

VD Orlík – zabezpečení VD před účinky velkých vod

Projektová dokumentace pro provádění stavby

SO 03 Skluz – otevřená část

03_2 Statický výpočet

Objednatel: Povodí Vltavy, státní podnik

VD Orlík – zabezpečení VD před účinky velkých vod

SO 03 Skluz – otevřená část

03_2 STATICKÝ VÝPOČET

Obsah

1	Úvod.....	2
2	Technické řešení.....	2
2.1	Použité normy.....	2
2.2	Použité programy.....	3
2.3	Posuzované konstrukce.....	3
2.4	Materiály.....	3
2.5	Součinitel významu.....	3
2.6	Geologické poměry.....	3
3	Výpočet zemních tlaků na konstrukci.....	5
4	Zatížení	5
5	Výpočet stability.....	5
5.1	Všeobecně	5
5.2	Geotechnické hodnoty jednotlivých typů hornin.....	6
5.3	Založení objektu	6
5.4	Stabilita bloku	8
6	Blok v nejvyšším řezu	11
7	Blok pod mostem	22
8	Blok 31 – krytá část.....	29
9	Blok 35 – usměrňovací pilíře	36
10	Závěry dimenzování	42
11	Ocelové schodiště	43
12	Šachty.....	51
12.1	Měrné šachty.....	51
12.2	Šachty pro extenzometry	51

Příloha 1 Pevnost horninového masivu

Příloha 2 Geotechnické konstrukce

Příloha 3 Mostní konstrukce a opěrná stěna

1 ÚVOD

Předmětem statického výpočtu je posouzení konstrukce SO 03 Skluz– otevřená část a dimenzování betonů.

Navržené konstrukce skluzu jsou z konstrukčního vodostavebního betonu (dále jen „KVB“) (podrobně viz příloha 01_1 TECHNICKÁ ZPRÁVA kap. 3.3.5.2 Materiál, druhy betonu a výztuže). Výztuž do betonu bude vázaná, z oceli 10505 (R), krytí výztuže je 50 mm.

2 TECHNICKÉ ŘEŠENÍ

2.1 Použité normy

EUROKÓD 1: Zatížení konstrukcí

ČSN EN 1991-1 Zatížení konstrukcí

ČSN 1991-1-1 Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb

ČSN 1991-1-3 Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem

ČSN 1991-1-4 Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem

ČSN EN 1991-1-6 Část 1-6: Obecná zatížení - Zatížení během provádění

ČSN EN 1991-2 Zatížení konstrukcí Část 2: Zatížení mostů dopravou, 2005-07

EUROKÓD 2: Navrhování betonových konstrukcí

ČSN ENV 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí

EUROKÓD 7: Navrhování geotechnických konstrukcí

ČSN EN 1997-1 Obecná pravidla

ČSN EN 1997-2 Průzkum a zkoušení základové půdy

1. ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí, 2004-03
2. ČSN EN 206 (73 2403), Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda, 2014-07.
3. ČSN EN 1992-1-1 (73 1201), Navrhování betonových konstrukcí- Část 1-1 Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, 2006 -11.
4. ČSN 73 1201 Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb, 2010-09.
5. ČSN 73 1208 (73 1208), Navrhování betonových konstrukcí vodohospodářských objektů, 2010-09.
6. ČSN EN 13670 (73 2400), Provádění betonových konstrukcí, 2010-06.
7. ČSN 72 3000 Výroba a kontrola betonových stavebních dílců. Společná ustanovení, 1986-03.
8. ČSN EN 13369 (733001) Společná ustanovení pro betonové prefabrikáty, 2005-08.
9. ČSN 73 0210-1 Geometrická přesnost ve výstavbě – Podmínky provádění část 1. Přesnost osazení, 1992-12
10. ČSN 73 0210-2 Geometrická přesnost ve výstavbě – Podmínky provádění část 2. Přesnost monolitických betonových konstrukcí, 1992-12
11. ČSN 75 0250 Zásady navrhování a zatížení konstrukcí vodohospodářských staveb 2012 -09

Zkoušení betonových konstrukcí bude prováděno podle norem skupiny ČSN 73 13XX, zejména ČSN EN 12350-1 až 7 (73 1301) Zkoušení čerstvého betonu 2009-10, ČSN EN 12390-1 až 8 (73 1302) Zkoušení ztvrdlého betonu 2001-05, 2009-10, ČSN EN 12504-1 až 4 (73 1303) Zkoušení betonu v konstrukcích 2002-02 až 2009-10, ČSN EN 13791 (73 1303) Posuzování pevností betonu v tlaku v konstrukcích a v prefabrikovaných dílcích 2007-06.

2.2 Použité programy

GEO 5, version 12.0; Analysis of geotechnical structures; © FINE 2000; moduly Tízná zeď, Tlaky a Pažení, verze 5.0.12.34, FINE, spol. s r.o., Praha
NEXIS 32 (FEM consulting s.r.o.) – výpočet stěnodeskových konstrukcí metodou konečných prvků

2.3 Posuzované konstrukce

Ve výpočtu bylo provedeno statické posouzení betonových konstrukcí. Výpočet vnitřních sil a dimenzování byl proveden pro různé kombinace zatěžovacích stavů.

Uvažovaná zatížení stavebních konstrukcí:

- vlastní hmotnost
- zemní tlak
- hydrostatický tlak
- zatížení provozem mechanizace
- technologická zatížení
- zatížení od přemostění

Zatížení na povrchu je uvažováno hodnotou 5 kN/m². Tlak od zatížení spodní vodou se předpokládá podle průběhu z IGP průzkumu (viz r. 2017 podélný řez). Výstupem jsou deformace a vnitřní síly v konstrukci, podle kterých je určena výztuž.

SO 03 Skluz – otevřená část navazuje na krytou část skluzu (SO 02). Má podélný sklon odpovídající sklonu terénu - 40 % a je navržen jako betonový U profil, zapuštěný zhruba do poloviny hloubky pod úroveň terénu.

Součástí objektu je přemostění v jeho dolní části pro umožnění přístupu k plavebnímu zařízení a ke vzdušní patě hráze.

2.4 Materiály

- konstrukční vodostavební beton („KVB“)
- výztuž 10 505 (R), síť KARI

2.5 Součinitel významu

V souladu s požadavky normy ČSN 73 0031 je objekt skluzu zařazen do třídy objektů s velkým společenským významem (třída objektů I podle tab. 3 ČSN 73 0031) a dle ČSN 73 1208 do podtřídy objektů 1a. Hodnota součinitele účelu byla stanovena $\gamma_n = 1,2$.

2.6 Geologické poměry

Z provedených geologicko-průzkumných prací vyplývají tyto závěry:

- objekty jsou založeny ve skalním podloží.

Průzkumnými pracemi byly ověřeny hloubka a charakter skalního podloží pro návrh založení bezpečnostního přelivu a skluzu a provádění s tím souvisejících výlomů.

Hranice skalního podloží a fyzikálně mechanické vlastnosti hornin

- Skalní podloží je tvořeno převážně mírně zvětřalým amfibolitem tmavě šedé až šedozelené barvy s lokálním výrazným tektonickým porušením. Tektonické poruchy jdou pod úhlem od 45° až po téměř kolmý směr.
- Povrch skalního masivu může být místy silně zvětřalý do hloubky 1,2 – 1,8 m.
- Všemi průzkumnými vrty (s výjimkou V5) bylo zastiženo skalní podloží
- V některých místech (V2, V3) je vzhledem k přítomnosti svahových sutí a zvětřalého povrchu skalního

- masivů ve formě úlomků, určení přesné úrovně skalního povrchu problematické.
- Na odebraných vzorcích hornin byly stanoveny základní indexové vlastnosti a pevnost v prostém tlaku. Průměrná hodnota výsledků pevnosti v prostém tlaku vychází 62 MPa, což odpovídá střednímu až vysokému stupni pevnosti R3 – R2. Rozptyl hodnot je vysoký a pohybuje se od 19 MPa do 126 MPa. V rámci jednotlivých vrtů jsou hodnoty proměnlivé a není patrná korelace mezi pevností a hloubkou odběru. Důvodem rozptylu hodnot je **velké množství tektonických poruch**, které byly na vrtném jádře nejčastěji pod úhlem 45 – 90°. Poruchy se vyskytovaly i v hloubkách u báze vrtů, tj. v hloubce cca 13 až 15 m.
 - Průzkumnými pracemi byly zastiženy polohy navážek a kvartérních sedimentů o mocnostech až 10,0 m.
 - Lokálně **byla zastižena podzemní voda** vázaná na puklinové prostředí masivu.
 - Vzhledem ke skutečnostem zjištěných současným průzkumem lze **základové poměry** v zájmovém území dle ČSN EN 1997-1 Eurokód 7 "Navrhování geotechnických konstrukcí" označit za **složitě**. Nově realizovanými vrty byly zastiženy polohy navážek, svahových sedimentů a skalní horniny zastižené v různém stupni zvětrání. Rovněž byla v několika místech zastižena podzemní voda. Přítomnost navážek, složitost povrchu terénu, proměnlivá úroveň skalního podloží a přítomnost podzemní vody se tak nepříznivě uplatňují při návrhu založení objektu. Projektovanou stavbu považujeme za náročnou konstrukci a proto je nutné při projektování postupovat podle 2. a 3. geotechnické kategorie.

Shrnutí výsledků zjištěných mechanických vlastností

Tab. 4.3-2

Vrt	Pevnost v prostém tlaku po nasycení $\sigma_{c,N}$ (MPa)	Pevnost v příčném tahu po nasycení $\sigma_{pp,N}$ (MPa)	Parametry smykové pevnosti nasyceného vzorku		Modul přetvárnosti		Modul pružnosti		Poissonovo číslo		Zatřídění dle ČSN 73 6133
			$\tau_{0,N}$ (MPa)	φ_N (°)	po vysušení $E_{def,s}$ (MPa)	po nasycení $E_{def,N}$ (MPa)	po vysušení E_s (MPa)	po nasycení E_N (MPa)	po vysušení ν_s	po nasycení ν_N	
VN-01	39,1	9,3	12,94	22,98	51623				0,202		R3
VN-04	11,2	2,6	3,69	23,24							R4
VN-05	182,4	10,2	43,75	38,74	61062	55447	63640	56970	0,182	0,200	R1
VN-06	60,2	8,9	18,03	28,15	49609	31145	55037	35849	0,182	0,245	R2
VN-07	95,4	12,7	27,93	29,31	86410	55770	88010	56501	0,222	0,186	R2
VN-08	31,9	3,6	9,00	31,13							R3
VN-10	152,3	15,1	41,73	32,55							R1-R2
VN-11	14,9	2,7	4,66	25,92							R3-R4
VN-12	79,4	6,3	20,67	34,99	41318	35755	43228	37308	0,203	0,234	R2
VN-13	79,4	10,3	23,11	29,59	62864	57737	67076	62597	0,164	0,200	R2
VN-14	172,7	9,3	41,05	39,14	46571	42986	52222	46625	0,167	0,182	R1
VN-16	69,3	11,5	21,28	26,88	27750	14584	30643	17904	0,203	0,236	R2

Úsek St. 86,0 – 225,0 m

Druhý úsek je vymezen v prostoru svahu, kde byly nově provedeny dvě dvojice vrtů. V tomto úseku bylo skalní podloží zastiženo v hloubce 0,4 – 2,4 m, lokálně vystupuje i na povrch ve formě skalních výchozů. Průběh povrchu skalního podloží kopíruje průběh svahu. Nad skalním podložím byly zastiženy kvartérní sedimenty tvořené deluviálními hlínami nebo kamennými sutěmi a antropogenní polohy tvořené převážně kusy betonu napadanými z vyšších míst svahu. Hladina podzemní vody nebude v tomto úseku pravděpodobně zastižena, ale může se v malém množství lokálně objevit při zastižení zvodněných puklin masivu.

Základová spára výkopu se bude převážně nacházet v masivu mírně zvětralého amfibolitu.

Pouze v úseku st. 105 m až 165 m se předpokládá amfibolit velmi zvětralý. Jedná se o cca 60 m dlouhý úsek, kde je horninový masiv silně zvětralý do hloubky až 9,0 m. Ve st. cca 175 až 225 m se bude levá část základové spáry pravděpodobně nacházet nad úrovní skalního podloží ve vrstvách svahových sedimentů a antropogenních navážek.

Horninový masiv je porušen dvěma hlavními systémy diskontinuit.
diskontinuit jsou na sebe téměř kolmé s úklonem od 45° do 90°.

Na základě výsledků průzkumu byly zjištěny nepříznivé hodnoty vlastností podloží, proto byl zadán úkol pro zjištění reálných hodnot horninového masivu „ODVOZENÍ PEVNOSTI HORNINOVÉHO MASIVU Z VÝSLEDKŮ IGP“. Vypracovaný posudek je přílohou tohoto statického výpočtu. V tomto dokumentu je stručně popsáno odvození pevnostních charakteristik horninového masivu na základě výsledků IGP [P1]. Požadovaným výstupem je pevnost podle Mohr-Coulomba pro základní geotechnické podtypy, jak byly vyčleněny v rámci IGP.

3 VÝPOČET ZEMNÍCH TLAKŮ NA KONSTRUKCI

Byly převzaty výstupy z programu GEO, včetně opisů vstupních hodnot zemin a nastavení výpočtů.
Výsledkem je průběh zatížení na rubu zdi skluzu v jednotlivých profilech.

Popis konstrukce

4 ZATÍŽENÍ

parciální součinitel spolehlivosti zatížení – stálá zatížení $\gamma_{G,sub} = 1,35$

parciální součinitel spolehlivosti zatížení – nahodilá zatížení $\gamma_{G,sub} = 1,5$

vlastní tíha konstrukcí $\gamma_n = 24 \text{ kN/m}^3$

Zatížení zemním tlakem

Výpočet proveden programem GEO, firmy FINE, spol.s r.o., verze 4.0.13.10., modulem zemní tlaky
zadání a výsledky jednotlivých zatěžovacích stavů jsou uloženy u zpracovatele.

Zatížení hydrostatickým tlakem - tlak vody: voda $\gamma = 10 \text{ kNm}^{-3}$, souč.zat. $\gamma_G = 1,0$

Přetížení provozem vozidel vedle skluzu

do modelu zadáno zjednodušeně zatížení pro pruh 1: $q_{1n} = 10,0 \text{ kN/m}^2$

dílčí součinitel proměnného zatížení $\gamma_{Q,1} = 1,5$

$q_n = 15,0 \text{ kN/m}^2$

Nahodilé na povrchu $5,0 \text{ kN/m}^2$

5 VÝPOČET STABILITY

5.1 Všeobecně

vlastní tíha konstrukcí – beton

$\gamma_b = 24 \text{ kN/m}^3$

součinitel zatížení

$\gamma_f = 0,9$

součinitel účelu

$\gamma_n = 1,2$

součinitel stability polohy proti nadzvednutí

$\gamma_{stp} = 1,0$

součinitel stability polohy proti posunutí

$\gamma_{stp} = 0,9$

Voda: $\gamma_v = 10 \text{ kNm}^{-3}$, souč.zat. $\gamma_f = 1,0$

Půdorysné a výškové rozměry jsou odečtené z AutoCADu.

5.2 Geotechnické hodnoty jednotlivých typů hornin

navržené parametry pro kvazihomogenní celky podle IGP

Označení a popis	A: metabazity masivní až zbřidličnatělé, středně rozpukané	B: metabazity a porfyroidy intenzívně zbřidličnatělé	C: ortoruly masivní až mírně zbřidličnatělé vč. podružných vložek	D: ortoruly a porfyroidy intenzívně zbřidličnatělé
Obj. hmotnost	2,73 kg.m ⁻³	2,69 kg.m ⁻³	2,72 kg.m ⁻³	2,69 kg.m ⁻³
Prostá tlaková pevnost	230 MPa	150 MPa	240 MPa	150 MPa
E _{def}	5 500 MPa	1 000 MPa	6 000 MPa	900 MPa
K _f (ve směru F)	1.10 ⁻⁷ m/s	5.10 ⁻⁵ m/s	1.10 ⁻⁷ m/s	5.10 ⁻⁵ m/s
K _f (kolmo k F)	1.10 ⁻⁸ m/s	5.10 ⁻⁶ m/s	1.10 ⁻⁸ m/s	5.10 ⁻⁶ m/s
Φ (ve směru F)	45°	27°	45°	27°
Φ (kolmo k F)	50°	33°	50°	32°
Koheze	400 kPa	250 kPa	400 kPa	

Aproximace vrcholové pevnosti podle Mohr-Coulomba pro vybrané geotechnické podtypy

	Zobecněný Hoek-Brown				Aproximace Mohr-Coulomb			
	σ _{ci} [MPa]	m _i	GSI	D	Vztah (3) pro σ ₃ [MPa]	c [kPa]	φ [°]	σ _t [kPa]
GT3b	34	17,0	35	0,7	"	75	31,0	6
GT3c	52	17,0	50	0,7	"	302	41,2	34
	74	"	"	0,7	"	404	43,8	48
GT3d	115	17,0	58	0,7	"	989	49,6	155
	148,5	"	"	0,7	"	1224	51,1	200
	182	"	"	0,7	"	1452	52,3	245

5.3 Založení objektu

Během provádění zemních prací zajistí TDI výkon inženýrsko-geologického sledu stavby.

Bezprostředně po dotěžení základové spáry na projektovanou úroveň a jejím očištění, musí být ochráněna před degradací podkladním a výplňovým betonem.

Skalní podloží bude po odtěžení a odstranění uvolněného materiálu ponecháno v přirozeném zazubeném stavu bez dotěžování a zarovnávání.

Pro celkovou koncepci řešení založení bude nutné zahrnout do technického řešení také jednotlivá dílčí opatření pro lokální výskyty zhoršených podmínek. Tato opatření lze předběžně odhadovat na 15% celkového objemu prací, při jejich detailním návrhu bude nutné respektovat doporučení inženýrsko-geologického sledu při provádění výkopů a výlomů. Umístění kotev a jejich směr bude upřesněn IG sledem podle situace na stavbě a podle skutečného průběhu puklinového systému.

Dále je navrženo zazubení podkladního betonu, které zlepšuje styk beton-beton - k posunu může dojít až pod zazubením.

V místech, kde se předpokládá kvalitní podloží ve velkých hloubkách (až 5m pod základovou spárou), se v rámci úspor navrhlo provedení podbetonávky z prostého betonu jako základové pásy s náběhem pod stěnami. V prostoru mezi pásy zůstane zachována původní zemina/hornina, v případě porušení se zhutní. Ve spodní části u vývaru musí být tento vnitřní prostor zatěsněn čelní stěnou z důvodu vyplavování částic ze spodního líce dna skluzu a tím i ohrožení stability skluzu.

Pokud se budou provádět kotvy:

zakotvení v desce – protlačení: kotevní deska 250/250 mm

tl. beton. desky 1 000 mm

výška kotevní desky nade dnem 500 mm

vzdálenost kotvy od kraje desky 200 mm

stojina: kritický obvod má tvar $U = 250 \text{ (kotev.des.)} + 2 \cdot 250 \text{ (polovina výšky)} = 750 \text{ mm}$

příruby: $200 - 100 \text{ (vzdál. od kraje-šířka pásu)} + 125 + 250 = 475 \text{ mm}$

$o = 2 \cdot 475 + 750 = 1700 \text{ mm}$

$Q_0 = 180 \text{ kN}$ požadovaná síla v kotvě

$Q_d = 180 \cdot 1,25 \cdot 1,2 = 270 \text{ kN}$

$q_{d,max} = 270 / 1,7 = 158,82 \text{ kN/m}$

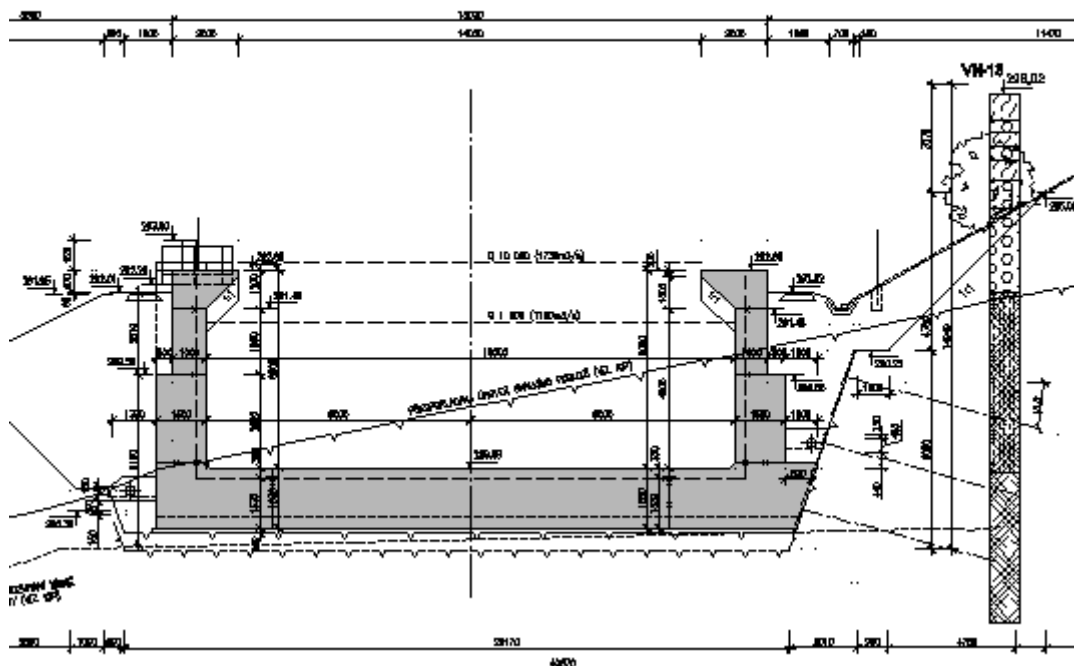
Beton $R_{btd} = 1,3 \text{ MPa}$ (pro B35)

$q_{bu} = 0,42 \cdot 500 \text{ mm} \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,3 \text{ MPa} = 273,0 \text{ kN/m} > 158,82 \text{ kN/m}$

vyhovuje bez smykové výztuže pod hlavou kotvy

5.4 Stabilita bloku

Posuzována je typický blok: 19,4 m; délka 9,0 m, který je oddělen od vedlejších bloků dilatací.



Vlastní hmotnost dna a stěn (plochy stanoveny z ACAD): 56,0 m²

Objem: $56,0 \cdot 9,0 = 504,0 \text{ m}^3$

Zatížení: $504,0 \cdot 24 = 12\,096 \text{ kN}$

Mezní stav stability polohy

$$\gamma_1^* E_{d,dst} \leq E_{d,stab}$$

$$E_{d,dst} = E_{k,dst} * \gamma_{Q,dst}$$

$$E_{d, stb} = E_{k, stb} * \gamma_{G, stb}$$

 $E_{d,dst}$... návrhová hodnota účinku destabilizujících zatížení [kN]

$E_{d, stb}$... návrhová hodnota účinku stabilizujících zatížení [kN]

$E_{k,dst}$... charakteristická hodnota účinku destabilizujících zatížení [kN]

$E_{k,stab}$... charakteristická hodnota účinku stabilizujících zatížení [kN]

γ_1 ... součinitel významu

 $\gamma_{Q,dst}$... součinitel zatížení $\gamma_{G, stb}$... součinitel zatížení

Třída následků pro vodohospodářské objekty – CC3 (přehrady) $\Rightarrow \gamma_1 = 1,2$

$\gamma_{Q,dst} = 1,0$ (maximální hladina okolní vody je pevně dána výškou přelivu)

$\gamma_{G,stab} = 0,9$

$\gamma_b = 24 \text{ kN} / \text{m}^3$... objemová tíha betonu

5.4.1 Stabilita skluzu proti nadzvednutí vztlakem

Počítán první dilatační blok s největší hloubkou a střední blok, kde je pouze deska s největšími půdorysnými rozměry.

V době výstavby se předpokládá čerpání vody v okolí stavební jámy.

$$F_{vz} = V_p * \rho * g \quad [\text{kN}]$$

$\rho = 1000 \text{ kg} / \text{m}^3$... hustota kapaliny

$g = 10 \text{ m} / \text{s}^2$... tíhové zrychlení

F_{vz} ... vztlaková síla

V_p ... objem ponořené části objektu

Přetížení vodou ve spadišti:

$$4 * 16 * 9 * 10 = 5\,760 \text{ kN (pro hladinu } Q_{r,max})$$

Vztlak - typický blok 9,5 m x 19,4 m

Plocha dna: $9,5 * 19,4 = 184,3 \text{ m}^2$

Voda vpravo i vlevo na stejné úrovni $h = 4,0 + 2,15 = 6,15 \text{ m}$ výška vztlaku

$$184,3 * 6,15 * 10 = 11\,980 \text{ kN}$$

Vyplavání vzdoruje celkem: $(12\,096 + 5\,760) * 0,9 = 17\,856 * 0,9 = 16\,070 \text{ kN}$

Vztlak: $11\,980 * 1,2 * 1,05 = 15\,095 \text{ kN} < 16\,070 \text{ kN}$ VYHOVÍ bez kotvení

5.4.2 Stabilita skluzu proti posunutí v základové spáře

$$H_{neg} * \gamma_{dst} * \gamma_1 \leq (V * tg\varphi_d) * \gamma_{stab}$$

H_{neg} ... vodorovná složka negativního zatížení

V ... svislá složka zatížení

$tg\varphi_d$... tangens úhlu vnitřního tření

φ_d ... úhel tření dle druhu zeminy na základové spáře

Parametry smykové pevnosti amfibolitu tř. R3-R2 nasyceného vzorku se pohybují pro soudržnost v rozmezí 9,0 – 43,7 MPa, pro vnitřní tření φ se hodnoty pohybují v rozmezí 25,9 – 39,1°

α sklon skluzu 21,8° tj. 40%

POČÍTÁN JE 1 DILATAČNÍ CELEK.

Zatížení proudící vodou skluzem

hloubka kolmá na dno 4,0 m

plocha proudící vody $S = 16,0 \cdot 4,0 = 64,0 \text{ m}^2$

omočený obvod $o = 2 \cdot 4,0 + 16 = 24,0 \text{ m}$

$R = S/o = 64/24 = 2,6 \text{ m}$ hydraulický poloměr

sklon čáry energie $I = 0,4$ (40%)

tření $\tau = \rho \cdot g \cdot R \cdot I = 10 \text{ kN/m}^3 \cdot 2,6 \text{ m} \cdot 0,4 = 10,6 \text{ kN/m}^2$

omočená plocha bloku

$24,0 \cdot 9,0 = 216 \text{ m}^2$

síla ve směru osy

$V_{\text{voda}} = 216 \cdot 10,6 = \underline{2\,290 \text{ kN}}$

hmotnost vody ve skluzu (pro hladinu $Q_{r,\text{max}}$)

$V_{\text{hmotnost}} = 4 \cdot 16 \cdot 9 \cdot 10 = 5\,760 \text{ kN}$

kolmá síla od vlastní váhy vody

$V_{k1} = 5\,760 \text{ kN} \cdot \cos 21,8 = 5\,348 \text{ kN}$

Vlastní hmotnost dna a stěn skluzu

$V_{\text{beton}} = 12\,096 \text{ kN}$

přetížení ozubů zeminou:

sklon $21,8^\circ$ tj. 40% sklon čáry energie $I = 0,4$

tečná síla od vlastní váhy

$V_t = 12\,096 \text{ kN} \cdot \sin 21,8 = \underline{4\,492 \text{ kN}}$

kolmá síla od vlastní váhy

$V_{k2} = 12\,096 \text{ kN} \cdot \cos 21,8 = \underline{11\,230 \text{ kN}}$

Vodorovné síly negativní

$$H_{\text{neg}} \cdot \gamma_{\text{dst}} \cdot \gamma_1$$

součinitel účelu = 1,2

tečná síla od vlastní váhy $V_t = 4\,492 \text{ kN}$

tečná síla od vody ve směru osy $V_{\text{voda}} = 2\,290 \text{ kN}$

$(4\,492 \cdot 1,1 + 2\,290 \cdot 1,0) \cdot 1,2 = \underline{8\,677 \text{ kN}}$

Svislé síly pozitivní

$(V \cdot \tan \varphi_d) \cdot \gamma_{\text{stb}}$ V_k ... hmotnost vody a betonu

síly pozitivní v místě základové spáry

$V_k = 5\,348 \cdot 1,0 + 11\,230 \cdot 0,9 = \underline{15\,455 \text{ kN}}$

amfibolit	σ_{ci} [MPa]	m_i	GSI	D	Vztah (3) pro σ_3 [MPa]	c [kPa]	ϕ [°]	σ_t [kPa]
GT3b	34	17,0	35	0,7	"	75	31,0	6

amfibolit min. $\varphi_d = 31^\circ$ ($\tan 31^\circ = 0,60$)

$V = 15\,455 \cdot \tan 31 = \underline{9\,286 \text{ kN}}$

Posouzení: $E_{d,\text{stb}} = 9\,286 \text{ kN} > \gamma_1 \cdot E_{d,\text{dst}} = 8\,677 \text{ kN}$

VYHOVÍ BEZ KOTVENÍ

REZERVA SE ZAPOČTENÍM KOHEZE V ZÁKLADOVÉ SPÁŘE:

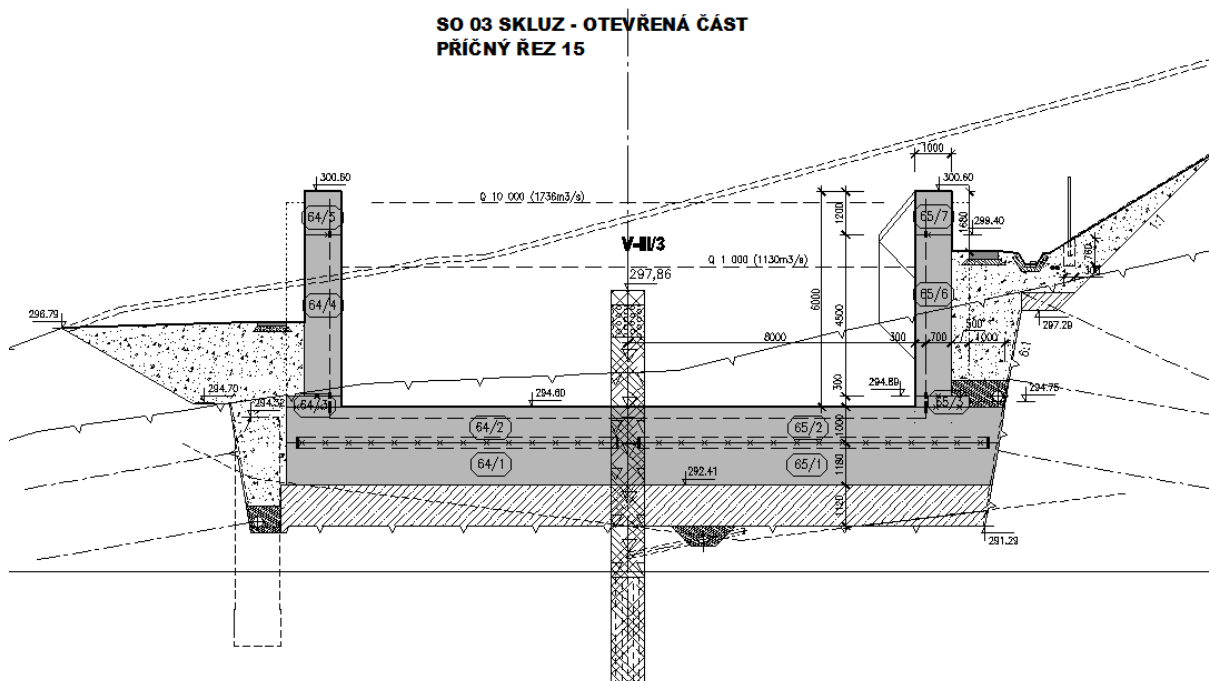
min. $c = 75 \text{ kPa}$

pro výpočet na plochu základové spáry bloku: $75 \cdot 0,01 \cdot 9 \cdot 19,4 = 128,1 \text{ kN}$

6 BLOK V NEJVYŠŠÍM ŘEZU

Výška stěny je 6,0m, tl. v koruně 1,0 m; dno 2,0 m. Světlá šířka skluzu je $16,0/2=8,0$ m. Skluz se skládá z dilatačních celků délky 9 m. Posouzení bylo provedeno pro největší průřez a to vcelku, i když v ose je dilatační spára (šířka je ale velká, neovlivní výsledné hodnoty v rozích konstrukce).

Výpočet vnitřních sil a dimenzování bylo provedeno programem Nexus. Podrobnější výstupní údaje jsou uloženy u zpracovatele statického výpočtu. Navržená konstrukce VYHOVUJE.



Základní data

Typ konstrukce : Rám XZ

Počet uzlů :	14
Počet prutů :	13
Počet maker 1D:	3
Počet linií :	0
Počet 2D maker :	0
Počet průřezů :	3
Počet stavů :	6
Počet materiálů:	1

Výpis materiálu

Skupina prutů :1/13

čís.	Jméno	jakost	jednotková hmotnost kg/m	délka m	váha kg
1	OBD (800,1000)	C 30/37	2080.00	14.00	25001.60

Kombinace

Kombi	Norma	Stav	souč.
1.	EC - únosnost	1 HMOTNOST	1.00
		2 zemina	1.00
		3 voda	1.00
		4 nahodilé	1.00
		5 povodeň	1.00
		6 krycí deska	1.00
2.	EC - použitelnost	1 HMOTNOST	1.00
		2 zemina	1.00
		3 voda	1.00
		4 nahodilé	1.00
		5 povodeň	1.00
		6 krycí deska	1.00

Základní pravidla pro generování kombinací na únosnost.

- 1 : 1.35*ZS1 / 1.35*ZS2 / 1.35*ZS6
- 2 : 1.00*ZS1 / 1.00*ZS2 / 1.00*ZS6
- 3 : 1.35*ZS1 / 1.35*ZS2 / 1.50*ZS3 / 1.35*ZS6
- 4 : 1.00*ZS1 / 1.00*ZS2 / 1.50*ZS3 / 1.00*ZS6
- 5 : 1.35*ZS1 / 1.35*ZS2 / 1.50*ZS4 / 1.35*ZS6
- 6 : 1.00*ZS1 / 1.00*ZS2 / 1.50*ZS4 / 1.00*ZS6
- 7 : 1.35*ZS1 / 1.35*ZS2 / 1.50*ZS5 / 1.35*ZS6
- 8 : 1.00*ZS1 / 1.00*ZS2 / 1.50*ZS5 / 1.00*ZS6
- 9 : 1.35*ZS1 / 1.35*ZS2 / 1.35*ZS3 / 1.35*ZS4 / 1.35*ZS5 / 1.35*ZS6
- 10 : 1.00*ZS1 / 1.00*ZS2 / 1.35*ZS3 / 1.35*ZS4 / 1.35*ZS5 / 1.00*ZS6

Základní pravidla pro generování kombinací na použitelnost.

