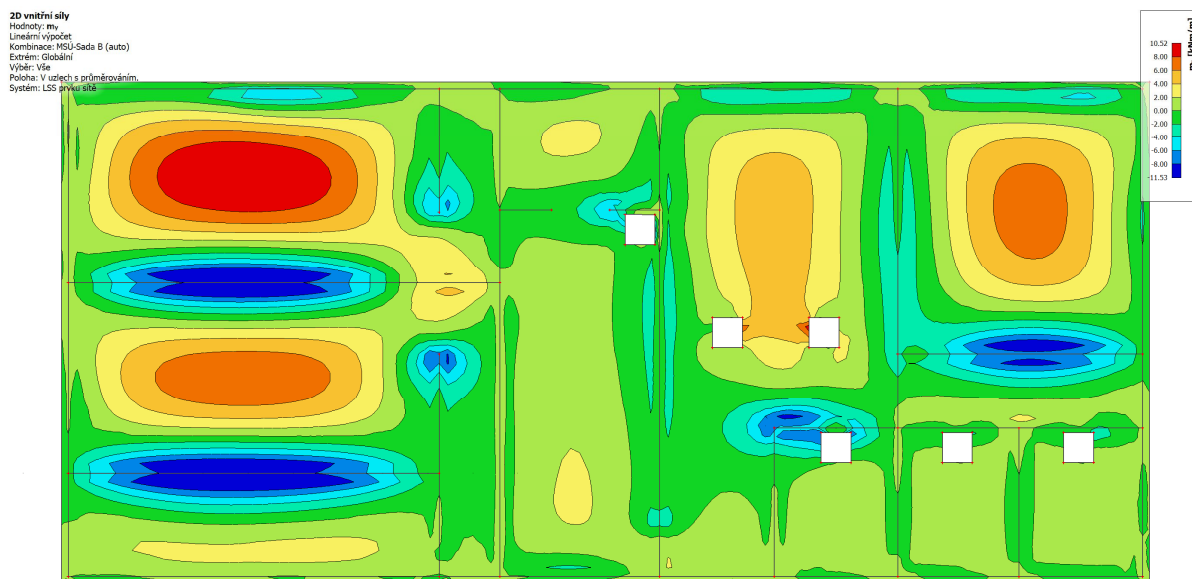
Podrobný návrh a posouzení je součástí dokumentace zhotovitele.

7.5.8 Deska stropu nad 1.NP – D2

Deska tl. 0.25m na světlé rozpětí do cca. 4.0m s atikou.



 *Momenty m_x v desce*



Momenty m_y v desce

Rozhodují momenty v příčném směru $\rightarrow m_{x,d} \doteq m_{y,d} \leq 15 \text{ kNm} / m'$ (spodní líc), resp.
 $\rightarrow m_{x,h} \doteq m_{y,h} \leq 15 \text{ kNm} / m'$ (horní líc).

7.5.8.1 Návrh výztuže

1/ deska - $h_f \geq 0.25m$, beton min. C30/37 XC1 \rightarrow krytí $c_d = 25 \text{ mm}$, výztuž s průměrem max.

cca. $\phi_{s1} = 10 \text{ mm} \rightarrow A_{s1} = 0.785 \times 10^{-4} \text{ m}^2$ (horní/spodní)

\rightarrow účinná výška - $d_{1,2} = 250 - 25 - 1.5 \times 10 \doteq 210 \text{ mm}$

$$M_{Ed,d1} \doteq 0.02 \text{ MNm} / m'$$

$$x_{B,\text{lim}} = \frac{560 \times d}{700 + f_{yd}} = \frac{560 \times 0.21}{700 + 426} \doteq 0.104 \text{ m}$$

$$b = 1.0 \text{ m}$$

$$x_B = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times M_{Ed}}{b \times f_{cd}}} = 0.21 - \sqrt{0.21^2 - \frac{2 \times 0.02}{1.0 \times 20}} \doteq 0.0048 \text{ m} \leq x_{B,\text{lim}} = 0.104 \text{ m}$$

$$A_{s,rqd} = \frac{x_B \times b \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.005 \times 1.0 \times 20}{426} \doteq 2.35 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / m' \leq A_{s,\text{min}}$$

$$A_{s,\text{min}} \geq 0.0013 \times b \times d = 0.0013 \times 1.0 \times 0.21 \doteq 2.73 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / m'$$

$$A_{s,\text{min}} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \times b \times d = 0.26 \times \frac{2.9}{426} \times 1.0 \times 0.21 \doteq 3.72 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / m'$$

$$n = \frac{A_{s,rqd}}{A_{s1}} = \frac{3.72}{0.785} = 4.7 \rightarrow 6 \text{ ksR10} / m' \rightarrow A_{s,\text{prov}} \geq \frac{1}{0.15} \times 0.785 = 5.23 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / m'$$

