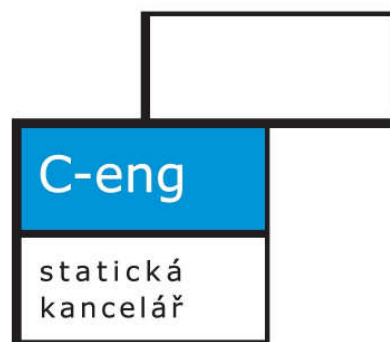




TECHNICKÁ ZPRÁVA DOKUMENTACE PRO STAVEBNÍ POVOLENÍ

Stavba:

NOVOSTAVBA ZÁKLADNÍ ŠKOLY V KOLOVRATECH
ulice Měsíčková, Kolovraty 668591

Objednatel:

Atelier Hlaváček & Partner s.r.o.
Vokovická 685
160 00, Praha 6

Zpracovatel:

C-ENG s.r.o
Nad Zlíchovem 28
152 00, Praha 5

Vypracoval:

Ing. Jan Štěchovský

1 Obsah

1	Obsah	2
2	Soubor použitých norem	3
3	Podklady a literatura	3
4	Charakteristika objektu:	4
5	Popis nosné konstrukce objektu:	4
5.1	Založení objektu.....	5
5.2	Spodní stavba	15
5.3	Vrchní stavba	15
5.4	Schodiště	16
5.5	Výtahy	16
5.6	Pracovní spáry	16
5.7	Příčky	16
6	Opěrné stěny	17
7	Použité materiály	17
8	Požadavky na provádění	18
9	Betonáž v zimním období	19
9.1	Podmínky s nízkými teplotami	19
9.2	Podmínky se zápornými teplotami	19
10	Betonáž v letním období	20
11	Ošetřování betonu	21
11.1	Teorie	21
11.2	Způsob a časový průběh ošetřování	21
12	Trhlíny v betonu	22
13	Mechanická odolnost a stabilita	24
14	Závěr	24
15	Statický výpočet:	25

2 Soubor použitých norem

ČSN EN 1990 - Zásady navrhování konstrukcí
ČSN EN 1991 EC1 - Zatížení konstrukcí
ČSN EN 1992 EC2 - Navrhování betonových konstrukcí
ČSN EN 1993 EC3 - Navrhování ocelových konstrukcí
ČSN EN 1995 EC5 - Navrhování dřevěných konstrukcí
ČSN EN 1996 EC6 - Navrhování zděných konstrukcí
ČSN EN 1997 EC7 - Navrhování geotechnických konstrukcí
ČSN 730037 - Zemní tlak na stavební konstrukce
ČSN ISO 13822 - Zásady navrhování konstrukcí - Hodnocení existujících konstrukcí
ČSN EN 206 Beton. Vlastnosti, výroba, ukládání a kritéria hodnocení
Bílé vany_vodonepropustné konstrukce – Sborník přednášek (ČBS)
Bílé vany_vodonepropustné konstrukce 02 – Technická pravidla (ČBS)
Technická pravidla ČBS 04
Firemní materiály H-BAU

- nařízení vlády č. 591/2006 Sb., o bližších minimálních požadavcích na bezpečnost a ochranu zdraví při práci na staveništích
- nař. vlády č. 378/2001 Sb., kterým se stanoví bližší požadavky na bezpečný provoz a používání strojů, technických zařízení, přístrojů a náradí a dalších právních a ostatních předpisů k zajištění bezpečnosti a ochrany zdraví při práci

3 Podklady a literatura

1. Architektonicko - stavební řešení – Atelier Hlaváček & Partner s.r.o., Vokovická 685, 160 00 Praha 6
2. Předběžný Inženýrskogeologický průzkum – CHALUPA GGS s.r.o., Na Veselou 771/24, 266 00 Beroun 3 - Závodí, RNDr. Jaroslav Chalupa, RNDr. Soňa Chalupová
3. Podrobný Inženýrskogeologický a hydrogeologický průzkum – JK envi s.r.o., Vyšehradská 320/49, 128 00 Praha 2, Mgr. Petr Zimola
4. Firemní materiály JORDAHL & PFEIFER
5. Fotodokumentace, prohlídka in-situ

4 Charakteristika objektu:

Jedná se o novostavbu základní školy umístěné v obci Kolovraty, ulice Měsíčková, parc.č.1263.

Budova má 3 nadzemní a jedno podzemní podlaží pod částí půdorysu, půdorysně tvoří v nadzemních podlažích geometrický tvar lichoběžníku o max. délce vnějších odvěsen 68,6 x 67,1m. Poslední 3.NP je ustupující. Celková výška objektu v místě nejvyššího bodu atiky ploché střechy je 12,7m od upraveného terénu.

V podzemním podlaží jsou umístěny technické místnosti a tělocvična, v 1.NP je umístěna jídelna s kuchyní, vstupní hala a učebny, v ostatních nadzemních podlažích jsou umístěny již pouze učebny.

Objekt tvoří jeden dilatační celek.

5 Popis nosné konstrukce objektu:

Suterén je řešen jako kombinovaný systém podoby skeletu a obvodových železobetonových stěn. V ostatních nadzemních podlažích převládá stěnový systém tvořeným železobetonovými stěnami, který je v 1. a 2.NP doplněn v některých místech kruhovými sloupy.

Vodorovné nosné konstrukce tvoří vesměs bezprůvlakové železobetonové stropní desky. Celým objektem prochází dvě schodišťová železobetonová jádra.

Objekt uvažujeme na základě poznatků z předběžného inženýrskogeologického průzkumu založený hlubině v podobě velkopřůměrových pilot a základové desce předběžné tloušťky 300mm.

Nenosné stěny (výplňové zdivo) budou vyzdívané, spáry mezi nimi a stěnami, resp. sloupy betonovými budou systémově ošetřeny, aby nedocházelo ke vzniku trhlin na jejich rozhraní.

5.1 Založení objektu

Výtažek z podrobného inženýrskogeologického průzkumu

4.1 Hydrogeologické poměry

Obecné hydrogeologické poměry území jsou závislé především na místní geologické stavbě, tj. zejména na propustnosti pevného prostředí, dále na přirozených zdrojích podzemních vod (povrchové vodoteče a atmosférické srážky), morfologii terénu a na případných antropogenních vlivech. Skalní masív, tvořený proterozoickými břidlicemi, se vyznačuje filtrační nestejnorodostí podmíněnou zejména rozdílným stupněm tektonického porušení a zvětrání masívu. Není zde tedy pravidlem, že by hladina podzemní vody vytvářela souvislou zvodeň. Obecně se však jedná o prostředí s omezenou puklinovou propustností a v rozloženém skalním masívu i velmi omezenou průlinovou propustností, v obou případech s velmi nízkou vydatností podzemních vod.