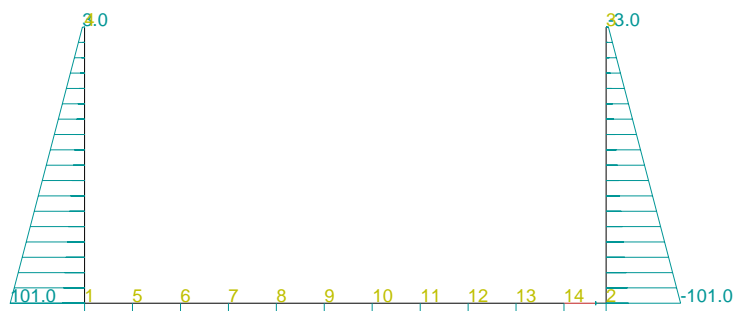
- 1 : 1.00*ZS1 / 1.00*ZS2 / 1.00*ZS6
- 2 : 1.00*ZS1 / 1.00*ZS2 / 1.00*ZS3 / 1.00*ZS6
- 3 : 1.00*ZS1 / 1.00*ZS2 / 1.00*ZS4 / 1.00*ZS6
- 4 : 1.00*ZS1 / 1.00*ZS2 / 1.00*ZS5 / 1.00*ZS6
- 5 : 1.00*ZS1 / 1.00*ZS2 / 0.90*ZS3 / 0.90*ZS4 / 0.90*ZS5 / 1.00*ZS6

Výpis nebezpečných kombinací na únosnost

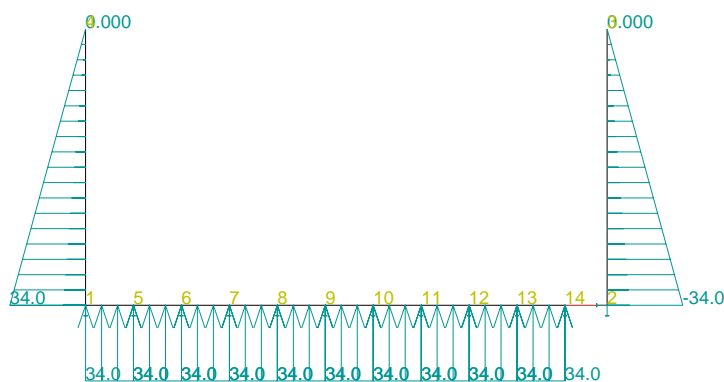
- 1/ 2 : +1.00*ZS1+1.00*ZS2+1.00*ZS6
- 2/ 1 : +1.35*ZS1+1.35*ZS2+1.35*ZS6
- 3/ 4 : +1.00*ZS1+1.00*ZS2+1.50*ZS3+1.00*ZS6
- 4/ 6 : +1.00*ZS1+1.00*ZS2+1.50*ZS4+1.00*ZS6
- 5/ 8 : +1.00*ZS1+1.00*ZS2+1.50*ZS5+1.00*ZS6
- 6/ 3 : +1.35*ZS1+1.35*ZS2+1.50*ZS3+1.35*ZS6
- 7/ 7 : +1.35*ZS1+1.35*ZS2+1.50*ZS5+1.35*ZS6
- 8/ 9 : +1.35*ZS1+1.35*ZS2+1.35*ZS3+1.35*ZS4+1.35*ZS6
- 9/ 9 : +1.35*ZS1+1.35*ZS2+1.35*ZS3+1.35*ZS5+1.35*ZS6
- 10/ 9 : +1.35*ZS1+1.35*ZS2+1.35*ZS4+1.35*ZS5+1.35*ZS6
- 11/ 9 : +1.35*ZS1+1.35*ZS2+1.35*ZS3+1.35*ZS4+1.35*ZS5+1.35*ZS6

Výpis nebezpečných kombinací na použitelnost

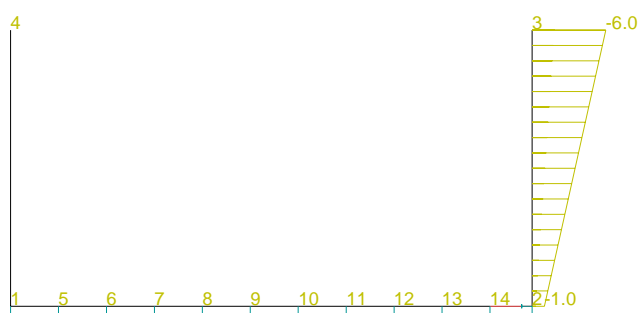
- 1/ 1 : $+1.00 \cdot ZS1 + 1.00 \cdot ZS2 + 1.00 \cdot ZS6$
- 2/ 2 : $+1.00 \cdot ZS1 + 1.00 \cdot ZS2 + 1.00 \cdot ZS3 + 1.00 \cdot ZS6$
- 3/ 3 : $+1.00 \cdot ZS1 + 1.00 \cdot ZS2 + 1.00 \cdot ZS4 + 1.00 \cdot ZS6$
- 4/ 4 : $+1.00 \cdot ZS1 + 1.00 \cdot ZS2 + 1.00 \cdot ZS5 + 1.00 \cdot ZS6$
- 5/ 5 : $+1.00 \cdot ZS1 + 1.00 \cdot ZS2 + 0.90 \cdot ZS3 + 0.90 \cdot ZS5 + 1.00 \cdot ZS6$
- 6/ 5 : $+1.00 \cdot ZS1 + 1.00 \cdot ZS2 + 0.90 \cdot ZS4 + 0.90 \cdot ZS5 + 1.00 \cdot ZS6$
- 7/ 5 : $+1.00 \cdot ZS1 + 1.00 \cdot ZS2 + 0.90 \cdot ZS3 + 0.90 \cdot ZS4 + 0.90 \cdot ZS5 + 1.00 \cdot ZS6$



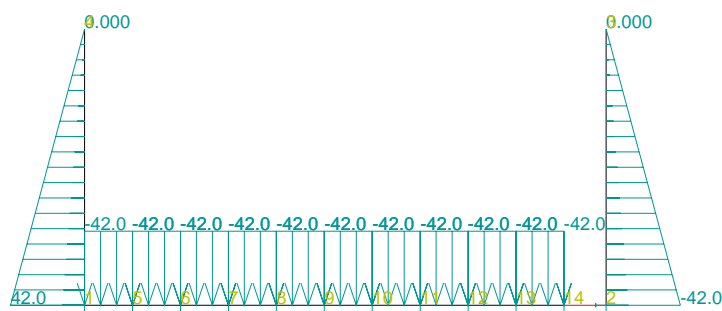
Spojité zatížení. Zatěžovací stavy - 2



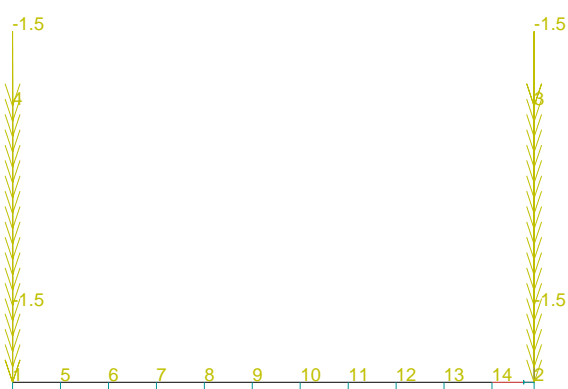
Spojitá zatížení.Zatěžovací stavy - 3



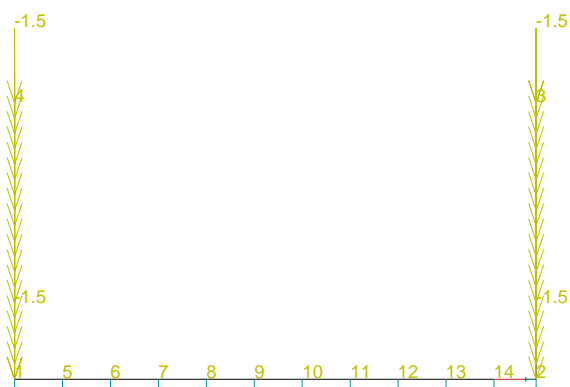
Spojitá zatížení.Zatěžovací stavy - 4



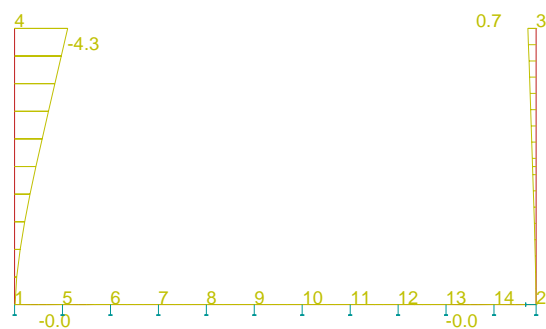
Spojité zatížení. Zatěžovací stavy - 5



Spojité zatížení. Zatěžovací stavy - 6



Spojité zatížení. Zatěžovací stavy - 7



Deformace - uz na prutu(ech). Použ. kombi : 1

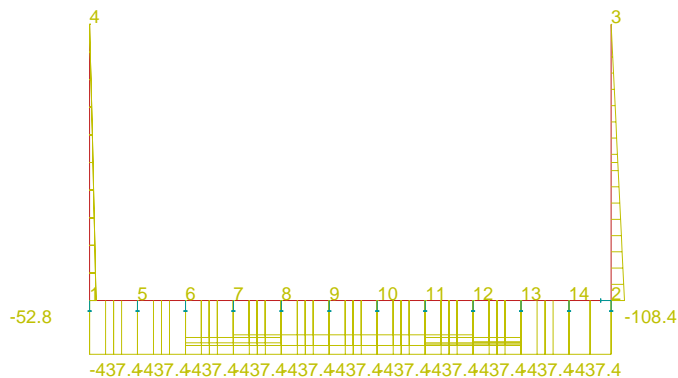
Deformace na prutu(ech) (vše), kombi použ. 1, globální extrémy.

Skupina prutů :1/13

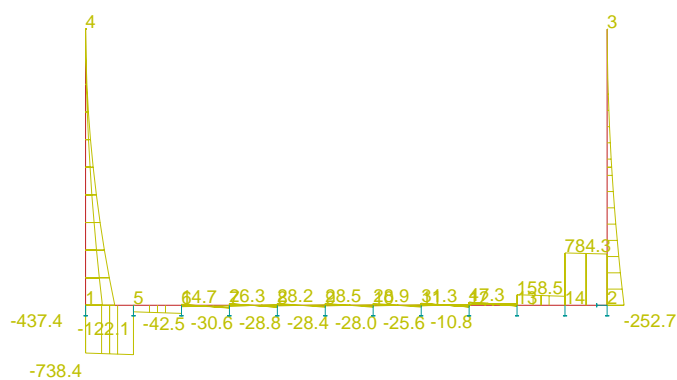
Skupina kombinací na použitelnost :1

prut	pr.č.	kombi	dx [m]	ux [mm]	uz [mm]	fiy [mrad]
3	1	1	0.000	0.05	0.00	0.07
2			3.600	-0.01	0.67	-0.21
1			0.000	0.01	-4.33	-1.45
			0.360	0.01	-3.81	-1.45

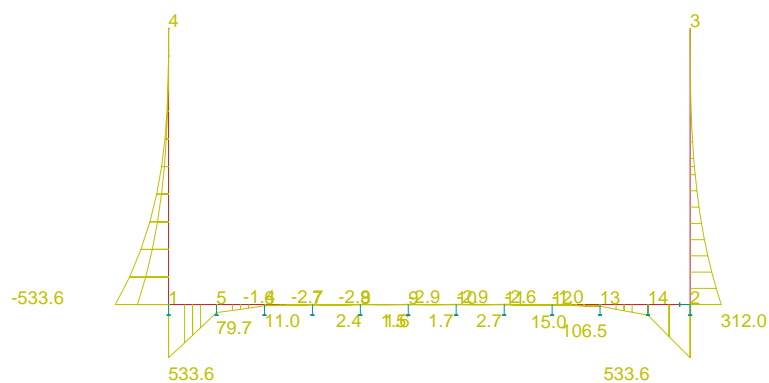
Dovolený průhyb $l/200 = 6\text{m}/350 = 17\text{ mm} > 0,67\text{ mm}$... vyhoví



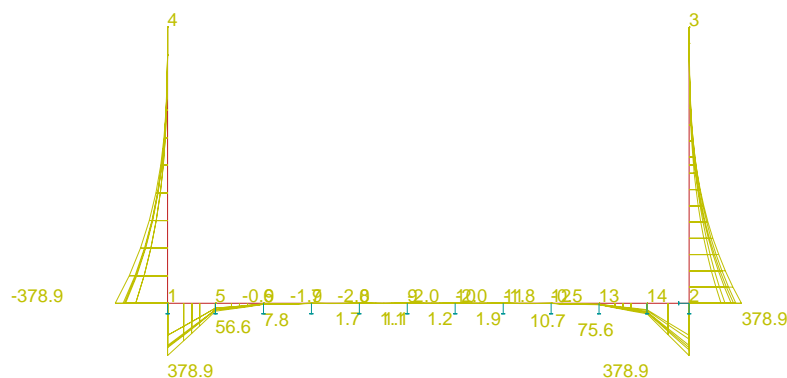
Vnitřní síly - N na prutu(ech). Únos. kombi : 1/10



Vnitřní síly - V na prutu(ech). Únos. kombi : 1/10



Vnitřní síly - M na prutu(ech). Únos. kombi : 1/10



Vnitřní síly - M na prutu(ech). Použ. kombi : 1/6

Vnitřní síly na prutu(ech). Globální extrém

Lineární statický - nebezpečné nebo všechny kombinace

Skupina prutů :1/13

Skupina kombinací na únosnost :1/11

prut	pr.č.	kombi	dx [m]	N [kN]	V [kN]	M [kNm]
3	1	9	0.000	-437.40	-714.14	533.63
13		11	0.000	-437.40	639.40	114.11
3		9	0.625	-437.40	-738.44	79.70
13		11	0.550	-437.40	623.96	571.54
1		9	3.600	-52.78	-437.40	-533.63

Navržená výztuž na únosnost:

- výztuž pata **Φ25/150mm**
- svislá výztuž pata do stěn **Φ25/150mm**
- svislá výztuž stěn v horní části **Φ20/150mm (svislá i vodorovná)**
- vodorovná výztuž dno a 1m nade dnem **Φ25/150mm (trhliny)**
- rozdělovací výztuž dno a stěny **Φ16/200mm**

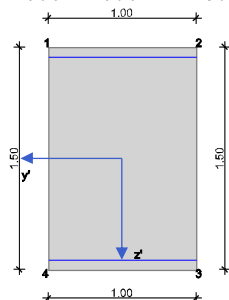
1500mm - stěna

Třída objektu:	Pozemní stavby	Návrhová norma:	ČSN EN 1992-1-1:2016
Druh namáhání:	Stěna	Návrhová situace:	Stálá/dočasná
Konstrukční třída:	S3 - XC4	Druh namáhání:	Vodonepropustný beton

Materiálové parametry: [N/mm²]

beton	fcd	20.0	fctm	2.9	Ecm	32800	Cem	32,5 R
B500M	fyd	434.8			Es	200000		normální duktilita

Předepsaná výztuž	dlx-h	dlx-d	dly-h	dly-d	min-Asxh	Asxd	Asyh	Asyd	Minimální výztuž
	6.6	6.6	6.6	6.6	0.00	0.00	0.00	0.00	spočítat



Průřezové hodnoty	A	Iy	Iz	zs	Why	Wdy
[m ² , m ⁴ , cm, m ³]	1.5000	0.281250	0.000000	75.00	0.37500	0.37500

Zatř. stavy [kNm/m, kN/m]	mxxk	myyk	mxyk	nxkx	nyyk	nxyk	vxxk	vyyk
1 Zatř. stav1	G	0.0	533.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Kombinační součinitele	gam.sup	gam.inf	psi.0	psi.1	psi.2	psi.1'
Stálé zatížení	G	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00

Kombinace [kNm/m, kN/m]	mxxd	myyd	mxyd	nxkd	nyyd	nxyd	vxxd	vyyd	ZS
Základní kombinace max-mn	0.0	564.0	0.0	437.0	466.0	0.0	0.0	0.0	1

Zvolené posudky: Ohyb(N)

- (M) Minimální výztuž a povrchová výztuž
(B) Únosnost na ohyb s normálovou silou
(R) Vznik a stabilita trhlin

Pol.	Návrh	nEd	Směr X			Směr Y		
			mEd	asx	nEd	mEd	asy	
		kN/m	kNm/m	cm ² /m	kN/m	kNm/m	cm ² /m	
h	M	0.0	0.0	15.00	0.0	0.0	10.00	
	B	0.0	0.0	30.93	0.0	0.0	10.51	
	R	0.0	0.0	30.93	0.0	0.0	10.51	
d	M	0.0	0.0	15.00	0.0	0.0	10.00	
	B	2590.0	0.0	29.03	466.0	0.0	10.51	
	R	0.0	0.0	29.03	0.0	0.0	10.51	

Návrh na ohyb [o/oo, cm, cm²/m] - Čas prvního zatížení: 28 d

Základní kombinace:	eps.c	eps.s	zi	x/d	nut.ash.x	asd.x	ash.y	asd.
	0.0	0.0	0.0	0.00	29.03	29.03	10.51	10.51

Navržená výztuž na únosnost:

$$\varnothing R25 \text{ á } 150 \text{ mm } (32,73 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2) > 29,03 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

vyhoví

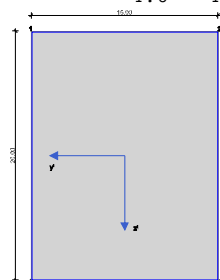
Dno - 2000 mm

Třída objektu: Pozemní stavby všeobecně Návrhová norma: ČSN EN 1992-1-1:2016
Druh namáhání: Nosník, rovinný ohyb Návrhová situace: Stálá/dočasná
Konstrukční třída: S3 - XC1 Druh namáhání: Silové zatěžování

Materiálové parametry: [N/mm²]

C30/37 fcd 20.0 fctm 2.9 Ecm 32800 Cem 32,5 R
B500M fyd 434.8 Es 200000 normální duktilita

Předepsaná výztuž [cm,cm²] d1-h d1-s d1-d minAsh minAss minAsd Minimální výztuž
4.0 4.0 4.0 0.00 0.00 0.00 nespočítat



Průřezové hodnoty A Iy Iz zs Why Wdy
[m²,m⁴,cm,m³] 2.0000 10000.000000 5625.000000 1000.00 1000.00000 1000.00000

Zat.stavy [kN,kNm] Druh NEk MEk,y VEk,z MEk,z VEk,y MEk,x
1 ZS1 G 437.0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0

Kombinační součinitele gam.sup gam.inf psi.0 psi.1 psi.2 psi.1'
Stálé zatížení G 1.35 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00

Kombinace [kN,kNm] NEd,x MEd,y VEd,z MEd,z VEd,y MEd,x ZS
Základní kombinace minNx 437.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 1
Základní kombinace maxNx 437.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 1
Základní kombinace maxMy 0.0 178.0 0.0 0.0 0.0 571.0

Zvolené posudky: Ohyb(M+N) Smyk Šíř.trhlin Únava-M+N Únava-V Napětí Požární odolnost

Návrh na ohyb [o/oo,cm,cm²] - Čas prvního zatížení: 28 d

Základní kombinace: eps.c eps.s zi x/d nut.Ash nut.Ass nut.Asd
-0.0 10.0 1650.1 0.00 28.90 0.00 28.90

Návrh na smyk [kN,%,cm²/m] - Čas prvního zatížení: 28 d - alfa: 90 °

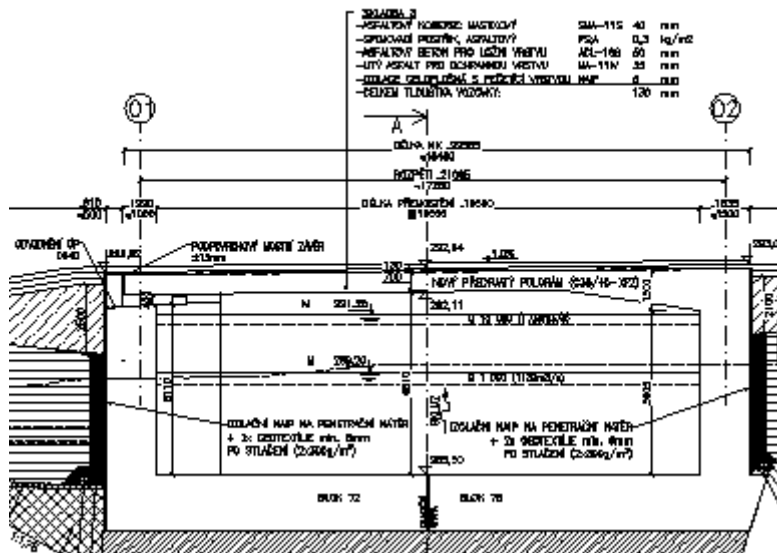
Základní kombinace: VEd VRdmin VRdct VRdmax ró.1 theta as.min nut.asw
0.0 71226.0 71226.0 1865596.0 0.00 45.0 1510.5 1510.5

Navržená výztuž na únosnost:

øR25 á 150 mm (32,73*10⁻⁴ m²) > 28,90*10⁻⁴ m² vyhoví

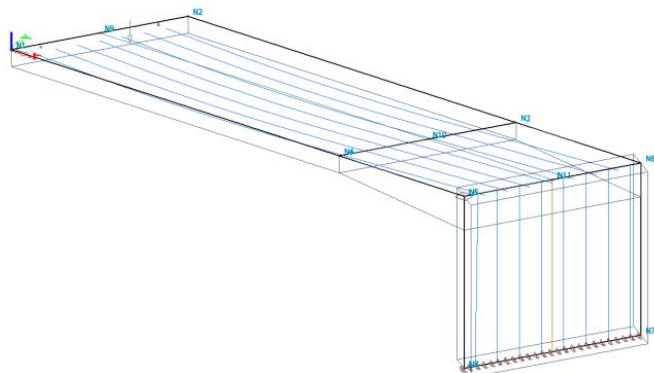
7 BLOK POD MOSTEM

Vstupní údaje jsou převzaty od zpracovatele statického výpočtu mostu. Navržená konstrukce mostu navazuje na spodní stavbu – bloky skluzu. Je navržena z kvalitnějšího betonu tak jako most – C 35/45.

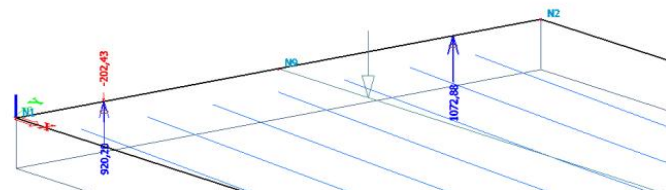


1 ÚČINKY ZATÍŽENÍ – SPODNÍ MOST

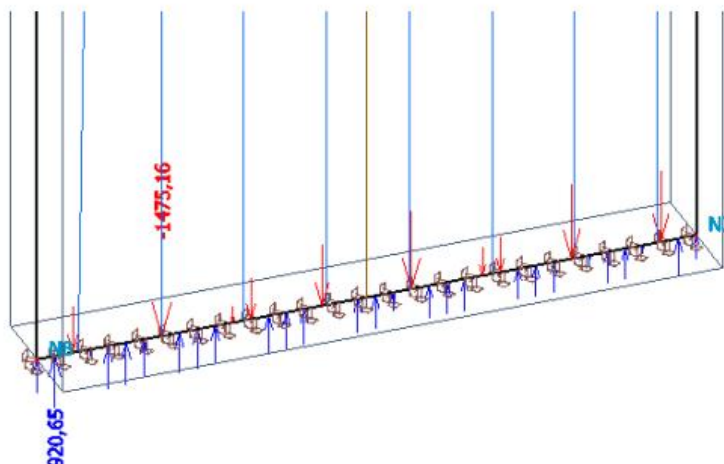
Model



Reakce – levá strana



Reakce pravá strana



Reakce ve vetknu $R_z = 920,65 \text{ kN/m}$

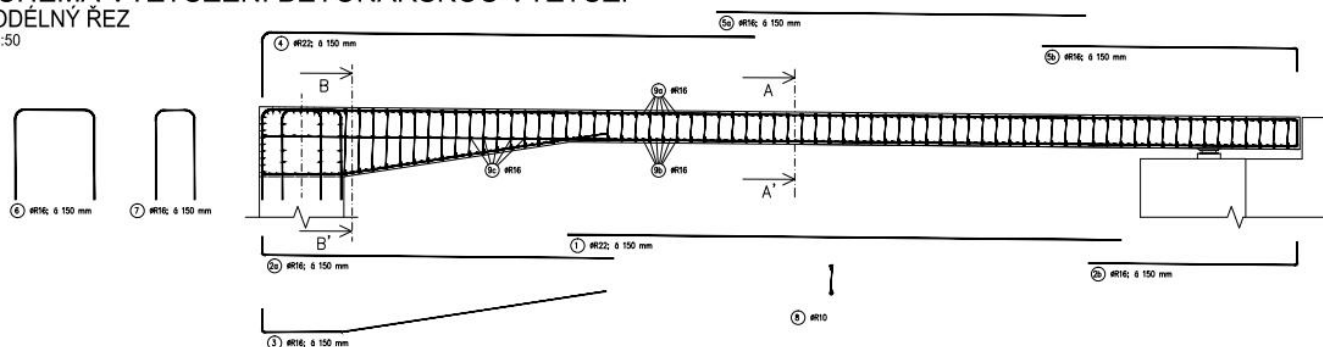
2 TABULKA REAKCÍ

Kombinace : MSU_FINAL

Podpora	Stav	dx [m]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
Sle1/S3	MSU_FINAL/1	5,947	-1475,16	51,97	74,24
Sle1/S3	MSU_FINAL/2	7,136	920,65	161,70	233,90
Sle1/S3	MSU_FINAL/1	0,000	412,74	21,48	48,18
Sle1/S3	MSU_FINAL/3	3,766	525,69	211,84	302,03
Sle1/S3	MSU_FINAL/1	7,334	472,35	39,79	36,50
Sle2/S1	MSU_FINAL/4	1,220	-202,43	0,00	0,00
Sle2/S1	MSU_FINAL/5	1,230	920,20	0,00	0,00
Sle2/S1	MSU_FINAL/6	1,220	122,59	0,00	0,00
Sle3/S1	MSU_FINAL/7	6,110	26,96	0,00	0,00
Sle3/S1	MSU_FINAL/8	6,110	1072,88	0,00	0,00
Sle3/S1	MSU_FINAL/6	6,100	540,81	0,00	0,00

SCHÉMA VYZTUŽENÍ BETONÁŘSKOU VÝZTUŽÍ
PODÉLNÝ ŘEZ

M 1:50



Zatížení

Vstupní údaje – svislá síla 920,65 kN po cca 6m/8 ks = 0,75 m

přepočít na 1 bm: $920,65/0,75 = 1.288 \text{ kN/1 bm}$ zadáno na stěnu tl. 1,5 m ... zat. stav č. 7 most

Kombinace

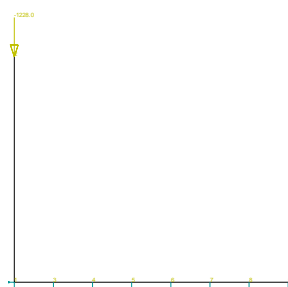
Stav	Jméno	souč.	Popis
1.	EC - únosnost	1 HMOTNOST	1.00
		2 zemina	1.00
		3 voda	1.00
		4 nahodilé	1.00
		5 povodeň	1.00
		6 krycí deska	1.00
		7 most	1.00
2.	EC komplex MSP	1 HMOTNOST	1.00
		2 zemina	1.00
		3 voda	1.00
		4 nahodilé	1.00
		5 povodeň	1.00
		6 krycí deska	1.00
		7 most	1.00

Výpis nebezpečných kombinací na únosnost

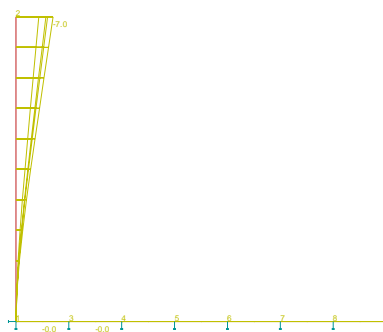
- 1/ 2 : $+1.00 \cdot LC1 + 1.00 \cdot LC2 + 1.00 \cdot LC6 + 1.00 \cdot LC7$
- 2/ 1 : $+1.35 \cdot LC1 + 1.35 \cdot LC2 + 1.35 \cdot LC6 + 1.35 \cdot LC7$
- 3/ 4 : $+1.00 \cdot LC1 + 1.00 \cdot LC2 + 1.50 \cdot LC3 + 1.00 \cdot LC6 + 1.00 \cdot LC7$
- 4/ 8 : $+1.00 \cdot LC1 + 1.00 \cdot LC2 + 1.50 \cdot LC5 + 1.00 \cdot LC6 + 1.00 \cdot LC7$
- 5/ 10 : $+1.00 \cdot LC1 + 1.00 \cdot LC2 + 1.35 \cdot LC3 + 1.35 \cdot LC5 + 1.00 \cdot LC6 + 1.00 \cdot LC7$
- 6/ 3 : $+1.35 \cdot LC1 + 1.35 \cdot LC2 + 1.50 \cdot LC3 + 1.35 \cdot LC6 + 1.35 \cdot LC7$
- 7/ 7 : $+1.35 \cdot LC1 + 1.35 \cdot LC2 + 1.50 \cdot LC5 + 1.35 \cdot LC6 + 1.35 \cdot LC7$
- 8/ 9 : $+1.35 \cdot LC1 + 1.35 \cdot LC2 + 1.35 \cdot LC3 + 1.35 \cdot LC5 + 1.35 \cdot LC6 + 1.35 \cdot LC7$

Výpis nebezpečných kombinací na použitelnost

- 1/ 1 : $+1.00 \cdot LC1 + 1.00 \cdot LC2 + 1.00 \cdot LC6 + 1.00 \cdot LC7$
- 2/ 2 : $+1.00 \cdot LC1 + 1.00 \cdot LC2 + 1.00 \cdot LC3 + 1.00 \cdot LC6 + 1.00 \cdot LC7$
- 3/ 4 : $+1.00 \cdot LC1 + 1.00 \cdot LC2 + 1.00 \cdot LC5 + 1.00 \cdot LC6 + 1.00 \cdot LC7$
- 4/ 5 : $+1.00 \cdot LC1 + 1.00 \cdot LC2 + 0.90 \cdot LC3 + 0.90 \cdot LC5 + 1.00 \cdot LC6 + 1.00 \cdot LC7$



most - 7



Deformace - uz na prutu(ech). Použ. kombi : 1/4

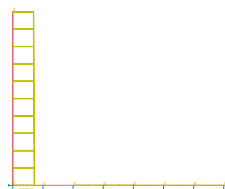
Deformace na prutu(ech). Globální extrém

Skupina prutů :1/8

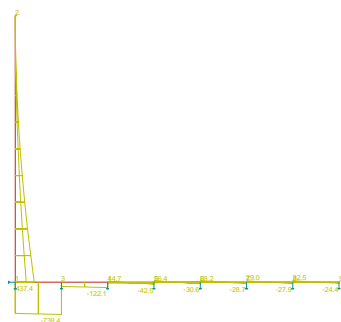
Skupina kombinací na použitelnost :1/4

prut	pr.č.	kombi	dx [m]	ux [mm]	uz [mm]	fiy [mrad]
1	1	1	0.000	0.36	-4.28	-1.45
		4	0.000	0.36	-6.97	-2.35
2			0.000	0.00	-0.00	0.11
1			0.360	0.33	-6.12	-2.35

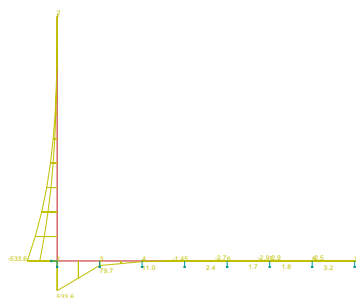
Dovolený průhyb $l/200 = 6\text{m}/350 = 17\text{ mm} > 6,97\text{ mm}$... vyhoví



Vnitřní síly - N na prutu(ech). Únos. kombi : 1/8



Vnitřní síly - V na prutu(ech). Únos. kombi : 1/8



Vnitřní síly - M na prutu(ech). Únos. kombi : 1/8

Vnitřní síly na prutu(ech). Globální extrém

Skupina prutů :1/8

Skupina kombinací na únosnost :1/8

prut	pr.č.	kombi	dx [m]	N [kN]	V [kN]	M [kNm]
1	1	2	3.600	-1710.58	-252.72	-312.01
8		7	0.000	0.00	32.48	-2.51
2		8	0.625	0.00	-738.44	79.70
			0.000	0.00	-714.14	533.63
1			3.600	-1710.58	-437.40	-533.63

max. N = 1.710 kN; max. V = 738 kN

výpočet viz následující strana

$V_{Rdc} = 754,8 \text{ kN} > \text{max. } V = 738 \text{ kN} \dots \text{VYHOVÍ}$

max. M = 1533,6 kNm

Navržená výztuž:

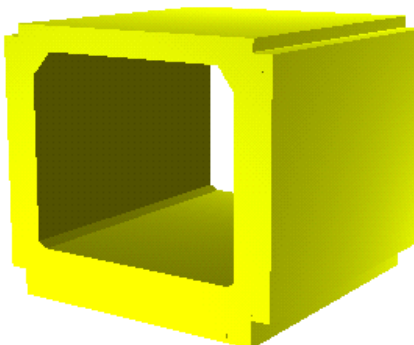
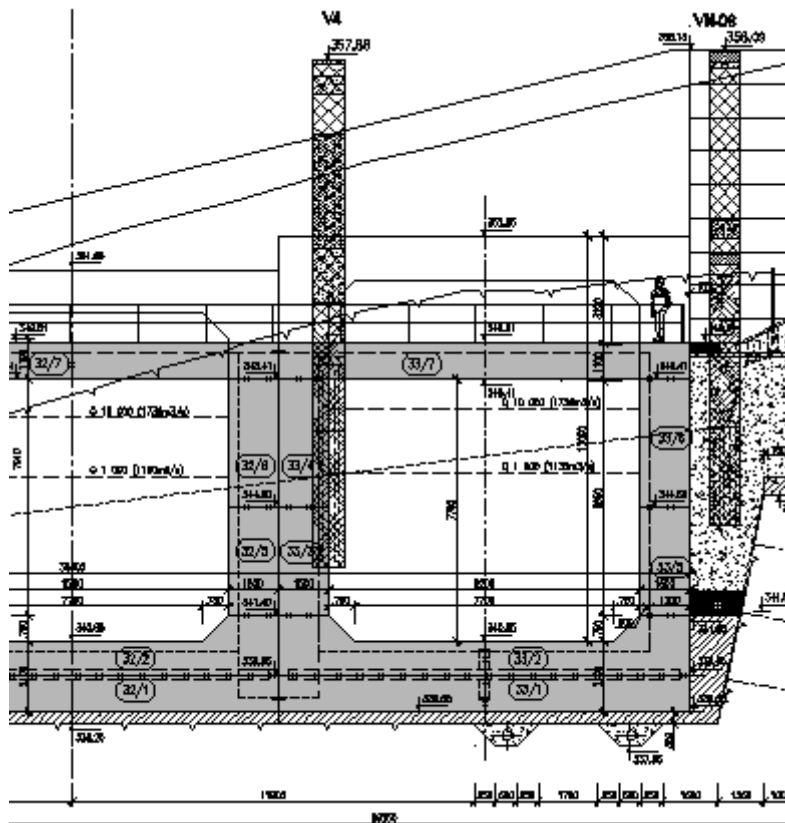
- výztuž pata $\Phi 25/150\text{mm}$
- svislá výztuž pata do stěn $\Phi 25/150\text{mm}$
- svislá výztuž stěn v horní části $\Phi 20/150\text{mm}$ (svislá i vodorovná)
- vodorovná výztuž dno a 1m nade dnem $\Phi 25/150\text{mm}$ (trhliny)

Posouzení smykové a normálové síly ve stěně

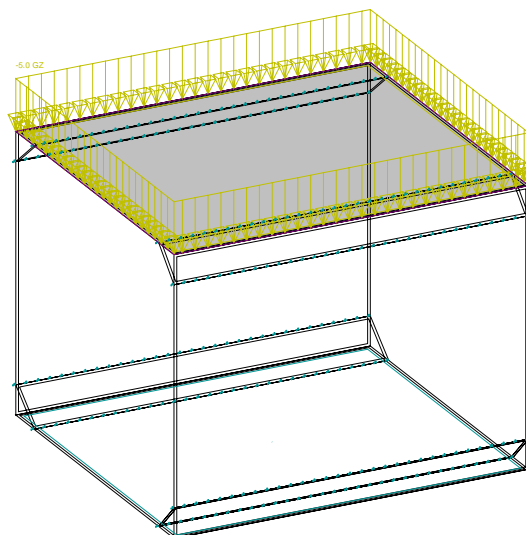
Materiál :				
BETON v místě mostu	C35/45	f_{ck}	35	MPa
		f_{cd}	23,333333	MPa
		E_{cm}	33500	MPa
VÝZTUŽ :	10505	f_{yk}	500	MPa
VÝPOČET		E_s	200000	MPa
Výška h	mm	1500		
Navržená podélná výztuž		R25/150		
Plocha výztuže As	cm ²	32,73		
Profil		25		
Normálová síla N_{Ed} kN (tlak+)	kN	1710		
účinná výška d	mm	1437,50		
součinitel výšky k		1,373		
stupeň vyztužení ρ₀₁		0,002277		
napětí betonu σ_{cp} = N _{Ed} / A _c	MPa	1,14		
v_{min} = 0,035*k ^{3/2} *f _{ck} ^{1/2}		0,333		
V_{Rd,cmin} = (v _{min} +k ₁ *σ _{cp})*b _w *d	kN	760,915		
V_{Rd,c} = (CR _{d,c} *k*(100*ρ ₀₁ *f _{ck}) ^{1/3} + k ₁ *σ _{cp})*b _w *d	kN	754,831		

8 BLOK 31 – KRYTÁ ČÁST

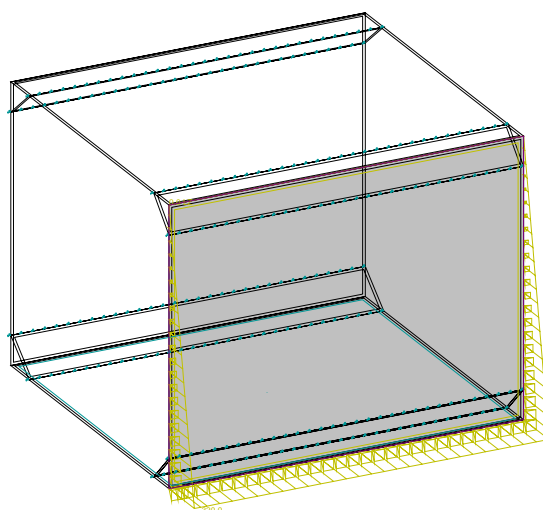
Navržené rozměry konstrukcí – viz výkresová část dokumentace - vyhoví.



