

STAVBA:

III/41017 Radotice - most ev. č. 41017-3

OBJEDNATEL:



Krajská správa a údržba
silnic Vysočiny, p.o.

Kosovská 1122/16

586 01 Jihlava

 dipont DIPONT s.r.o., projektová a inženýrská činnost Klíšská 1432/18, 400 01 Ústí nad Labem, CZ E: dipont@dipont.cz T: 00420 475 201 724			Zakázka: D18003	Datum: 07/2019
ODP. PROJEKTANT SO ING. FRANTIŠEK KORTUS 	VYPRACOVAL ING. MARTIN PLŠEK 	TECHNICKÁ KONTROLA ING. FRANTIŠEK KORTUS 	Účel PD: Měřítko: Formát:	PDPS - 10xA4
OBJEKT: SO 201 - Most ev. č. 41017-3			Část: D.1.4	Paré:
PŘÍLOHA: STATICKÝ VÝPOČET			Příloha: 9	

1	Identifikační údaje mostu	3
1.1	Stavba.....	3
1.2	Údaje o žadateli	3
1.3	Správce mostu	3
1.4	Údaje o zpracovateli dokumentace.....	3
1.5	Pozemní komunikace.....	3
1.6	Přemost'ovaná překážka.....	4
2	Základní údaje o mostě.....	4
2.1	Technický popis konstrukce.....	4
2.2	Výpočetní model	4
2.3	Výpočetní pomůcky.....	5
2.4	Přehled využívaných norem a použité literatury.....	5
2.5	Podklady pro zpracování statického výpočtu.....	6
2.6	Úplná identifikace autora statického výpočtu.....	6
3	Grafické přílohy statického výpočtu.....	7
4	Výpočet	9
4.1	Konstrukce	9
4.1.1	Schéma konstrukce	9
4.2	Materiály	9
4.2.1	Beton.....	9
4.2.2	Betonářská výztuž.....	9
4.3	Zatížení	10
4.3.1	Zatížení stálé.....	10
4.3.1.1	Vlastní tíha nosné konstrukce	10
4.3.1.2	Ostatní stálé zatížení.....	10
4.3.2	Zatížení proměnné	10
4.3.2.1	Zatížení dopravou.....	10
4.3.3	Zatížení zeminou	11
4.3.3.1	Zatížení zemním klidovým tlakem.....	11
4.3.3.2	Přítížení od dopravy	12
4.3.4	Kombinace zatížení.....	12
4.3.4.1	Mezní stavy únosnosti	12
4.3.4.2	Mezní stavy použitelnosti	12
4.4	Vnitřní síly	12
4.4.1	Klenba	13
4.4.2	Čelní zdi	15
4.5	Posouzení	17
4.5.1	Posouzení nosné konstrukce.....	17
4.5.2	Posouzení založení mostu	32

4.5.3	Posouzení křídla	37
5	Závěr.....	45

1 Identifikační údaje mostu

1.1 Stavba

<i>Stavba</i>	III/41017 Radotice - most ev. č. 41017-3
<i>Objekt</i>	SO 201 Most ev. č. 41017-3
<i>Název mostu</i>	Most ev. č. 41017-3
<i>Ev. číslo mostu</i>	41017-3
<i>Katastrální území</i>	Radotice [738603]
<i>Obec</i>	Radotice [554040]
<i>Kraj</i>	Kraj Vysočina

1.2 Údaje o žadateli

<i>Název</i>	Kraj Vysočina v zastoupení Krajská správa a údržba silnic Vysočiny, p. o.
<i>IČ</i>	00090450
<i>Adresa</i>	Kosovská 1122/16, 586 01 Jihlava
<i>Zastoupená</i>	Ing. Janem Míkou, MBA, ředitelem organizace

1.3 Správce mostu

<i>Název</i>	Krajská správa a údržba silnic Vysočiny, p. o.
<i>IČ</i>	00090450
<i>Adresa</i>	Kosovská 1122/16, 586 01 Jihlava

1.4 Údaje o zpracovateli dokumentace

<i>Název</i>	DIPONT s.r.o.
<i>IČ</i>	28693094
<i>Adresa</i>	Libouchec č. p. 505, 403 35 Libouchec doručovací: Klíšská 1432/18, 400 01 Ústí nad Labem
<i>Osoby s autorizací – SO 201</i>	Ing. Petr Novák autorizovaný inženýr v oboru mosty a inž. konstrukce č. autorizace: 0400623
<i>Odpovědný projektant objektu</i>	Ing. František Kortus projektant mosty a inž. konstrukce T: 475 201 724, E: kortus@dipont.cz

1.5 Pozemní komunikace

<i>Název</i>	Silnice III/41017
<i>Staničení mostu (provozní)</i>	3,881

<i>Návrhová kategorie (nová)</i>	S6,5
<i>Staničení úprav</i>	Relativní

1.6 Přemost'ovaná překážka

<i>Název</i>	vodní tok Želetavka
<i>Místo křížení (nové)</i>	1. pole mostu
<i>Staničení</i>	20,854
<i>Úhel křížení</i>	Cca 90°
<i>Ostatní</i>	Záplavové území

2 Základní údaje o mostě

<i>Název mostu</i>	Most ev. č. 41017-3
<i>Stávající a nový vlastník objektu</i>	Kraj Vysočina
<i>Správce mostu</i>	Krajská správa a údržba silnic Vysočiny, p. o.
<i>Staničení objektu</i>	3,881
<i>Převáděná komunikace</i>	Silnice III/41017
<i>Situování objektu</i>	Stavba se nachází v intravilánu obce Radotice
<i>Účel objektu</i>	Trvalý most převádějící silnici III/41017 přes vodní tok Želetavka