Ve vrtu J4 byla naražena hladina podzemní vody v hloubce 7,00 m pod terénem a ustálila se v hloubce 4,55 m pod terénem (tj. na kótě 318,29 m n.m.). V dalších sondách již hladina podzemní vody do jejich konečné hloubky nebyla zastižena. Podzemní voda je zde mírně napjatá a je vázaná na svrchní zvětralinovou zónu skalního podkladu.

Na základě výsledku laboratorního rozboru vzorku podzemní vody, odebraného ze sondy J4 z hloubky 4,55 m, se jedná o vodu zásadité reakce ($\text{pH} = 7,5$), s obsahem síranových iontů $\text{SO}_4 = 151 \text{ mg/l}$. Obsah agr.CO_2 nebyl zjištěn. Dle kritérií ČSN EN 206-1 jsou všechny analyzované ukazatele pod úrovní, která odpovídá slabé agresivitě, tzn. že podzemní voda je označena jako neagresivní. Protokol o chemickém rozboru podzemní vody je uveden v příloze č. 5.

5 Geotechnické vlastnosti zemin a hornin

Podle popisu vrtného jádra nově provedených vrtů, archivního vrtu, nově provedených laboratorních rozborů a zkoušek jsme zastížené zeminy a horniny rozdělili do následujících šesti geotechnických typů GT1 až GT6. K popisu geotechnických vlastností a pojmenování jsme použili jednak neplatnou, ale osvědčenou ČSN 731001 „Základová půda pod plošnými základy“, jednak ČSN EN ISO 14688-1 a 2 „Geotechnický průzkum a zkoušení – pojmenování a popis“ a ČSN P 731005 „Inženýrskogeologický průzkum“.

- GT1:** spraš – tuhá konzistence; třída F5, symbol Si
- GT2:** štěrkovitá hlína – pevná konzistence; třída F1, symbol siGr
- GT3:** zcela zvětralá (fosilně) břidlice, třída F6, symbol sasiCl
- GT4:** velmi zvětralá břidlice, třída R5
- GT5:** mírně zvětralá břidlice, třída R4
- GT6:** slabě zvětralá břidlice, třída R4/R3

Z hloubkové úrovně výskytu geotypu **GT1** byl z vrtného jádra sondy J2 odebrán porušený vzorek, podle výsledků laboratorní zkoušky byla zemina tohoto geotypu zařazena podle ČSN P 731005 do třídy F5; symbol MI (vzorek odebrán z hloubky 1,40 – 1,60 m). Podle ČSN EN ISO 14688-2 „Pojmenování a zařazování zemin“ je zemina zařazena do skupiny označené symbolem Si. Zrnitostní skladba je podle provedeného laboratorního testu následující :

jemnozrná složka – f :	87%
písčítá složka – s :	10%
štěrková složka – g :	3%

Další vzorek byl odebrán ze sondy J4 z hloubky 2,90 – 3,10 m (geotyp **GT2**), na základě analýzy tohoto vzorku byla zemina dle ČSN P 731005 zařazena do třídy F1; symbol MG. Podle ČSN EN ISO 14688-2 byla zemina zařazena do skupiny označené symbolem siGr.

Zrnitostní skladba je podle provedeného laboratorního testu následující:

jemnozrná složka - f :	39%
písčitá složka - s :	11%
štěrková složka - g :	50%

Na dvou odebraných vzorcích hornin byly provedeny zkoušky pevnosti hornin v prostém tlaku dle kritérií ČSN EN ISO 14689-1, ve smyslu tabulky 5 (Polní stanovení pevnosti v prostém tlaku). Na základě výsledků polních a laboratorních zkoušek byly horniny jednotlivých geotypů zařazeny do tříd pevnosti podle ČSN P 73 1005. Přehled provedených zkoušek na vzorcích je patrný z následující tabulky. Protokoly s výsledky laboratorních zkoušek zemin a zkoušek hornin jsou uvedeny v příloze č. 5.

Vrt	Hloubka odběru	Geotechnický typ	Typ zkoušky	Pevnost v prostém tlaku (δ_o)	Třída pevnosti podle ČSN P 73 1005
J3	3,90 – 4,00 m	GT5	Polní	5 – 15 MPa	R4
J4	5,50 – 5,60	GT6	Polní	10 – 25 MPa	R4/R3

V následujících tabulkách uvádíme vybrané geotechnické vlastnosti zemin a hornin, které se v zájmovém území vyskytují a mohou být zastiženy při zemních pracích a zakládání objektu:

Tab. 1. Geotechnické hodnoty zemin kvartérních sedimentů :

geneze / stratigrafie	eolické sedimenty	deluviální sedimenty
petrografické složení	spraš	štěrkovitá hlína
geotechnický typ	GT1	GT2
ČSN EN ISO 14688-2 „Pojmenování a popis zemin“	Si	siGr
ČSN 731001 „Základová půda pod plošnými základy“ – zařazení	F5 MI	F1 MG
konzistence	tuhá	pevná
tabulková výpočtová únosnost R_{dt} /kPa/	150	300
objemová hmotnost v přirozeném uložení /kg.m ⁻³ /	2000	1900
modul deformace E_{def} /MPa/	3-5	12-21
Poissonova konstanta $\nu/1/$	0,40	0,35
soudržnost efekt. c_{ef} /kPa/	8-16	8-16
úhel vnitř. tření efekt. ϕ_{ef} /°/	19-23	26-32
ČSN 736133 vhodnost do silničního podloží	nevhodná	podmínečně vhodná
ČSN 736133 vhodnost do násypů	podmínečně vhodná	podmínečně vhodná
ČSN 736133 / ČSN 733050 třída těžitelnosti	I / 3	I / 4
třída vrtatelnosti pro piloty	I	I

Tabulka 2: Geotechnické hodnoty hornin skalního podkladu

geneze / stratigrafie	Proterozoikum – Štěchovická skupina			
petrografické složení	zcela zvětralá (fossilně) břidlice	velmi zvětralá břidlice	mírně zvětralá břidlice	slabě zvětralá břidlice
geotechnický typ	GT3	GT4	GT5	GT6
ČSN 731001 „Základová půda pod plošnými základy“ – zatřídění	F6 sasiCl	R5	R4	R4/R3
pevnost v prostém tlaku σ /MPa/	---	1-5	5-15	10-25
hustota ploch nespojitosti (pro hominové prostředí)	konzistence pevná	Velmi velká	velká	střední až velká
tabulková výpočtová únosnost R_{ex} /kPa/	200	300	400	500
objemová hmotnost v přiroz. uložení /kg.m ⁻³ /	2100	2150	2250	2250-2350
modul deformace E_{def} /MPa/	8-15	45-60	80-100	120-200
Poissonova konstanta ν /1/	0,40	0,30	0,25	0,25-0,20
soudržnost zdánlivá c' /kPa/	13-15 *	30	35-40	30-50
úhel pevnosti ϕ' /°/	24-26 **	26	28-30	30-34
ČSN 736133 / ČSN 733050 třída těžitelnosti	I / 3	I / 4	I-II / 4-5	II-III / 5-6
třída vrtatelnosti pro piloty	I	I	II	II-III