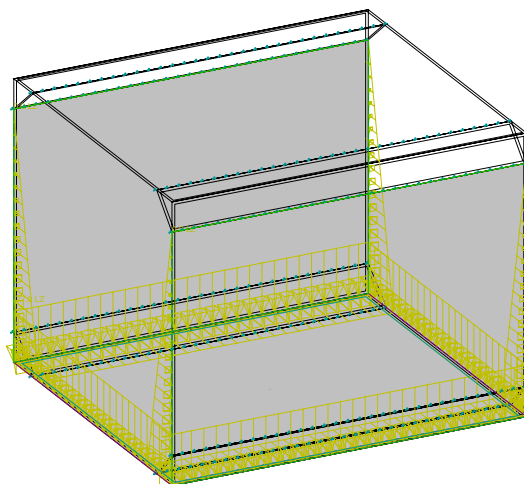
model



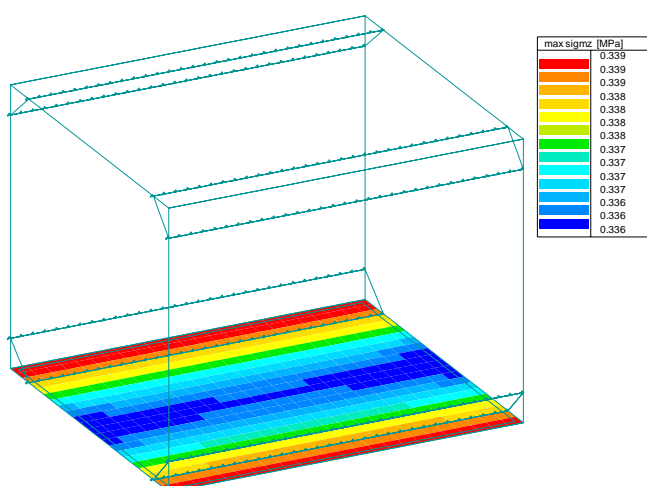
Volná zatížení - Zatěžovací stavy - 2



Volná zatížení - Zatěžovací stavy - 3



Volná zatížení - Zatěžovací stavy - 4



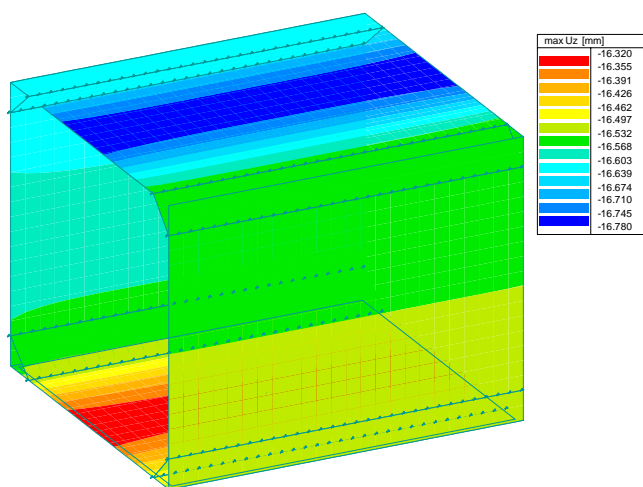
Kontaktní napětí - max sigmz - Kombi FEM : 1/2

DEFORMACE

prvek	tauxz [MPa]	tauyz [MPa]	sigmz [MPa]
482	0.000	0.000	0.339
4	-0.000	0.000	0.166
2	-0.000	0.000	0.339
71	-0.000	-0.000	0.165
1	-0.000	0.000	0.339
81	-0.000	-0.000	0.163

Výběr proveden pro makra : 1/9

únosnost skály 600 kPa > 339 kPa vyhoví



Deformace - max Uz - Kombi FEM : 1/2

DEFORMACE

FEM Combi:

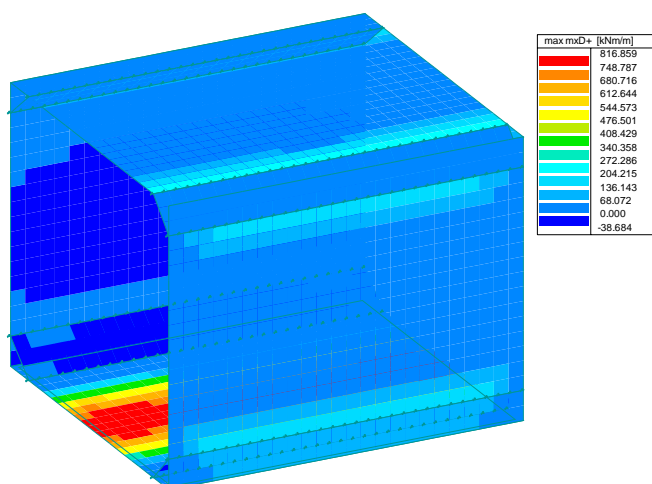
C1 EC simple-ultimate

C2 EC complex-serv. rare

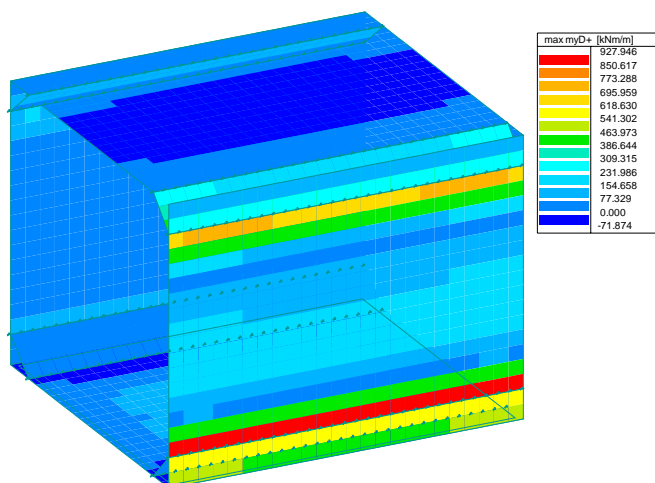
uzel	Ux [mm]	Uy [mm]	Uz [mm]	Fix [mrad]	Fiy [mrad]	Fiz [mrad]
1891	0.118	0.011	-16.532	0.001	-0.000	0.026
	-0.404	0.007	-33.940	0.001	-0.005	-0.008
1893	0.116	0.011	-16.529	0.001	0.009	0.025
2220	-0.390	-0.011	-33.936	-0.001	-0.041	-0.025
115	0.000	0.000	-16.320	-0.010	-0.005	-0.000
1140	0.000	-0.000	-24.270	0.010	-0.011	-0.001
	0.000	0.000	-16.779	0.019	0.009	-0.000
1541	0.000	-0.000	-34.270	-0.019	-0.011	0.000
1880	0.052	0.006	-16.548	0.003	0.111	0.004
1898	-0.222	0.005	-33.920	-0.001	-0.115	-0.003
1891	0.118	0.011	-16.532	0.001	-0.000	0.026
2219	-0.404	-0.011	-33.940	-0.001	-0.005	-0.026

strop

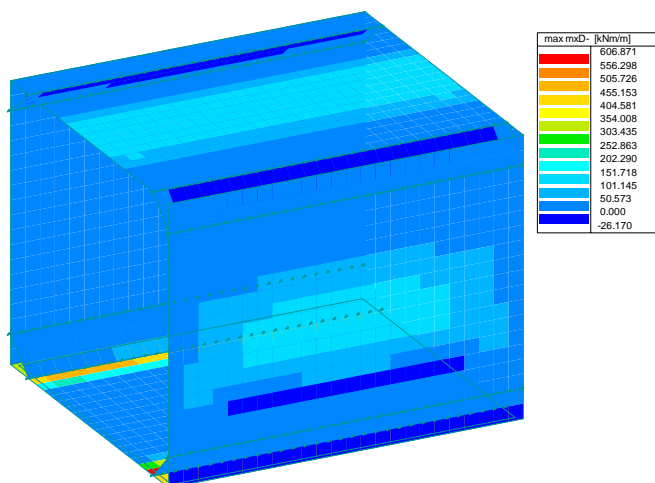
$w = l/400 = 10,8 \text{ m} / 400 = 0,027\text{m} = 27 \text{ mm} > 24,27 \text{ mm} \dots\dots \text{vyhoví}$



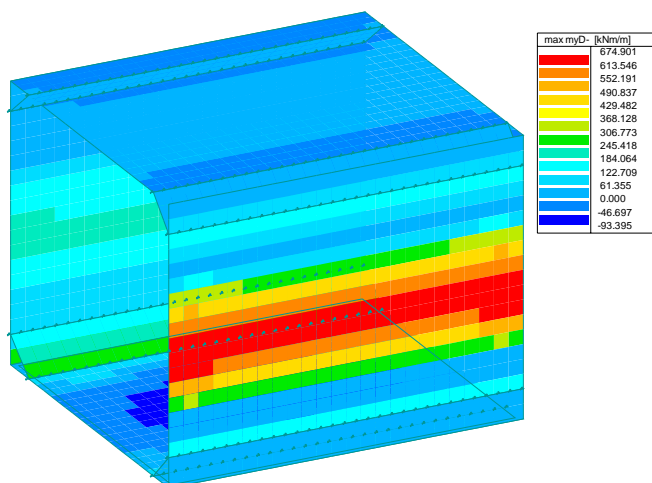
Vnitřní síla - max mxD+ - Kombi FEM : 1/2



Vnitřní síla - max myD+ - Kombi FEM : 1/2



Vnitřní síla - max mxD- - Kombi FEM : 1/2



Vnitřní síla - max myD - Kombi FEM : 1/2

VÝSLEDKY

FEM Combi:

C1 EC simple-ultimate

C2 EC complex-serv. rare

prvek	mx [kNm/m]	my [kNm/m]	mxy [kNm/m]	qx [kN/m]	qy [kN/m]	nx [kN/m]	ny [kN/m]	qxy [kN/m]
106	579.566	61.900	27.681	659.275	10.669	1.172	6.309	1.701
455	-815.564	-25.476	-2.967	6.385	16.858	-2.156	-0.135	0.034
1944	33.037	666.687	0.791	8.031	52.670	-0.499	-354.121	-0.808
1950	-109.627	-907.588	-21.035	-10.323	-236.851	-106.631	-706.623	51.368
104	26.896	0.134	51.002	501.561	4.352	-0.892	0.029	2.276
461	-73.413	-2.044	-51.002	351.174	-4.352	-2.831	-1.518	-2.276
89	561.301	53.416	9.052	709.347	-1.019	-0.053	31.727	2.463
73	282.068	36.767	-9.753	-696.776	-22.039	-14.057	23.273	-2.878
1950	11.622	135.102	7.793	72.081	1087.331	-72.442	-492.472	79.608
2251	-86.646	-714.348	-11.517	-54.126	-626.705	-52.305	-352.726	24.915
1511	-30.191	8.955	0.591	31.006	15.089	314.741	49.881	6.363
4	212.182	18.170	-2.285	-110.631	2.099	-426.380	-40.112	-18.858
1729	15.390	-76.516	11.909	0.502	256.683	48.915	125.008	17.249
1826	3.240	97.141	-7.126	11.935	-171.116	-142.808	-1367.601	5.075
1849	10.571	134.089	-4.711	9.768	-113.037	-114.056	-889.553	133.955
1872	5.009	16.605	4.711	-9.768	-215.270	-174.266	-1337.234	-133.955

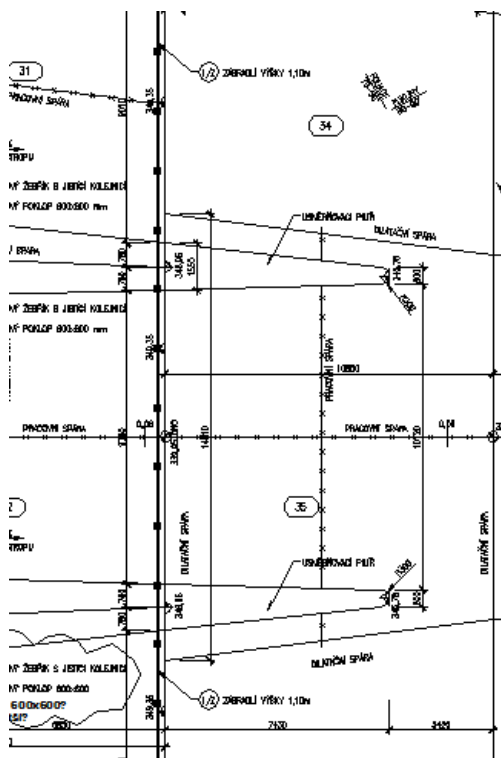
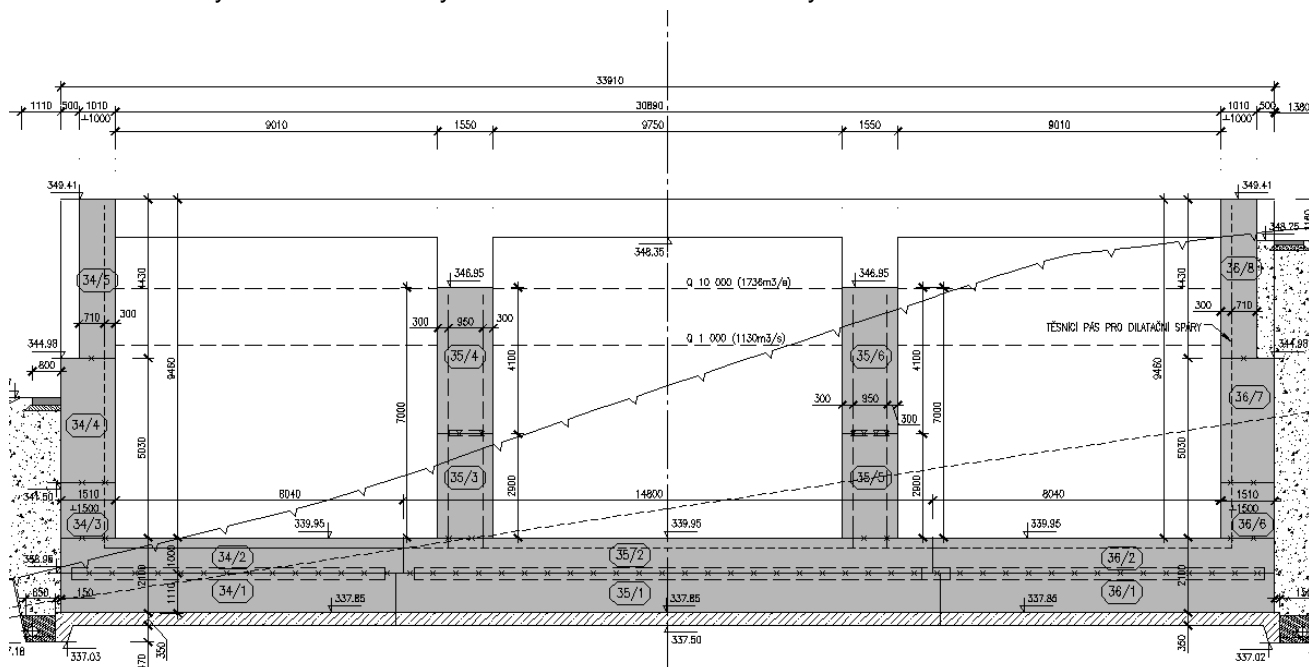
Výběr proveden pro makra : 1/9

Výztuž – dtto kap.6.

Copyright © Aquatis a.s.

9 BLOK 35 – USMĚRŇOVACÍ PILÍŘE

Navržené rozměry konstrukcí – viz výkresová část dokumentace - vyhoví.



Usměrňovací pilíře

- staticky působí jako konzola, zatížená z obou stran tlakem vody s rozdílnou výškou hladiny a možným mimořádným zatížením od nárazu. Vetknutí konzoly do základové desky je navrženo pomocí prostorového vyztužení. Krytí vyztuže ve stěnách je 50 mm.

Zatěžovací stavy

Stav	Jméno	Popis
1	hmotnost	Vlastní váha. Směr -Z
2	voda nižší	Stálé - Zatížení
3	voda vyšší	Stálé - Zatížení
4	náraz předmětu	Nahodilé - 1

4.ZS: Zatížení od nárazu předmětu

Navržená síla je vypočtena odhadem jako dynamické zatížení nárazem kry dle ČSN 73 6506 čl. 18.
kra 1 x 2 m, tl.0,5 m působí na stěnu pod úhlem 30°
účinek 20,0 kN pod horní hranou křídla

Kombinace

Kombi	Norma	Stav	souč.
1.	ČSN - únosnost	1 hmotnost	1.00
		2 voda nižší	1.00
		3 voda vyšší	1.00
		4 náraz předmětu	1.00
2.	ČSN - použitelnost	1 hmotnost	1.00
		3 voda vyšší	1.00
		4 náraz předmětu	1.00
		2 voda nižší	1.00

Výpis nebezpečných kombinací na únosnost

1/ 1 : +1.10*ZS1+1.00*ZS2+1.00*ZS3

2/ 2 : +1.10*ZS1+1.00*ZS2+1.00*ZS3

3/ 2 : +1.10*ZS1+1.00*ZS2+1.00*ZS3+1.20*ZS4

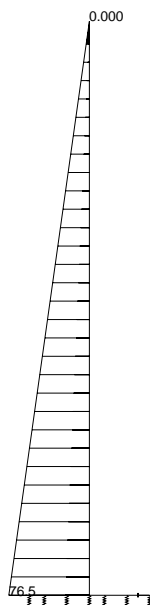
Výpis nebezpečných kombinací na použitelnost

1/ 1 : +1.00*ZS1+1.00*ZS2+1.00*ZS3

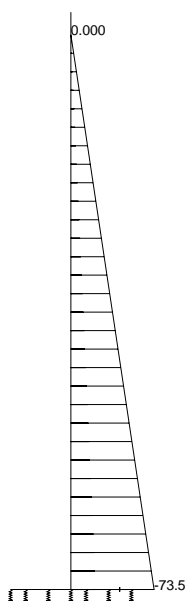
2/ 2 : +1.00*ZS1+1.00*ZS2+1.00*ZS3+1.00*ZS4

3/ 2 : +1.00*ZS1+1.00*ZS2+1.00*ZS3

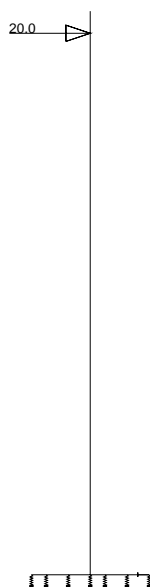
4/ 2 : +1.00*ZS1+1.00*ZS2+1.00*ZS3+1.00*ZS4



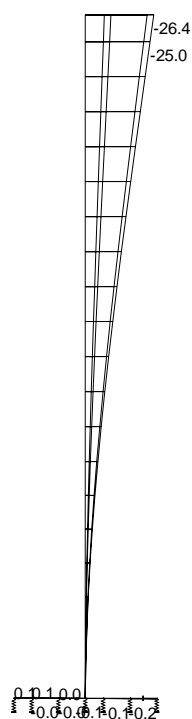
Spojité zatížení. Zatěžovací stavy - 2



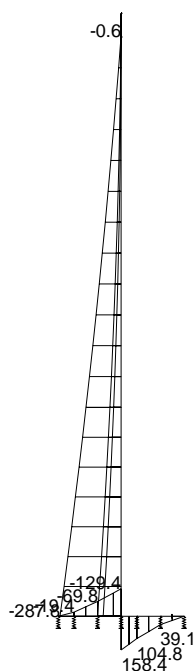
Spojité zatížení. Zatěžovací stavy – 3



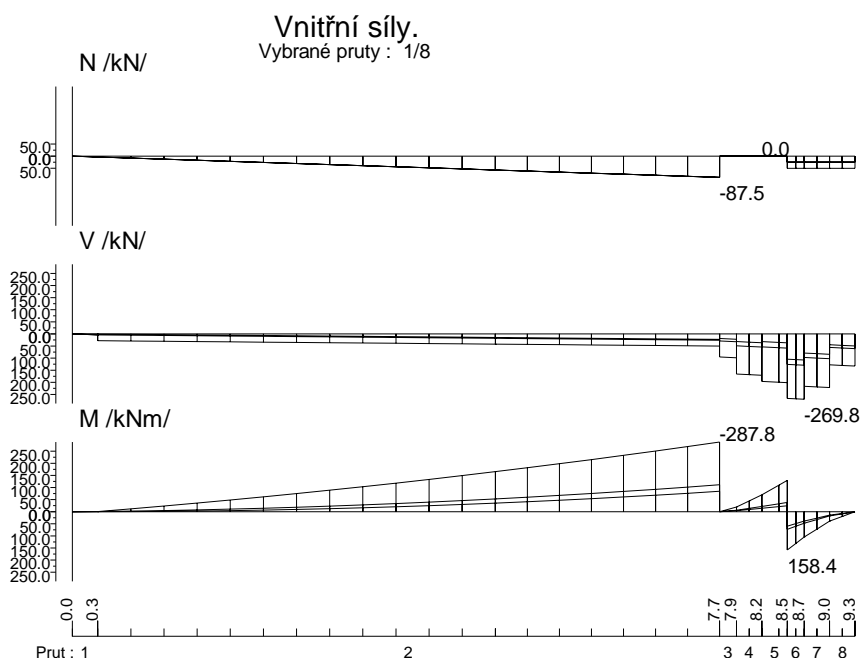
Osamělá zatížení. Zatěžovací stavy – 4 náraz předmětu



Deformace - uz na prutu(ech). Použ. kombi : 1/4



Vnitřní síly - M na prutu(ech). Únos. kombi : 1/3



Vnitřní síly na prutu(ech). Únos. kombi : 1/3

Vnitřní síly na prutu(ech). Extrém prutu

Lineární statický - nebezpečné nebo všechny kombinace

Skupina prutů :1/8

Skupina kombinací na únosnost :1/3

prut	pr.č.	kombi	dx [m]	N [kN]	V [kN]	M [kNm]
1	2	1	0.300	-3.43	-0.45	-0.04
		2	0.300	-3.43	-4.05	-0.58
2		3	7.350	-87.52	-50.10	-287.79
3	1		0.200	0.00	-98.51	-19.36
4			0.300	0.00	-170.86	-69.84
5			0.300	0.00	-201.17	-129.42
6			0.000	-50.10	-266.33	158.36
			0.200	-50.10	-269.76	104.75
7			0.000	-50.10	-216.40	104.75
			0.300	-50.10	-221.54	39.06
8			0.000	-50.10	-127.64	39.06
			0.300	-50.10	-132.78	0.00

Posouzení:

V místě vetknutí do dna (je počítáno se spolupůsobením desky dna na vzdálenost 1,6m od osy křídla)

$$M_d = \frac{1}{2} \cdot q \cdot l^2$$

kde max. $l = 7,0$ m

$$q = 98\,106 \text{ Pa} = 98,1 \text{ kN/m}^2$$

$$M_d = \frac{1}{2} \cdot 98,1 \cdot 7,0^2 = 266,05 \text{ kNm.... od vodního tlaku}$$

$$M_d = N_d \cdot l = 20,0 \cdot 7,0 = 147,0 \text{ kNm.... od nárazu}$$

celkem 413,1 kNm

Posouzení průřezu:

$$Q_d = \frac{1}{2} \cdot 98,1 \cdot 7,0 = 320,5 \text{ kN}$$

dno-posouzení dle ČSN P ENV 1992-1-1

$$Q_{bu} = \frac{1}{3} \cdot (1,0 \cdot 1,25 \cdot 1,3 \cdot h) = 0,541666 \cdot h$$

$$\text{tl. } 2.000 \text{ mm, } Q_{bu} = 925,5 \text{ kN}$$

$$Q_d = 320,5 \text{ kN} < Q_{bu} = 925,5 \text{ kN} \dots \text{vyhoví}$$

smykové síly ve dně jsou menší než smyková únosnost betonu, konstrukce VYHOVUJE bez smykové výztuže

Navržená výztuž:

φR20 á 150 mm

10 ZÁVĚRY DIMENZOVÁNÍ

Navržené rozměry konstrukcí – viz výkresová část dokumentace na tyto vnitřní síly vyhoví z hlediska mezních stavů.

Navrženo: Beton $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 30/1,5 = 20 \text{ MPa}$
Výztuž 10 505 (R)..... $f_{yk}=490 \text{ MPa}$, $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 490/1,15 = 426,10 \text{ MPa}$
krytí výztuže: 50 mm

Kontrola minimálního stupně vyztužení

$\min A_{slid} = \rho \cdot b \cdot d$: $\rho = 0,0013$, $b = 1 \text{ m}$, $d = h - d_1$
nebo $\rho > 0,6 / f_{yk} = 0,6 / 500 = 0,0012$ (příznivější)
stěny - výška průřezu: $h = 1500 \text{ mm}$ (dno $2 \times 1 \text{ m}$)
účinná výška: $d = 1500 - 50 - 13 = 1437 \text{ mm}$
 $\min A_{slid} = 0,0013 \cdot 1 \cdot d = 18,681 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$ **$\Phi 20/150 \text{ mm} (20,95 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2)$**
dno - výška průřezu: $h = 2000 \text{ mm}$, bude betonováno ve 2 vrstvách
účinná výška: $d = 2000 - 50 - 13 = 1937 \text{ mm}$
 $\min A_{slid} = 0,0013 \cdot 1 \cdot d = 0,0013 \cdot 1,0 \cdot 1,937 = 225,18 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$
 $\min A_{slid} = 0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot d / f_{yk} = 0,26 \cdot 2,9 \cdot 1,937 / 500 = 29,20 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$ **$\Phi 25/150 \text{ mm} (32,73 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2)$**

Posouzení dilatačních celků na objemové změny

1. Posouzení délky 9 m dilatačního celku na roztažnost (objemové změny)

Navržená šířka dilatační spáry: 20 mm
celkem $2 \times 20 \text{ mm} = 40 \text{ mm}$
Součinitel teplotní roztažnosti max.: $\alpha_b = 13,5 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$
Rozdíl teplot: zimní -20°C , letní s osluněním $+40^\circ\text{C}$ konstrukcí nad hrází
 $\Delta t = 40 + 20 = 60^\circ\text{C}$
 $\Delta l = \alpha \cdot \Delta t \cdot l = 13,5 \cdot 10^{-6} \cdot 60 \cdot 9,0 = 0,0073 \text{ m}$
 $\Delta l = \alpha \cdot \Delta t \cdot l = 13,5 \cdot 10^{-6} \cdot 60 \cdot 9,0 = 0,0073 \text{ m}$
Celkem 15 mm
Změna délky celkem vlivem působení rozdílných teplot je 23,0 mm.
Celkem 15,0 mm < 40 mm VYHOVÍ

2. Posouzení 2 nejdelších na roztažnost (objemové změny)

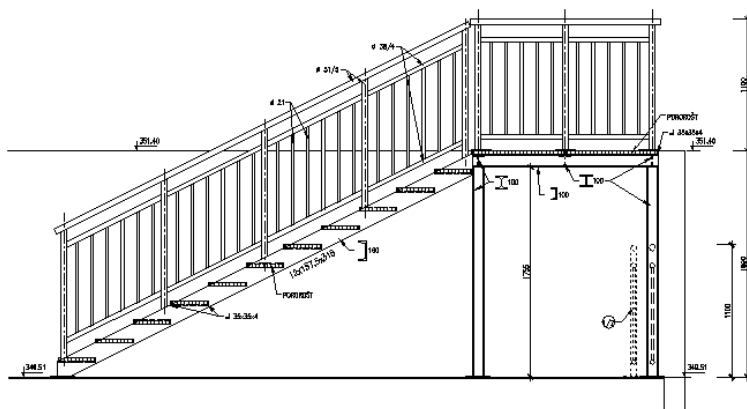
délky 10,85 m dilatačních celků
Navržená šířka dilatační spáry: 20 mm
celkem $2 \times 20 \text{ mm} = 40 \text{ mm}$
Součinitel teplotní roztažnosti max.: $\alpha_b = 13,5 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$
Rozdíl teplot: zimní -20°C , letní s osluněním $+40^\circ\text{C}$ konstrukcí nad terénem
 $\Delta t = 40 + 20 = 60^\circ\text{C}$
 $\Delta l_1 = \alpha \cdot \Delta t \cdot l_1 = 13,5 \cdot 10^{-6} \cdot 60 \cdot 10,85 = 0,0088 \text{ m}$
 $\Delta l_2 = \alpha \cdot \Delta t \cdot l_2 = 13,5 \cdot 10^{-6} \cdot 60 \cdot 10,85 = 0,0088 \text{ m}$
Celkem 17,6 mm
Změna délky celkem vlivem působení rozdílných teplot je 21,0 mm.
Celkem 17,6 mm < 40 mm VYHOVÍ

Závěr: Navržená betonová konstrukce VYHOVÍ.

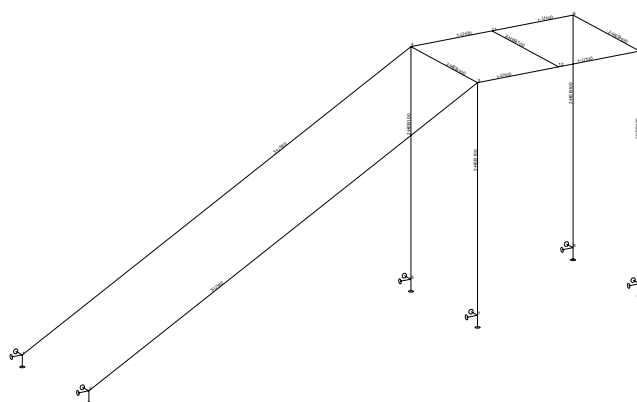
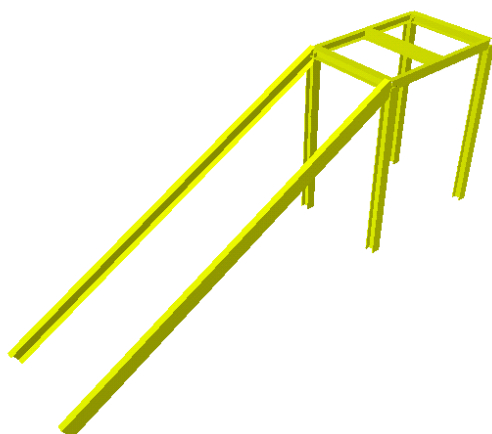
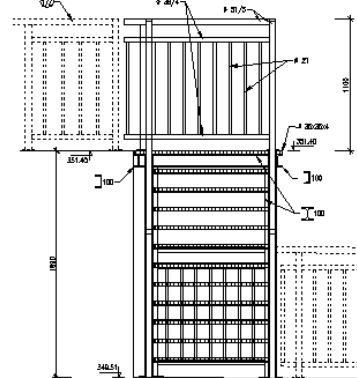
11 OCELOVÉ SCHODIŠTĚ

Navržené schodiště se nachází na bloku 31.