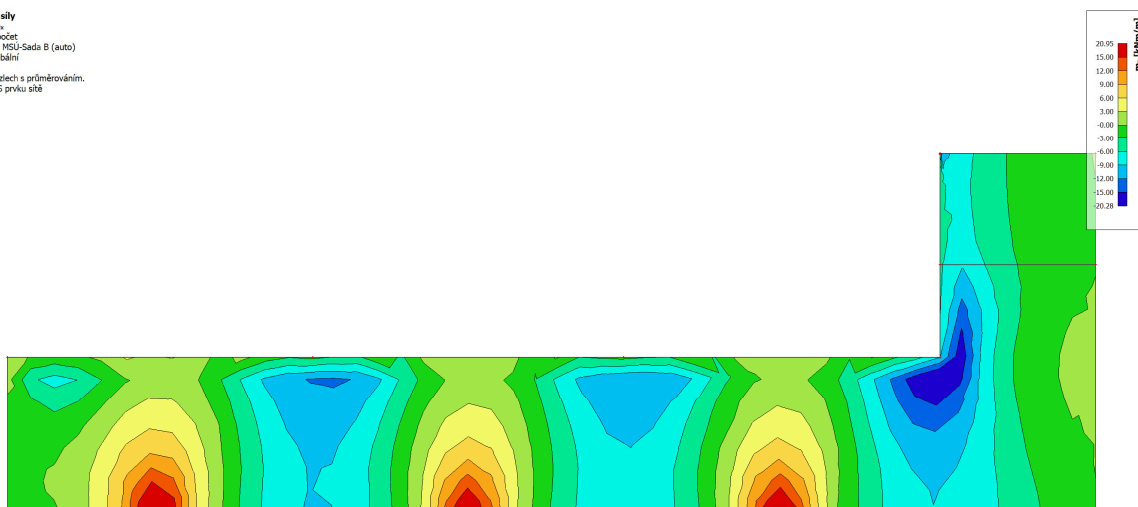
Oba povrchy, podélná výztuž (1.vrstva), příčná výztuž (2. vrstva) ØR12/150mm.

Podrobný návrh a posouzení je součástí dokumentace zhotovitele.

7.5.9 Deska venkovní konzoly – K1

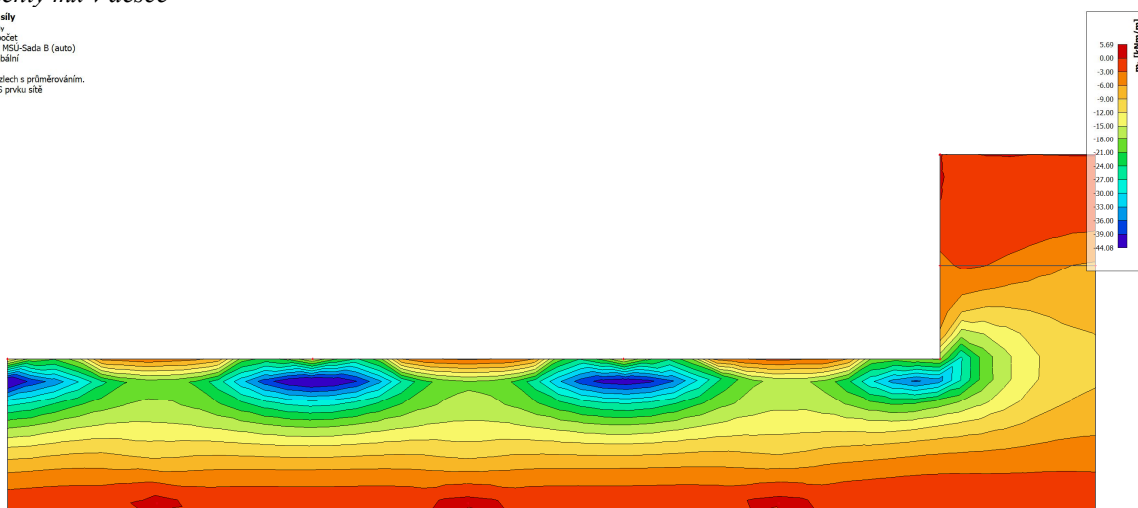
Deska tl. 0.25m na světlé vyložení do cca. 1.2m.

2D vnitřní síly
 Hodnoty: m
 Lineární výpočet
 Kombinace: MSU-Sada B (auto)
 Extrém: Globální
 Výběr: Vše
 Poloha: V uzlech s průměrováním.
 Systém: LSS prvků síť



Momenty m_x v desce

2D vnitřní síly
 Hodnoty: m
 Lineární výpočet
 Kombinace: MSU-Sada B (auto)
 Extrém: Globální
 Výběr: Vše
 Poloha: V uzlech s průměrováním.
 Systém: LSS prvků síť



Momenty m_y v desce

Rozhodují momenty v příčném směru $\rightarrow m_{x,d} \doteq m_{y,d} \leq 15 \text{ kNm} / m'$ (spodní líc), resp.
 $\rightarrow m_{x,h} \leq 45 \text{ kNm} / m'$ (horní líc).