* - soudržnost efektivní c_{ef} /kPa/** - úhel vnitřního tření efektivní ϕ_{ef} /°/

6 Inženýrskogeologické poměry

Podle předaných podkladů je záměrem investora výstavba nové základní školy. Objekt bude mít tvar lichoběžníku, v jeho centrální části se bude nacházet nádvoří. Budova bude částečně podsklepená. Západní část budovy disponovat suterénními prostory, v nichž se mimo jiné bude nacházet tělocvična. Východní část podsklepena nebude, s výjimkou přístupové chodby do tělocvičny. Škola bude mít nejvýše tři nadzemní podlaží. Z východní strany budovy bude zřízeno parkoviště pro osobní vozidla.

Projektované objekty budou mít ve smyslu ČSN EN 1997-1 (Eurokód 7) a podle ČSN P 731005 „Inženýrskogeologický průzkum“ náročnou konstrukci, a to zejména z důvodu založení objektu v různých úrovních (částečné podsklepení). Složité základové poměry jsou dané výskytem prosedavých zemin (spraši) v půdorysu projektované budovy a možností zastižení poloh fosilního zvětrání hornin skalního podkladu, které se vyznačuje svojí nepravidelností ve vertikálním i horizontálním směru. Na základě těchto skutečností lze konstatovat, že pro stanovení požadavků na geotechnický návrh je nutné ve smyslu ČSN EN 1997-1 Eurokód 7 „Navrhování geotechnických konstrukcí“ postupovat podle zásad 3. geotechnické kategorie.

Geologické poměry jsou zřejmé z geologických řezů A-A' až D-D'. Úroveň ±0 objektu byla stanovena na kótě 324,50 m n.m.

6.1 Základové poměry projektovaných objektů

Přirozeně uložené zeminy, tvořící v celém půdorysu objektu podloží humózních hlín, jsou spraše **GT1**. Jde o méně únosné, nebezpečně namrzavé zeminy s nepříznivými geotechnickými vlastnostmi pro plošné zakládání. Orientačně lze pro ně uvažovat při tuhé konzistenci hodnotu tabulkové výpočtové únosnosti $R_{dt} = 150 \text{ kPa}$. Plošné založení většího a staticky náročného objektu je zde proto poměrně komplikované. Problémem je zejména založení budovy ve dvou různých úrovních, kdy přízemní části budovy budou založeny v úrovni výskytu právě spraši GT1 a suterénní budovy již budou založeny v zeminách nebo hominách, které mají příznivější geotechnické vlastnosti pro zakládání. V takovém případě hrozí nerovnoměrné sedání objektu.

S ohledem na výše uvedené hodnocení zemin (zejména s ohledem na jejich horší geotechnické vlastnosti a nízkou únosnost) doporučujeme pro založení školy uvažovat s

alternativou hlubinného způsobu založení na vrtaných pilotách, kdy paty pilot budou na potřebnou délku vetknuty do hornin geotypu **GT6 slabě zvětralých břidlic třídy R4/R3** nebo. Případně je možno využít kombinace plošného způsobu pro podsklepené části objektu a hlubinného pro přízemní část. Zde je však třeba upozornit na možný výskyt tzv. fosilního zvětrání, kdy se mohou geotechnické vlastnosti skokově a výrazně měnit. Tento případ nelze podchytit ani inženýrskogeologickým průzkumem, který je prováděn pomocí vrtů, tedy bodově. Při variantě hlubinného způsobu založení upozorňujeme na nutnost důsledného dočištění paty piloty tak, aby základovou spáru v patě piloty tvořila již rostlá hornina stanovené pevnostní třídy. V případě, že budou zemní práce a piloty prováděny v období zvýšených srážek, je nutno do rozpočtové části projektu zahrnout i ochrannou vrstvu proti poškození pláně při vrtání pilot (z recyklátu, ze štěrkodrtě a pod.). Při betonáži pilot je nutno používat „sypákovou rouru“, dále je třeba zajistit, aby betonáž nebyla prováděna do vrtu, ve kterém se vystavila podzemní voda. Při přípravě betonu pro piloty není třeba uvažovat s realizací opatření proti agresivitě podzemní vody.