PHLED P1
m 1:20



PHLED P2
m 1:20

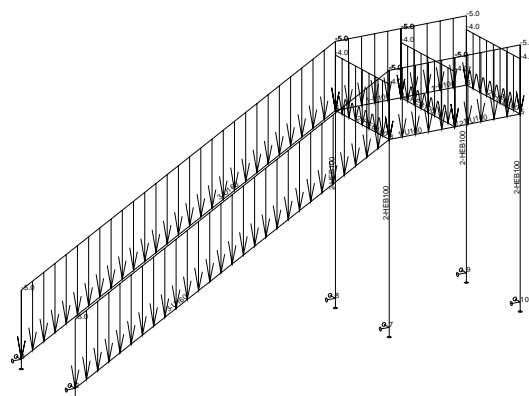


schéma

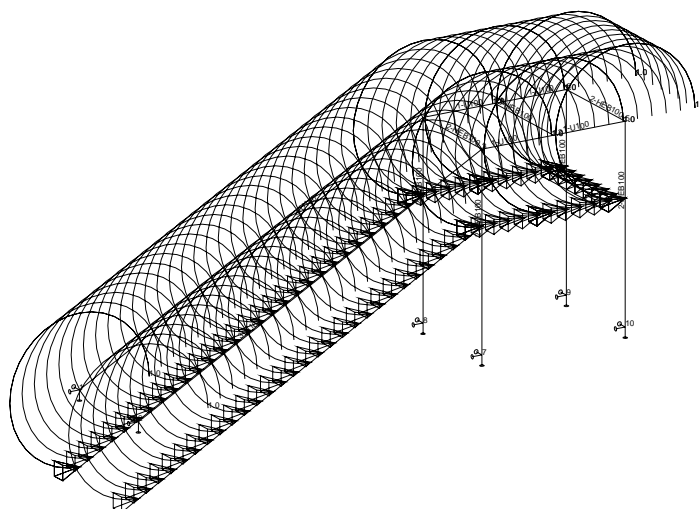
Zatížení

- 1 stálé – vl. tíha
- 2 stálé – konstrukce schodů
- 3 nahodilé
- 4 zábradlí

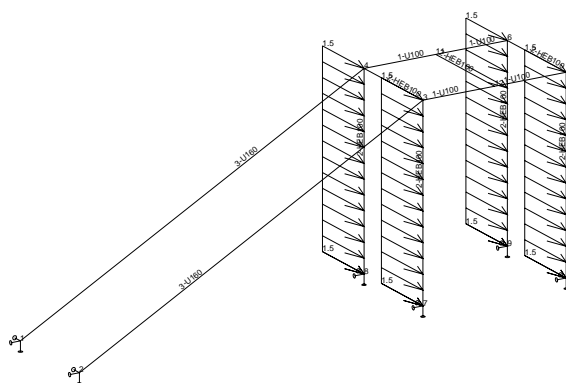
- Self weight. Direction -Z
- Permanent - Loads
- Variable - 1
- Variable - 2



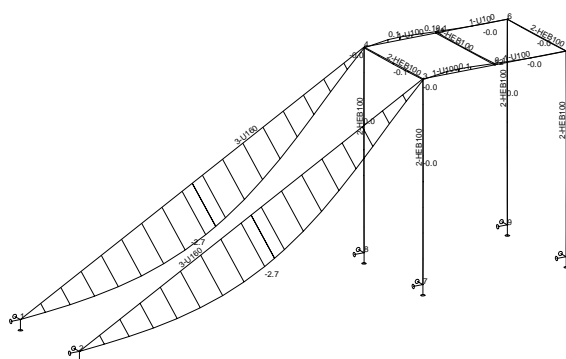
3 - nahodilé



4 zábradlí



5 vítr



Deformace - uz na prutu(ech). Použ. kombi : 1

Kombinace

Combi	Norm	Case	coeff
1.	EC simple-ultimate	1 stálé vl.hmotnost	1.00
		2 stálé	1.00
		3 nahodilé	1.00
		4 zábradlí	1.00
		5 vítr	1.00
2.	EC simple-serviceability	1 stálé vl.hmotnost	1.00
		2 stálé	1.00
		3 nahodilé	1.00
		4 zábradlí	1.00
		5 vítr	1.00

List of extreme ultimate load combinations

- 1/ 2 : +1.00*LC1+1.00*LC2
- 2/ 6 : +1.00*LC1+1.00*LC2+1.50*LC4
- 3/ 8 : +1.00*LC1+1.00*LC2+1.50*LC5
- 4/ 3 : +1.35*LC1+1.35*LC2+1.50*LC3
- 5/ 5 : +1.35*LC1+1.35*LC2+1.50*LC4
- 6/ 7 : +1.35*LC1+1.35*LC2+1.50*LC5
- 7/ 10 : +1.00*LC1+1.00*LC2+1.35*LC4+1.35*LC5
- 8/ 9 : +1.35*LC1+1.35*LC2+1.35*LC3+1.35*LC4
- 9/ 9 : +1.35*LC1+1.35*LC2+1.35*LC3+1.35*LC5
- 10/ 9 : +1.35*LC1+1.35*LC2+1.35*LC3+1.35*LC4+1.35*LC5

List of extreme serviceability load combinations

- 1/ 1 : +1.00*LC1+1.00*LC2
- 2/ 2 : +1.00*LC1+1.00*LC2+1.00*LC3
- 3/ 3 : +1.00*LC1+1.00*LC2+1.00*LC4
- 4/ 4 : +1.00*LC1+1.00*LC2+1.00*LC5
- 5/ 5 : +1.00*LC1+1.00*LC2+0.90*LC3+0.90*LC4
- 6/ 5 : +1.00*LC1+1.00*LC2+0.90*LC3+0.90*LC5
- 7/ 5 : +1.00*LC1+1.00*LC2+0.90*LC4+0.90*LC5
- 8/ 5 : +1.00*LC1+1.00*LC2+0.90*LC3+0.90*LC4+0.90*LC5

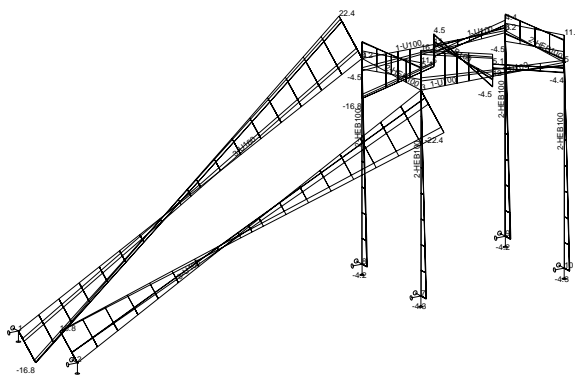
Deformace na prutu(ech). Globální extrém

Linear static - extreme or all combinations

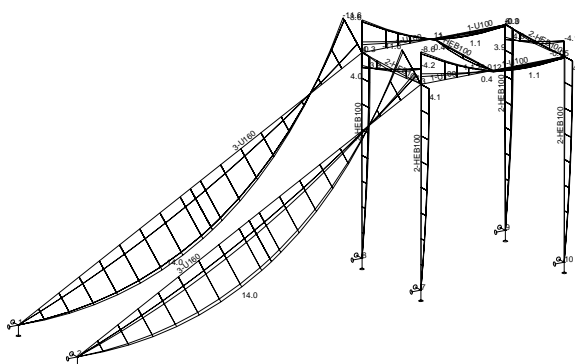
Skupina prutů :1/13

Skupina kombinací na použitelnost :1

prut	pr.è.	kombi	dx [m]	ux [mm]	uy [mm]	uz [mm]	fix [mrad]	fiy [mrad]	fiz [mrad]
9	2	1	0.000	0.04	-0.02	0.00	0.00	0.05	-1.28
8	1		0.730	-0.02	0.00	-0.04	-0.05	1.28	0.00
13	2		0.000	-0.00	0.02	0.07	-0.23	0.10	-0.00
9			0.712	0.02	-0.48	-0.02	0.00	0.01	-0.10
4	1		0.365	0.02	-0.00	0.14	-0.08	-0.07	0.00
1	3		1.874	-0.01	-0.02	-2.66	-0.05	-0.02	-0.00
2	2		0.000	0.00	-0.02	-0.04	-1.28	0.05	-0.00
1	3			-0.00	-0.00	0.00	-0.05	2.27	-0.01
3			3.982	0.00	-0.00	0.00	-0.05	-2.27	0.01
9	2		1.900	0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.03	0.65



Vnitřní síly - Vz na prutu(ech). Únos. kombi : 1/10



Vnitřní síly - My na prutu(ech). Únos. kombi : 1/10

Vnitřní síly na prutu(ech). Globální extrém

Skupina prutů :1/13

Skupina kombinací na únosnost :1/10

prut	pr.è.	kombi	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
1	3	4	3.982	10.36	0.00	-22.38	-0.00	-11.56	0.01
9	2	10	1.900	-50.04	-1.43	-3.97	0.00	-0.00	-0.00
1	3	6	0.000	-4.00	0.05	5.41	-0.00	-0.00	-0.00
9	2	4		-45.26	-1.55	-0.17	0.00	0.32	2.94
3	3			10.36	-0.00	22.38	0.00	-11.56	0.01
6	2	5		-0.06	-0.00	1.49	0.75	-0.11	0.00
		2	1.000	-0.04	-0.00	-1.10	-0.75	-0.08	0.00
3	3	4	2.343	-2.08	-0.00	-0.53	0.00	14.03	0.01
		3	0.000	2.98	0.05	5.41	-0.00	-2.79	-0.21

Posouzení EC3

Makro 1 Prut 3 U160 S 235 Únos. kom 4 0.61

NSd| Vy.Sd| Vz.Sd| Mt.Sd| My.Sd| Mz.Sd |

[kN] [kN] [kN] [kNm] [kNm] [kNm]

-3.32 0.00 2.83 -0.00 14.03 0.00

Kritický posudek v místi 1.41 m

Parametry vzpěru	yy	zz
typ	posuvné	neposuvné
Štíhlost	165.99	164.95
Redukovaná štíhlost	1.77	1.76
Vzpěr. křivka	c	c
Imperfekce	0.49	0.49
Redukční součinitel	0.24	0.24
Délka	3.98	3.98
Součinitel Vzpěru	2.59	0.78
Vzpěrná délka	10.31	3.11
Kritické Eulerovo zatížení	180.53	182.82
		m
		m
		kN

LTB

Délka klopení	0.00 m
k	1.00
kw	1.00
C1	1.48
C2	0.94
C3	2.64

POSUDEK ÚNOSNOSTI

Vy	0.00 < 1
Vz	0.02 < 1
M	0.56 < 1

Stabilitní posudek

Vzpěr	$0.03 < 1$
Prostorový Vzpěr	$0.02 < 1$
Klopení	$0.55 < 1$
Tlak + moment	$0.61 < 1$
Tlak + klopení	$0.57 < 1$

Makro 1	Prut 2	HEB100	S 235	Únos. kom 6	0.21
NSd	Vy.Sd	Vz.Sd	Mt.Sd	My.Sd	Mz.Sd
[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
50.04	-0.37	9.67	0.00	-4.20	0.19
Kritický posudek v místi			0.00	m	

Parametry vzpěru	yy	zz	
typ	posuvné	neposuvné	
Štíhlost	34.99	23.82	
Redukovaná štíhlost	0.37	0.25	
Vzpěr. křivka	b	c	
Imperfekce	0.34	0.49	
Redukční součinitel	0.94	0.97	
Délka	1.00	1.00	m
Součinitel Vzpěru	1.45	0.60	
Vzpěrná délka	1.45	0.60	m
Kritické Eulerovo zatížení	4408.25	9510.15	kN

LTB

Délka klopení	1.00 m
k	1.00
kw	1.00
C1	2.55
C2	0.04
C3	0.68

zatížení v těžišti

POSUDEK ÚNOSNOSTI

Vy	$0.00 < 1$
Vz	$0.09 < 1$
M	$0.05 < 1$

Stabilitní posudek

Vzpěr	$0.00 < 1$
Klopení	$0.19 < 1$
Tlak + moment	$0.21 < 1$
Tlak + klopení	$0.21 < 1$

Makro 2	Prut 6	HEB100	S 235	Únos. kom 5	0.66
NSd	Vy.Sd	Vz.Sd	Mt.Sd	My.Sd	Mz.Sd
[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
-0.06	-0.00	1.49	0.75	-0.11	0.00
Kritický posudek v místi			0.00	m	

Parametry Vzpěru		yy	zz	
typ		posuvné	neposuvné	
Štíhlost		35.01	32.86	
Redukovaná štíhlost		0.37	0.35	
Vzpěr. křivka		b	c	
Imperfekce		0.34	0.49	
Redukční součinitel		0.94	0.92	
Délka		1.00	1.00	m
Součinitel Vzpěru		1.45	0.83	
Vzpěrná délka		1.45	0.83	m
Kritické Eulerovo zatížení		4404.32	4998.90	kN

LTB	
Délka klopení	0.00 m
k	1.00
kw	1.00
C1	1.26
C2	1.43
C3	0.75
zatížení v těžišti	

POSUDEK ÚNOSNOSTI

Vz	$0.01 < 1$
M	$0.66 < 1$

Stabilitní posudek

Vzpěr	$0.00 < 1$
Klopení	$0.00 < 1$
Tlak + moment	$0.00 < 1$
Tlak + klopení	$0.00 < 1$

Závěr:

Navržené schodiště a všechny jeho prvky vyhoví na únosnost a splňují požadavky na přetvoření.

12 ŠACHTY

Zatěžovací stavy:

vlastní tíha konstrukcí	$\gamma_n = 24 \text{ kN/m}^3$
zatížení bočním zásypem - suchý	$\gamma_n = 21 \text{ kN/m}^3$
zatížení stropní konstrukce zásypem	$\gamma_n = 21 \text{ kN/m}^3$
nahodilé - hutnění mechanizací na strop	$\gamma_n = 20 \text{ kN/m}^2$
nahodilé - hutnění mechanizací na stěnu	$\gamma_n = 20 \text{ kN/m}^2$
nahodilé na povrchu	$\gamma_n = 5 \text{ kN/m}^2$

Navržené rozměry konstrukcí – viz výkresová část dokumentace.

12.1 Měrné šachty

Navržené měrné šachty jsou obdobné jako v objektu SO 02 (= dimenzována nejvyšší monolitická šachta u bloku 3/14 a měrná šachta se skružemi u bloku 3/18), proto výpočet nebyl prováděn.

Navržená výztuž:

$\phi R16$ á 150 mm v horní části
 $\phi R20$ á 150 mm v dolní části

12.2 Šachty pro extenzometry

Navržené šachty pro extenzometry jsou navrženy jako žlb. konstrukce obdélníkového průřezu a dimenzovány na zatížení od násypu a bet. skruží. Výpočet byl proveden programem stěnodeskových konstrukcí na mezní stav únosnosti pro různé skupiny kombinací zatěžovacích stavů. Výstupem jsou deformace a vnitřní síly v konstrukci, podle kterých je určena výztuž.

Materiál: beton C30/37 XC4 XA1 (dle ČSN EN 206), vyztužený vázanou výztuží 10 505 (R), krytí výztuže je vnější 35 mm, vnitřní 30 mm.

Vzhledem k tomu, že z šachet se budou provádět vrty, boční stěny se vybetonují až dodatečně po jejich provedení, budou použity výztužné přípojky („vylamováky pro stěny (svislé i vodorovné) a čelní stěna bude vyztužena jako konzola se svislou výztuží z $\phi R16$ á 100 mm.

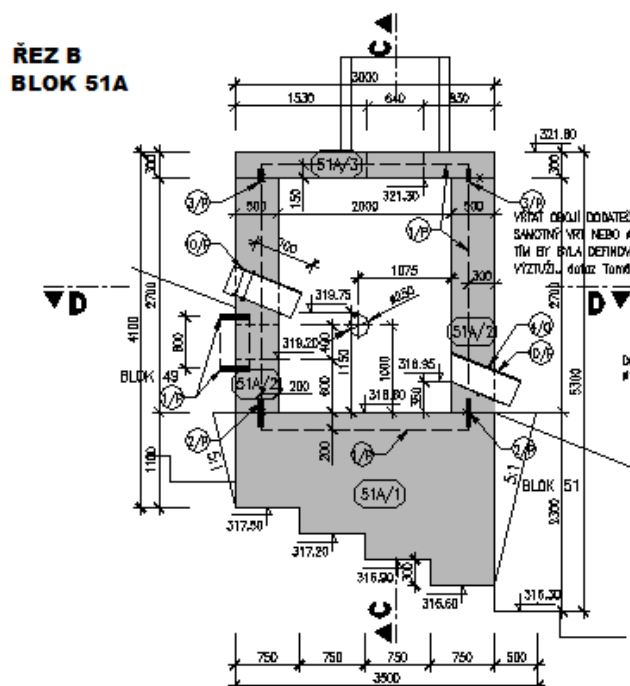
Navržená výztuž:

$\phi R12$ á 100 mm

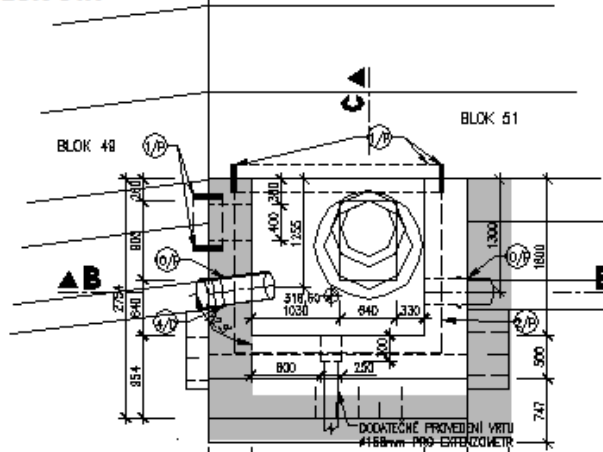
Základní data

Typ konstrukce : Obecný XYZ

Počet uzlů :	15
Počet prutů :	0
Počet maker 1D:	0
Počet linií :	14
Počet 2D maker :	6
Počet průřezů :	0
Počet stavů :	5
Počet materiálů:	1



PŮDORYSNÝ ŘEZ D
BLOK 51A



Zatěžovací stavy

Stav	Jméno	souč.	Popis
1	vl.hmotnost	1.10	Vlastní váha. Směr -Z
2	boční zemina-tlak v klidu	1.00	Stálé - Zatížení
3	bet.skruže	1.20	Stálé - Zatížení
4	zásyp na stropě	1.20	Stálé - Zatížení
5	nahodilé na povrchu	1.30	Nahodilé - pochůzné

Kombinace

Kombi	Norma	Stav	souč.
1.	ČSN - únosnost	1 vl.hmotnost	1.00
		2 boční zemina-tlak v klidu	1.00
		3 bet.skruže	1.00
		4 zásyp na stropě	1.00
		5 nahodilé na povrchu	1.00
2.	ČSN - použitelnost	1 vl.hmotnost	1.00
		2 boční zemina-tlak v klidu	1.00
		3 bet.skruže	1.00
		4 zásyp na stropě	1.00
		5 nahodilé na povrchu	1.00
3.	Zadaná - únosnost	1 vl.hmotnost	1.00
		2 boční zemina-tlak v klidu	1.00
		5 nahodilé na povrchu	1.00

Základní pravidla pro generování kombinací na únosnost.

1 : 1.10*ZS1 / 1.00*ZS2 / 1.20*ZS3 / 1.20*ZS4

2 : 1.10*ZS1 / 1.00*ZS2 / 1.20*ZS3 / 1.20*ZS4 / 1.30*ZS5

3 : 1.10*ZS1 / 1.00*ZS2 / 1.30*ZS5

Základní pravidla pro generování kombinací na použitelnost.

1 : 1.00*ZS1 / 1.00*ZS2 / 1.00*ZS3 / 1.00*ZS4

2 : 1.00*ZS1 / 1.00*ZS2 / 1.00*ZS3 / 1.00*ZS4 / 1.00*ZS5

Výpis nebezpečných kombinací na únosnost

1/ 3 : +1.10*ZS1+1.00*ZS2

2/ 3 : +1.10*ZS1+1.00*ZS2+1.30*ZS5

3/ 1 : +1.10*ZS1+1.00*ZS2+1.20*ZS3+1.20*ZS4

4/ 2 : +1.10*ZS1+1.00*ZS2+1.20*ZS3+1.20*ZS4+1.30*ZS5

Výpis nebezpečných kombinací na použitelnost

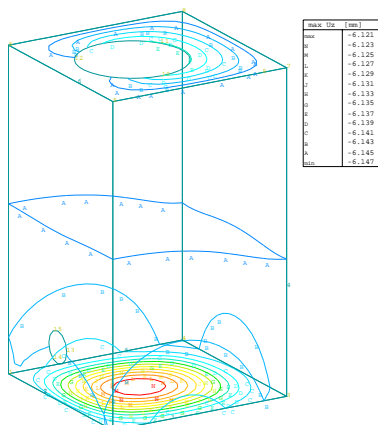
1/ 1 : +1.00*ZS1+1.00*ZS2+1.00*ZS3+1.00*ZS4

2/ 2 : +1.00*ZS1+1.00*ZS2+1.00*ZS3+1.00*ZS4+1.00*ZS5

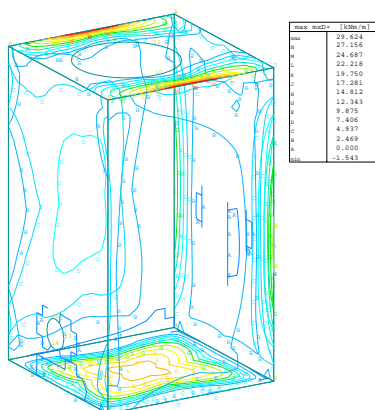
Geologie - Průřez

Index	Depth [m]	Layers	E [Pa]	Poiss	Gama [N/m3]	m
1	2.9	6	60000000.	0.3	19500.	0.2
2	5.9	5	150000000	0.2	21000.	0.2
3	15.	7	1000000000	0.38	23000.	0.1

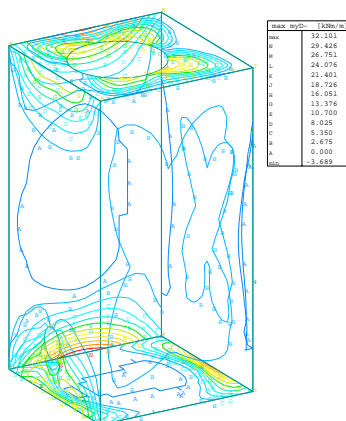
Nestlačitelné podloží pod poslední zadanou vrstvou = Ano



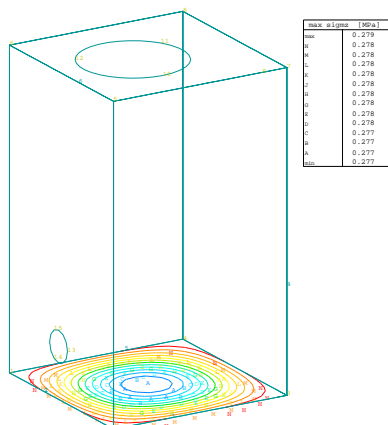
Deformace - max Uz - Kombi FEM : 1/3



Vnitřní síla - max mxD+ - Kombi FEM : 1/3



Vnitřní síla - max myD- - Kombi FEM : 1/3



Kontaktní napětí - max sigmz - Kombi FEM : 1/3

VÝSLEDKY : VNITŘNÍ SÍLY

Kombi FEM:

C1 ČSN - únosnost

C2 ČSN - použitelnost

Globální extrémy

Rotace planárního systému: Ne

Dimenzační veličiny - ohybové, membránové

prvek	mxD+ [kNm/m]	myD+ [kNm/m]	mxD- [kNm/m]	myD- [kNm/m]	nxD [kN/m]	nyD [kN/m]
2641	31.495	1.360	0.000	-0.022	7.289	6.478
816	-8.592	-1.938	2.130	2.139	-55.259	0.000
846	4.840	32.822	-0.108	0.000	-25.144	0.000
2668	0.000	-7.037	0.000	-0.359	-0.004	0.000
2658	1.982	0.633	34.664	10.460	0.331	0.004
134	3.763	3.504	-21.607	-3.422	0.000	-24.567
1926	-0.108	0.000	4.847	32.847	-25.137	0.000
153	3.929	3.398	0.000	-22.703	0.000	-26.743
307	0.000	-1.770	12.042	11.962	325.266	347.161
811	-1.367	0.000	1.464	3.010	-158.967	0.000
324	0.000	-1.764	12.040	11.955	325.061	347.302
144	0.000	-0.659	8.961	0.000	0.000	-63.498

VÝSLEDKY : KONTAKTNÍ NAPĚTÍ

prvek	tauxz [MPa]	tauyz [MPa]	sigmz [MPa]
144	0.000	0.000	0.278
127	-0.000	0.000	0.061
316	0.000	0.000	0.278
54	0.000	-0.000	0.061
307	-0.000	0.000	0.279
153	-0.000	0.000	0.061

sigmz = 279 kPa < $R_{dt} = 600 \text{ kPa}$ únosnost v zákl. spáře vyhoví

V Brně, 03/2019

Ing. Florianová

Příloha 1 – Pevnost horninového masivu

RNDr. Ivo Hladík, PhD

Přecechtělova 2429, 155 00 Praha

Tel.: (420) 722227989

VD Orlík – Odvození pevnosti horninového masivu z výsledků IGP

1 ÚVOD

V tomto dokumentu je stručně popsáno odvození pevnostních charakteristik horninového masivu na základě výsledků IGP [P1]. Požadovaným výstupem je pevnost podle Mohr-Coulomba pro základní geotechnické podtypy, jak byly vyčleněny v rámci IGP.

Metodika je obdobná jako při posouzení stability hrázových bloků VD Orlík v roce 2015, jak je popsáno ve zprávě [P2].

[P1] Závěrečná zpráva o inženýrskogeologickém průzkumu pro návrh opatření pro zabezpečení VD Orlík před účinky velkých vod. Geotest Praha, srpen 2018.

[P2] Hladík, I., Zemanová, V.: VD Orlík - posouzení stability hrázových bloků, 2. etapa – Sestavení a kalibrace 2D matematických modelů. Posouzení stability v blocích 8, 17, 18, 22 a 23. Závěrečná zpráva pro Pöyry Environment a.s., Praha, prosinec 2015, 50 stran, 229 příloh.

2 PEVNOST HORNINOVÉHO MASIVU – ZOBECNĚNÉ HOEK-BROWNOVO KRITÉRIUM

Pro určení pevnosti horninového masivu se použije zobecněné Hoek-Brownovo (GHB) kritérium:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (1)$$

kde

σ_1', σ_3' - největší a nejmenší hlavní napětí (efektivní, tlak je +)

σ_{ci} - jednoosá pevnost v tlaku neporušené horniny známá z laboratorních zkoušek

m_b - redukována hodnota materiálové konstanty m_i

a, s - závisí na charakteristice horninového masivu.

Hodnoty m_b , a , s jsou definovány:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right); \quad s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right); \quad a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right)$$

kde

GSI - Geological Strength Index, nabývá hodnot 0 – 100, GSI = 100 je neporušená hornina

D - „disturbance“, $0 \leq D \leq 1$ míra dodatečného „poškození“ masivu v důsledku trhacích prací nebo snížení napětí

m_i - materiálová konstanta definující společně se σ_{ci} Hoek-Brownovu pevnostní obálku pro neporušenou horninu z laboratorních zkoušek (pro neporušenou horninu je v (1) ideálně GSI=100, D=0 a tedy s=1 a a=0,5)

Pevnost podle Mohr-Coulombova kritéria (MC) je vyjádřena jako:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{cmax} + A\sigma_3' \quad (2)$$

kde $\sigma_{cmax} = 2c \cos \phi / (1 - \sin \phi)$, $A = 2 \sin \phi / (1 - \sin \phi)$, c – soudržnost (počáteční pevnost) horninového masivu a ϕ úhel vnitřního tření horninového masivu.

Požaduje se, aby pevnostní obálka GHB (1) byla aproximována Mohr-Coulombovým pevnostním kritériem (2) pro vhodný rozsah předpokládaných nejmenších hlavních napětí σ_3' . V použitém vyjádření v hlavních napětí σ_1' , σ_3' se jedná o aproximaci nelineární funkce (1) lineární funkcí (2).

Označme pro dané σ_3' hodnotu σ_1' spočtenou podle (1) jako

$\sigma_{1GHB}' = \sigma_{1GHB}'(\sigma_3' \sigma_{1GHB}' \sigma_{1MC}')$ a hodnotu σ_1' spočtenou podle (2) jako

$\sigma_{1MC}' = \sigma_{1MC}'(\sigma_3' \sigma_{1GHB}' \sigma_{1MC}')$. Směrem na bezpečnou stranu se bude požadovat, aby pro dostatečně velký rozsah hodnot σ_3' platilo:

$$\sigma_{1MC}' \leq \sigma_{1GHB}' \quad (3)$$

3 PEVNOST HORNINOVÉHO MASIVU PODLE MOHR-COULOMBA

Materiálová konstanta m_i definující Hoek-Brownovu obálku pevnosti pro neporušenou horninu nebyla na rozdíl od hodnot σ_{ci} stanovena v rámci IGP [1]. V literatuře se doporučuje pro střednězrnný amfibolit hodnota m_i v rozsahu 25-31. Zde se jedná podle [1] o amfibolit jemnozrnný, a navíc pokus o nepřímé odvození hodnoty m_i byl již učiněn v rámci stabilitního posouzení [2] s výslednou hodnotou $m_i = 17,3$. Obecně platí, že m_i roste směrem od horniny jemnozrnné k hrubozrnné. Proto zde byla použita následující hodnota:

Amfibolit: $m_i = 17$

Základní rozmezí hodnot σ_3' , pro které se požaduje platnost vztahu (3), tedy $\sigma_{1MC}' \leq \sigma_{1GHB}'$, bylo zvoleno jako:

$$0 \leq \sigma_3' \leq 3 \text{ MPa}$$

Volba tohoto rozmezí významně ovlivňuje výsledné hodnoty c a ϕ . Toto je demonstrováno v následující tabulce pro vybraný případ GT3c:

	Zobecněný Hoek-Brown				Aproximace Mohr-Coulomb			
	σ_{ci} [MPa]	m_i	GSI	D	Vztah (3) pro σ_2' [MPa]	c [kPa]	ϕ [°]	σ_t [kPa]
GT3c	74	17	50	0	$0 \leq \sigma_2' \leq 10$	982	42,4	100
	"	"	"	"	$0 \leq \sigma_2' \leq 3$	791	50,9	100
	"	"	"	"	$0 \leq \sigma_2' \leq 1,5$	702	55	100

Dalším významným faktorem pro výslednou pevnost je míra dodatečného „poškození“ masivu D . Tato závisí na způsobu výlomu a na kvalitě horniny a může postihovat zónu v řádu i několika metrů. Bez znalosti detailů byl zaveden předpoklad, že postup výlomu bude probíhat obezřetně a maximální dodatečné poškození nebude přesahovat hodnotou $D = 0,7$. Maximální hodnota $D = 1,0$ se v literatuře doporučuje například v případě nešetřného použití trhacích prací.

Výsledná aproximace vrcholové pevnosti horninového masivu je shrnuta v tab. 1.

Tabulka 1. Aproximace vrcholové pevnosti podle Mohr-Coulomba pro vybrané geotechnické podtypy GT3b, GT3c a GT3d.

	Zobecněný Hoek-Brown				Aproximace Mohr-Coulomb			
	σ_{ci} [MPa]	m_i	GSI	D	Vztah (3) pro σ_3^* [MPa]	c [kPa]	ϕ [°]	σ_t [kPa]
GT3b	34	17,0	35	0	$0 \leq \sigma_3^* \leq 3$	184	41,6	15
	"	"	"	0,5	"	101	35,1	8
	"	"	"	0,7	"	75	31,0	6
GT3c	52	17,0	50	0	$0 \leq \sigma_3^* \leq 3$	592	48,6	71
	"	"	"	0,7	"	302	41,2	34
	74	"	"	0	"	791	50,9	100
	"	"	"	0,5	"	504	46,7	60
	"	"	"	0,7	"	404	43,8	48
GT3d	115	17,0	58	0	$0 \leq \sigma_3^* \leq 3$	1748	54,7	285
	"	"	"	0,7	"	989	49,6	155
	148,5	"	"	0	"	2170	56,0	368
	"	"	"	0,7	"	1224	51,1	200
	182	"	"	0	"	2581	56,9	451
	"	"	"	0,7	"	1452	52,3	245

V posledním sloupci uvedený parametr σ_t je tahová pevnost horninového masivu podle zobecněného Hoek-Brownova kritéria [kPa]. Jedná se o hodnotu σ_3^* , pro kterou je ve vztahu (1) $\sigma_1^* = 0$. Takto spočtená hodnota tahové pevnosti horninového masivu je podle literatury většinou nižší, než je pozorovaná hodnota.

Neadresované pevnostní parametry horninového masivu: úhel dilatance, reziduální pevnost. Rovněž není proveden odhad přetvárných parametrů horninového masivu.

V Praze dne 26. 11. 2018

RNDr. Ivo Hladík, PhD

Příloha 2 Geotechnické konstrukce

Předmětem statického posouzení je posouzení stability výkopů a posouzení hlavních nosných prvků zajištění stavební jámy.

Konstrukce zajištění stavební jámy jsou analyzovány v charakteristických příčných řezech pro všechna stavební stádia "metodou závislých zemních tlaků" Ing. P. Hurycha (FG Consult).

Stabilita skalní stěny je posouzena programem GEO 5. Je uvažováno porušení smykem po rovinné smykové ploše.

Posouzení dimenzí jednotlivých prvků je provedeno programy FINE podle ČSN EN 1992 Navrhování betonových konstrukcí a ČSN EN 1993 Navrhování ocelových konstrukcí.

- Materiálové charakteristiky navržených konstrukcí

Kotvy pramencové	Lp 15.7	St 1570/1770 A = 1.5 cm ²
Ocelové konstrukce a profily	St 235	
Piloty	C25/30	Ocel B500B

- Uvažované pevnostní parametry zemin

Vrstva	gama kN/m ³	Ø °	C kPa
Svahové sutě a deluviální a fluviální sedimenty	20.0	30	5.0
Intenzivněji zvětralé podloží R4, R3	23.0	40*	10.0
Mírně zvětralé podloží R2	25.0	46*	0.0

Mocnost vrstev je do výpočtů zavedena podle skutečné mocnosti v konkrétních řezech.

Parametry označené * jsou náhradné parametry pro zavedení minimálního dim. tlaku.

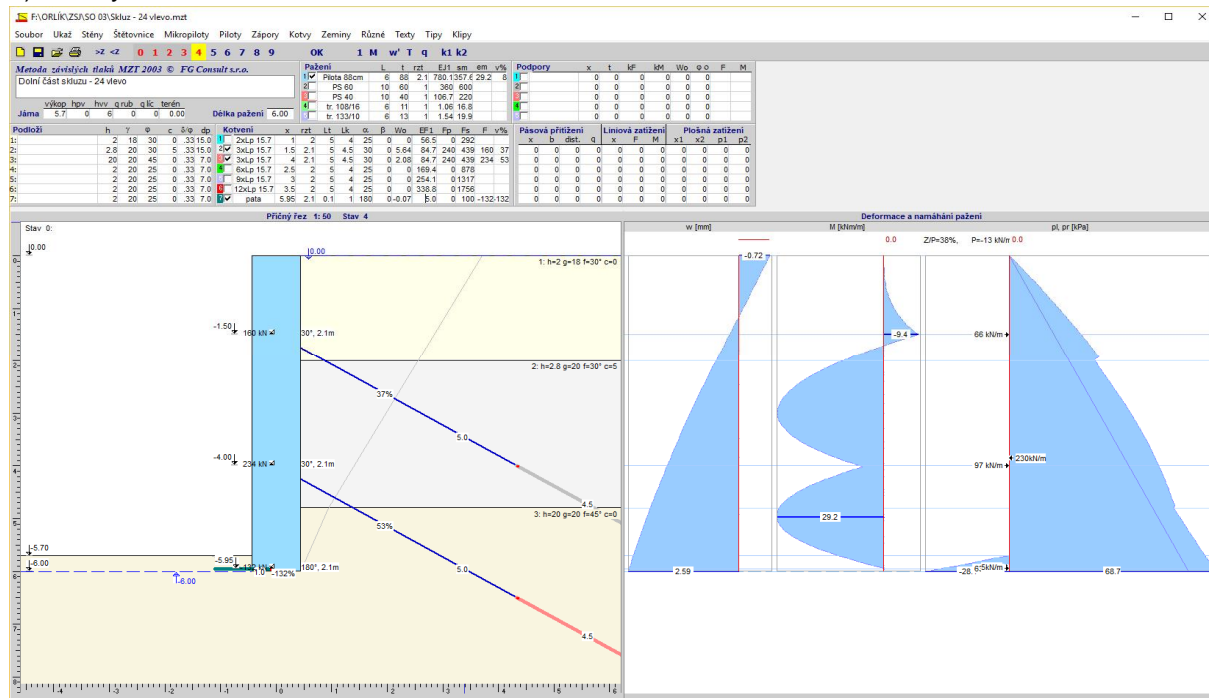
Pro intenzivněji zvětralé podloží R4, R3 je uvažován pro min. dim. tlak součinitel $K_a = 0.20$

Pro méně zvětralé podloží R2 je uvažován pro min. dim. tlak součinitel $K_a = 0.15$

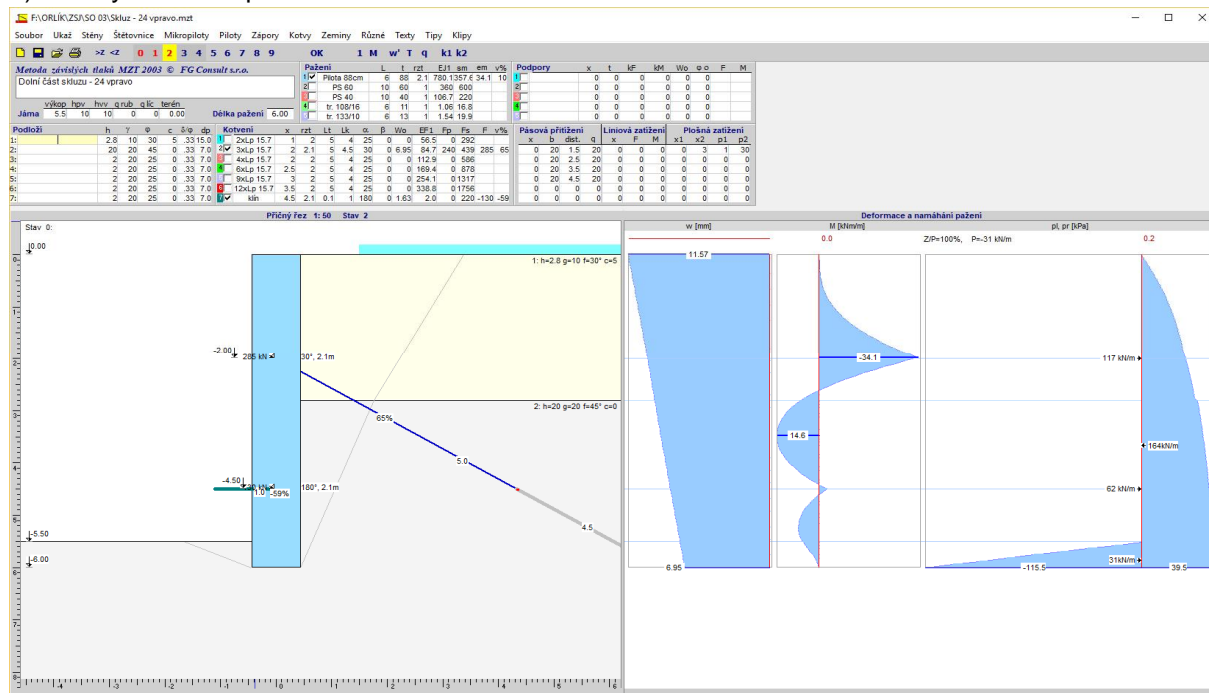
- Pro posouzení stability na smykové ploše je uvažován sklon smyk. plochy 65, respektive 25°
V horních 3 m je uvažována tahová trhlina
- Ve výpočtu jsou užity parametry zemin presentované v IGP v normových hodnotách.
Pro dimenzování a posouzení průřezů konstrukcí podle ČSN EN 1992 Navrhování betonových konstrukcí a ČSN EN 1993 Navrhování ocelových konstrukcí je nutné vypočtené síly vynásobit komplexním koeficientem 1.35.
- Zatížení zeminou nad korunou pažení (předvýkopy) je zavedeno do výpočtu jako plošné přetížení povrchu.
- Užitné zatížení za rubem pažení podél nezastavěných hranic je uvažováno jako celoplošné velikosti 20 kN/m².