7.5.9.1 Návrh výztuže

1/ deska - $h_f \geq 0.25 \text{ m}$, beton min. C30/37 XC1 \rightarrow krytí $c_d = 35 \text{ mm}$, výztuž s průměrem max.

cca. $\phi_{s1} = 14 \text{ mm} \rightarrow A_{s1} = 1.539 \times 10^{-4} \text{ m}^2$ (horní/spodní)

\rightarrow účinná výška - $d_{1,1} = 250 - 35 - 0.5 \times 14 \doteq 208 \text{ mm}$

$$M_{Ed,d1} \doteq 0.05 MNm / m'$$

$$x_{B,lim} = \frac{560 \times d}{700 + f_{yd}} = \frac{560 \times 0.208}{700 + 426} \doteq 0.103m$$

$$b = 1.0m$$

$$x_B = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times M_{Ed}}{b \times f_{cd}}} = 0.208 - \sqrt{0.208^2 - \frac{2 \times 0.05}{1.0 \times 20}} \doteq 0.0124m \leq x_{B,lim} = 0.103m$$

$$A_{s,rqd} = \frac{x_B \times b \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.0124 \times 1.0 \times 20}{426} \doteq 5.82 \times 10^{-4} m^2 / m' \geq A_{s,min}$$

$$A_{s,min} \geq 0.0013 \times b \times d = 0.0013 \times 1.0 \times 0.21 \doteq 2.73 \times 10^{-4} m^2 / m'$$

$$A_{s,min} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \times b \times d = 0.26 \times \frac{2.9}{426} \times 1.0 \times 0.21 \doteq 3.72 \times 10^{-4} m^2 / m'$$

$$n = \frac{A_{s,rqd}}{A_{s1}} = \frac{5.82}{1.131} = 5.1 \rightarrow 6ksR12 / m' \rightarrow A_{s,prov} \geq \frac{1}{0.15} \times 1.539 = 10.26 \times 10^{-4} m^2 / m'$$

Pro rozhodující horní líc, příčná výztuž (1. vrstva) ØR14/150mm, ostatní ØR10/150mm. Podrobný návrh a posouzení je součástí dokumentace zhotovitele.

7.6 Ocelové konstrukce – OK

Ocelová konstrukce zajištění SJ, tj. jedná se o posouzení vlastních štetovnic, převázky a rozpěr rozpěrné ocelové konstrukce.

7.6.1 Návrhové hodnoty oceli

Ocelové konstrukce jsou navrženy a posouzeny dle ČSN EN 1993-1-1.

→ konstrukční ocel S235 → $f_u = 360 MPa$, $f_y = 235 MPa$ ($t \leq 40mm$), $\gamma_{M0} = 1.0$

Stupeň kvality svarů C dle ČSN EN ISO 5817, třída provedení EXC2 dle ČSN EN 1090-2.

7.6.2 Štetovnice

Výstup z programu GEO5 2022.

Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1.00

Dimenzační síly na 1 m stěny

$M_{max} = 12.08 \text{ kNm/m}$; $Q = 0.25 \text{ kN/m}$

$Q_{max} = 18.43 \text{ kN/m}$; $M = 0.15 \text{ kNm/m}$

Posouzení max. momentu $M_{max} + Q$:

Posouzení ohybu:

$M_{max}/M_{c,Rd} = 0.032 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q/V_{c,Rd} = 0.000 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 6.87 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 0.03 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0.001 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení max. posouvající síly $Q_{max} + M$:

Posouzení ohybu:

$M/M_{c,Rd} = 0.000 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

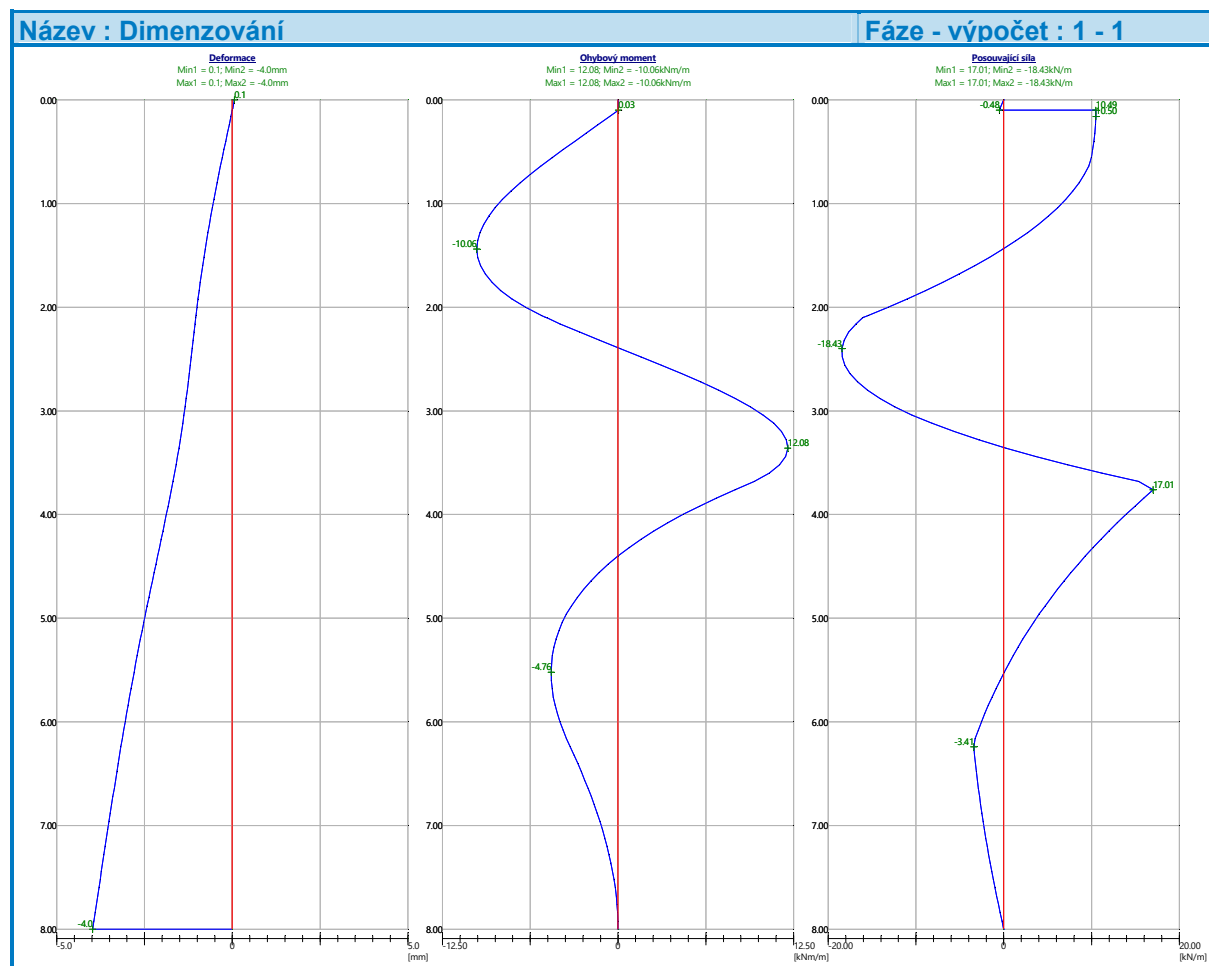
$$Q_{\max}/V_{c,Rd} = 0.023 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 0.09 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 2.31 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0.000 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

Průřez VYHOVUJE

Larsen IIIIn $\rightarrow W_{el,y} = 1600 \times 10^3 \text{ mm}^3 / \text{m}$ vyhovuje!

7.6.2.1 Závěr

Navržené ocelové konstrukce dočasného těsněného pažení, tj. štětovnice Larsen IIIIn vyhovují. Materiál oceli S235.

Podrobný návrh a posouzení je součástí dokumentace zhotovitele.

7.6.3 Nosníky pod transformátory

Prosté nosníky na rozpětí max. 3.2m, které vynášejí jako kolejnice transformátory. Působí „pohyblivé“ zatížení od trať na kolečkách + pororošt + vlastní tíha:

$$\rightarrow g_{0,k} = 0.2 \text{ kN} / \text{m}', \gamma_F = 1.35 \text{ (odhad IPE 180)}$$

$$\rightarrow g_{0,k} \doteq 0.85 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_F = 1.35 \text{ (technolog. rošt, ZŠ = 0.5m)}$$

$$\rightarrow q_{1,k} = 5.0 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_F = 1.5 \text{ (užitné na roštu)}$$

$$\rightarrow Q_{3,k} \leq 30 \text{ kN}, \gamma_F = 1.5 \text{ (transformátor, rozvor koleček cca. 0.8m)}$$

$$q_k = 0.2 + 0.5 \times (0.85 + 5.0) \doteq 3.15 \text{ kN} / \text{m}', \quad Q_{1,k} = \frac{30}{4} = 7.5 \text{ kN}$$

$$q_{Ed} = 1.35 \times 0.2 + 0.5 \times (1.35 \times 0.85 + 1.5 \times 5.0) \doteq 4.6 \text{ kN} / \text{m}', \quad Q_{1,Ed} \leq 1.5 \times 7.5 = 11.25 \text{ kN}$$

$$l = 3.2 \text{ m}, c = \frac{1}{2} \times (3.2 - 0.8) = 1.2 \text{ m} \text{ (rozpětí, vzdálenost 1. kolečka od podpory)}$$

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \times 4.6 \times 3.2^2 + \frac{1}{2} \times 11.25 \times (3.2 - 0.8) = 19.4 \text{ kNm}$$

$$W_{pl,y,\min} = \frac{M_{Ed} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{20 \times 10^6 \times 1.0}{235} \geq 85.1 \times 10^3 \text{ mm}^3 \rightarrow \text{odpovídá IPE140}$$

$$\delta_{\max} = \frac{l}{350} \doteq \frac{F_k \times c \times (3 \times l^2 - 4 \times c^2)}{24 \times 210 \times 10^3 \times I_{y,\min}} \rightarrow I_{y,\min} \geq \frac{350 \times 7.5 \times 10^3 \times 3 \times 10^{10}}{3200 \times 24 \times 210 \times 10^3} \doteq 4.9 \times 10^6 \text{ mm}^4 \rightarrow \text{cca.}$$

odpovídá IPE140. Volím v souladu s ASŘ IPE180.

Podrobný návrh a posouzení je součástí dokumentace zhotovitele.