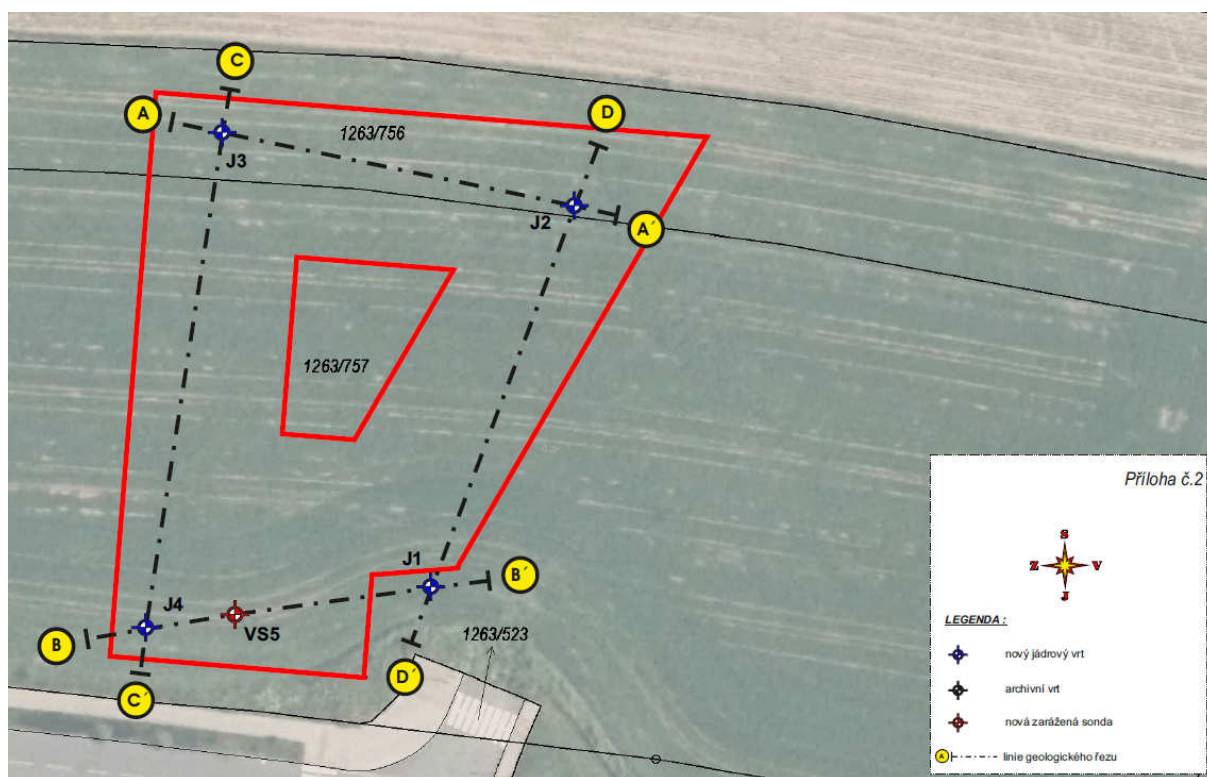
Předpokládaná délka pilot se bude v rámci půdorysu budovy výrazně měnit, to je dáno následujícími faktory. Svažitostí terénu – v rámci půdorysu budovy je převýšení povrchu stávajícího terénu cca 3 m. Přestože výškové usazení objektu, vlivem založení ve dvou různých úrovních, částečně svažitost terénu kompenzuje, rozdíly v délkách pilot zde vzniknou. Zásadní komplikací však může být výskyt fosilního zvětrání. V rámci průzkumu byla zjištěna ve vrtu J2 slabě zvětralá břidlice **GT6** již v hloubce 4,25 m pod terénem. Naopak vrtem J4 byla ve větší mocnosti zastižena až v hloubce 9,35 m pod terénem. Archivní sondou RV316 68, ležící cca 40 m JV směrem od zájmového území, byla hornina geotypu **GT6** zastižena dokonce až v hloubce 13,00 m pod terénem. Z následujících zjištění plyne, že při potřebě vetknutí pilot alespoň do hloubky 1 m do **slabě zvětralé břidlice GT6**, se může délka pilot pohybovat v intervalu cca 3 až 8 m v případě vrtání pilot pro část objektu s podzemním podlažím a 5 až 10 m pro nepodsklepenou část. Nelze však vyloučit ani lokální výraznější mocnost fosilního zvětrání, které by způsobilo nutnost prodloužení pilot.

Z výše zmíněných důvodů důrazně doporučujeme, aby po celou dobu provádění zemních prací a vrtání pilot, byl na stavbě přítomný geotechnický dozor.

9 Závěr

Na základě objednávky od starosty městské části Praha – Kolovraty pana Antonína Klecandy jsme vypracovali předkládaný podrobný inženýrskogeologický průzkum a hydrogeologický průzkum pro vsakování srážkových vod pro novostavbu základní školy v Praze – Kolovratech.

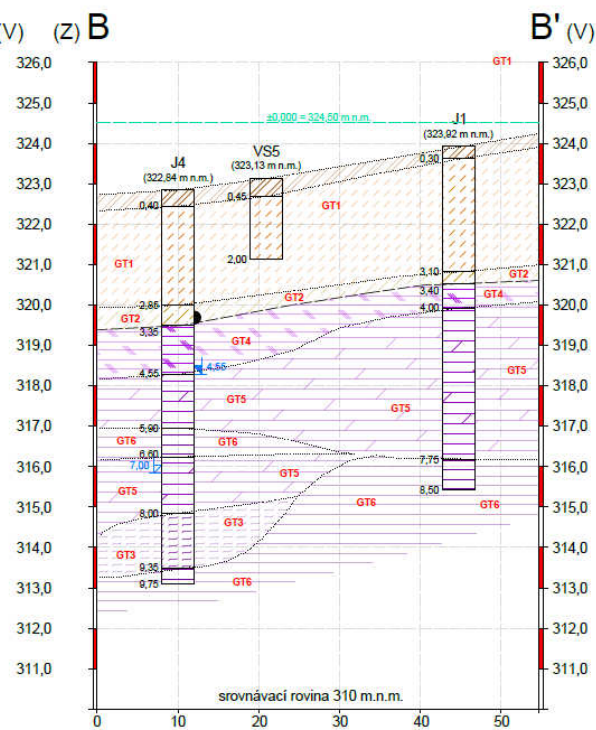
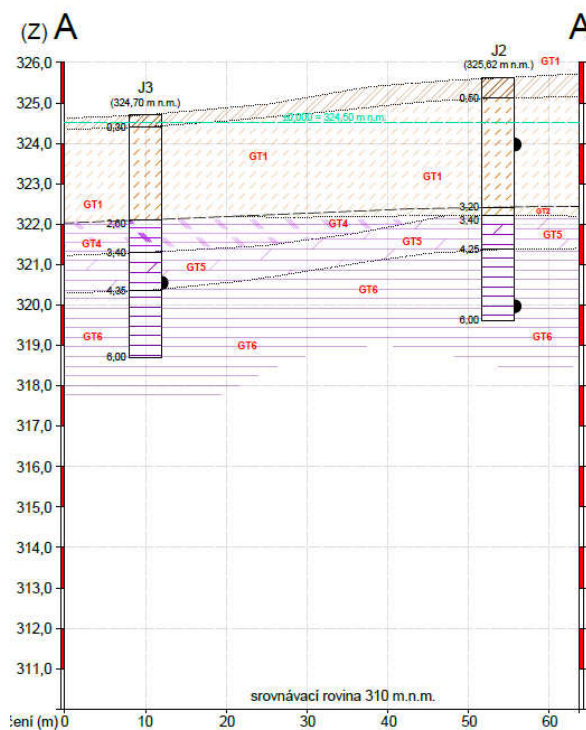
Výsledky inženýrskogeologického průzkumu jsou v této zprávě popsány na základě realizace a vyhodnocení čtyř nově provedených vrtů a jedné zarážené sondy. Využita byla také archivní sonda a mapové podklady. Ve zprávě jsou popsány geologické a hydrogeologické poměry lokality, v kapitole č. 5 jsou v tabulce uvedeny geotechnické charakteristiky zastižených zemin a hornin, které jsou potřebné pro statické výpočty. Geologické poměry zájmového území jsou zřejmé z přiložených geologických řezů A-A' až D-D', které tvoří vázanou přílohu č. 3. V kapitole č. 8 je v rámci průzkumu pro vsakování srážek provedeno vyhodnocení hydrodynamické zkoušky, která byla realizována v sondě VS5.