Analýza pažení v charakteristických příčném řezech

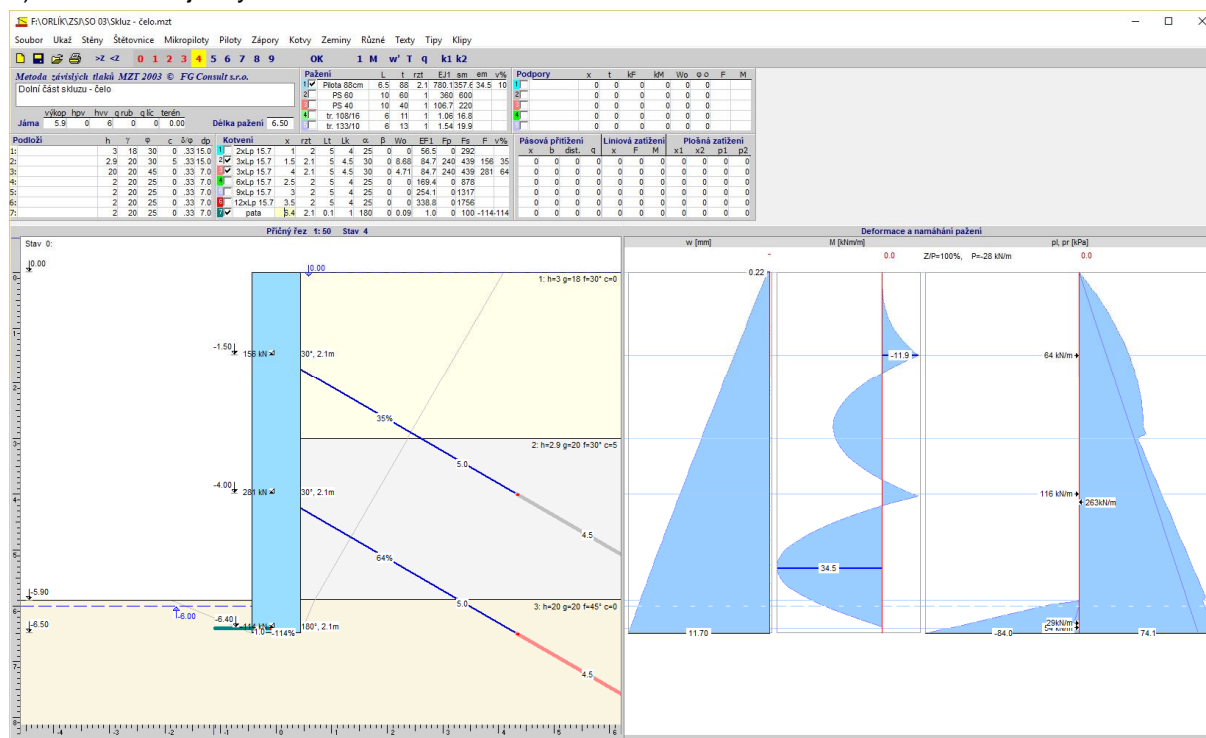
a) Příčný řez "24" vlevo



b) Příčný řez "24" vpravo



c) Řez čelem jímky



Max. ohyb moment: $99.1 \times 2.1 = 208.1$ kNm
Max. síla v kotvě: 281.0 kN
Svislá síla: $97.6 + 64 = 161.6$ kN
MaxM z předchozího stavebního stádia.

Posouzení konstrukcí

K posouzení byl zvolen návrhový přístup 1, kombinace 1

Součinitelé parametrů zemin $\gamma_m = 1$

Součinitelé

zemního a vodního tlaku γ_Q a $\gamma_w = 1.0$

Protože pevnostní parametry zemin jsou v normových hodnotách, výstupní veličiny jsou rovněž v normových, respektive charakteristických hodnotách.

Návrhové vnitřní síly v pažici konstrukci pak získáme vynásobením charakteristických hodnot komplexním součinitelem 1.35.

a) Kotvení

3 pramencové kotvy

Návrhová osová síla kotvy je tedy $285 \times 1.35 = 384.8$ kN

Návrhová hodnota konstrukční únosnosti kotvy $3 \times L_p 15.7$ St 1570/1770

$$3 \times 1.5e-4 \times 1570e3 / 1.15 = 614.3 \text{ kN}$$

Návrhová hodnota únosnosti proti vytažení

Kořen v G5 Charakteristická únosnost 1 bm kořene pro injekční tlak 2.0 MPa = 150.0 kN

Návrhová únosnost kořene délky 4.5 m $4.5 \times 150 / 1.1 = 545.5$ kN

$$384.8 \text{ kN} < 545.5 \text{ kN}$$

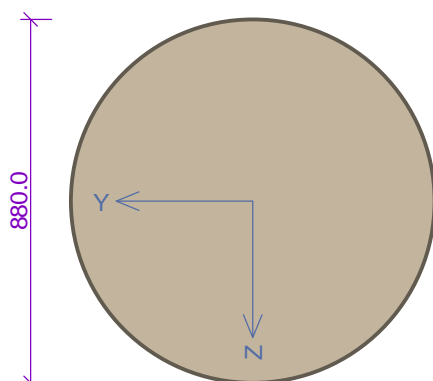
b) Piloty

Kombinace z jednotlivých řezů:

Návrh. ohyb. mom.: 170.1 317.5 208.1 x 1.35 kNm

Návrh. svislá síla: 116.0 64.0 161.6 x 1.35 kN

Průřez



Materiály

Beton: C 25/30

$f_{ck} = 25.0 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 2.6 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 31000 \text{ MPa}$

Ocel podélná: B500B

$f_{yk} = 500.0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Ocel příčná: B500

$f_{yk} = 500.0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Vnitřní síly - základní návrhová (MSÚ)

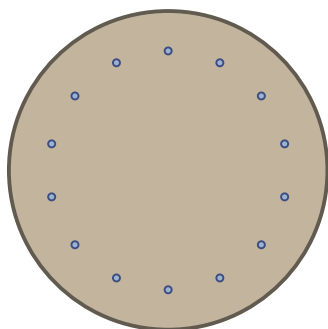
č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Edy} [kN]	T_{Ed} [kNm]	QP koef. [-]
1	Zat. případ 1	-64.00	428.60	0.00	0.00	0.00	0.00	1.000

Vnitřní síly - kvazistálá (MSP)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]
1	Zat. případ 2	-64.00	317.50	0.00

Podélná výztuž

Kruh: 14ks x profil 20, krytí 100.0 mm
14x20-kr.100.0



S tlačnou výztuží je počítáno.

Smyková výztuž

Průřez bez smykové výztuže.

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Sloup (celková výztuž):

$\rho_s = 0.00727 \geq \rho_{s,min} = 0.002 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$

$\rho_s = 0.00727 \leq \rho_{s,max} = 0.04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} N_{Rd} [kN]	M_{Edy} M_{Rdy} [kNm]	M_{Edz} M_{Rdz} [kNm]	V_{Edz} V_{Rdz} [kN]	V_{Edy} V_{Rdy} [kN]	Posouzení
1	Zat. případ 1	-64.00	428.60	0.00	0.00	0.00	Vyhovuje
		-11844.78	640.46	0.00	0.00	0.00	

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	$\Delta\varepsilon$ [-]	$s_{r,max}$ [m]	w [mm]	Posouzení
2	Zat. případ 2	-64.00	317.50	0.00	$647 \cdot 10^{-6}$	0.603	0.390	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}							0.400	

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

POZNÁMKA:

Průměr pilot je 880 mm. Byl volen z ekonomických důvodů. Ze statických důvodů by sice mohl být průměr pilot menší, např. 750 mm, ale v případě převrtávané pilotové stěny vychází stěna složená z pilot Ø 880 mm ekonomičtěji.

Příloha 3 Mostní konstrukce

OBSAH

1.	IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE	3
1.1.	ZÁKLADNÍ CHARAKTERISTIKA STAVBY	3
1.2.	IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE O INVESTOROVÍ	3
1.3.	IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE O ZPRACOVATELI DOKUMENTACE	3
2.	POPIS MOSTNÍ KONSTRUKCE	3
2.1.	ZÁKLADNÍ PARAMETRY MOSTU	3
2.2.	POSTUP VÝSTAVBY	4
3.	TECHNICKÉ ŘEŠENÍ	4
3.1.	Příčný řez	4
3.2.	Podélný řez	5
3.3.	STATICKÝ MODEL	6
4.	ZATÍŽENÍ KONSTRUKCE A JEHO ÚČINKY	7
4.1.	STÁLÉ ZATÍŽENÍ	7
4.2.	OSTATNÍ STÁLÉ ZATÍŽENÍ	8
4.3.	Předpětí	10
4.3.1.	Parametry předpětí	10
4.3.2.	Schéma kabelů v konstrukci	10
4.4.	PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ – ZATÍŽENÍ DORAVOU	12
4.4.1.	gr1a – LM1	12
4.4.2.	gr5 – LM3	14
4.5.	PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ – ZATÍŽENÍ TEPLOTOU	15
	SVISLÁ LINEÁRNÍ SLOŽKA	15
5.	KOMBINACE zatížení	18
5.1.	MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI (MSÚ)	18
6.	MATERIÁLOVÉ VLASTNOSTI	20
6.1.	BETON	20
6.2.	Betonářská ocel	20
6.3.	Předpínací ocel	21
6.4.	KRYTÍ BETONÁŘSKÉ VÝZTUŽE	21
6.5.	Krytí předpínací výztuže	21
7.	MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI (MSÚ)	22
7.1.	OHYB V PODÉLNÉM SMĚRU	22
7.1.1.	Uprostřed rozpětí	22
7.1.2.	Podpěra	24
7.2.	OHYB V PŘÍČNÉM SMĚRU	28
7.3.	SMYK	29
7.4.	POSOUZENÍ KOTEVNÍ OBLASTI	29
8.	MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI	31
9.	ZÁVĚR	33

1. POPIS MOSTNÍ KONSTRUKCE

Most je tvořen železobetonovým, předepnutým polorámem, přemostujícím skluz na VD Orlík. Tloušťka polorámu je na volném konci 0,7m, tl. V místě vetknutí je 1,5m. Most je založen na nově navržené konstrukci skluzu. Po obou stranách komunikace se vybudují monolitické římsy. Vozovka na mostech je živičná dvouvrstvá. Na obou krajích mostu bude ocelové zábradlí. Odvodnění povrchu mostu bude realizováno povrchově podél říms podélným sklonem.

1.1. ZÁKLADNÍ PARAMETRY MOSTU

Technické parametry:

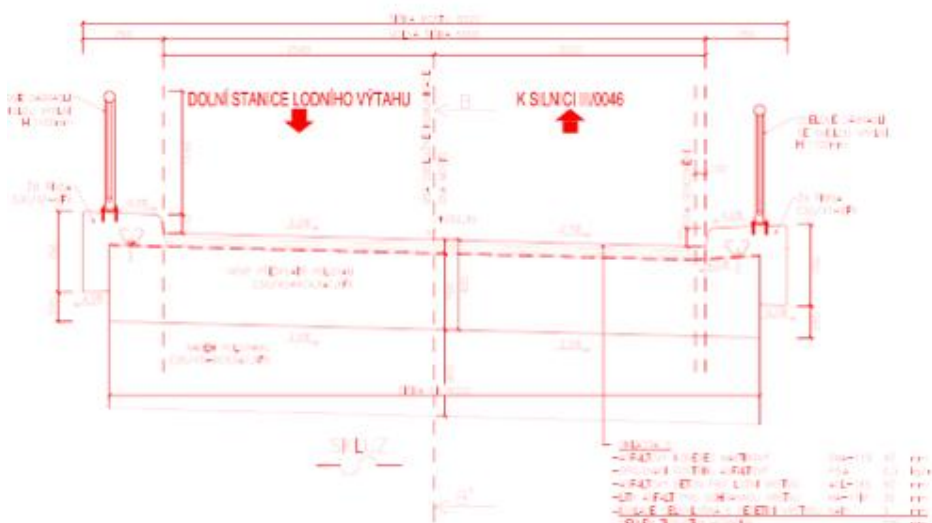
Počet polí	1
Délka přemostění	19,56 m
Délka nosné konstrukce	22,55 m
Šířka mostu	6,50 m
Volná šířka na mostě	5,0 m
Stavební výška	max. 1,50 m
Výška mostu	7,45 m
Šikmost	levá
Kategorie převáděné komunikace	Místní komunikace
Směrové poměry na mostě	osa mostu je v přímé
Sklonové poměry na mostě	niveleta u opěry 1 klesá ve sklonu 1,0%

1.2. POSTUP VÝSTAVBY

Jako první proběhne demolice stávajícího mostu spolu s jeho opěrami. Poté odtěžení přebytečné zeminy a urovnání terénu. Následně se vybetonují železobetonové úložné prahy na stávajících opěrách. Následně se vybetonuje nosná železobetonová deska. Most se osadí železobetonovými římsami spolu se svodidly. Jako poslední se provede betonáž konstrukce vozovky.

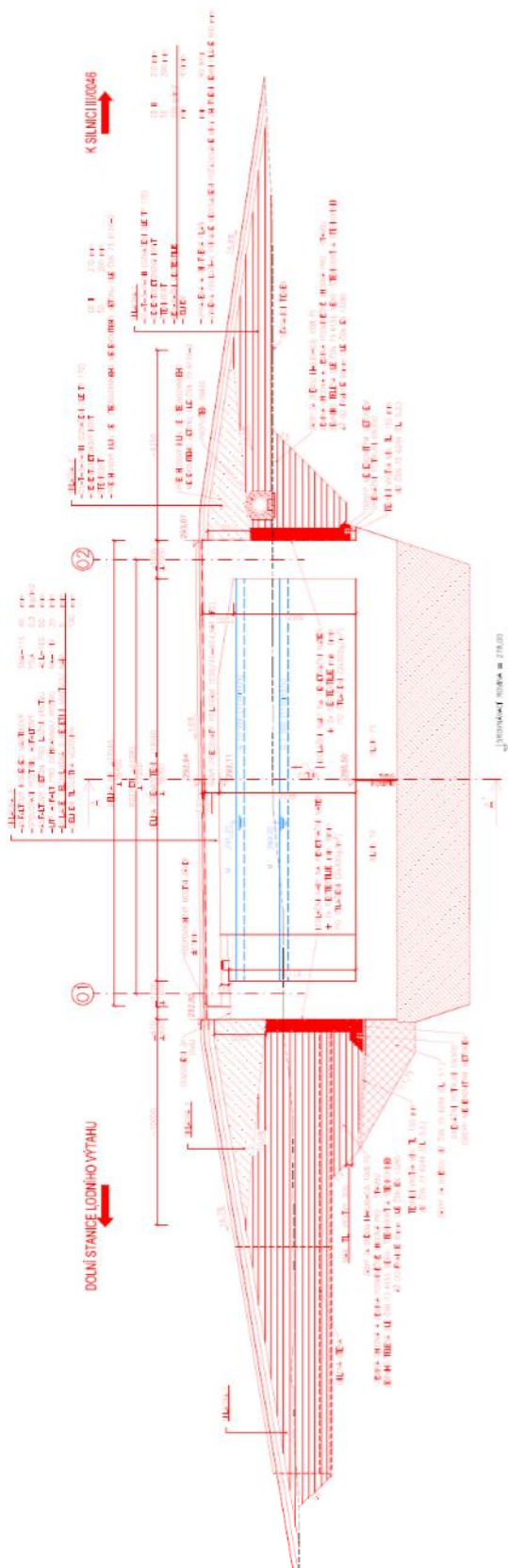
2. TECHNICKÉ ŘEŠENÍ

Statický výpočet řeší návrh a posouzení předepjatého polorámu. Jedná se o šikmou, železobetonovou desku z betonu 35/40 XF2,XA1.



Příčný řez

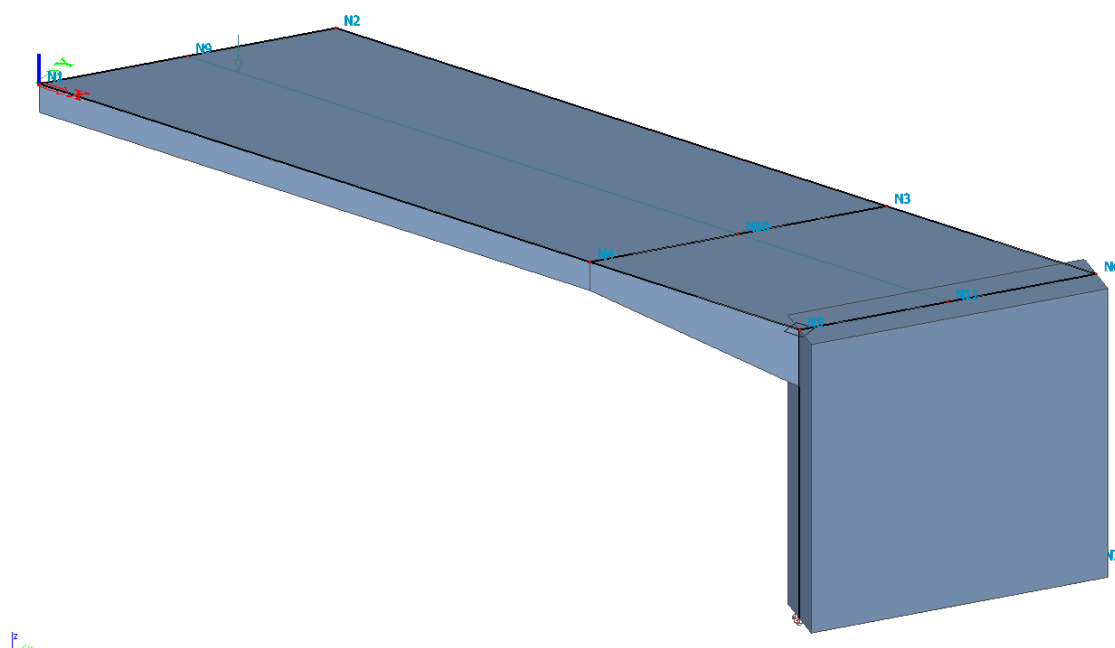
2.1. Podélný řez



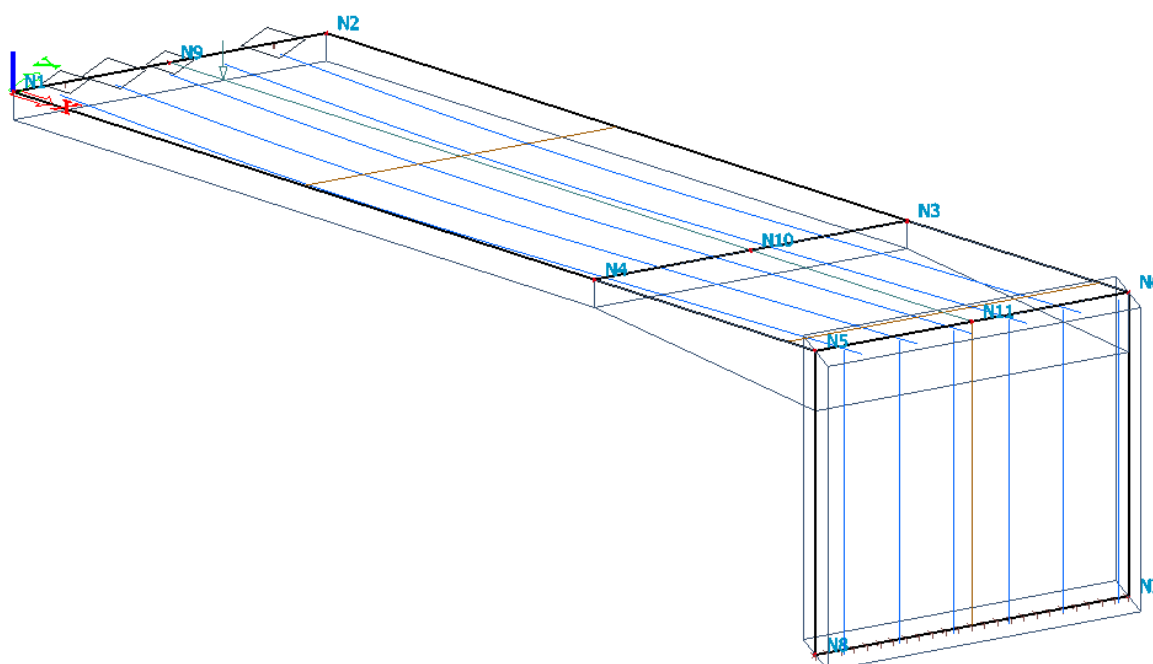
2.2. STATICKÝ MODEL

Výpočet byl proveden na programu SCIA ENGINEER. Pro stanovení účinků pohyblivého zatížení byl vytvořen prostorový model polorámu.

Prostorový model



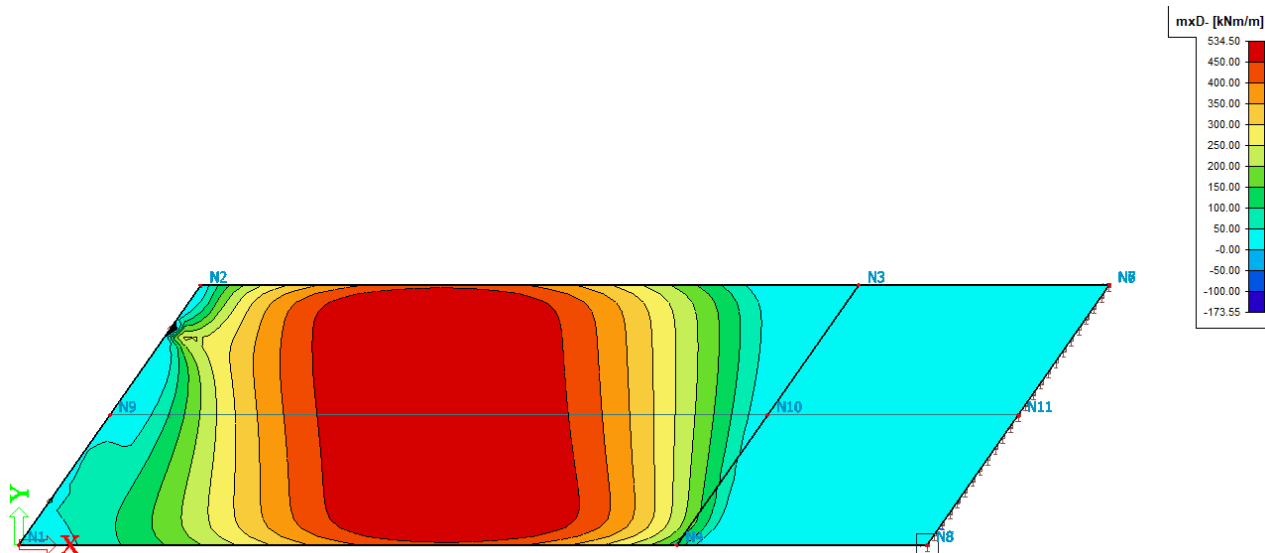
Statické schéma



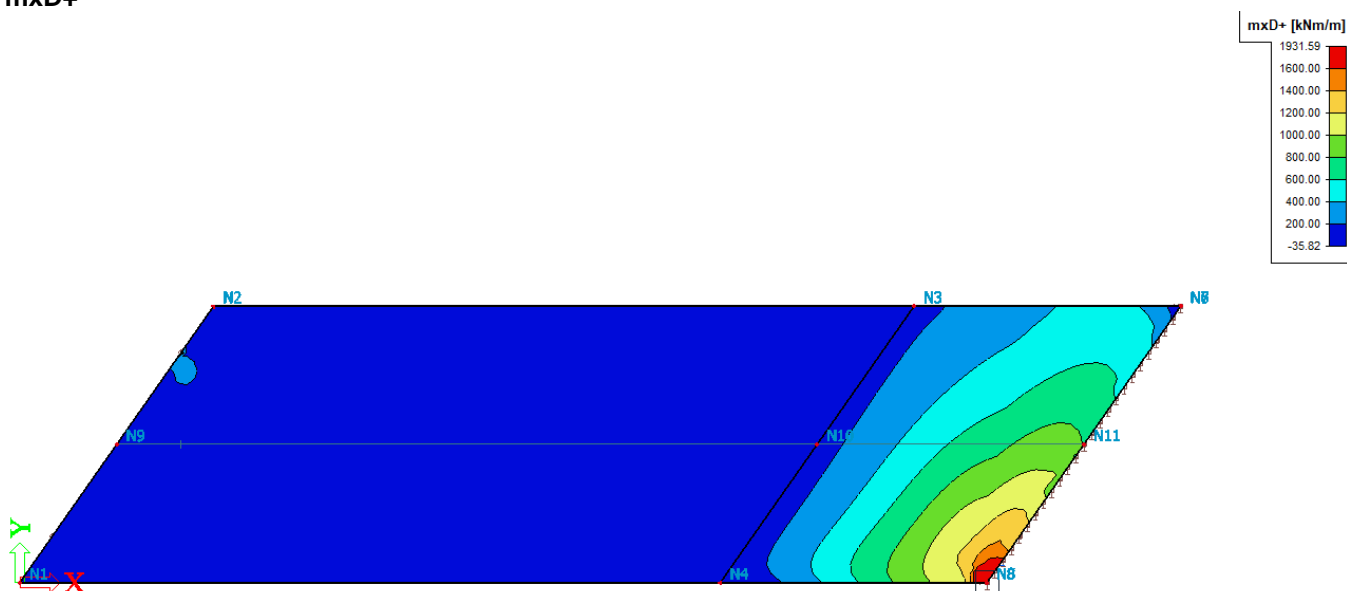
3. ZATÍŽENÍ KONSTRUKCE A JEHO ÚČINKY

12.3 STÁLÉ ZATÍŽENÍ

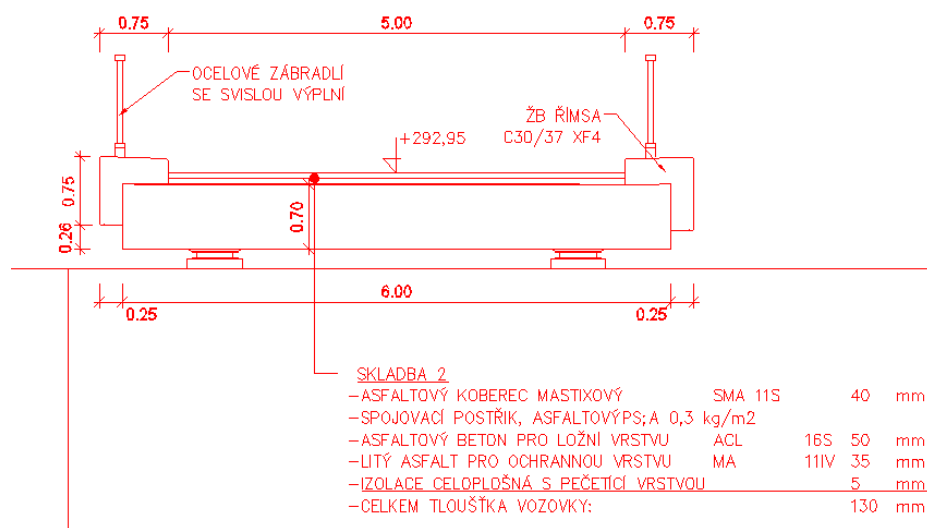
Zatížení je generováno programem.
mxD-



mxD+



3.1. OSTATNÍ STÁLÉ ZATÍŽENÍ



Vozovkové vrstvy

-	Asfaltový beton obrusný	ACO 1140 mm
-	0,04 * 24 = 0,96 kN/m ²	
-	Asfaltový beton obrusný	ACO 1650 mm
-	0,05 * 24 = 1,20 kN/m ²	
-	Litý asfalt MA 8 IV	30 mm 0,035 * 24
-	= 0,84 kN/m ²	
-	Celoplošná izolace s pečetící vrstvou	10 mm
-	0,005 * 24 = 0,12 kN/m ²	
Celkem		3,12 kN/m ²

Levá římsa

16,5 kN/m²

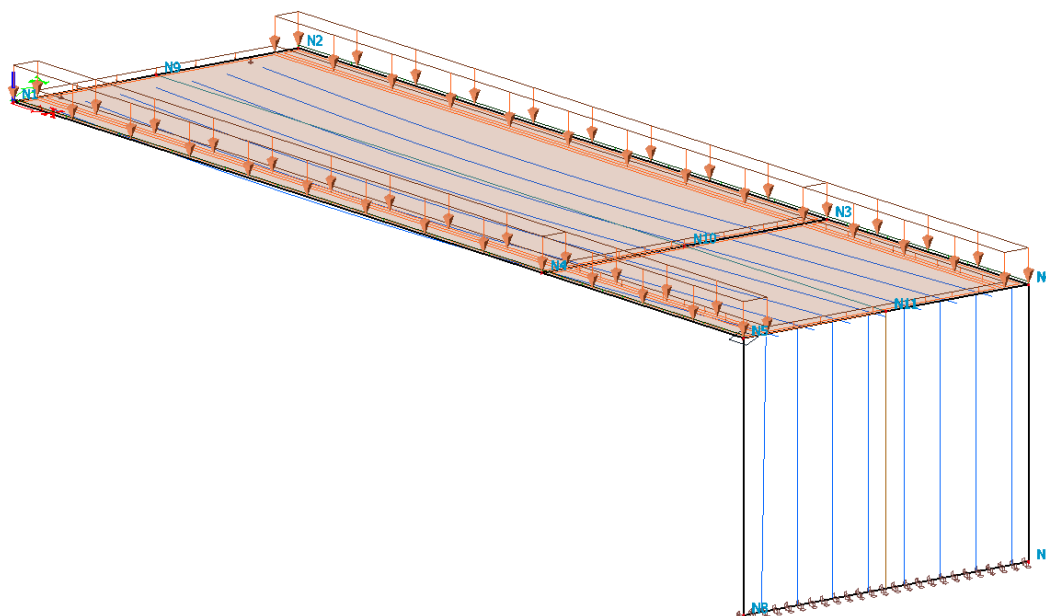
Pravá římsa

16,5 kN/m²

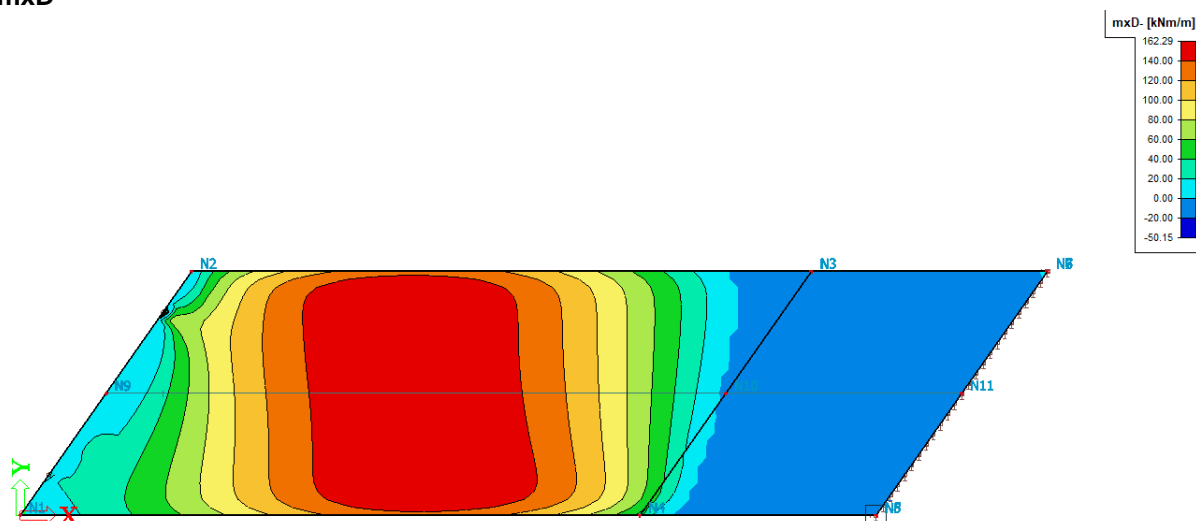
Ocelové zábradlí (liniové zatížení na hraně desky)

1,00 kN/m

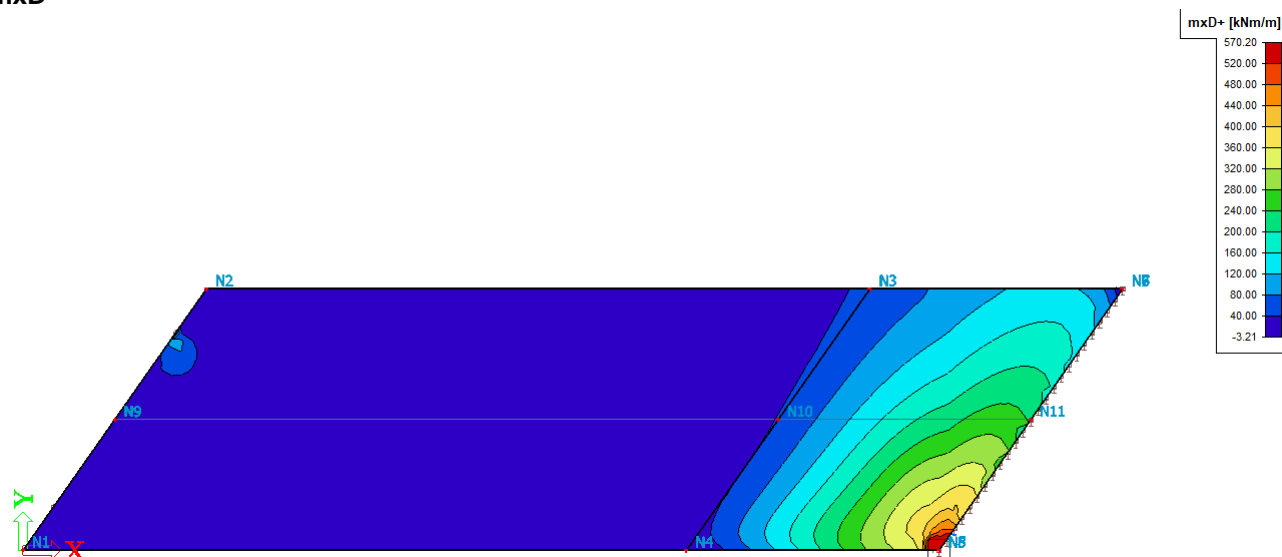
Zatížení ostatním stálým zatížením



mxD-



mxD+



3.2. Předpětí

Byla použita metoda vyrovnávání stálého zatížení. Bylo vyrovnáno cca 100% stálého zatížení. Pro návrh byly krátkodobé ztráty spočítány programem Scia Engineer. Dlouhodobé ztráty byly odhadnuty na 10%.