8 Provádění nosných konstrukcí a založení

Všechny nosné (i nenosné) konstrukce a práce speciálního zakládání budou prováděny odborně způsobilým zhotovitelem. V PD zhotovitele budou dále detailně navrženy všechny konstrukce a způsob jejich provádění.

8.1 Poznámky k provádění ZAL a ZSJ

Jedná se především o práce při plošném zakládání (ZAL), resp. práce spojené se zajištěním SJ (ZSJ).

Podle IG rešerše bude ZS tvořit jednotně štěrk střední až hrubý s výplní hlinitopísčitou, ulehlý (GT2). Ve snížené části (ZS = -3.1 až -3.7) bude, resp. může být ZS pod HPV. Základová deska je tedy uložena na upraveném nebo srovnaném podloží (podkladní nebo výplňový

beton) s minimálními požadovanými parametry $E_{def,2} = 60 \text{ MPa}$, $\frac{E_{def,2}}{E_{def,1}} \leq 2.1$. (štěrk GT2 \rightarrow

S4 SM, G4 GM je $\nu = 0.3, E_{def} \geq 50 \text{ MPa}$). Pro ZS případně tvořenou méně únosnou zeminou není tato podmínka automaticky splněna a zemní pláš bude upravena hutněným polštářem (viz dále)!!

Na pláni budou provedeny zatěžovací zkoušky, požadovaných parametrů podloží bude dosaženo např. výměnou zemin v podloží, kdy dojde k vytvoření zeminové desky pod stmelené vrstvy ze štěrkodrti nebo betonového recyklátu (nestmelené podkladní vrstvy – polštář z drceného kameniva - štěrkodrt' nebo recyklát, $D_{\max} \leq 63 \text{ mm}$), resp. stabilizovaným kamenivem KSC II. Předpoklad \rightarrow odstranění části vrstev (neulehlých nebo nevhodných) navážek, resp. především humózních vrstev pod navážkami, přehutnění podloží a zahutnění 100mm kameniva f32-63 \rightarrow podloží tvoří písčité jílo pevné konzistence (GT3). Předpokládaná mocnost štěrkodrti je cca. 0.35m. Orientačně lze počítat, že na každých 100mm štěrkodrti vzroste modul přetvárnosti $E_{def,2}$ o min. cca. 10MPa. Na stavební pláš bude podle potřeby před provedením hutněného násypu ze štěrkodrti (recyklátu) položena geomříž, např. FORNIT nebo PE tkanina, např. Stablenka – viz PD zhotovitele.

Pro fluviální štěr GT2 je $\nu = 0.3, E_{def} \geq 50 \text{ MPa}$, tj. požadavek je automaticky splněn.

8.1.1 Poznámky k provádění štětových stěn

Práce spojené s provedením štětové stěny pažení SJ budou provedeny podle ČSN EN 12063.

8.2 Poznámky k provádění ŽBK

Platí především pro stropní desky a stěny nadzemní části. Pracovní spáry budou upraveny podle postupu betonáže, resp. pouze tam kde je to z hlediska požadavku na pohledový beton přípustné. Pracovní spára musí být před betonáží **řádně ošetřena** (viz ČSN P ENV 13670-1/ 73 2400), tj. očištěna a zvlhčena (viz příslušné detaily v DD).

Výztuž všech monolitických konstrukcí bude provedena z měkké vázané oceli R 10505 (BSt 500 S).

Krytí výztuže stropní desky/stěny je $c_{nom} = 20 + 10 = 30 \text{ mm}$ (předepsané krytí výztuže pro XC1, oba povrchy, monolit).

Platí především pro konstrukce spodní stavby. Konstrukce spodní stavby je navržena jako „bílá vana“, tj. vodotěsná. Uvažuji „vodotěsnou“ konstrukci ve smyslu doporučení např. TP ČBS 02 – Bílé vany nebo TP ČBS 04 – Vodonепropustné betonové konstrukce → třída tlaku vody max. W_1 , třída požadavků na vodotěsnost stěn max. A_2 , konstrukční třída Kon_2 tj. min. výztuž pro šířku trhlin $w_k \leq 0.25 \text{ mm}$ až $w_k \leq 0.3 \text{ mm}$. Dilatační a pracovní spáry jsou těsněné. Jedná se především o spáry deska-deska (základová), deska-stěna a stěna-deska suterénních konstrukcí.

Krytí výztuže základové desky je $c_{nom} = 25 + 10 = 35 \text{ mm}$ (předepsané krytí výztuže pro XC2), resp. $c_{nom} = 40 \text{ mm}$ pro spodní líc základové desky.

Technologie provádění betonových konstrukcí a opatření k udržení těsnosti (přísady, spáry) – viz PD zhotovitele. Betonáž stěn musí být podřízena požadavkům na bílé vany. Max. délka betonáže stěny může být 10 m. V polovině úseku, tedy po cca. 5 m, bude vždy vložena lišta pro těsněnou a řízenou trhlínu. Konce pracovního záběru stěn budou rovněž řešeny pomocí vloženého těsnění. Prostupy vodotěsnou konstrukcí budou řešeny jako těsněné systémové dle návrhu stavební části nebo podle zhotovitele. Projektant řešení odsouhlasí. Předpokládám použití např. betonu Permacrete (TBG Metrostav), bobtnavé pásy, pryžové profily nebo pozinkované plechy 0.7m potažené aktivním bentonitem (např. MQB 150 aktiv). Jako pojistka krystalizační přísada XYPEX ADMIX C- 1000NF, 2 kg/m^3 nebo SIKA WT-200 P apod. Dilatační spáry šířky 40mm v dosahu HPV budou řešeny vložením vhodných pásů → např. externí pásy Sika SA 320.