Situace sond

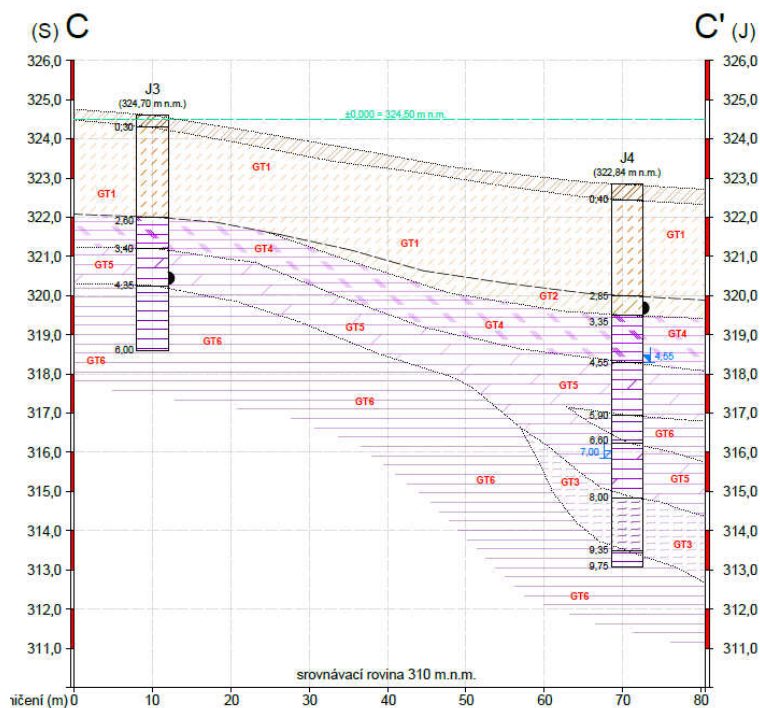
ŘEZ A - A'; MĚŘÍTKO 1:400 / 1:80

ŘEZ B - B'; MĚŘÍTKO 1:400 / 1:80



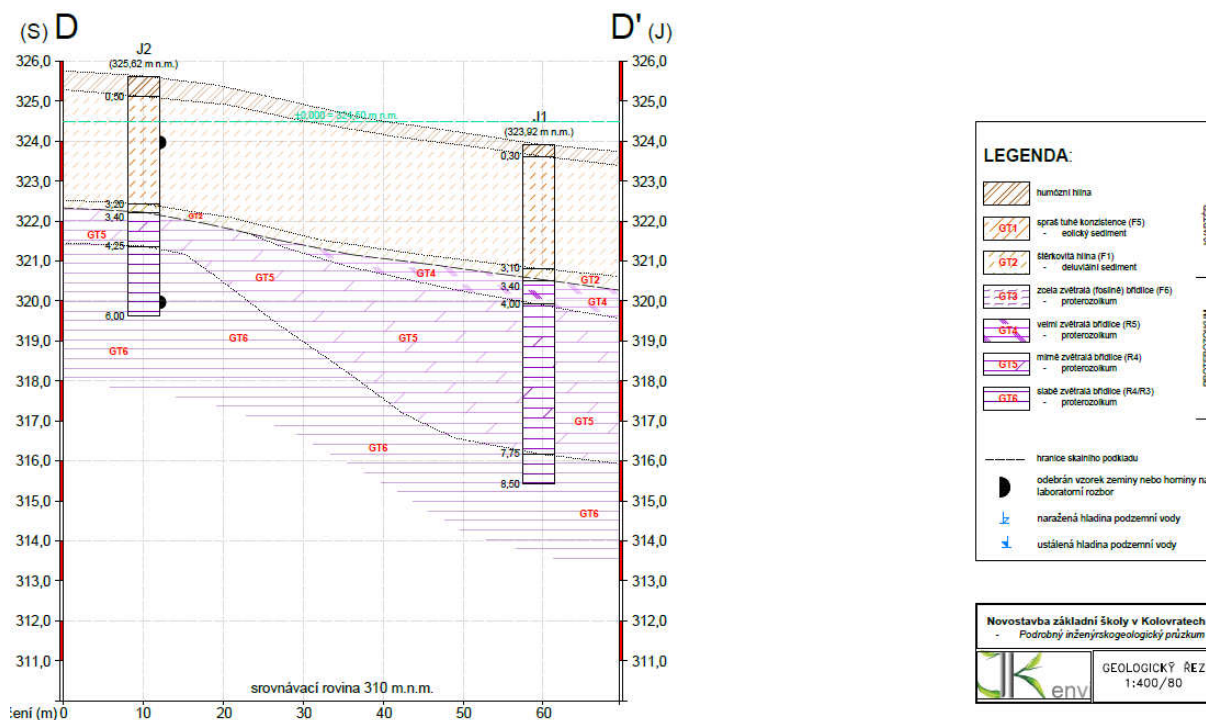
ŘEZ C - C'; MĚŘÍTKO 1:400 / 1:80

Příloha č. 3.2



ŘEZ D - D'; MĚŘÍTKO 1:400 / 1:80

Příloha č. 3.3



Konec citace z podrobného inženýrskogeologického průzkumu

Základová spára navrhovaného objektu se bude nacházet ve dvou výškových úrovních. Z výše uvedeného podrobného inženýrskogeologického průzkumu vyplývá, že v místě základové spáry se nachází rozdílné druhy zemin. V místě nepodsklepené části se nachází zemina třídy F5 – spraše tuhé konzistence a v některých místech je objekt dokonce v násypu. V místě suterénu se nachází zeminy nebo horniny, které mají příznivější geotechnické vlastnosti pro zakládání. Výpočtová únosnost R_{dt} i deformační modul přetvárnosti E_{def} se pro jednotlivé typy zemin mění. Z tohoto důvodu se nám jeví jako nejvhodnější způsob založení hlubinné v podobě velkopřůměrových pilot a základové desce předběžné tloušťky 300 mm. Délky a průměry pilot budou navrženy dle velikosti zatížení a druhu zeminy, resp. horniny v podzákladí. Piloty, resp. základová deska budou navrženy na max. sednutí 10 mm.

Základová deska a obvodové suterénní stěny budou s největší pravděpodobností chráněny proti zemi vlhkosti vnější hydroizolací, a tudíž nejsou navrženy jako vodonepropustná konstrukce.

V místech, kde je základová deska v úrovni terénu, je potřeba provést základové pasy plnící pouze funkci proti promrznání. Doporučená nezámrzná hloubka bude podrobněji specifikována v IGP. Základovou desku je možné od pasu oddílatovat.

Základová deska je předběžně uvažována z betonu třídy C30/37 XC1-XD1, výztuž vázaná třídy B500B, základové pasy jsou třídy C16/20 XC1.

Podkladní beton je možné provést z betonu C16/20, vyztuženo KARI sítí např. 6/100x100.

5.2 Spodní stavba

Konstrukčním řešením suterénu je monolitický stěnový systém doplněný v technických místnostech o vnitřní čtvercové sloupy. Výsledkem je prostorová deskostěnová konstrukce, která je způsobilá přenášet účinky svislého zatížení do základové půdy prostřednictvím kombinace hlubinného založení a tuhé základové desky.