3.2.1. Parametry předpětí

Charakteristiky napínání kabelů:

Typ napínání:	typ 3
Předpínání z:	oba konce, kotveno na začátku, dopínáno na konci
Součinitel tření v oblouku:	$\mu = 0,2$
Pokluz začátek:	$w = 6 \text{ mm}$
Pokluz konec:	$w = 6 \text{ mm}$
Doba podržení napětí:	$t = 300 \text{ s}$
Průměr kanálu:	$\varphi = 105 \text{ mm}$

Limity napětí:

Maximální možné kotevní napětí v předpínací výztuži:

$$\sigma_{p\max} = \min \{0,8 \cdot f_{pk}; 0,9 \cdot f_{p0,1k}\} = \min \{1488; 1476\} = 1476 \text{ MPa}$$

$$0,8 \cdot f_{pk} = 0,8 \cdot 1860 = 1488 \text{ MPa}$$

$$0,9 \cdot f_{p0,1k} = 0,9 \cdot 1640 = 1476 \text{ MPa}$$

Maximální možné napětí v okamžiku po vnesení předpětí (po krátkodobých ztrátách):

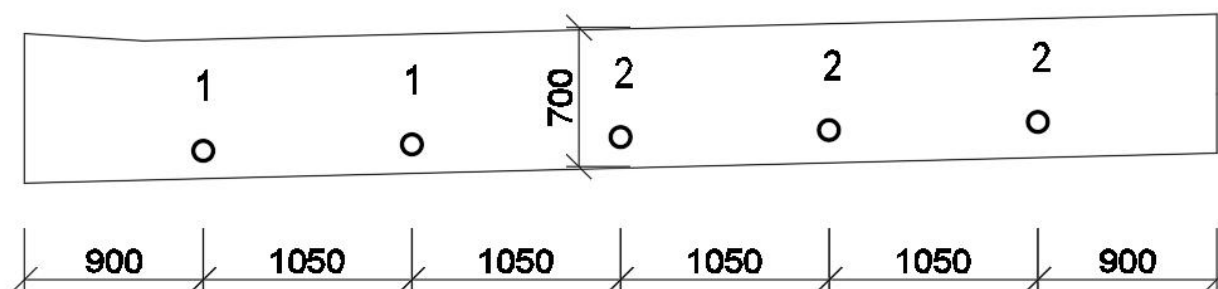
$$\sigma_{p\max} = \min \{0,75 \cdot f_{pk}; 0,85 \cdot f_{p0,1k}\} = \min \{1395; 1394\} = 1394 \text{ MPa}$$

$$0,75 \cdot f_{pk} = 0,75 \cdot 1860 = 1395 \text{ MPa}$$

$$0,85 \cdot f_{p0,1k} = 0,85 \cdot 1640 = 1394 \text{ MPa}$$

3.2.2. Schéma kabelů v konstrukci

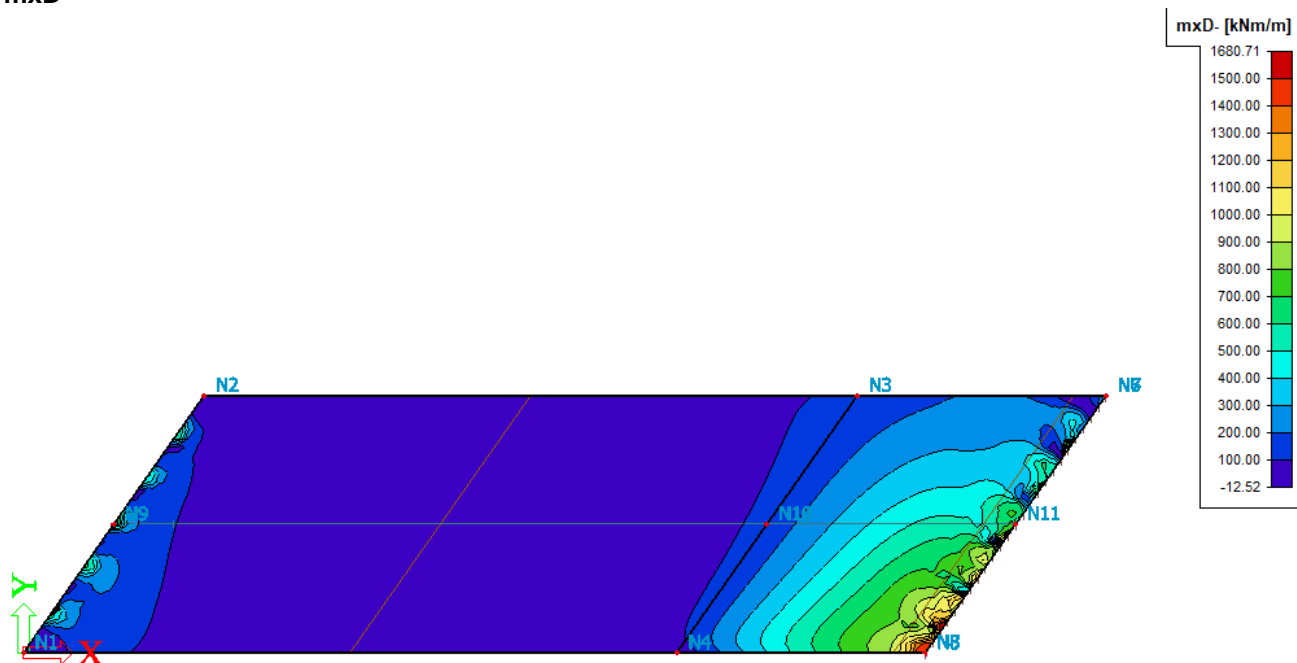
ŽB DESKA C35/45



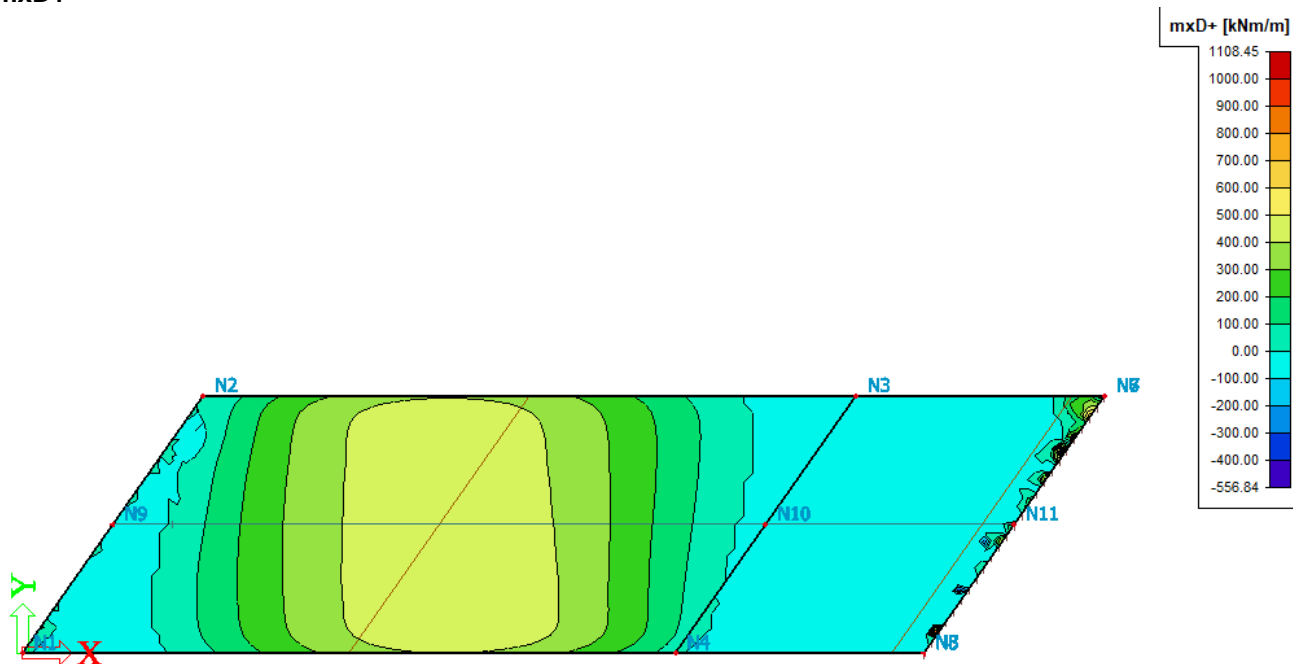
Návrh: 1 - Předpínací lana – Y1860S7 – 15,3 a 1050 mm – 1kabel = 22 lan

Návrh: 2 - Předpínací lana – Y1860S7 – 15,3 a 1050 mm – 1kabel = 17 lan

mxD-

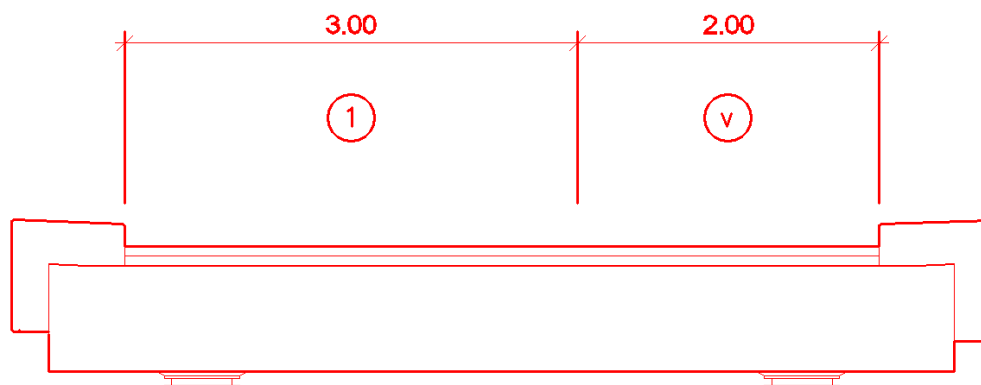


mxD+



3.3. PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ – ZATÍŽENÍ DORAVOU

Rozdělení vozovky do zatěžovacích pruhů



Sestavy zatížení

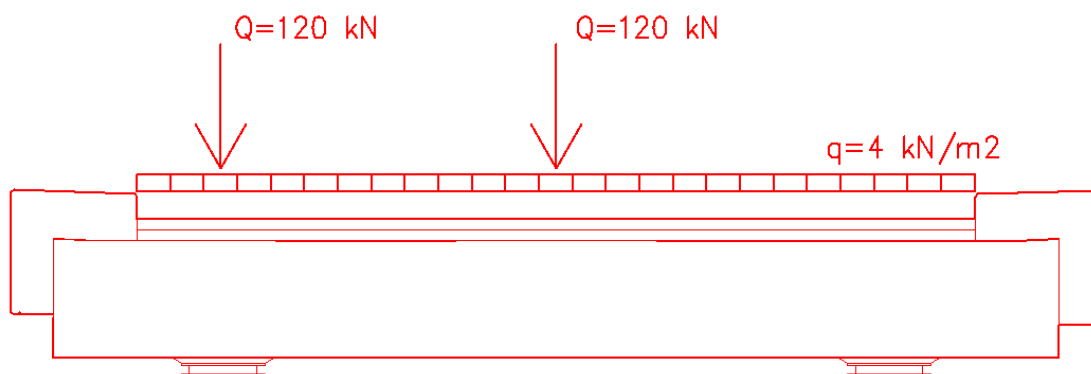
		VOZOVKA					CHODNÍKY A CYKLISTICKÉ PRUHY	
Zatěžovací systém		svíslé síly			vodorovné síly		pouze svíslé zatížení	
		dvojnáprava a rovn. zat. LM1	jednotlivá náprava LM2	zvláštní vozidla LM3	zatížení davem lidí LM4	brzdné a rozjezd. síly ^(a)	odstředivé síly a příčné síly ^(a)	rovnoměrné zatížení
SESTAVY ZATÍŽENÍ	gr1a	charakteristické hodnoty						3 kNm ⁻²
	gr1b		charakteristická hodnota					
	gr2	časté hodnoty				charakteristická hodnota	charakteristická hodnota	
	gr3							charakteristická hodnota ^(c)
	gr4				charakteristická hodnota			charakteristická hodnota
	gr5	charak. hod. rovn. zatížení		charakteristická hodnota				

3.3.1. gr1a – LM1

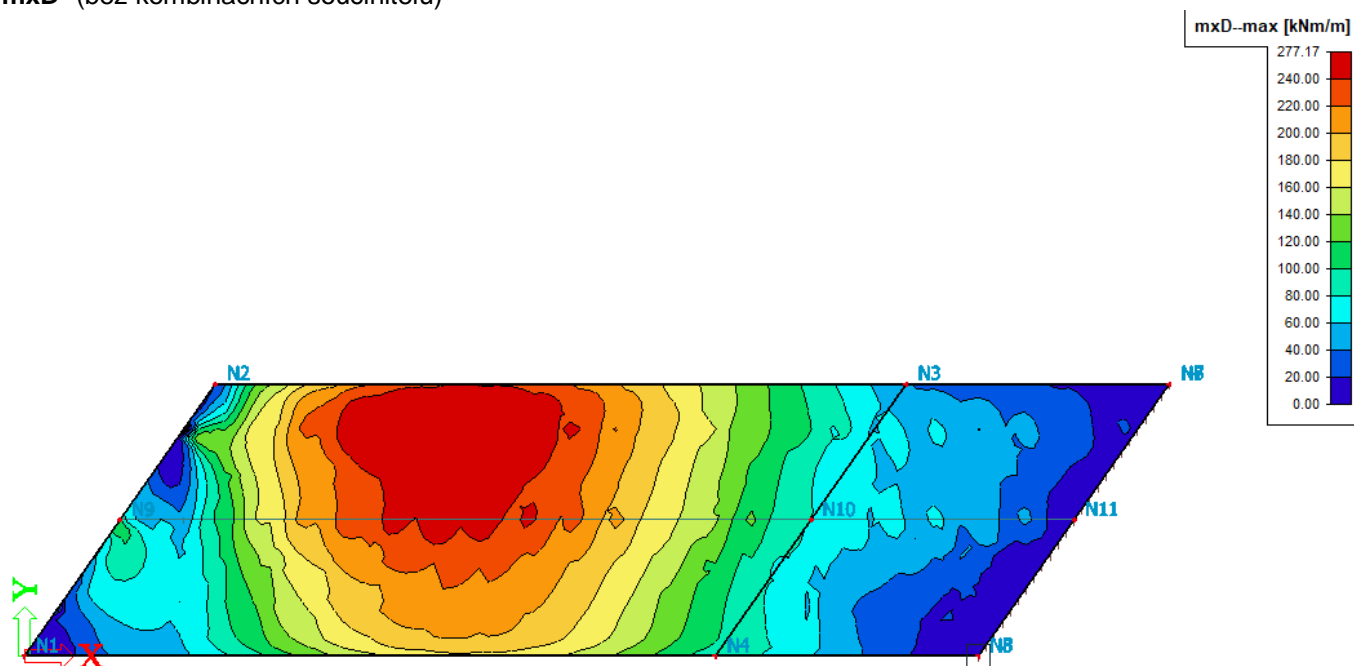
$Q_{ts1} = 0,8 \times 300 = 240 \text{ kN}$ (zatížení na jednu nápravu)

$$q_{IIIM1.1} = 9 \cdot 0,45 = 4,05 \text{ kN/m}^2$$

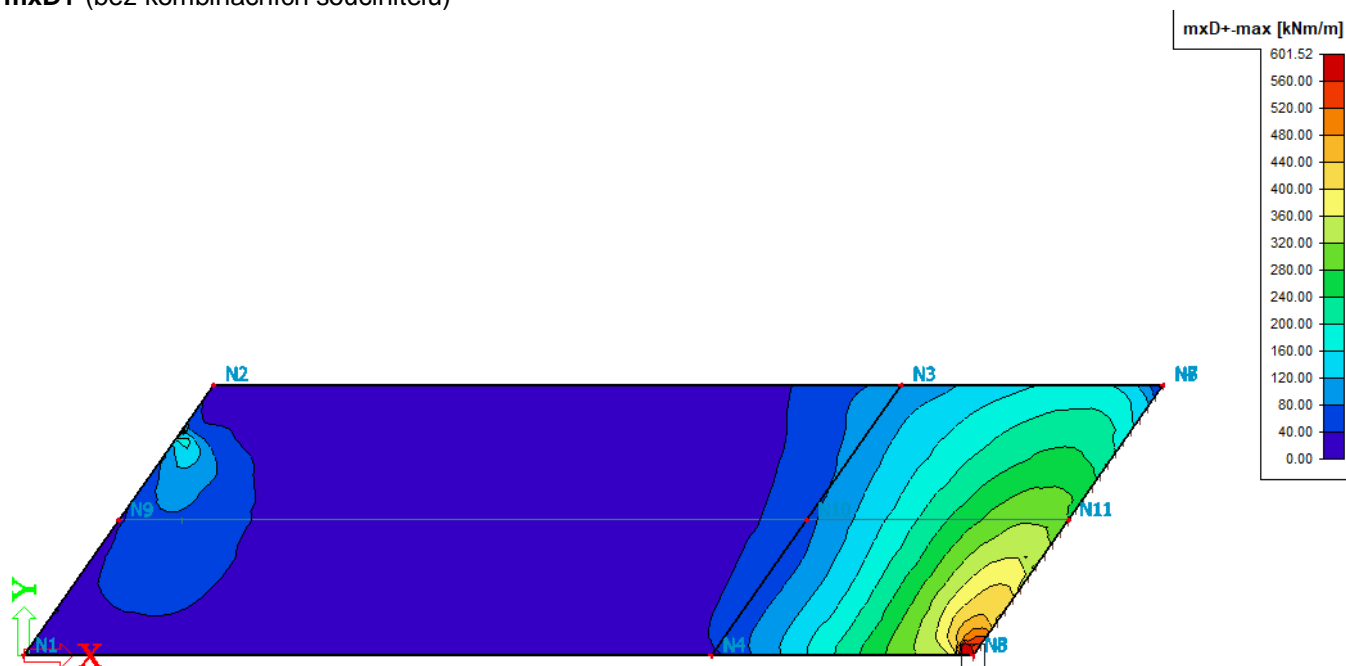
Zatížení



mxD- (bez kombinačních součinitelů)



mxD+ (bez kombinačních součinitelů)



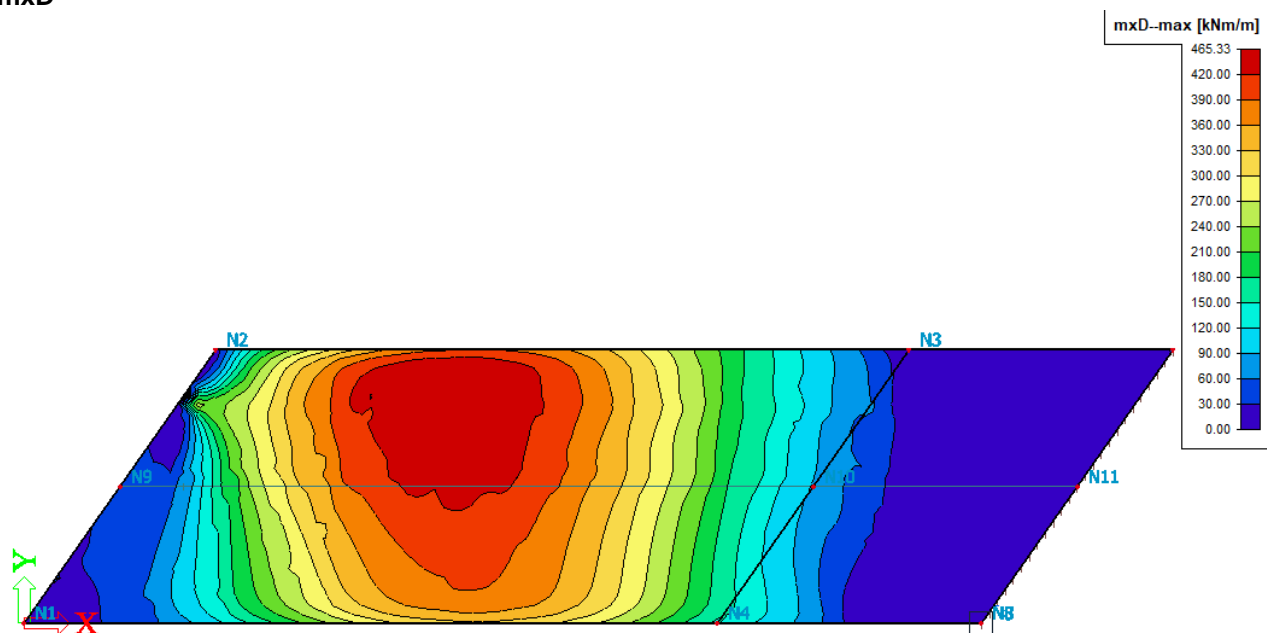
3.3.2. gr5 – LM3

Zvláštní vozidlo pro silnice III. třídy:

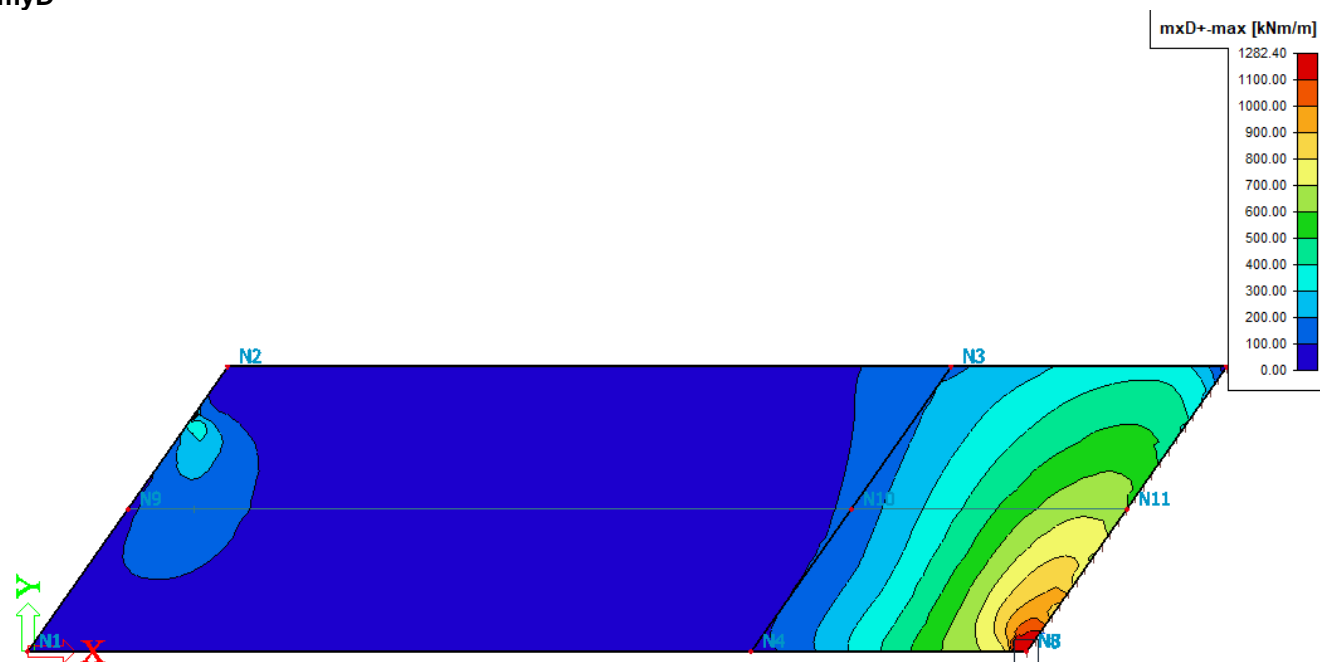
- 900/150 $n = 6 \times 150 \text{ kN}$
- zvláštní vozidlo se pohybuje v ideální stopě v prostoru všech zatěžovacích pruhů, přičemž se uvažuje možná odchylka od této polohy $\pm 0,5 \text{ m}$
- rychlost $\leq 70 \text{ km/hod} \Rightarrow$ dynamický součinitel $\phi = 1,25$
- Jedná se o jediné vozidlo na mostě

$$Q_{TS} = 150 \cdot 1,25 = 187,5 \text{ kN}$$

mxD-



myD-



3.4. PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ – ZATÍŽENÍ TEPLOTOU

SVISLÁ LINEÁRNÍ SLOŽKA

- Je uvažován Postup 1 a hodnoty dle normy ČSN EN 1991-1-5
- 3. typ: betonová nosná konstrukce – betonový nosník



Typ 3.b: betonový nosník

Horní povrch je teplejší než dolní

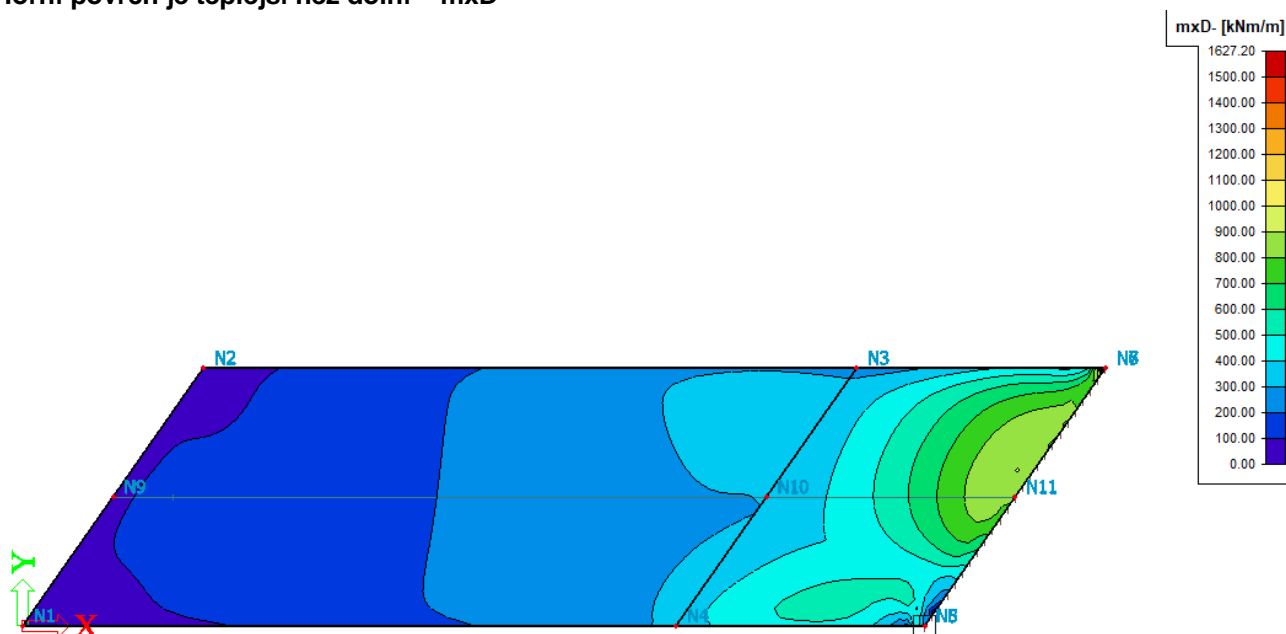
$$\Delta T_{M,heat} = 15^{\circ}\text{C} \cdot k_{suv} = 15 \cdot 1 = 15,0^{\circ}\text{C}$$

Dolní povrch je teplejší než dolní

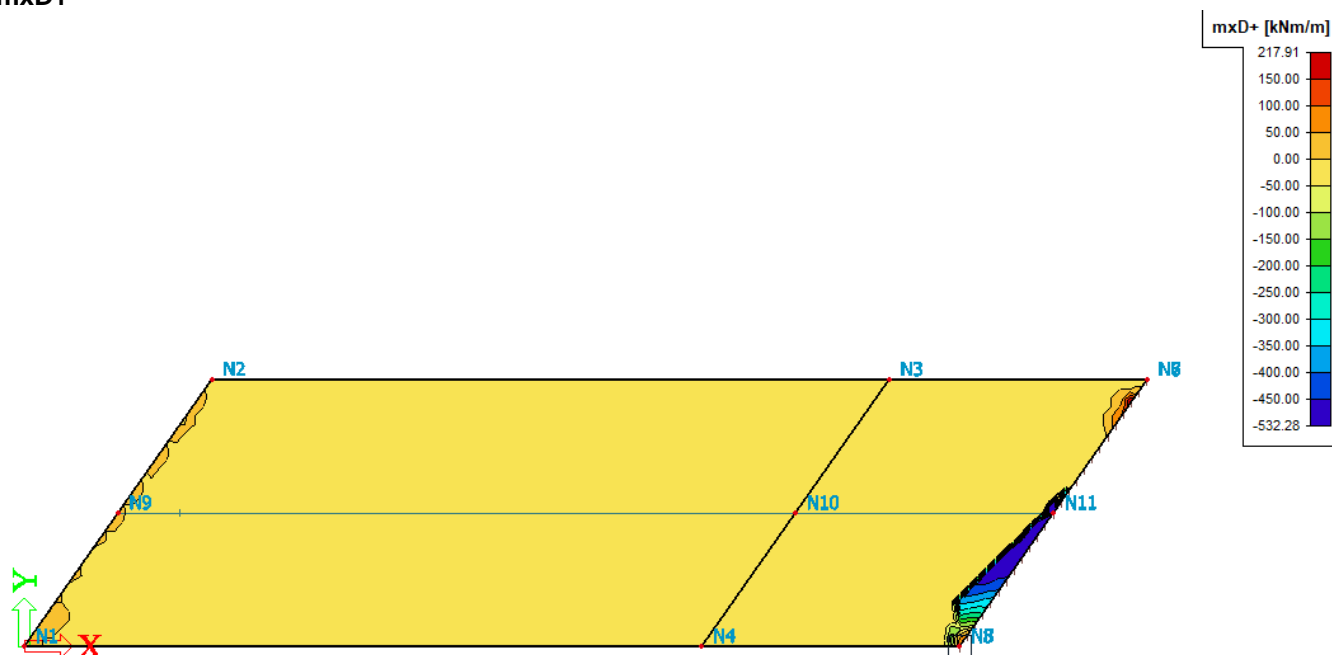
$$\Delta T_{M,cool} = 8^{\circ}\text{C} \cdot k_{suv} = 8 \cdot 1 = 8^{\circ}\text{C}$$

Pozn.: Hodnoty uvedené v tabulce 6.1 pro mosty pozemních komunikací vycházejí z 50 mm tloušťky mostního svršku. Pro jiné tloušťky mostního svršku se mají tyto hodnoty vynásobit součinitelem k_{suv} . Doporučené hodnoty součinitele jsou uvedené v tabulce 6.2 normy ČSN EN 1991-1-5.

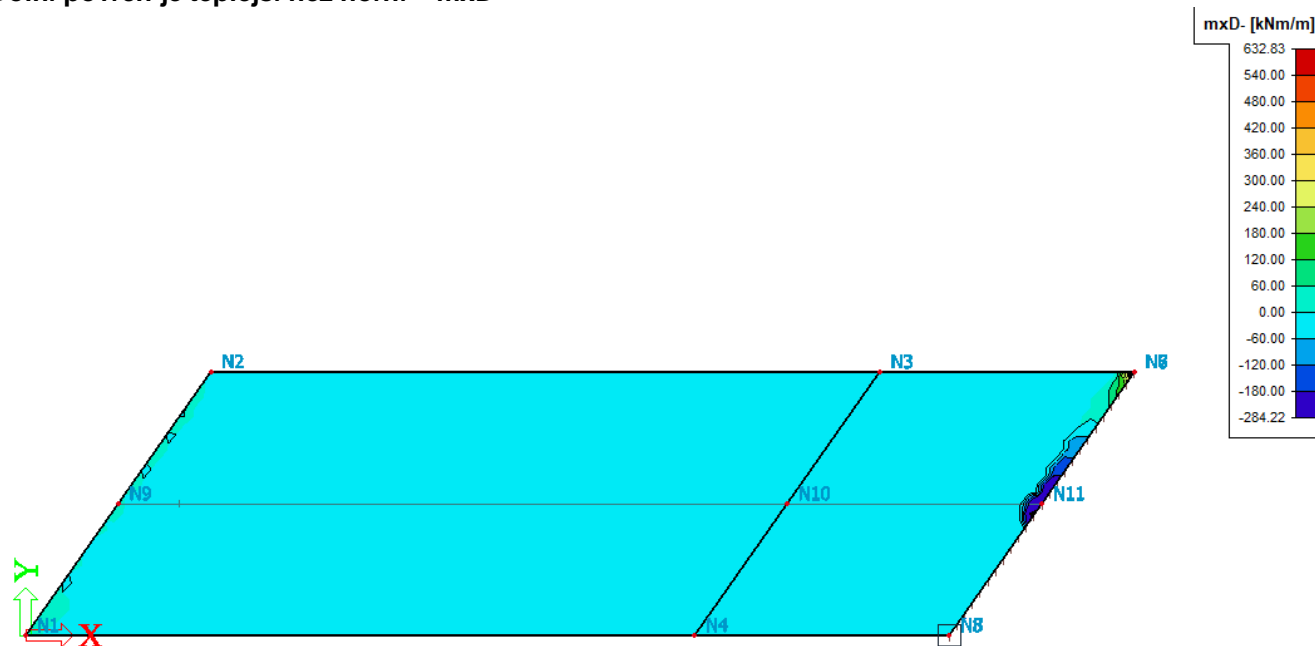
Horní povrch je teplejší než dolní – mxD-



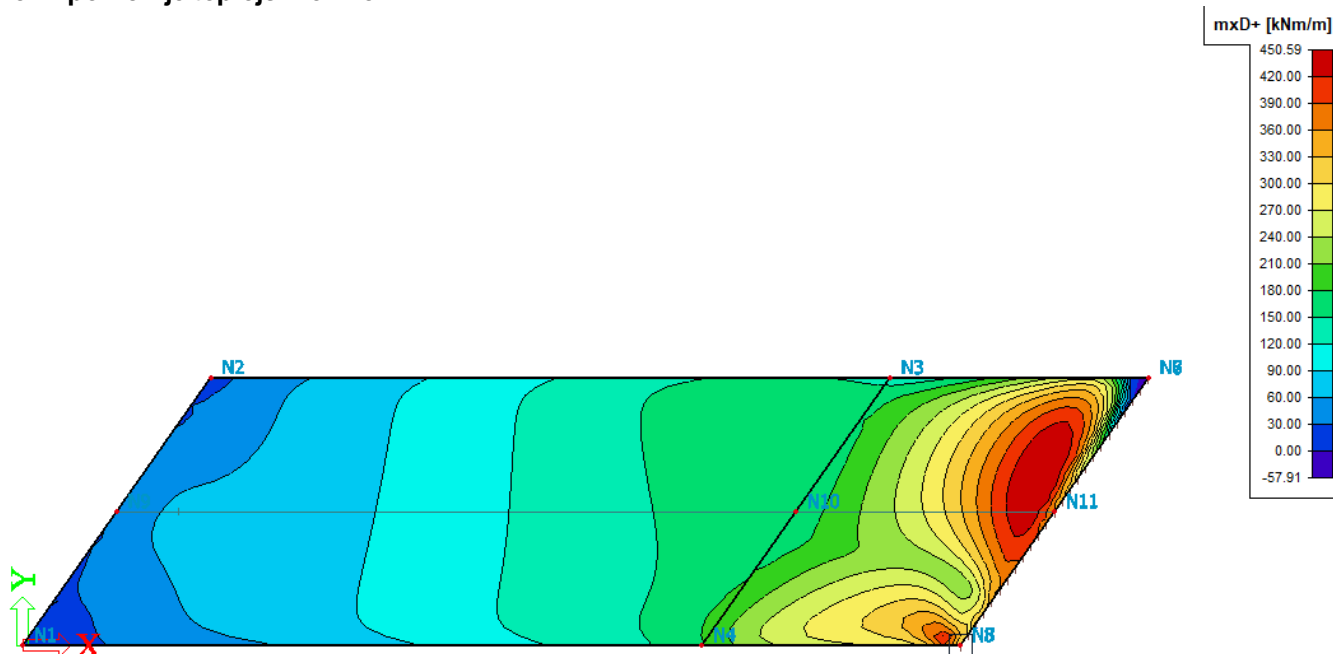
Horní povrch je teplejší než horní –
mxD+



Dolní povrch je teplejší než horní – mxD-



Dolní povrch je teplejší než horní – $mxD+$



4. KOMBINACE ZATÍŽENÍ

Součinitele ψ pro mosty pozemních komunikací:

zatížení	značka		ψ_0	ψ_1	ψ_2
dopravou	gr1a	TS (dvojnápravy)	0.75	0.75	0
		UDL (rovnorné zatížení)	0.40	0.40	0
		chodci a cyklisti	0.40	0.40	0
	gr1b (jednotlivá náprava)		0	0.75	0
	gr2 (vodorovné síly)		0	0	0
	gr3 (zatížení chodci)		0	0.40	0
	gr4 (zatížení davem lidí)		0	-	0
	gr5 (zvláštní vozidla)		0	-	0
větre	F_{wk} - trvalé návrhové situace		0.6	0.2	0
	- provádění		0.8	-	0
	F_w^*		1.0	-	0
teplotou	T_k		0.6	0.6	0.5
sněhem	$Q_{Sn,k}$ (během provádění)		0.8	-	-
staveništní	Q_c		1.0	-	1.0