Betony vodotěsných konstrukcí → min. C30/37 XC2/XC3 XF1 (90-ti denní nárůst pevnosti), ocel B500B, krytí 35/40mm. Povrchová úprava viz samostatná kapitola.

Ve smyslu TP ČBS 02 – Bílé vany je pro tl. stěny 300mm, krytí výztuže 40mm a $w_k \leq 0.25 \text{ mm}$ min. výztuž proti tvorbě časných trhlin ØR12/150mm.

Betony vnitřních nosných konstrukcí → min. C30/37 XC1.

Platí především pro základovou desku a stěny. Pracovní spáry budou upraveny podle postupu betonáže, resp. pouze tam kde je to z hlediska požadavku na pohledový beton přípustné. Pracovní spára musí být před betonáží **řádně ošetřena** (viz ČSN P ENV 13670-1/ 73 2400), tj. očištěna a zvlhčena (viz příslušné detaily v PD zhotovitele).

Před započítáním armování základové desky musí být proveden podklad (uvažován seshora):

- PTFE povlakované fólie
- hlazený podkladní beton tl. 100 mm
- štěrkopískové lože tl. 150 mm, alt. KSC II (podle podloží)

Po vybetonování musí být deska přikryta mokřými geotextiliemi. Ty musejí být udržovány v mokřém stavu alespoň 7 dnů. V případě stěn bílé vany je nutno dodržet vzdálenost pracovních spár. Maximální délka jednoho pracovního úseku při betonáži stěn je cca. 8-10m, přičemž jednotlivé pracovní úseky budou betonovány střídavě. To znamená, že v jednom pracovním cyklu bude vybetonován lichý pracovní úsek stěny, ve druhém cyklu pak zbývající sudé pracovní úseky. K odbednění částí vybetonovaných v prvním cyklu může dojít minimálně po 72 hodinách od betonáže, betonáž druhého cyklu může začít až po 96 hodinách (4 dnech) od provedení betonáže prvního cyklu. Po odbednění musí být stěny zakryty fóliemi bránícímu odpařování vody.

Výztuž všech monolitických konstrukcí bude provedena z měkké vázané oceli R 10505 (BSt 500 S). Svařování betonářské výztuže (případně) bude provedeno dle ČSN EN ISO 17660-1 a ČSN EN ISO 17660-2. Receptura betonové směsi, technologie betonáže a zkoušky čerstvého i zatvrdlého betonu musí být navrženy a prováděny v souladu s technologickým předpisem betonáže (viz PD zhotovitele). Technické požadavky na složky betonu, vlastnosti čerstvého a zatvrdlého betonu a jejich ověřování, požadavky na výrobu betonu, jeho dopravu, dodávání, ukládání a ošetřování a postupy při kontrole jakosti se řídí ustanoveními ČSN EN 206-1 a kap. 18 TKP. Musí být doloženo prohlášení o shodě včetně všech protokolů o výsledcích zkoušek a jejich vyhodnocení.

Viditelné hrany budou zkoseny (15/15mm).

Provádění betonových konstrukcí a související technologické předpisy jsou především součástí PD zhotovitele. Tato dokumentace musí stavebníkovi (v rámci AD i projektantovi) předložena v dostatečném předstihu!

- Beton je min. C16/20 XC0 až C30/37 XC1.
- Technologické pracovní spáry budou upraveny podle postupu betonáže, resp. pouze tam kde je to z hlediska požadavku na pohledový beton přípustné. Pracovní spára musí být před betonáží **řádně ošetřena** (viz ČSN P ENV 13670-1/ 73 2400), tj. očištěna a zvlhčena (viz příslušné detaily v PD zhotovitele).
- Výztuž všech monolitických konstrukcí bude provedena z měkké vázané oceli 10 505.9, tj. R (B500 B). Případné svařování betonářské výztuže (viz PD zhotovitele) bude provedeno podle ČSN EN ISO 17660-1, resp. ČSN EN ISO 17660-2.
- Krytí výztuže je $c_{nom} = 25mm$ až $c_{nom} = 35mm$.
- Při armování všech prvků bílé vany (základová deska, stěny) nesmějí být použita plastová distanční tělíška.

8.2.1 Kvalita povrchů betonových konstrukcí

Všechny konstrukce musí být provedeny v tolerancích požadovaných platnými normami, tj. především ČSN EN 13670. Z hlediska kvality výsledného povrchu betonu jsou konstrukce rozděleny do tří kategorií:

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

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

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

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

Poznámka: Jeden a týž prvek může být zařazen do různých kategorií, rozhoduje kategorie s vyššími nároky. V projektu nejsou uvažovány prvky se zvýšenými požadavky na pohledovou kvalitu.