Jako svislé nosné konstrukce jsou v podzemním podlaží navrženy stěny tl.250 mm a čtvercové sloupy rozměrů 400x400mm.

Obvodové stěny jsou navrženy jak na svislé zatížení od vrchní stavby, tak na zatížení od zeminy výšky cca 4,0m.

Stropní deska suterénu bude navržena jako železobetonová pnutá ve dvou směrech tloušťky 250mm a je podpírána obvodovými a vnitřními stěnami, v místě technických místností pak čtvercovými sloupy.

Svislé nosné konstrukce jsou předběžně navrženy z betonu třídy C30/37 XC1, stropní deska z betonu třídy C25/30 XC1, výztuž bude použita všude vázaná třídy B500B.

5.3 Vrchní stavba

V nadzemních podlažích převládá stěnový systém tvořený železobetonovými stěnami, který je v 1. a 2.NP doplněn v některých místech kruhovými sloupy.

Veškeré železobetonové stěny jsou navrženy tloušťky 250mm, stropní desky nadzemních podlaží jsou navrženy jako železobetonové pnuté ve dvou směrech tloušťky 250mm. V místě vstupní haly je z důvodu větších rozpon stropní deska podpírána kruhovým sloupem průměru 600 mm a obvodovým atikovým trámem.

V objektu jsou navrženy 2 tělocvičny, které mají výšku vždy přes dvě podlaží. Tělocvičny, jejichž světlý rozpon je 12m, jsou zastropeny železobetonovým trámovým stropem s trámy průřezu 400x900mm v 1.NP, resp. 400x800mm ve 3.NP.

Celým objektem prochází schodišťové železobetonové stěny podpírající mezipodesty, stěny zároveň mají i doplňkovou funkci ztužení objektu ve vodorovném směru.

Preklady nad okenními i dveřními otvory ve výplňovém zdivu budou navrženy jako systémové prefabrikované.

Svislé nosné železobetonové konstrukce vrchní stavby jsou navrženy z betonu třídy C30/37 XC1, stropní desky z betonu třídy C25/30 XC1, výztuž bude použita všude vázaná třídy B500B.

5.4 Schodiště

Schodiště uvnitř objektu jsou navržena jako dvě dvouramenná a jedno tříramenné. Jednotlivá schodišťová ramena budou provedena jako železobetonová prefabrikovaná uložená na ozuby vnitřních monolitických mezipodest a podest stropní desky přes akustická ložiska JORDAHL-PFEIFER. Vnitřní schodiště je předběžně navrženo z betonu třídy C25/30 XC1, výztuž vázaná třídy B500B.

5.5 Výtahy

Objektem prochází výtahové šachty umístěné v místě prostoru schodiště i mimo něj. Nosnou konstrukci výtahových šachet tvoří samostatně stojící železobetonový tubus o tloušťkách stěn 200mm. Mezi stěny šachty a nosnou konstrukcí objektu je vložena antivibrační rohož v podobě extrudovaného polystyrenu nebo sylomeru.

Konstrukce výtahové šachty je předběžně navržena z betonu třídy C25/30 XC1, výztuž vázaná B500B.

5.6 Pracovní spáry

Pracovní spáry budou ošetřeny pomocí systémových výrobků. Jejich umístění je potřeba konzultovat se statikem.

5.7 Příčky

Zdění vnitřních příček a výplňového zdiva je nutno provádět co nejpozději po vybetonování objektu, tj. po dostatečném dotvarování konstrukce od vlastní tíhy. Všechny příčky by měly být v horní části připojeny ke stropu kluzně a spáry vyplněny trvale pružným tmelem, aby nedocházelo ke vzniku trhlin v omítce.

6 Opěrné stěny

Opěrné zdi v areálu základní školy jsou navrženy jako úhlové železobetonové stěny, vyrovnávající výškové úrovně cca 2m. Tloušťka svislé i vodorovné části stěny se odvíjí od výšky terénu a jsou navrženy tl.200mm. Z důvodu snahy o zamezení nepříznivých účinků od objemových změn je nutné opěrnou stěnu dilatovat po max. 12m úsecích. Dilatační spára bude náležitě ošetřena pomocí dilatačního pásu a vloženého smykového trnu v koruně stěny.

Opěrné stěny jsou navrženy z betonu C25/30-XC2-XA1, výztuž je použita vázaná třídy B500B.

7 Použité materiály

Beton:	Základová deska	C30/37–XC1-XD1
	Základové pasy	C16/20–XC2
	Svislé konstrukce	C30/37–XC1
	Vodorovné konstrukce	C25/30–XC1
	Opěrné stěny	C25/30-XC2-XA1
Výztuž:	vázaná výztuž	B500B
	spárové vložky	STABOX (Frank)
	distanční výztuž do desek	U-Korb (Frank)
Přerušení hluku ze schodišť:		ložiska Egcoscal trny Egcotritt

8 Požadavky na provádění

Smršťování betonu

V průběhu tuhnutí a tvrdnutí betonové směsi (cca první 3-4 dni) lze očekávat vznik vlasových smršťovacích trhlinek na horním povrchu desek. Celoplošná výztuž navržená z důvodu smršťování při obou površích nemá v prvních dnech dostatečnou soudržnost s nevyzrálým betonem, a tedy není schopna zachytit počáteční pnutí. Vznik smršťovacích trhlinek v pozdějším stádiu je již nepravděpodobný. Vzniklé vlasové trhlinky neohrožují únosnost ani životnost konstrukce. Případné vlasové trhlinky by se měly ošetřit vhodným přípravkem (garáže bez podlahy, možnost zatékání).

Nepříznivé účinky od smršťování betonu jsou omezeny vhodným uspořádáním výztuže, například uložením výztuže i v tlačené oblasti, vhodnou technologií ukládání betonu, dodržováním technologické kázně, kvalitním ošetřováním uloženého betonu, vhodným složením betonové směsi a případně použitím betonu, u kterého je dosaženo požadovaných vlastností po devadesáti dnech. Standardně bude použit beton, který dosáhne požadovaných vlastností po 28 dnech od uložení betonové směsi. Při ošetřování betonu je nutné postupovat dle ČSN EN 13670 - 1.

Tolerance betonových konstrukcí

Celkové, tak i lokální vertikální a horizontální tolerance nosných železobetonových konstrukcí jsou omezeny podle znění ČSN 73 0210 „Geometrická přesnost ve výstavbě“ a ČSN ENV 13670 – 1 Provádění betonových konstrukcí – Část 1: Společná ustanovení.