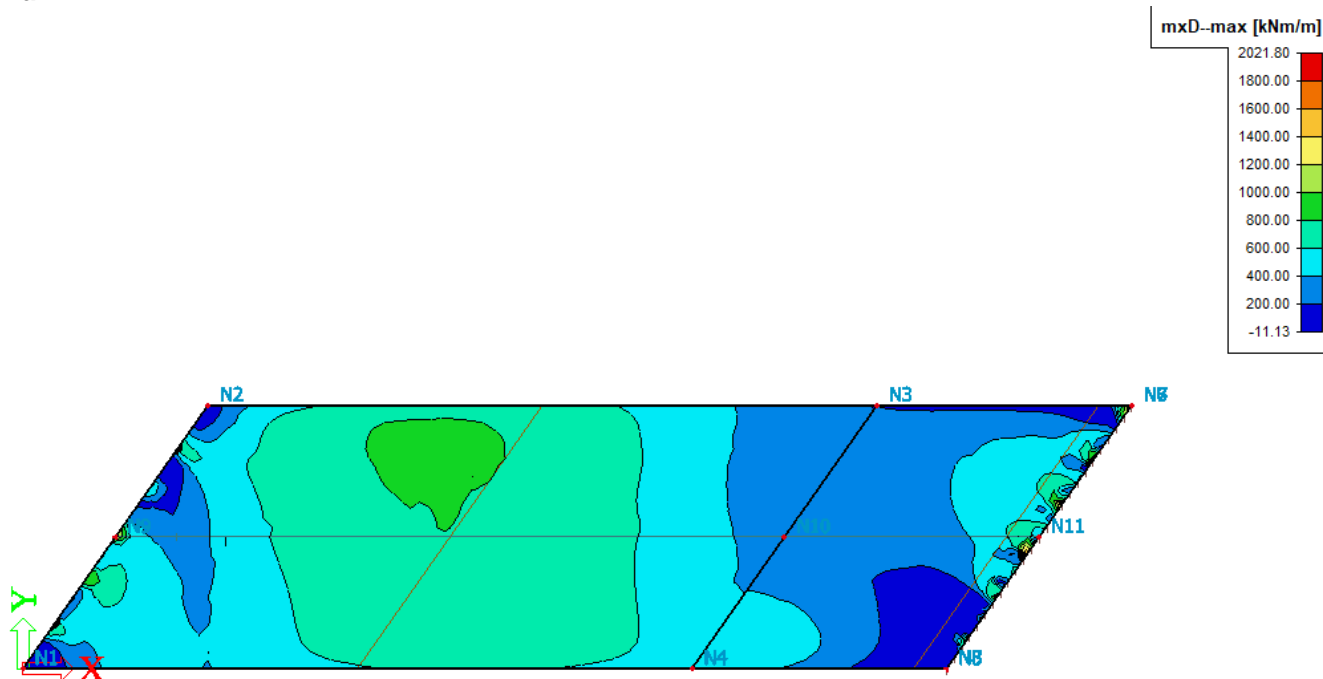
4.1. MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI (MSÚ)

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{ROVNICE 6.10a}$$

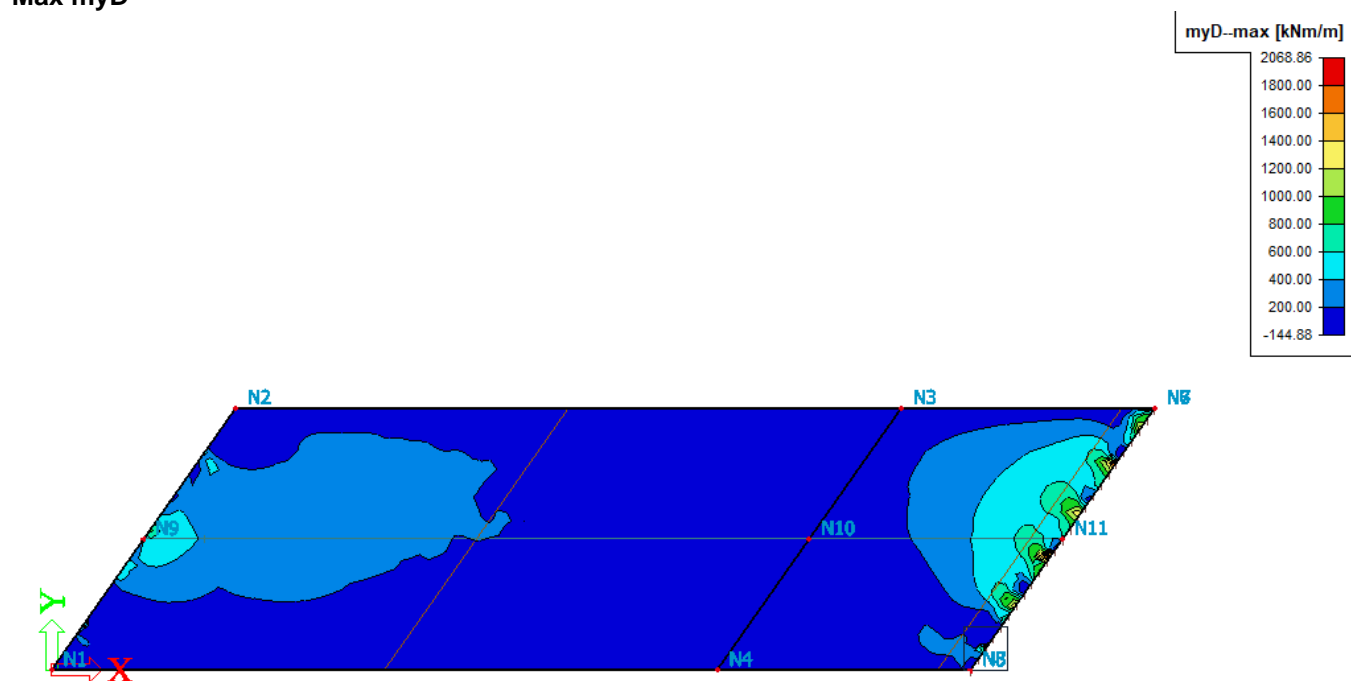
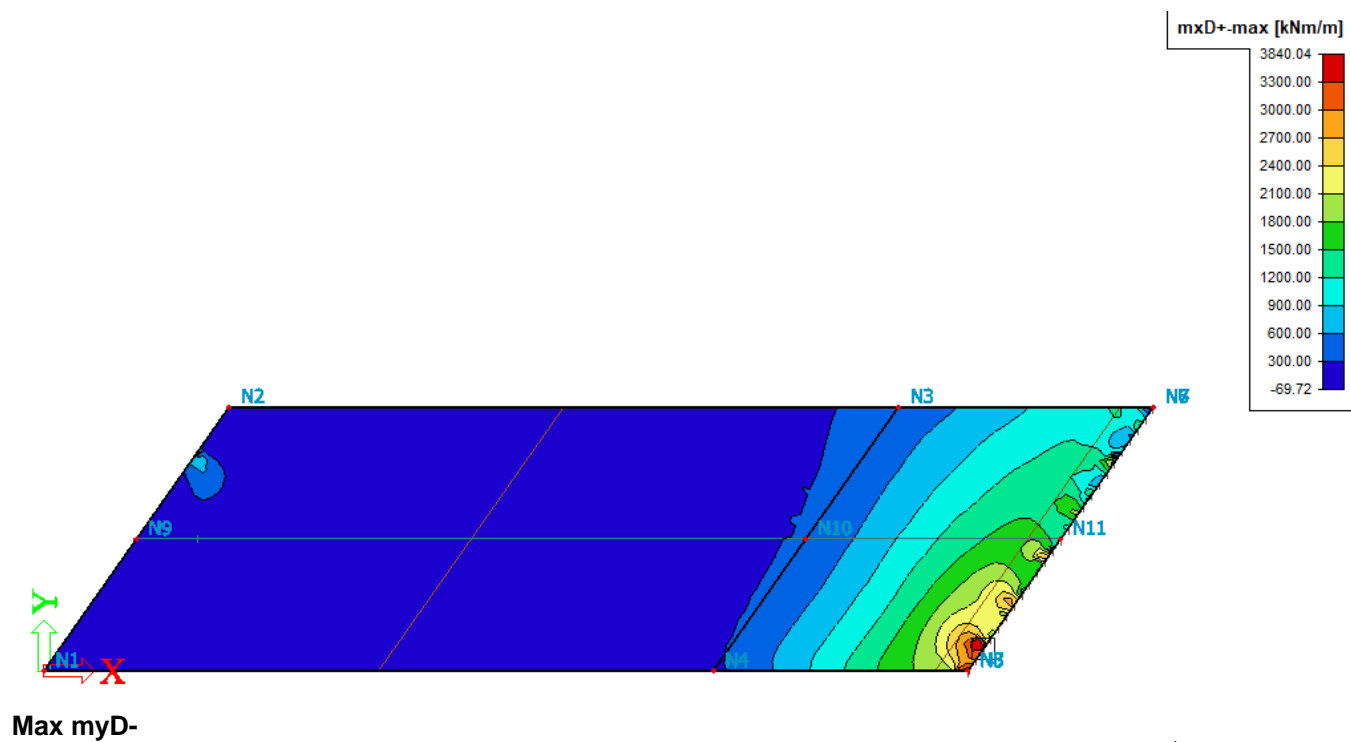
$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{ROVNICE 6.10b}$$

$$\gamma_{G,i,\text{sup}} = 1,35 \quad \gamma_{G,i,\text{inf}} = 1,00 \quad \gamma_{Q,1} = 1,35 \quad \xi = 0,85$$

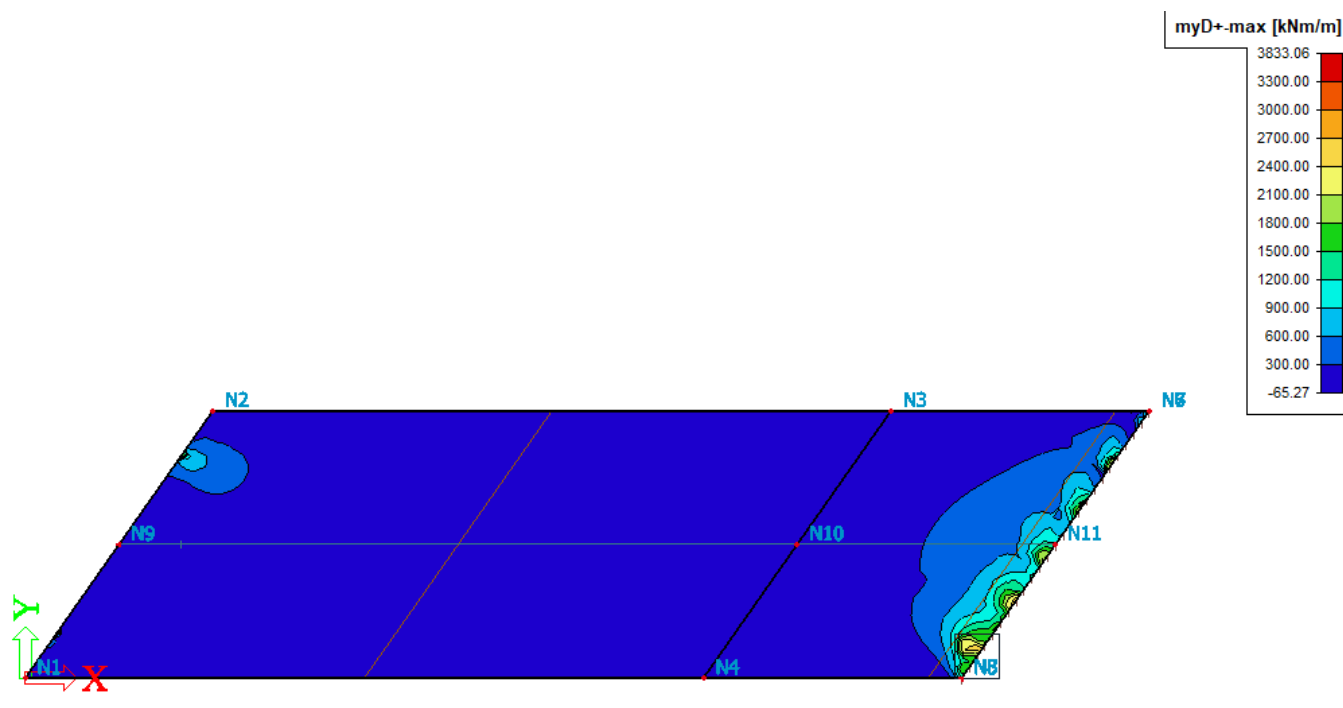
Max mxD-



Max mxD+



Max myD+



5. MATERIÁLOVÉ VLASTNOSTI

5.1. BETON

Pevnost v tlaku:

- Charakteristická válcová pevnost $f_{ck,cyl} = 35 \text{ MPa}$
- Charakteristická pevnost krychelná $f_{ck,cube} = 45 \text{ MPa}$
- Dlouhodobé účinky $\alpha_{cc} = 0,9$
- Součinitel spolehlivosti betonu $\gamma_c = 1,5$
- Návrhová pevnost v tlaku $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck,cyl} / \gamma_c$
 $f_{cd} = 0,9 \cdot 35 / 1,5 = 21 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu:

- Střední pevnost v tahu $f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$

Přetvoření betonu:

- Poměrné přetvoření při porušení $\epsilon_{cu3} = 0,0035$
- Modul pružnosti $E_{cm} = 34 \text{ GPa}$

Objemová hmotnost a tíha:

- Objemová hmotnost $\rho_c = 2500 \text{ kg/m}^3$
- Objemová tíha $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

5.2. Betonářská ocel

Třída oceli B500B

- | | | |
|----------------------------------|------------------------------|--|
| • Charakteristická mez kluzu | $f_{yk} =$ | 500 MPa |
| • Součinitel spolehlivosti oceli | $\gamma_s =$ | 1,15 |
| • Návrhová pevnost v tlaku | $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ | $f_{yd} = 500 / 1,15 = 434,78 \text{ MPa}$ |
| • Modul pružnosti | $E_s =$ | 200 GPa |

5.3. Předpínací ocel

Předpínací výztuž Y1860 S7 – 15,7-A

- | | | |
|--|---------------------------------|---|
| • Průměr lana | $\phi =$ | 15,7 mm |
| • Plocha jednoho lana | $A_p =$ | 150 mm |
| • Charakteristická pevnost v tahu | $f_{pk} =$ | 1860 MPa |
| • Charakteristické smluvní napětí 0,1% | $f_{p0,1k} =$ | 1640 MPa |
| • Návrhová mez kluzu | $f_{pd} = f_{p0,1k} / \gamma_s$ | $f_{pd} = 1640 / 1,15 = 1426 \text{ MPa}$ |
| • Modul pružnosti | $E_s =$ | 195 GPa |
| • Modul přetvoření | $\epsilon_{ud} =$ | 0,02 |

5.4. KRYTÍ BETONÁŘSKÉ VÝZTUŽE

Stupeň vlivu prostředí:	XD1
Počáteční konstrukční třída:	S4
Návrhová životnost:	100 let +2 tř.
Zajištěna zvláštní kontrola kvality:	Ano -1 tř.
Desková konstrukce:	Ano -1 tř.
Pevnostní třída:	Ne 0 tř.
Výsledná konstrukční třída	S4
Odhadovaný průměr výztuže	$\phi = 18 \text{ mm}$
Nominální hodnota krycí vrstvy:	$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$
Minimální krycí vrstva:	$c_{min} = \max \{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\}$
Minimální krycí vrstva - požadavek soudržnosti:	$c_{min,b} \geq \phi \text{ nebo } \phi_n$
	$c_{min,b} \geq (\phi + 5 \text{ mm}) \text{ nebo } (\phi_n + 5 \text{ mm}) \text{ při } d_g > 32 \text{ mm}$
	$c_{min,b} = 18 + 5 = 23 \text{ mm}$
Minimální krycí vrstva – podmínky prostředí:	$c_{min,dur} = 35 \text{ mm}$
Přídavná hodnota z hlediska spolehlivosti:	$\Delta c_{dur,y} = 0$
Redukce min. krycí vrstvy – nerezavějící ocel:	$\Delta c_{dur,st} = 0$
Redukce min. krycí vrstvy – dodatečná ochrana:	$\Delta c_{dur,add} = 0$
Možná návrhová odchylka:	$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$

$$c_{min} = \max \{23; 35 + 0 + 0 - 0; 10\} = 35 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 35 + 10 = 45 \text{ mm}$$

Navrhuji krycí $c = 50 \text{ mm}$

$$c = 50 \text{ mm} > c_{nom} = 45 \text{ mm}$$

5.5. Krytí předpínací výztuže

Stupeň vlivu prostředí:	XD1
Počáteční konstrukční třída:	S4
Návrhová životnost:	100 let +2 tř.
Zajištěna zvláštní kontrola kvality:	Ano -1 tř.
Desková konstrukce:	Ano -1 tř.
Pevnostní třída:	Ne 0 tř.
Výsledná konstrukční třída	S4
Odhadovaný průměr výztuže	$\phi = 105\text{mm}$
Nominální hodnota krycí vrstvy:	$c_{\text{nom}} = c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{dev}}$
Minimální krycí vrstva:	$c_{\text{min}} = \max \{c_{\text{min},b}; c_{\text{min},\text{dur}} + \Delta c_{\text{dur},y} - \Delta c_{\text{dur},\text{st}} - \Delta c_{\text{dur},\text{add}}; 10\text{mm}\}$
Minimální krycí vrstva - požadavek soudržnosti:	$c_{\text{min},b} \geq \phi$ nebo ϕ_n max. 80mm
	$c_{\text{min},b} \geq (\phi + 5\text{mm})$ nebo $(\phi_n + 5\text{mm})$ při $d_g > 32\text{mm}$
	$c_{\text{min},b} = 105 + 5 = 110\text{mm} > 80\text{mm}$
	$c_{\text{min},b} = 80\text{mm}$
Minimální krycí vrstva – podmínky prostředí:	$c_{\text{min},\text{dur}} = 35\text{mm}$
Přídavná hodnota z hlediska spolehlivosti:	$\Delta c_{\text{dur},y} = 0$
Redukce min. krycí vrstvy – nerezavějící ocel:	$\Delta c_{\text{dur},\text{st}} = 0$
Redukce min. krycí vrstvy – dodatečná ochrana:	$\Delta c_{\text{dur},\text{add}} = 0$
Možná návrhová odchylka:	$\Delta c_{\text{dev}} = 10\text{ mm}$

$$c_{\text{min}} = \max \{80; 35 + 0 + 0 - 0; 10\} = 80\text{mm}$$

$$c_{\text{nom}} = 80 + 10 = 90\text{mm}$$

Navrhuji krytí $c = 90\text{mm}$

$$c = 90\text{mm} \geq c_{\text{nom}} = 90\text{mm}$$

6. MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI (MSÚ)

6.1. OHYB V PODÉLNÉM SMĚRU

6.1.1. Uprostřed rozpětí

Vnitřní síly

$$M_{\text{ed}} = 794,02 \cdot 1,05 = 833,721 \text{ kNm}$$

$$N_{\text{ed}} = -3230 \cdot 1,05 = -3391,5 \text{ kN}$$

$$\sigma_{p,\infty} = 1255,12 \text{ Mpa}$$

Geometrie a materiál

b	1,05 m	ep	0,21 m
h	0,7 m	d=	0,56 m
Ac	0,735 m ²	Ap	0,00255 m ²
Iy	0,03001 m ⁴	Ep	195 Gpa
Ecm	34 Gpa	fpd	1426 Mpa
f _{ck}	35 Mpa	ε _{cu3}	0,0035
γ _c	1,5		
α _{cc}	0,9		
f _{cd}	21 Mpa	f _{yd}	434,783 Mpa

Základní napětí

napětí v předpínací výztuži z charakteristické kombinace:

$$\sigma_{p,\infty} = 1255,12 \text{ Mpa}$$

napětí v betonu v úrovni předpínací výztuže:

$$\sigma_{cp} = -3392 / 0,735 + 833,7 / 0,03 \cdot 0,21 = 1,21933 \text{ Mpa}$$

základní napětí v předpínací výztuži:

$$\sigma_{p,\infty}^{\vee} = 1255 - 1,219 \cdot 195 / 34 = 1248,13 \text{ Mpa}$$

Parametry pracovního diagramu

$$\varepsilon_{yd} = 1426 / 195 = 0,00731$$

$$\varepsilon_{p,\infty}^{\vee} = 1248 / 195 = 0,0064$$

Využitelná síla v předpínací výztuži

$$\Delta\sigma_p = 1426 - 1248 = 177,873 \text{ Mpa}$$

$$\Delta F_p = 0,003 \cdot 177,9 = 453,577 \text{ kN}$$

Stanovení síly F_{cc} v tlačeném betonu:

$$N_{Ed} = N_{Rd} = -3392 \text{ kN}$$

$$F_{cc} = | -3392 | + 453,6 = 3845,08 \text{ kN}$$

$$A_{cc} = 3845 / 21 = 0,1831 \text{ m}^2$$

Poloha neutrální osy

$$x = 0,183 / (0,8 \cdot 1) = 0,21797 \text{ m}$$

$$x_c = 1 \cdot 0,218 = 0,17438 \text{ m}$$

$$x_{bal,1} = 0,56 \cdot 0,0035 / (0,0035 - 0,0064 + 0,00731) = 0,44423$$

$$x \leq x_{bal,1} \quad \text{OK}$$

Ramena vnitřních sil a výpočet momentu M_{Rd}

$$z_{cc} = 0,7 / 2 - 0,174 / 2 = 0,263 \text{ m}$$

$$z_p = | 0,21 | = 0,21$$

$$3845 \cdot 0,263 + 453,6 \cdot 0,21 = 1106$$

$$M_{Rd} = 1106 > M_{Ed} = 833,7 \quad 75\% \quad \text{OK}$$

Ověření využití předpínací výztuže

$$\Delta\varepsilon_p = 0,004 \cdot (0,56 / 0,218 - 1) = 0,00549186$$

$$\varepsilon_p = 0,005 + 0,0064 = 0,01189 \geq \varepsilon_{yd} \quad \text{OK}$$

Určení dvojice sil

$$h_s = 40 \text{ poloha bet. výztuže od líce}$$

$$\phi_s = 22 \text{ mm}$$

$$s = 150 \text{ mm}$$

$$n = 8 \text{ ks}$$

$$A_{st} = 0,00304 \text{ m}^2$$

$$F_{st} = 1322,2 = \Delta F_{cc}$$

$$\Delta A_{cc} = 0,0629619 \text{ m}^2$$

$$\Delta x_c = 0,0599638 \text{ m}$$

Výpočet s použitím betonářské výztuže:

$$\begin{aligned}x_c &= 0,2343436 \text{ m} \\x &= 0,2929296 \text{ m} \\A_{cc} &= 0,2460608 \text{ m}^2 \\F_{cc} &= 5167,2774 \\z_{cc} &= 0,7 / 2 - 0,234 / 2 = 0,233 \\z_{st} &= 0,7 / 2 - 0,04 - 0,022 / 2 = 0,299\end{aligned}$$

Nový moment na mezi únosnosti

$$\begin{aligned}M_{Rd} &= 5167 \cdot 0,233 + 453,6 \cdot 0,21 + 1322 \cdot 0,299 = 1693,68 \\M_{Rd} &= 1694 > M_{Ed} = 833,7 \quad 49\% \quad \mathbf{OK}\end{aligned}$$

Ověření přetvoření betonářské výztuže:

$$\begin{aligned}\epsilon_{st,lim} &= 0,00217 \\ \epsilon_{st} &= 0,00425 \geq \epsilon_{st,lim} \quad \mathbf{OK}\end{aligned}$$

Navržená předpínací výztuž v poli vyhovuje z hlediska mezního stavu porušení.

6.1.2. Podpěra

SMĚR X

Vnitřní síly

$$\begin{aligned}M_{ed} &= 3606 \cdot 1,43 = 5138,55 \text{ kNm} \\N_{ed} &= -3230 \cdot 1,43 = -4618,9 \text{ kN} \\\sigma_{p,\infty} &= 1233 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

Geometrie a materiál

b	1,425 m	ep	0,42 m
h	1,5 m	d=	1,17 m
Ac	2,1375 m ²	Ap	0,0033 m ²
Iy	0,40078 m ⁴	Ep	195 Gpa
Ecm	34 Gpa	f _{pd}	1426 Mpa
f _{ck}	35 Mpa	ε _{cu3}	0,0035
γ _c	1,5		
α _{cc}	0,9		
f _{cd}	21 Mpa	f _{yd}	434,783 Mpa

Základní napětí

napětí v předpínací výztuži z charakteristické kombinace:

$$\sigma_{p,\infty} = 1194,3 \text{ Mpa}$$

napětí v betonu v úrovni předpínací výztuže:

$$\sigma_{cp} = -4619 / 2,138 + 5138,6 / 0,401 \cdot 0,42 = 3,22407 \text{ Mpa}$$

základní napětí v předpínací výztuži:

$$\sigma_{p,\infty}^{\vee} = 1194 - 3,224 \cdot 195 / 34 = 1175,81 \text{ Mpa}$$

Parametry pracovního diagramu

$$\varepsilon_{yd} = 1426 / 195 = 0,007313$$

$$\varepsilon_{p,\infty} = 1176 / 195 = 0,00603$$

Využitelná síla v předpínací výztuži

$$\Delta\sigma_p = 1426 - 1176 = 250,191 \text{ Mpa}$$

$$\Delta F_p = 0,003 \cdot 250,2 = 825,6303 \text{ kN}$$

Stanovení síly F_{cc} v tlačeném betonu:

$$N_{Ed} = N_{Rd} = -4619 \text{ kN}$$

$$F_{cc} = | -4619 | + 825,63 = 5444,53 \text{ kN}$$

$$A_{cc} = 5445 / 21 = 0,25926 \text{ m}^2$$

Poloha neutrální osy

$$x = 0,259 / (0,8 \cdot 1,4) = 0,22742 \text{ m}$$

$$x_c = 1 \cdot 0,227 = 0,18194 \text{ m}$$

$$x_{bal,1} = 1,17 \cdot 0,0035 / (0,0035 - 0,00603 + 0,00731) = 0,85615$$

$$x \leq x_{bal,1} \quad \text{OK}$$

Ramena vnitřních sil a výpočet momentu M_{Rd}

$$z_{cc} = 1,5 / 2 - 0,182 / 2 = 0,659 \text{ m}$$

$$z_p = | 0,42 | = 0,42$$

$$M_{Rd} = 5445 \cdot 0,659 + 825,63 \cdot 0,42 = 3935$$
$$M_{Rd} = 3935 < M_{Ed} = 5138,6 \quad 131\% \quad \text{NEVYHOVÍ}$$

Ověření využití předpínací výztuže

$$\Delta\varepsilon_p = 0,004 \cdot (1,17 / 0,2274 - 1) = 0,01450602$$

$$\varepsilon_p = 0,015 + 0,00603 = 0,020536 \geq \varepsilon_{yd} \quad \text{OK}$$

Návrh betonářské výztuže

Určení dvojice sil

$$h_s = 50 \text{ poloha bet. výztuže od líce}$$

$$\phi_s = 22 \text{ mm}$$

$$s = 150 \text{ mm}$$

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

$$A_{st} = 0,00228 \text{ m}^2$$

$$F_{st} = 991,651 = \Delta F_{cc}$$

$$\Delta A_{cc} = 0,0472215 \text{ m}^2$$

$$\Delta x_c = 0,0331379 \text{ m}$$

Výpočet s použitím betonářské výztuže:

$$\begin{aligned}x_c &= 0,2150771 \text{ m} \\x &= 0,2688463 \text{ m} \\A_{cc} &= 0,3064848 \text{ m}^2 \\F_{cc} &= 6436,1808 \\z_{cc} &= 1,5 / 2 - 0,215 / 2 = 0,642 \\z_{st} &= 1,5 / 2 - 0,05 - 0,022 / 2 = 0,689\end{aligned}$$

Nový moment na mezi únosnosti

$$\begin{aligned}M_{Rd} &= 6436 \cdot 0,642 + 825,63 \cdot 0,42 + 991,7 \cdot 0,689 = 5165,01 \\M_{Rd} &= 5165 > M_{Ed} = 5138,6 \quad 99\% \quad \mathbf{OK}\end{aligned}$$

Ověření přetvoření betonářské výztuže:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{st,lim} &= 0,00217 \\ \varepsilon_{st} &= 0,01523 \geq \varepsilon_{st,lim} \quad \mathbf{OK}\end{aligned}$$

SMĚR Z

Vnitřní síly

$$\begin{aligned}M_{ed} &= 3606 \cdot 0,9 = 3245,4 \text{ kNm} \\N_{ed} &= -3230 \cdot 0,9 = -2907 \text{ kN} \\\sigma_{p,\infty} &= 1157 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

Geometrie a materiál

b	0,9 m	ep	0,25 m
h	1,5 m	d=	1 m
Ac	1,35 m ²	Ap	0,0033 m ²
Iy	0,25313 m ⁴	Ep	195 Gpa
Ecm	34 Gpa	f _{pd}	1426 Mpa
f _{ck}	35 Mpa	ε _{cu3}	0,0035
γ _c	1,5		
α _{cc}	0,9		
f _{cd}	21 Mpa	f _{yd}	434,783 Mpa

Základní napětí

napětí v předpínací výztuži z charakteristické kombinace:

$$\sigma_{p,\infty} = 1157 \text{ Mpa}$$

napětí v betonu v úrovni předpínací výztuže:

$$\sigma_{cp} = -2907 / 1,35 + 3245,4 / 0,253 \cdot 0,25 = 1,052 \text{ Mpa}$$

základní napětí v předpínací výztuži:

$$\sigma_{p,\infty}^{\vee} = 1157 - 1,052 \cdot 195 / 34 = 1150,97 \text{ Mpa}$$

Parametry pracovního diagramu

$$\begin{aligned}\varepsilon_{yd} &= 1426 / 195 = 0,007313 \\\varepsilon_{p,\infty}^{\vee} &= 1151 / 195 = 0,005902\end{aligned}$$

Využitelná síla v předpínací výztuži

$$\Delta\sigma_p = 1426 - 1151 = 275,0335 \text{ Mpa}$$

$$\Delta F_p = 0,003 \cdot 275 = 907,6106 \text{ kN}$$

Stanovení síly F_{cc} v tlačném betonu:

$$N_{Ed} = N_{Rd} = -2907 \text{ kN}$$

$$F_{cc} = | -2907 | + 907,61 = 3814,61 \text{ kN}$$

$$A_{cc} = 3815 / 21 = 0,18165 \text{ m}^2$$

Poloha neutrální osy

$$x = 0,182 / (0,8 \cdot 0,9) = 0,25229 \text{ m}$$

$$x_c = 1 \cdot 0,252 = 0,20183 \text{ m}$$

$$x_{bal,1} = 1 \cdot 0,0035 / (0,0035 - 0,0059 + 0,00731) = 0,71277$$

$$x \leq x_{bal,1} \quad \text{OK}$$

Ramena vnitřních sil a výpočet momentu M_{Rd}

$$z_{cc} = 1,5 / 2 - 0,202 / 2 = 0,649 \text{ m}$$

$$z_p = | 0,25 | = 0,25$$

$$3815 \cdot 0,649 + 907,61 \cdot 0,25 = 2703$$

$$M_{Rd} = 2703 < M_{Ed} = 3245,4 \quad 120\% \quad \text{NEVYHOVI}$$

Ověření využití předpínací výztuže

$$\Delta\varepsilon_p = 0,004 \cdot (1 / 0,2523 - 1) = 0,01037298$$

$$\varepsilon_p = 0,01 + 0,0059 = 0,016275 \geq \varepsilon_{yd} \quad \text{OK}$$

Návrh betonářské výztuže

Určení dvojice sil

$$h_s = 50 \text{ poloha bet. výztuže od líce}$$

$$\phi_s = 22 \text{ mm}$$

$$s = 150 \text{ mm}$$

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

$$A_{st} = 0,00228 \text{ m}^2$$

$$F_{st} = 991,651 = \Delta F_{cc}$$

$$\Delta A_{cc} = 0,0472215 \text{ m}^2$$

$$\Delta x_c = 0,0524683 \text{ m}$$

Výpočet s použitím betonářské výztuže:

$$x_c = 0,2542995 \text{ m}$$

$$x = 0,3178744 \text{ m}$$

$$A_{cc} = 0,2288696 \text{ m}^2$$

$$F_{cc} = 4806,2612$$

$$z_{cc} = 1,5 / 2 - 0,254 / 2 = 0,623$$

$$z_{st} = 1,5 / 2 - 0,05 - 0,022 / 2 = 0,689$$

Nový moment na mezi únosnosti

$$M_{Rd} = 4806 \cdot 0,623 + 907,61 \cdot 0,25 + 991,7 \cdot 0,689 = 3903,73$$

$$M_{Rd} = 3904 > M_{Ed} = 3245,4 \quad 83\% \quad \text{OK}$$

Ověření přetvoření betonářské výztuže:

$$\varepsilon_{st,lim} = 0,00217$$

$$\varepsilon_{st} = 0,01234 \geq \varepsilon_{st,lim} \quad \text{OK}$$

Navržená předpínací výztuž nad podporou vyhovuje z hlediska mezního stavu porušení.

6.2. OHYB V PŘÍČNÉM SMĚRU

Vnitřní síly

$$M_{ed} = 2552$$

Geometrie a materiál

b	1 m		
h	1,5 m	d=	1,44 m
Ac	1,5 m ²	f _{ctm}	3,2 Mpa
I _y	0,28125 m ⁴	E _p	195 Gpa
E _{cm}	34 Gpa	E _s	200 Gpa
f _{ck}	35 Mpa	ε _{cu3}	0,0035
γ _c	1,5		
α _{cc}	0,9	φ	0,025 mm
f _{cd}	21 Mpa	f _{yd}	434,783

Požadovaná plocha výztuže

$$A_{st,req} = 0,0042 \text{ m}^2$$

$$n = 9$$

$$s = 0,11$$

$$A_{st} = 0,00441786 \text{ m}^2$$

Poloha N.O

$$x = 0,11433 \text{ m}$$

$$x_c = 0,09147 \text{ m}$$

Kontrola přetvoření výztuže

$$\varepsilon_{st} = 0,04058$$

$$\varepsilon_{yd} = 0,002$$

$$\varepsilon_{st} \geq \varepsilon_{yd} \quad \text{OK}$$

Rameno vnitřních sil

$$z = 1,394 \text{ m}$$

$$M_{Rd} = 2678 > M_{Ed} = 2552 \quad 95\% \quad \text{OK}$$

$$A_{smin} = 0,002396 \text{ m}^2 < A_{st} \quad \text{OK}$$

$$A_{smax} = 0,06 \text{ m}^2 > A_{st} \quad \text{OK}$$

Výztuž ve zbylé části navržena dle konstrukčních zásad

- ROZDĚLOVACÍ VÝZTUŽ - HORNÍ POVRCH - SMĚR X – Ø16/150 A_s = 13,4 · 10⁻⁴
- ROZDĚLOVACÍ VÝZTUŽ – HORNÍ + SPODNÍ POVRCH - SMĚR Y – Ø16/150 A_s = 13,4 · 10⁻⁴

6.3. SMYK

Vodorovná posouvající síla $F_{ed} = 254,52 \text{ kN/m}$

NÁVRH VYZTUŽE – SPONA Ø8 á 150 mm $A_s = 3,35 \cdot 10^{-4}$

$$V_{rd,sw} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta = \frac{3,35 \cdot 10^{-4}}{0,150} \cdot 0,9 \cdot 0,678 \cdot 434,783 \cdot 10^3 \cdot 1 = 592,51 \text{ kN} > F_{ed} = 254,52 \text{ kN}$$

6.4. POSOUZENÍ KOTEVNÍ OBLASTI

počet lan= 22 ks

$A_{p1} = 150 \text{ mm}^2$

$\sigma_{pmax} = 1440 \text{ Mpa}$

$P_{max} = 4752 \text{ kN}$

$F_{ed} = 5702 \text{ kN}$

$b_1 = 0,32 \text{ m}$

$d_1 = 0,32 \text{ m}$

$b_2 < 3 \times b_1 = 0,96 \text{ m}$

volím $b_2 = 0,75 \text{ m}$

$d_2 < 3 \times d_1 = 0,96 \text{ m}$

volím $d_2 = 1 \text{ m}$

$h > (b_2 - b_1) = 0,43 \text{ m}$

$h > (d_2 - d_1) = 0,68 \text{ m}$

volím $h = 0,6 \text{ m}$

$A_{c1} = 0,102 \text{ m}^2$

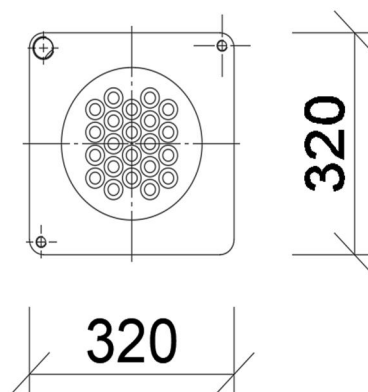
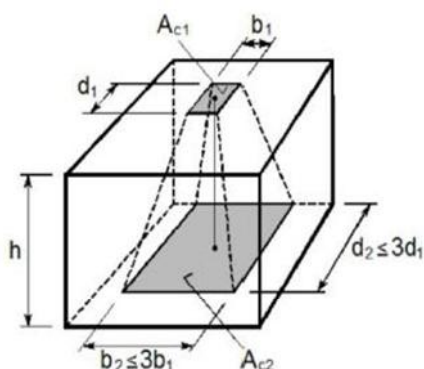
$A_{c2} = 0,75 \text{ m}^2$

$f_{cd} = 21 \text{ Mpa}$

$$f_{cdc} = f_{cd} (A_{c2} / A_{c1})^{0,5} = 56,83 \text{ Mpa}$$

$$f_{cdc} < 3 \times f_{cd} = 63 \text{ Mpa}$$

$$F_{rd} = f_{cdc} \times A_{c1} = 5820 \text{ kN}$$



$$F_{ed} = 5702,4 \text{ kN} < F_{rd} = 5819,6907 \text{ kN}$$

Návrh výztuže v oblasti u povrchu

$$\sigma_{sd} = 250 \text{ Mpa}$$

$$F_{ed} = 5702 \text{ kN}$$

$$A_{sp,reg} = 0,03 \times R_{dc} \times 1 / \sigma_{sd} = 6,84E-04 \text{ m}^2$$

$$\phi = 14 \text{ mm}$$

U povrchu navrhuji 5x ϕ 14

$$A_{sp,reg} = 6,84E-04 \text{ m}^2 < A_{s,skut} = 7,70E-04 \text{ m}^2$$

$$F_{ed} = 5702 \text{ kN}$$

$$a = 0,32 \text{ m}$$

$$a' = 0,32 \text{ m}$$

$$F_{ck} = 35 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sd} = 250 \text{ Mpa}$$

$$c \cdot c' \geq F_{ed} / (0,6 f_{ck})$$

$$c \cdot c' \geq \frac{5702,4}{0,6 \cdot 35} = 0,272 \text{ m}^2$$

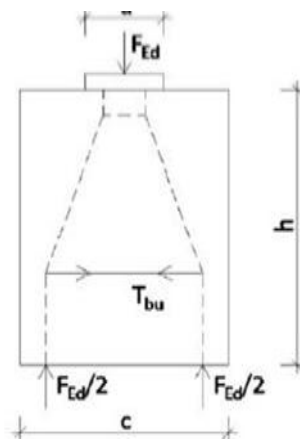
$$c = 0,7 \text{ m}$$

$$c' = 0,7 \text{ m}$$

$$h = 1,2 \cdot \max(c; c') = 1,2 \cdot (840; 840) = 0,84 \text{ m}$$

$$\frac{c}{a} \leq 1,25 \cdot \frac{(c \cdot c')}{(a \cdot a')} \quad 0,5$$

$$2,188 \leq 2,734$$



Štěpná síla

$$T_{bu} = \frac{1}{4} \cdot \frac{(0,3 - 0,25) \cdot 5702}{0,3} = 773,90 \text{ kN}$$

$$A_{s,reg} = \frac{T_{bu}}{\sigma_{sd}} = \frac{773,90}{250000} = 3,096E-03 \text{ m}^2$$

$$A_{s,reg,min} = 0,15 \cdot \frac{F_{ed}}{\sigma_{sd}} = 0,15 \cdot \frac{5702,4}{250000} = 3,421E-03 \text{ m}^2$$

$$A_{s,reg} = 3,421E-03 \text{ m}^2$$

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

$$n = 11$$

Návrhuji kolem každé kotvy mříž z profilu - $\phi 20/75$, celkem 8ks

$$A_{s,prov} = 3,456E-03 \text{ m}^2 > A_{s,reg} = 3,421E-03 \text{ m}^2$$

13 MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI

- Konstrukce je posuzována pro situace v časech:

$$t_0 = 28 \text{ dní (předepnutí konstrukce)}$$

$$t_\infty = 100 \text{ let (návrhová životnost konstrukce)}$$

- Třída prostředí: XF2

- Materiálové charakteristiky:

$$\text{Charakteristická pevnost betonu v tlaku: } f_{ck} = 35 \text{ [MPa]}$$

$$\text{Střední pevnost betonu v tahu: } f_{ctm} = 3,2 \text{ [MPa]}$$

$$\text{Charakteristická pevnost předpínací výztuže v tahu: } f_{pk} = 1860 \text{ [MPa]}$$

- Posouzení provedeno dle ČSN EN 1992 – 1 – 1

- Kombinace:

$$\text{Charakteristická } \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$\text{Kvazistálá: } \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Podmínky omezení napětí a omezení trhlin:

$c_{1,2}$	<	$0,45 f_{ck}$	pro kvazistálou kombinaci v čase	$t_0 =$	28 dní
$\sigma_{c1,2}$	<	$0,60 f_{ck}$	pro charakteristickou kombinaci v čase	$t_0 =$	28 dní
$\sigma_{c1,2}$	<	$0,45 f_{ck}$	pro kvazistálou kombinaci v čase	$t_{00} =$	100 let
$\sigma_{c1,2}$	<	$0,60 f_{ck}$	pro charakteristickou kombinaci v čase	$t_{00} =$	100 let
$\sigma_{c1,2}$	\leq	f_{ctm}	pro obě kombinace v čase	$t_0 =$	28 dní
$\sigma_{c1,2}$	\leq	f_{ctm}	pro obě kombinace v čase	$t_{00} =$	100 let

- V posouzení nepočítám s častou kombinací. Maximálních hodnot tahového napětí se dosáhne při charakteristické kombinaci.