Bedněné povrchy betonových konstrukcí budou provedeny v kvalitě PB2 dle TP ČBS 03 Pohledový beton.

8.2.2 Kotvení

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

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

8.2.3 Smršťování a dotvarování betonu

Nepříznivé účinky od smršťování betonu budou omezeny především vhodným uspořádáním výztuže (viz PD zhotovitele), vhodnou technologií ukládání betonu, dodržováním technologické kázně, kvalitním ošetřováním uloženého betonu, vhodným složením betonové směsi a případně použitím betonu, u kterého je dosaženo požadovaných vlastností po devadesáti dnech. Standardně, tj. bez nároku na šířku trhlin (propustnost – neuplatní se) bude použit beton, který dosáhne požadovaných vlastností po 28 dnech od uložení betonové směsi.

8.2.4 Tolerance

Tolerance vertikální i horizontální, jak celkové tak lokální, nosné železobetonové konstrukce jsou omezeny podle znění ČSN EN 13670 „Provádění betonových konstrukcí“ – Toleranční

třída 1. Požadavky na dodržení výrobních rozměrových a povrchových tolerancí budou (především nebo mimo jiné) následující:

- 1) Poloha základu v půdorysu vztažená k sekundárním přímkám: ± 25 mm
- 2) Poloha základu ve svislém směru vztažená k sekundární úrovni: ± 20 mm
- 3) Poloha stěny v půdorysu vztažená k sekundárním přímkám: ± 25 mm
- 4) Volný prostor mezi sousedními sloupy nebo stěnami: větší z ± 20 mm nebo $\pm 1/600$, max. 60 mm
- 5) Vodorovná přímota nosníků: větší z ± 20 mm nebo $\pm 1/600$
- 6) Vzdálenost mezi sousedními nosníky: větší z ± 20 mm nebo $\pm 1/600$, max. 40 mm
- 7) Vychýlení nosníku nebo desky: $\pm (10 + 1/500)$ mm
- 8) Úroveň sousedních nosníků: $\pm (10 + 1/500)$ mm
- 9) Úrovně sousedních stropů u podpěr: ± 20 mm
- 10) Rovina nejvyššího stropu měřená k sekundární úrovni: ± 20 mm nebo $\pm 0,5 (H+20)$ mm, max. 60 mm
- 11) Pravoúhlost příčného řezu desky (nosníku): větší z $\pm 0,04 h$ nebo ± 10 mm, max. ± 20 mm
- 12) Tolerance pro rovinnost povrchů a přímota hran:
 - a. Povrch ve styku s bedněním
 - i. Rovinnost celkově ($l = 2,0$ m): 9 mm
 - ii. Rovinnost místně ($l = 0,2$ m): 4 mm
 - b. Povrch bez styku s bedněním
 - i. Rovinnost celkově ($l = 2,0$ m): 15 mm
 - ii. Rovinnost místně ($l = 0,2$ m): 6 mm
 - c. Kosoúhlost příčného řezu: větší z $a/25$ nebo $b/25$, max. ± 30 mm
 - d. Přímota hran
 - i. Pro délky $l < 1,0$ m: ± 8 mm
 - ii. Pro délky $l > 1,0$ m: ± 8 mm/m, max. ± 20 mm
- 13) Tolerance pro otvory (kruhové a pravoúhlé) a vložené prvky:
 - a. Otvory a vložky pro potrubí
 - i. Pravoúhlé otvory: ± 25 mm
 - ii. Kruhové otvory: ± 10 mm
 - b. Otvory nebo výstupek: ± 25 mm
 - c. Kotevní šrouby a podobné vložky
 - i. Umístění šroubů a střed skupiny šroubů: ± 10 mm
 - ii. Vnitřní vzdálenost mezi šrouby ve skupině: ± 10 mm
 - iii. Volná délka šroubů: + 25 mm, - 5 mm
 - iv. Naklonění: 5 mm nebo $1/200$
 - d. Kotevní desky a podobné vložky
 - i. Odchylka v poloze: ± 20 mm
 - ii. Odchylka ve výšce: ± 10 mm
- 14) Vychýlení sloupu nebo stěny v některé rovině
 - a. Pro $h \leq 10$ m: větší z 15 mm nebo $h/400$

- b. Pro $h > 10 \text{ m}$: větší z 25 mm nebo $h/600$
- 15) Odchylka mezi středy stěn a sloupů: větší z $t/30$ nebo 15 mm, max. 30 mm
- 16) Zakřivení sloupu nebo stěny v úrovni podlaží: větší z $h/300$ nebo 15 mm, max. 30 mm
- 17) Poloha betonářské výztuže (s lineární interpolací pro mezilehlé hodnoty)
- a. Pro $h \leq 150 \text{ mm}$: + 10 mm
 - b. Pro $h = 400 \text{ mm}$: + 15 mm
 - c. Pro $h \geq 2500 \text{ mm}$: + 20 mm
- 18) Krytí výztuže: $\pm 10 \text{ mm } (\Delta c_{\text{def}})$
- 19) Stykování přesahem (l = délka přesahu): - 0,06 l

8.3 Poznámky k provádění OK

Provádění ocelových konstrukcí dle ČSN EN 1990-2, třída provedení EXC2. Třída stupně přípravy povrchu P1 dle ISO 8501-3 pro předpokládanou životnost protikorozi ochrany 15 let a korozi kategorii C2. Protikorozi ochranné systémy budou provedeny podle EN ISO 12 944 a ČSN EN 1990-2 pro natírané konstrukce, resp. podle EN ISO 1461, EN ISO 14713 a ČSN EN 1990-2 pro povrchy pozinkované ponorem.