Zpřísněné požadavky na tolerance jsou požadovány u výtahových šachet a schodišťových stěn. Ve stěně s dveřmi do výtahů je požadována tolerance +0 (do šachty) a - 10 mm po celé výšce objektu.

U ostatních stěn jsou požadovány tolerance:

- půdorysná odchylka maximálně ± 5 mm
- výšková odchylka ± 5 mm na patro
 ± 10 mm na celou výšku objektu

Tolerance tloušťky stropních desek je zpřísněna na +10/-0mm. Také je nutno geodeticky vytyčit polohy vytrnování napojovací výztuže s tolerancí +10/-10mm. Tolerance prefabrikovaných prvků je ± 5 mm. Ostatní tolerance rozměrů nutno dodržet dle ČSN pokud není stanoveno jinak v dalších částech PD.

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

Provádění betonových konstrukcí

Provádění betonových konstrukcí bude v souladu se zněním ČSN ENV 13670 – 1 Provádění betonových konstrukcí – Část 1: Společná ustanovení.

Pokud není v technické zprávě uvedeno jinak je nutné při provádění dodržovat zejména tyto ČSN a to i jejich doporučené oddíly:

ČSN 73 2400 Provádění a kontrola betonových konstrukcí

ČSN 73 0205 Navrhování geometrické přesnosti

ČSN 73 0210 - 2 Přesnost monolitických betonových konstrukcí

ČSN 73 0212 - 6 Kontrola přesnosti

ČSN P ENV 206 Beton, vlastnosti, výroba ukládání a kriteria hodnocení

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

9 Betonáž v zimním období

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

9.1 Podmínky s nízkými teplotami

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

9.2 Podmínky se zápornými teplotami

Prostředí, jehož teplota klesne pod 0°C.

Při výrobě betonové směsi cement nesmí přijít do styku s vodou ani s kamenivem, které mají teplotu vyšší než 60°C (smíšené cementy) a 50°C (portlandské cementy). Teplota betonové směsi při vysypání z míchačky nesmí převyšovat hodnotu 30°C (transportbeton) a 25°C (staveništní betonárny). Nejdelší doba dopravy betonové směsi při teplotě prostředí menší než +5°C je 45minut. Teplota betonové směsi při vysypání z míchačky musí být taková, aby působením tepelných ztrát během plnění, dopravy a další manipulace až do místa uložení neklesla pod +10°C. Bednění a výztuž musí být před betonováním očištěny od sněhu a námrazků, povrch podkladu, na který se betonuje, musí mít teplotu nejméně +5°C. Teplota betonové směsi nesmí klesnout před uložením do bednění pod +10°C a musí být taková, aby na začátku tuhnutí byla teplota čerstvého betonu nejméně +5°C. Konstrukce se musí neprodleně po ukončení betonáže přikrýt a ošetřovat tak, aby teplota povrchu betonu neklesla pod +5°C po dobu nejméně 72 hodin nebo nebyla vystavena působení mrazu, dokud krychelná pevnost betonu nedosáhne u betonu třídy:

C8/10 a nižší	4 MPa
C12/15 – C20/25	6 MPa
C20/25 a vyšší	8 MPa

Tepelný odpor krytu konstrukce nesmí být nižší než tepelný odpor bednění, je třeba dbát na stejnoměrné vychládání konstrukce. Při teplotě prostředí pod $+5^{\circ}\text{C}$ se beton nesmí kropit vodou, vlhčit ani zaplavovat a je třeba zabránit působení deště a sněhu na povrch betonu. Pokud se beton ošetřuje proteplováním (ohřevem) a není stanoven na základě porovnávacích zkoušek technologický postup, nesmí teplota betonu při proteplování přestoupit hodnotu $+70^{\circ}\text{C}$. Chladnutí povrchu konstrukce musí být pozvolné a rovnoměrné. Pokles teploty nesmí přesáhnout hodnotu 20°C /hod. Podle dosavadních zkušeností s dosažitelností a účinností těchto opatření, je reálné provádět betonáže do teploty prostředí cca -5°C až -7°C . Pokud by teplota prostředí klesla pod tyto hodnoty, opatření výše uvedená by nemusela být účinná a proces tuhnutí a náběhu počátečních pevností by mohl být narušen. Pokud by se i v těchto podmínkách mělo betonovat, byla by vhodná masivnější opatření – např. elektroohřev.

10 Betonáž v letním období

Citace z časopisu Beton – Technologie, Konstrukce, Sanace, 2/2003 – Materiály a technologie: Letní betonáž, Doc. Ing. Dohnálek Jiří, CSc.

Za letní teploty se obvykle uvažují teploty nad 25°C ve stínu, kdy osluněný povrch betonové konstrukce může dosahovat teplot až $40-60^{\circ}\text{C}$.

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

Hlavní změny parametrů betonu v důsledku betonáže za zvýšených teplot:

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

Opatření pro bezrizikové betonáže v období vysokých teplot:

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

2. Z organizačních opatření je nejjednodušší přesunutí betonáže na ranní, večerní či noční hodiny. Velkou výhodou je, pokud v době 6-12h po betonáži není beton přímo ozařován sluncem za vysokých teplot.
3. Za efektivní ošetření betonové konstrukce lze považovat její zakrytí provlčenou geotextílií nebo jinou sorbující látkou. Pouhé kropení nebo mlžení nelze považovat za účinné opatření. Nelze také spoléhat na ochranné nástřiky, které odpar vody zbrzdí, ale nejsou schopny jej zablokovat.
4. Vhodným opatřením je zmenšení betonovaných úseků za cenu nárůstu pracovních spár a zvýšení dohledu na technologickou kázní při ošetřování vybetonovaných částí.

11 Ošetřování betonu

11.1 Teorie

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

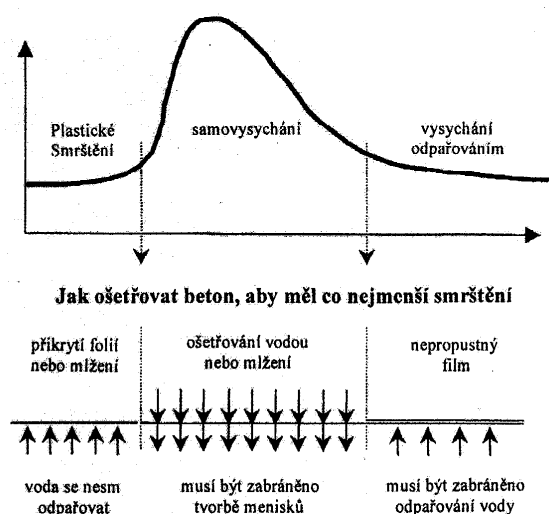
Souběžným jevem při hydrataci je vývoj hydratačního tepla. V první fázi tvrdnutí dochází k tzv. teplotní expanzi. Ta jde proti hydratačnímu smrštění, objemové změny jsou tudíž nepatrné. Po dosažení maximální teploty dochází k ochlazování – teplotní kontrakci. Sčítá se zde smršťování vlivem hydratace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

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

11.2 Způsob a časový průběh ošetřování

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

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



Teprve ve fázi třetí stačí zabránit vysychání odpařováním překrytím povrchu nepropustnou folií.