Napětí – charakteristická kombinace čas t_0

Lineární výpočet, Extrém : Globální

Výběr : Vše

Kombinace : Charakteristická

Základní veličiny. V uzlech, průměrovat.

Řez	dx [m]	Stav	X [m]	Y [m]	Z [m]	prvek	sigx+ [MPa]	sigy+ [MPa]	sigxy+ [MPa]	sigx- [MPa]	sigy- [MPa]	sigxy- [MPa]
SE10	3,667	Charakteristická1	9,733	3,000	0,000	2291	-10,1	-0,3	0,4	-4,4	-0,2	-1,5
SE11	0,494	Charakteristická1	20,589	0,405	0,000	2439	2,8	0,5	-0,1	-4,0	0,3	-0,1
SE3	11,806	Charakteristická1	23,164	3,000	-6,000	4311	-0,3	-2,4	0,0	-0,5	-4,2	0,0
SE3	5,551	Charakteristická1	22,909	3,000	0,000	2454	-1,1	2,4	0,3	-3,6	-0,8	1,3
SE11	0,994	Charakteristická1	20,877	0,813	0,000	2614	-1,0	0,0	-1,6	-8,5	-0,9	0,1
SE10	1,748	Charakteristická1	8,630	1,430	0,000	1432	-5,4	0,2	1,6	0,1	0,0	-0,4
SE11	0,979	Charakteristická1	20,868	0,801	0,000	2613	-1,0	0,0	-1,6	-8,5	-0,8	0,0
SE10	7,334	Charakteristická1	11,842	6,000	0,000	395	-3,9	0,0	0,1	1,9	0,0	-0,1
SE3	13,406	Charakteristická1	23,164	3,000	-7,600	4607	-0,5	-2,3	0,0	-0,9	-4,3	0,0
SE3	0,000	Charakteristická1	17,358	3,000	0,000	2402	-1,9	0,8	0,5	-2,4	0,9	0,1
SE10	2,689	Charakteristická1	9,171	2,200	0,000	1847	-10,1	0,0	0,4	-4,5	-0,2	-1,5
SE11	2,687	Charakteristická1	21,850	2,198	0,000	2677	0,7	1,8	0,2	-3,7	-0,2	1,5

Napětí –kvazistálá kombinace čas t_0

Lineární výpočet, Extrém : Globální

Výběr : Vše

Kombinace : Kvazistálá

Základní veličiny. V uzlech, průměrovat.

Řez	dx [m]	Stav	X [m]	Y [m]	Z [m]	prvek	sigx+ [MPa]	sigy+ [MPa]	sigxy+ [MPa]	sigx- [MPa]	sigy- [MPa]	sigxy- [MPa]
SE10	0,000	KVAZISTÁLÁ	7,624	0,000	0,000	462	-7,4	0,0	0,1	-4,2	0,0	-0,1
SE11	7,334	KVAZISTÁLÁ	24,523	6,000	0,000	2366	1,2	0,0	0,0	-2,5	0,1	-0,1
SE3	11,406	KVAZISTÁLÁ	23,164	3,000	-5,600	4237	-0,2	-2,2	0,0	-0,2	-2,8	0,0
SE3	5,551	KVAZISTÁLÁ	22,909	3,000	0,000	2454	-2,4	1,9	0,2	-4,1	-1,1	0,8
SE11	0,994	KVAZISTÁLÁ	20,877	0,813	0,000	2614	-0,7	0,5	-1,1	-6,3	-0,5	0,2
SE3	5,806	KVAZISTÁLÁ	23,164	3,000	0,000	2798	-3,1	1,4	1,1	-5,6	-0,8	0,7
SE3	5,806	KVAZISTÁLÁ	23,164	3,000	0,000	2798	-4,0	0,2	0,6	-6,5	-1,9	0,3
SE3	5,806	KVAZISTÁLÁ	23,164	3,000	0,000	3238	0,1	-0,1	-1,0	1,2	-0,8	-0,7
SE3	13,406	KVAZISTÁLÁ	23,164	3,000	-7,600	4607	-0,4	-2,1	0,0	-0,6	-2,8	0,0
SE3	0,000	KVAZISTÁLÁ	17,358	3,000	0,000	2402	-3,5	0,4	0,3	-3,8	0,4	-0,2
SE3	5,806	KVAZISTÁLÁ	23,164	3,000	0,000	3238	-0,1	-0,6	-1,0	0,6	-1,5	-0,7

Řez	dx [m]	Stav	X [m]	Y [m]	Z [m]	prvek	sigx+ [MPa]	sigy+ [MPa]	sigxy+ [MPa]	sigx- [MPa]	sigy- [MPa]	sigxy- [MPa]
SE11	2,687	KVAZISTÁLÁ	21,850	2,198	0,000	2677	-1,0	1,4	0,1	-4,2	-0,5	1,0

Napětí – charakteristická kombinace čas t00

Lineární výpočet, Extrém : Globální

Výběr : Vše

Kombinace : Charakter too

Základní veličiny. V uzlech, průměrovat.

Řez	dx [m]	Stav	X [m]	Y [m]	Z [m]	prvek	sigx+ [MPa]	sigy+ [MPa]	sigxy+ [MPa]	sigx- [MPa]	sigy- [MPa]	sigxy- [MPa]
SE10	3,667	Charakteristická	9,733	3,000	0,000	2291	-10,1	-0,4	0,5	-3,6	-0,2	-1,6
SE11	0,494	Charakteristická	20,589	0,405	0,000	2439	3,2	0,6	0,0	-4,0	0,3	-0,1
SE3	11,806	Charakteristická	23,164	3,000	-6,000	4311	-0,3	-2,0	0,0	-0,5	-4,3	0,0
SE3	5,551	Charakteristická	22,909	3,000	0,000	2454	-0,7	2,3	0,2	-3,5	-0,7	1,3
SE11	0,994	Charakteristická	20,877	0,813	0,000	2614	-0,5	0,0	-1,6	-8,4	-1,0	0,1
SE10	1,956	Charakteristická	8,749	1,600	0,000	1431	-5,3	0,2	1,7	0,9	0,0	-0,5
SE11	0,979	Charakteristická	20,868	0,801	0,000	2613	-0,5	0,0	-1,5	-8,5	-0,9	0,0
SE10	7,334	Charakteristická	11,842	6,000	0,000	395	-3,9	0,0	0,2	2,6	0,0	-0,1
SE3	13,406	Charakteristická	23,164	3,000	-7,600	4607	-0,4	-1,9	0,0	-0,9	-4,4	0,0
SE3	0,000	Charakteristická	17,358	3,000	0,000	2402	-1,5	0,8	0,5	-2,1	0,9	0,0
SE10	2,689	Charakteristická	9,171	2,200	0,000	1847	-10,0	-0,1	0,5	-3,7	-0,1	-1,6
SE11	2,687	Charakteristická	21,850	2,198	0,000	2677	1,2	1,7	0,2	-3,7	-0,2	1,4

Napětí –kvazistálá kombinace čas t00

Lineární výpočet, Extrém : Globální

Výběr : Vše

Kombinace : kvazi too

Základní veličiny. V uzlech, průměrovat.

Řez	dx [m]	Stav	X [m]	Y [m]	Z [m]	prvek	sigx+ [MPa]	sigy+ [MPa]	sigxy+ [MPa]	sigx- [MPa]	sigy- [MPa]	sigxy- [MPa]
SE10	0,000	Kvazistálá 00	7,624	0,000	0,000	462	-7,3	0,0	0,1	-3,3	0,0	-0,1
SE11	7,334	Kvazistálá 00	24,523	6,000	0,000	2366	1,2	0,0	0,0	-2,3	0,1	0,0
SE3	11,406	Kvazistálá 00	23,164	3,000	-5,600	4237	-0,2	-1,7	0,0	-0,2	-2,9	0,0
SE3	5,551	Kvazistálá 00	22,909	3,000	0,000	2454	-1,9	1,8	0,1	-3,9	-1,0	0,8
SE11	0,994	Kvazistálá 00	20,877	0,813	0,000	2614	-0,1	0,5	-1,1	-6,2	-0,5	0,2
SE3	5,806	Kvazistálá 00	23,164	3,000	0,000	2798	-2,5	1,4	0,9	-5,2	-0,8	0,7
SE11	0,979	Kvazistálá 00	20,868	0,801	0,000	2613	-0,1	0,5	-1,0	-6,2	-0,4	0,1
SE3	5,806	Kvazistálá 00	23,164	3,000	0,000	3238	0,2	0,2	-0,9	1,1	-0,9	-0,6
SE3	13,406	Kvazistálá 00	23,164	3,000	-7,600	4607	-0,3	-1,6	0,0	-0,6	-2,9	0,0
SE3	0,000	Kvazistálá 00	17,358	3,000	0,000	2402	-2,9	0,4	0,4	-3,4	0,4	-0,3
SE10	3,912	Kvazistálá 00	9,874	3,200	0,000	2243	-6,6	0,1	0,6	-2,9	-0,1	-0,8
SE11	2,687	Kvazistálá 00	21,850	2,198	0,000	2677	-0,5	1,3	0,1	-4,2	-0,5	1,0

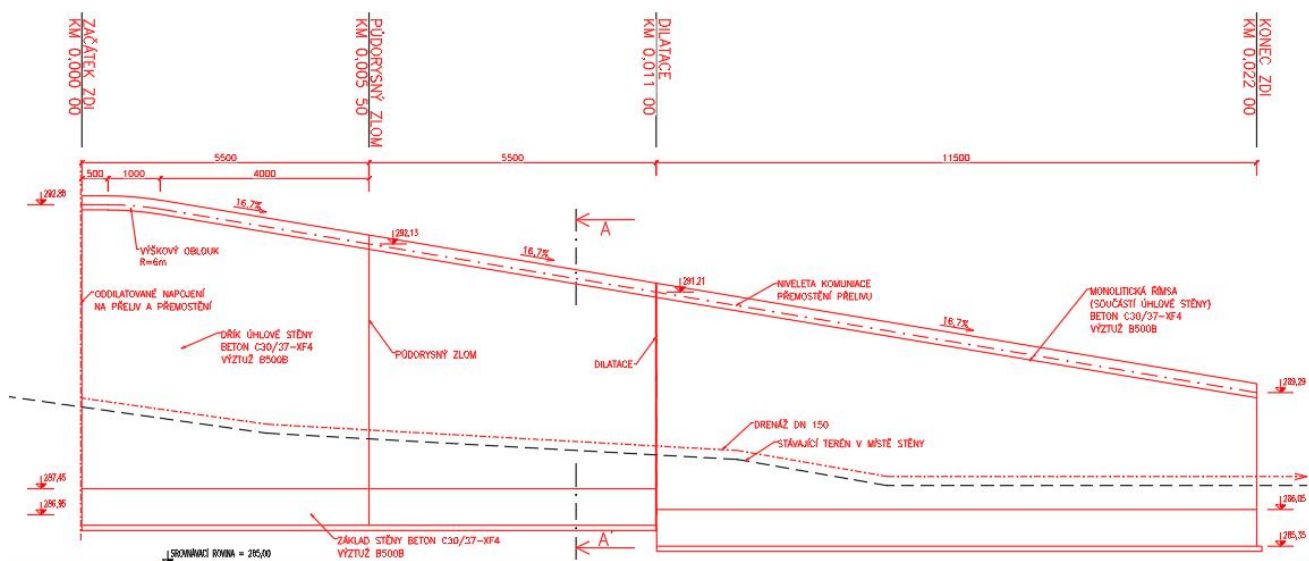
- Konstrukce vyhovuje všem podmínkám pro omezení napětí a trhlin dle ČSN EN 1992-1-1
- V žádné z kombinací nedojde k překročení střední hodnoty pevnosti betonu v tahu

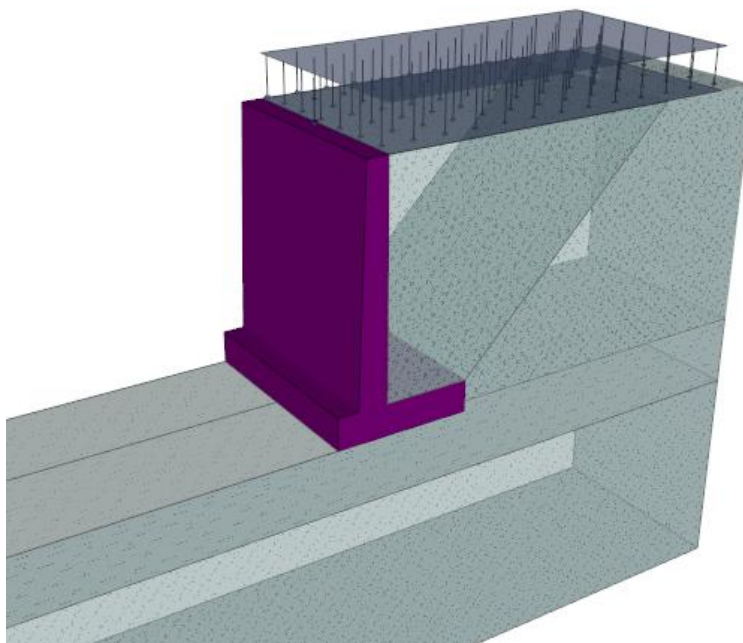
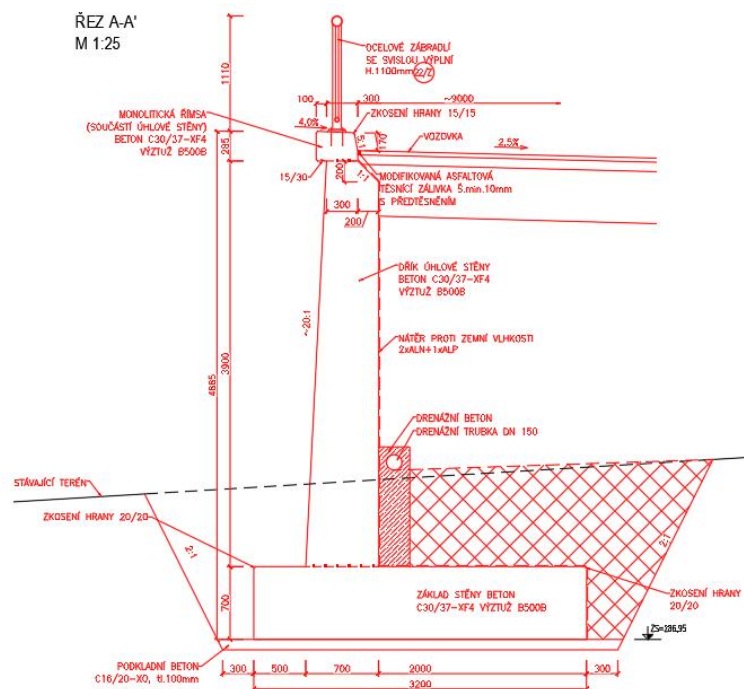
14 ZÁVĚR

Navržený mostní objekt byl posouzen z hlediska mezních stavů únosnosti a použitelnosti dle platných norem. Výpočtem byla ověřena únosnost a použitelnost navrženého řešení.

15 POSOUZENÍ ZDI

GEOMETRIE





16 PARAMETRY VÝPOČTU

2.1. Koeficienty pro trvalou návrhovou situaci

Součinitele redukce zatížení		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení:	$\gamma_G =$	1,35 -	1,00 -
Proměnné zatížení:	$\gamma_Q =$	1,50 -	0,00 -
Zatížení vodou:	$\gamma_q =$	1,35 -	

Součinitele redukce zatížení		
Překlopení:	$\gamma_{Re} =$	1,40 -
Posunutí:	$\gamma_{Rh} =$	1,10 -
Základová půda:	$\gamma_q =$	1,40 -

2.2. Materiálové charakteristiky

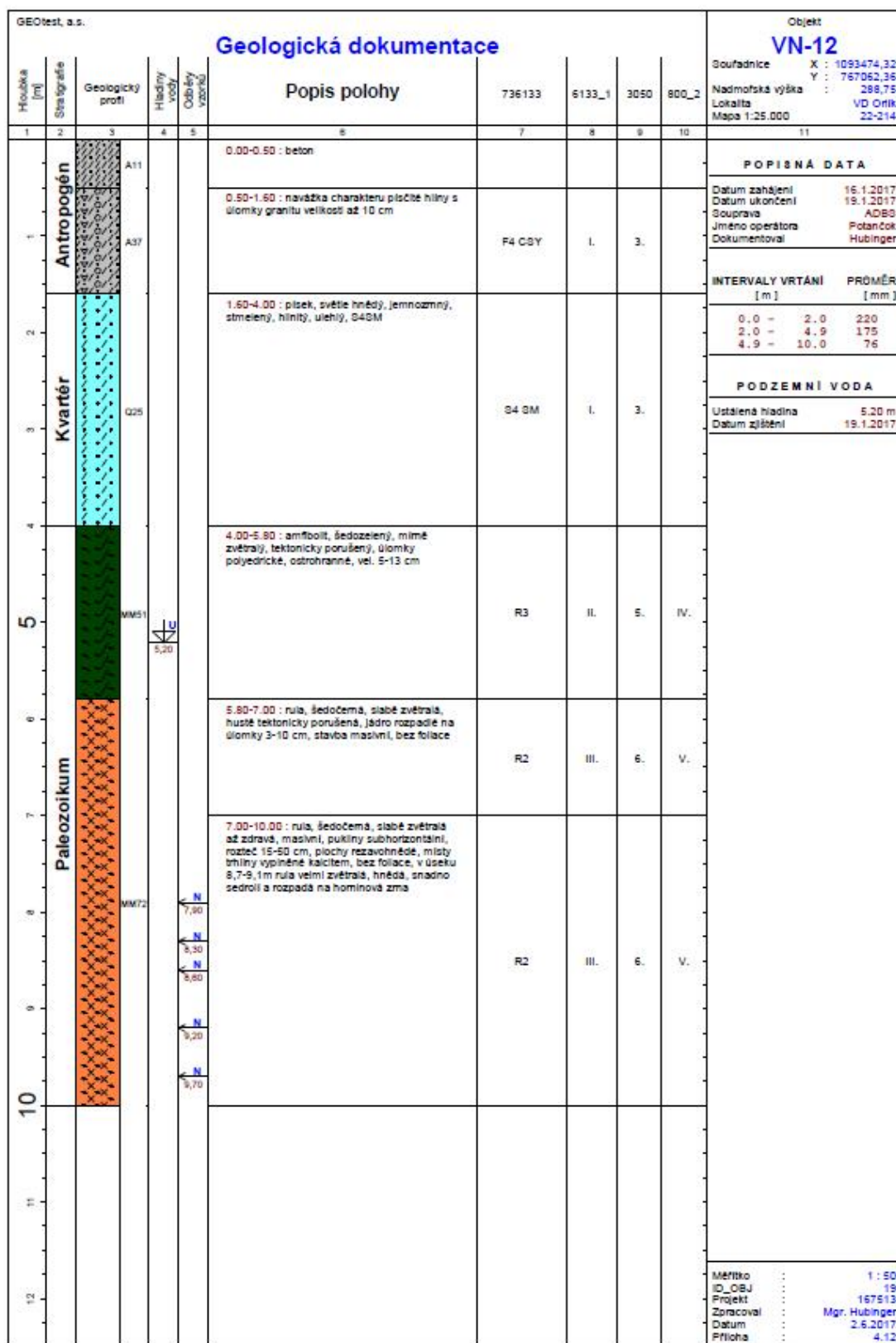
Beton

třída	C30/37	
$f_{ck} =$	30,00	MPa
$\gamma_c =$	1,5	-
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c =$	0,90 * (30/1.5) =	18,00 MPa
$f_{cm} =$	38,00	MPa
$f_{ctm} =$	2,90	MPa
$f_{ctk0.05} =$	2,00	MPa
$E_{cm} =$	32,0	GPa
$\epsilon_{cu3} =$	0,0035	%

Ocelová výztuž

třída	B500B	
$f_{yk} =$	500	MPa
$\gamma_s =$	1,15	-
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	500/1,15 =	434,78 MPa
$E_s =$	200	GPa
$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s =$	434,78/200 =	0,00217 %

Geologický profil



Zásyp za zdí

Navážka bude uvažována jako zeminy G4

Objemová tíha zeminy: $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Objemová tíha sat. zeminy: $\gamma_{\text{sat}} = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Napjatost: efektivní

Úhel vnitřního tření: $\varphi_{\text{ef}} = 32,50^\circ$

Soudržnost: $c_{\text{ef}} = 4,00 \text{ kPa}$

Třecí úhel konstrukce zemina: $\varphi = \varphi_{\text{ef}} = 32,50^\circ$

Zemina: nesoudržná

Zemina v základové spáře (286,95 a 285,35 m.n.m.)

S4, středně ulehlá

Objemová tíha zeminy: $\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$

Objemová tíha sat. zeminy: $\gamma_{\text{sat}} = 18,00 \text{ kN/m}^3$

Napjatost: efektivní

Úhel vnitřního tření: $\varphi_{\text{ef}} = 28^\circ$

Soudržnost: $c_{\text{ef}} = 0,00 \text{ kPa}$

Třecí úhel konstrukce zemina: $\varphi = 0^\circ$

Zemina: nesoudržná

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody nebyla uvažována.

17 ZATÍŽENÍ

Síly působící na konstrukci

Spočtené síly působící na konstrukci

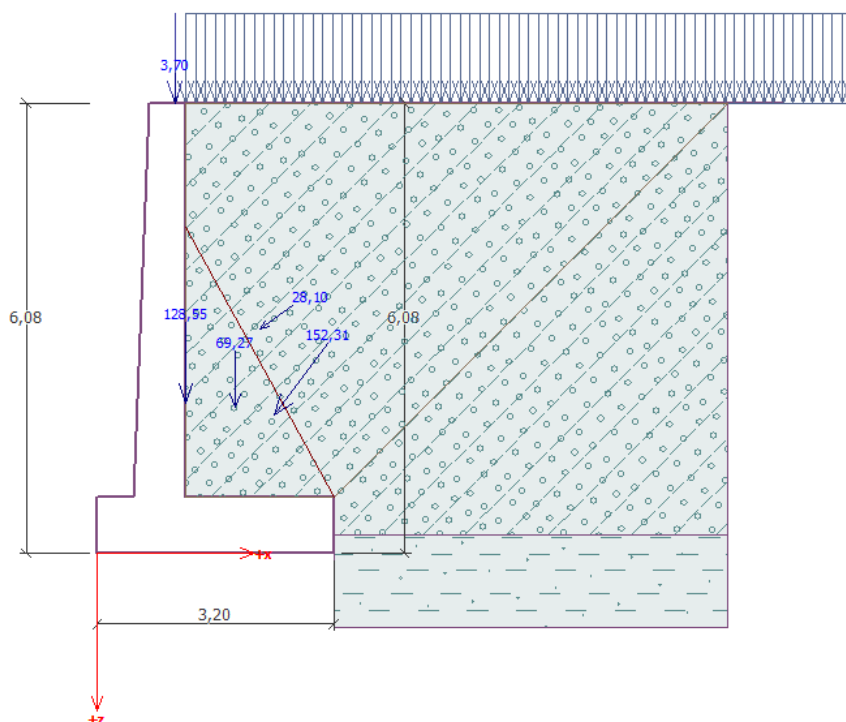
Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh. - zeď	0,00	-2,03	128,55	1,20	1,000	1,000	1,350
Tíh. - zemní klín	0,00	-1,97	69,27	1,86	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	90,55	-1,86	122,47	2,39	1,350	1,350	1,350
Přít. 1 - pásové	22,63	-3,02	16,67	2,20	1,500	1,500	1,500
Síla č. 1	0,00	-6,08	3,70	1,05	1,000	1,000	1,350

Tlak vody

Tlak vody nebyl uvažován.

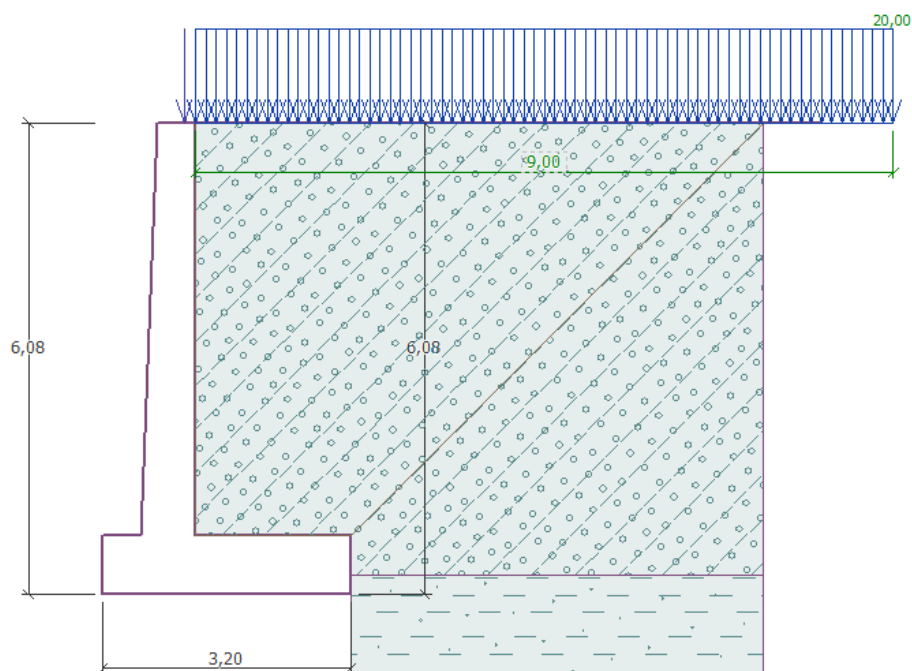
Přetížení na lici konstrukce

Nebude uvažováno, zásyp na lici může být v budoucnu odtěžen.



3.1. Přetížení na povrchu a úprava terénu

Bylo uvažováno jako pásové v šířce 9,0 m na povrchu celé šířky komunikace při intenzitě 20,0 kN/m². Velikost přetížení byla zvolena s ohledem na možnost pohybu těžkotonážních vozidel.



18 POSOUZENÍ ZDI

4.1. Stabilitní posouzení zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{res} = 525,92 \text{ kNm/m}$

Moment klopící $M_{ovr} = 330,37 \text{ kNm/m}$

Zed' na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 188,71 \text{ kN/m}$

Vodor. síla posunující $H_{act} = 156,18 \text{ kN/m}$

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

4.2. Posouzení založení

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	232,88	462,38	156,18	0,158	211,12
2	220,53	391,85	156,18	0,176	189,13

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	166,02	340,65	113,18

Posouzení únosnosti základové půdy

Tvar napětí v základové půdě : obdélník

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0,176$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Návrhová únosnost základové půdy $R = 300,00 \text{ kPa}$

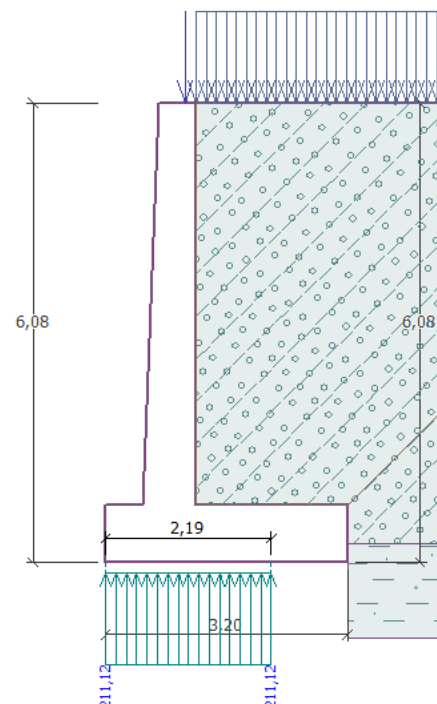
Součinitel redukce odporu základové půdy $\gamma_{Rv} = 1,40$

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 211,12 \text{ kPa}$

Únosnost základové půdy $R_d = 214,29 \text{ kPa}$

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE



4.3. Pevnostní posouzení dříku

Posouzení dříku zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

10 ks profil 20,0 mm, krytí 30,0 mm

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 0,70 m

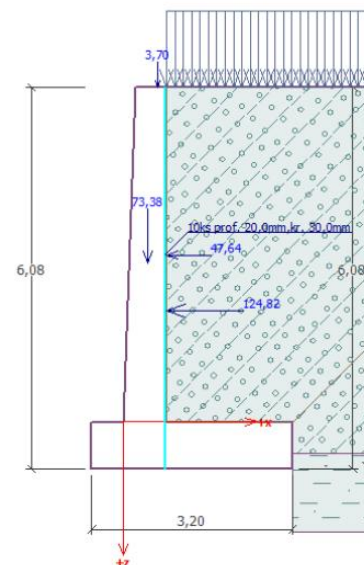
Stupeň vyztužení $\rho = 0,48 \% > 0,13 \% = \rho_{min}$

Poloha neutrálné osy $x = 0,13 \text{ m} < 0,41 \text{ m} = x_{max}$

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 259,75 \text{ kN} > 239,97 \text{ kN} = V_{Ed}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 827,93 \text{ kNm} > 485,11 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.



4.4. Pevnostní posouzení předního výstupku

Posouzení předního výstupku zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

10 ks profil 12,0 mm, krytí 30,0 mm

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 0,75 m

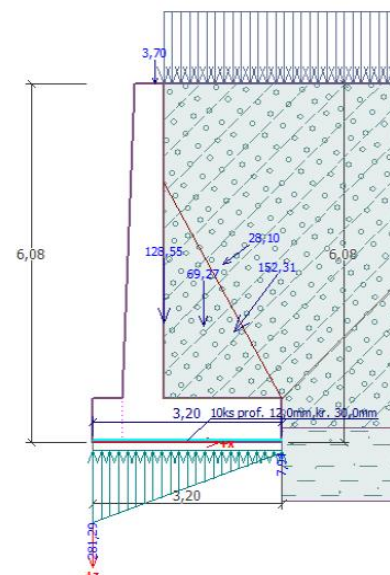
Stupeň vyztužení $\rho = 0,16 \% > 0,13 \% = \rho_{min}$

Poloha neutrálné osy $x = 0,05 \text{ m} < 0,44 \text{ m} = x_{max}$

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 211,35 \text{ kN} > 121,33 \text{ kN} = V_{Ed}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 342,03 \text{ kNm} > 31,22 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.



4.5. Pevnostní posouzení paty zdi

Posouzení zadního výstupku zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

10 ks profil 20,0 mm, krytí 30,0 mm

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 0,75 m

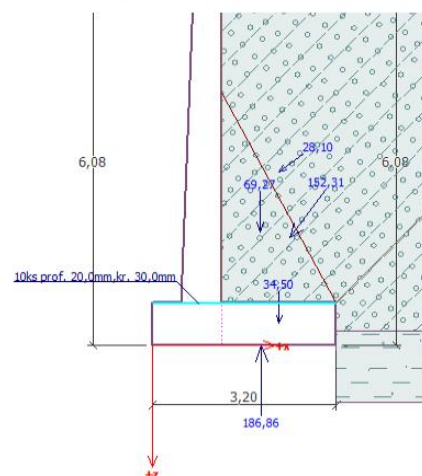
Stupeň vyztužení $\rho = 0,44 \% > 0,13 \% = \rho_{min}$

Poloha neutrálné osy $x = 0,13 \text{ m} < 0,44 \text{ m} = x_{max}$

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 269,76 \text{ kN} > 143,71 \text{ kN} = V_{Ed}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 899,83 \text{ kNm} > 200,55 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.



19 ZÁVĚR

Zed' vyhovuje ve šech posudcích.

20 POUŽITÉ PODKLADY PRO PROJEKTOVÁNÍ

- ČSN EN 1990 - Zásady navrhování konstrukcí
- ČSN EN 1991-1-1 - Zatížení konstrukcí
- ČSN EN 1992 - Navrhování betonových konstrukcí
- ČSN EN 1996-3 - Navrhování zděných konstrukcí
- ČSN EN 1997 - Základová půda

Vypracoval: Ing. Ladislav Škůrek, 06 / 2019