Základní tolerance podle přílohy D.1 ČSN EN 1990-2, funkční tolerance podle přílohy D.2 ČSN 1990-2, toleranční třída 1.

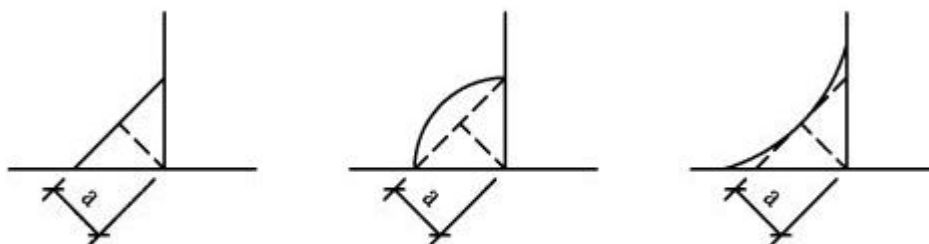
Kontrola, zkoušení a opravy budou prováděny v průběhu prací podle specifikace, třídy provedení a v souladu s požadavky na jakost uvedenými v ČSN 1990-2.

Všechny styčníky nosných prvků OK jsou navrženy jako tuhé. Jedná se o svarové spoje z materiálu S235 s průřezy s různými tloušťkami.

Volím ideálně tupé svary $\frac{1}{2}V$, I nebo X provedené po celém obvodu připojovaného průřezu.

Alternativně mohou být provedeny i koutové svary. Tloušťka koutového svaru (po celém obvodu připojovaného průřezu) je dána tloušťkou stěny připojovaného průřezu:

→ účinná výška koutového svaru $a = 1.1 \times t_{\min}$ (t_{\min} → nejmenší tl. stěny připojovaných průřezů).



Obr. – Účinná výška svaru

9 Povrchová úprava nosných konstrukcí

Povrchové úpravy jsou upřesněny v architektonicko stavební části PD nebo v PD zhotovitele.
Ocelové konstrukce. Protikorozi ochrana OK je řešena ochranným povlakem dle DD OK. Protipožární ochrana je řešena v architektonicko stavební části nebo PBŘ.

Betonové konstrukce. Musí být provedena taková opatření, aby viditelné povrchy betonových konstrukcí nevyžadovaly po odbednění další pohledové úpravy (tomu odpovídá navržený beton, bednění, technologické postupy – odbedňování, ukládání a ošetřování betonu). Platí i pro prefabrikáty. Bedněné povrchy musí být v kvalitě PB2 dle TP ČBS 03 – Pohledový beton.

Horní, dodatečně překrývané povrchy podlahových desek budou při provádění uhlazeny vibrační lištou.

Pokud není v PD, PD zhotovitele, DD výrobce, technologickém postupu a jinde uvedeno přísnější kritérium, platí jako minimální následující hodnoty dle platných ČSN.

10 Bezpečnost práce

Všechny části stavby byly navrženy v souladu s předpisy platnými v České republice.

Veškeré stavební práce budou prováděny odbornou firmou k této činnosti způsobilou. Během provozu stavby je nutno dodržovat všechny požadavky platné legislativy.

11 Použitá literatura

Byly použity především tyto ČSN a EN, resp. další odborná lit.:

ČSN EN 1990 – Zásady navrhování konstrukcí

ČSN EN 1991-1-1 – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb

ČSN EN 1991-1-3 – Zatížení sněhem

ČSN EN 1991-1-4 – Zatížení větrem

ČSN EN 1991-1-7 – Mimořádná zatížení

ČSN EN 1992-1-1 – Navrhování betonových konstrukcí

ČSN EN 1997-1 – Navrhování geotechnických konstrukcí

ČSN EN 1993-5 – Navrhování ocelových konstrukcí – piloty a štětové stěny

ČSN EN 206-1 – Beton-Část 1:Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda

ČSN EN 13670-1 - Provádění betonových konstrukcí

ČSN EN 12063 – Provádění speciálních geotechnických prací – Štětové stěny

Procházka – Navrhování betonových konstrukcí – Příručka k ČSN EN 1992-1-1

P.Turček a kol.- Zakládání staveb, Jaga 2005

Masopust – Navrhování pažených stavebních jam, ČKAIT 2016

Bičík, Fillo, Benko, Halvoník – Betónové konštrukcie, STU 2008

Hořejší, Šafka – TP51, SNTL 1988

TP ČBS 02 – Bílé vany, ČBS Servis, 2006

TP ČBS 04 – Vodonepropustné betonové konstrukce, ČBS 2015

V Praze 1.9.2022 Ing.Voborský Libor