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

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

Poznámky:

Ošetřování betonu upravuje ČSN P ENV 13 670-1

Beton se může považovat za mrazuvzdorný, je-li jeho pevnost větší než 5 Mpa

Při zpracovatelnosti více než 5 hodin se doba ošetřování betonu přiměřeně prodlouží

Při teplotách pod 5°C se doba ošetřování betonu prodlouží o dobu, po kterou byla teplota pod 5°C

12 Trhliny v betonu

Trhliny v betonových konstrukcích jsou dvojího druhu. Jednak jsou to trhliny smršťovací, jednak ohybové. Příčina jejich vzniku může být samozřejmě i v kombinaci obou příčin.

K trhlinám ohybovým. Ohybová trhлина je nezbytně nutná pro aktivaci nosné funkce tahové výztuže. Moment na vzniku trhliny je výrazně menší, než moment únosnosti ohýbaného průřezu (v terminologii již neplatné ČSN 73 1201). Dovolíme si uvést dva příklady. U fiktivní stropní desky běžné tloušťky a vyztužení je moment na mezi únosnost (při použití metody mezní únosnosti) 48,147 kNm/m'. Moment při vzniku trhlin je 37,085 kNm/m'. Ještě markantnější je rozdíl u trámu. Zde je např. moment na mezi únosnosti 621,040 kNm oproti 349,054 kNm, kdy vznikne první trhлина. Z uvedeného vyplývá, že vznik ohybové trhliny je zcela legitimní a všechny betonářské normy s ní počítají. V některých případech může být poměr ještě výrazně vyšší. Pro výpočet tuhostí betonového průřezu uvažuje literatura (tedy nejen ČSN) s třemi různými stádii. První, kdy ohybový moment nepřesahuje hodnotu

momentu při vzniku trhlin - průřez působí jako homogenní. Třetí stadium začíná okamžikem, kdy ohybový moment přesáhne 5-ti násobek hodnoty momentu při vzniku trhlin. V tomto případě se uvažuje tuhost se zcela vyloučeným betonem v tahu. Druhé stadium je mezi nimi a tuhost se stanovuje lineární interpolací (opět dle neplatné ČSN 73 1201).

Ohýbané průřezy se navrhují nejen na mezní stav únosnosti, ale i použitelnosti. To znamená, že se posuzuje deformace prvku a šířka trhliny. Přípustná šířka trhliny pro běžná prostředí v uzavřených objektech je podle většiny předpisů 0,3.

K trhlinám smršťovacím. Smršťování je naprosto přirozená vlastnost betonu, kterou není možno eliminovat. Lze jej redukovat např. ošetřením betonu, množstvím záměsové vody atd.. Metodika výpočtu je obsažena v Eurocodech (v ČR ČSN EN 1992-1-1), resp. Model Codu 90, který byl teoretickým zdrojem pro normy EN. Jiný postup zveřejnil Prof. Z. P. Bažant, model B3. Pokud si vyneseme průběh smršťování v čase, jedná se u všech metod přibližně o logaritmickou křivku, která se začíná zplošťovat přibližně v čase několika let. Ani potom však nemá graf vodorovný průběh, k vodorovné se pouze asymptoticky přibližuje. To znamená, že proces smršťování probíhá celou dobu životnosti konstrukce. Rozvoj trhlin se dá omezit výztuží. To však funguje tak, že je trhlin více, ale jsou menší.

Představa, že betonová konstrukce bude zcela bez trhlin, je značně idealistická a v praxi prakticky nedosažitelná (vyjma plně předepnutých průřezů). Trhliny jsou zcela přirozenou vlastností betonu. Jejich nebezpečí se projevuje prakticky výhradně v agresivním prostředí tím, že může dojít ke korozi výztuže. V běžném suchém prostředí se jedná o vadu kosmetickou. Pokud z trhliny vytéká voda, znamená to, že někudy do konstrukce vtekla a šíří se systémem trhlin aby na jiném místě vytekla. Je tedy potřeba zamezit vtoku vody do konstrukce např. nátěry. Je samozřejmě možné použít i různé nátěrové systémy, které způsobují hloubkovou rekrystalizaci betonu. Tyto nátěry jsou poměrně drahé a v tomto případě asi nemají smysl.

Stupeň vlivu prostředí	Železobetonové prvky a prvky předpjaté nesoudržnou výztuží	Prvky předpjaté soudržnou výztuží
	Kvazi-stálá kombinace zatížení	Častá kombinace zatížení
X0, XC1	0,4 ¹⁾	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²⁾
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Dekomprese
¹⁾ Pro stupně vlivu prostředí X0, XC1 nemá šířka trhliny vliv na trvanlivost a uvedená hodnota má zajistit přijatelný vzhled. Pokud nejsou kladeny požadavky na vzhled, lze uvedenou hodnotu zvětšit.		
²⁾ Pro tyto stupně vlivu prostředí má být kromě toho posouzena dekomprese při kvazi-stálé kombinaci zatížení.		

13 Mechanická odolnost a stabilita

Statickým výpočtem bylo prokázáno, že stavba je navržena tak, aby zatížení na ni působící v průběhu výstavby a užívání nemá za následek:

- a) zřícení stavby nebo její části,
- b) větší stupeň nepřipustného přetvoření,
- c) poškození jiných částí stavby nebo technických zařízení anebo instalovaného vybavení v důsledku většího přetvoření nosné konstrukce,
- d) poškození v případě, kdy je rozsah neúměrný původní příčině.

Výše zmíněný text je potvrzen v přílohách statického výpočtu a technické zprávě.

14 Závěr

Konstrukce je navržena v souladu s platnými evropskými normami EC.

Statický výpočet byl proveden na modelu programem RENEX3D a ručním výpočtem byly prověřeny některé dílčí části konstrukce. Konstrukce byla kompletně nadimenzována a posouzena dle 1. skupiny mezních stavů - mezní stav únosnosti - porovnáním únosnosti průřezů s vnitřními silami. Dále byla konstrukce posuzována dle 2. skupiny mezních stavů - mezní stav přetvoření. Tedy nosná konstrukce, tak jak byla navržena **vyhoví** všem příslušným ustanovením ČSN EN.

V Praze dne 11.2021

Ing. Jan Štěchovský

Autorizovaný inženýr
pro statiku a dynamiku staveb
ČKAIT 0009854

15 Statický výpočet:

Výpočtový 3D model objektu