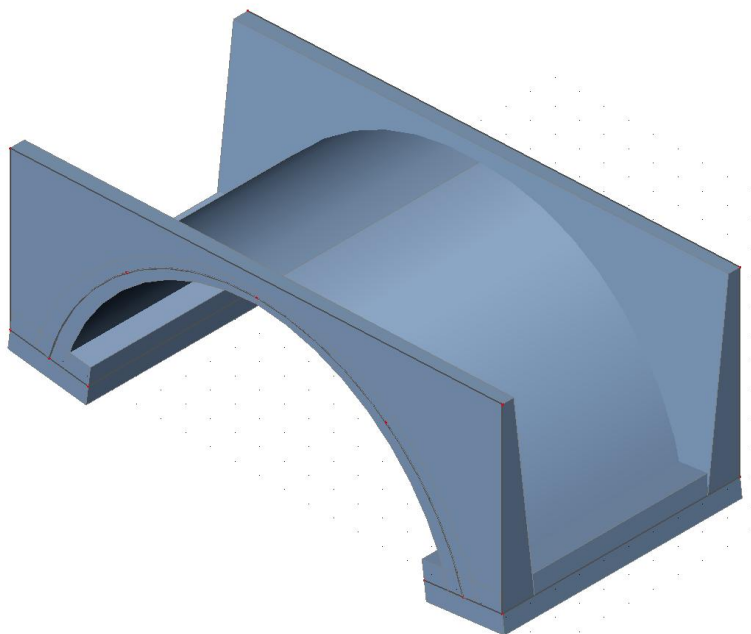
2.1 Technický popis konstrukce

Nosná konstrukce mostu je tvořena monolitickou železobetonovou klenbovou konstrukcí, která je vetknuta do skalního podloží. Světlost klenby je 14,96 m, výška klenby nad dnem řeky 5,8 m. Klenba má ve vrcholu tloušťku 0,45 m, v místě vetknutí to základových pasů 1,11m. Nosná konstrukce a základy jsou navrženy z betonu C30/37 vyztuženého ocelí B500B. šířka mostu včetně říms je 9,82 m.

2.2 Výpočetní model

Byl vytvořen prostorový desko-stěnový model v programu SCIA Engineer. Geometrické a materiálové charakteristiky odpovídají navržené konstrukci. V modelu je počítáno se spolupůsobením čelních zdí s klenbou.

Všechny vazby mezi prvky jsou modelovány jako tuhé.



2.3 Výpočetní pomůcky

Pro výpočet vnitřních sil na konstrukci a pro posouzení jednotlivých konstrukčních částí mostu byly použity tyto programy:

- Scia Engineer 18.1, © Nemetschek Scia,
- MS OFFICE 2007, © Microsoft Corporation.
- GEO 5, © Fine Ltd.
- FIN EC – Beton, © Fine spol. s.r.o.

2.4 Přehled využívaných norem a použité literatury

- [1] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí, vč. Změny A1 – 04/2007, Opravy 1 – 11/2007, Opravy 2 – 08/2008, Opravy 3 – 02/2010, Změny Z1 – 02/2001, Změny Z2 – 03/2010
- [2] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb, vč. Opravy 1 – 02/2001, Změny Z1 – 02/2001, Změny Z2 – 03/2010
- [3] ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem, vč. Opravy 1 – 09/2008, Opravy 2 – 05/2010, Změny Z1 – 03/2010
- [4] ČSN EN 1991-1-5 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou, vč. Opravy 1 – 02/2010, Změny Z1 – 02/2010, Změny Z2 – 03/2010
- [5] ČSN EN 1991-1-7 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-7: Obecná zatížení – Mimořádná zatížení, vč. Změny Z1 – 03/2010
- [6] ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou, vč. Změny Z1 – 02/2010, Změny Z2 – 03/2010
- [7] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, vč. Opravy 1 – 07/2009, Změny Z1 – 03/2010

- [8] ČSN EN 1992-2 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady, vč. Opravy 1 – 10/2009, Změny Z1 – 03/2010
- [9] ČSN EN 1337-1 Stavební ložiska – Část 1: Všeobecná pravidla navrhování
- [10] ČSN EN 206-1 Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda, vč. Změny A1 – 02/2005, Změny A2 – 10/2005, Změny Z1 – 01/2002, Změny Z2 – 12/2003, Změny Z3 – 04/2008
- [11] ČSN EN 10080 Ocel pro výztuž do betonu – Svařitelná betonářská ocel – Všeobecně
- [12] ČSN 42 0139 Ocel pro výztuž do betonu – Svařitelná žebírková betonářská ocel – Všeobecně
- [13] Technicko – kvalitativní podmínky staveb pozemních komunikací, v platném znění
- [14] Procházka, J. a kol.: Navrhování betonových konstrukcí podle norem ČSN EN 1992 (Eurokódu 2), ČBS 2009
- [15] Navrhování betonových mostů podle norem ČSN EN 1992 (Eurokódu 2), ČBS 2010
- [16] Doc. Inf. Jan Masopust, CSc.: Speciální zakládání staveb 1 díl, Vysoké učení technické v Brně

2.5 Podklady pro zpracování statického výpočtu

(1) Rozpracovaná dokumentace ve stupni DSP, DIPONT s.r.o.

2.6 Úplná identifikace autora statického výpočtu

Ing. František Kortus

Projektant – mosty a inženýrské konstrukce
DIPONT s.r.o.

Kontrola:

Ing. Martin Plšek

Projektant – mosty a inženýrské konstrukce
DIPONT s.r.o.



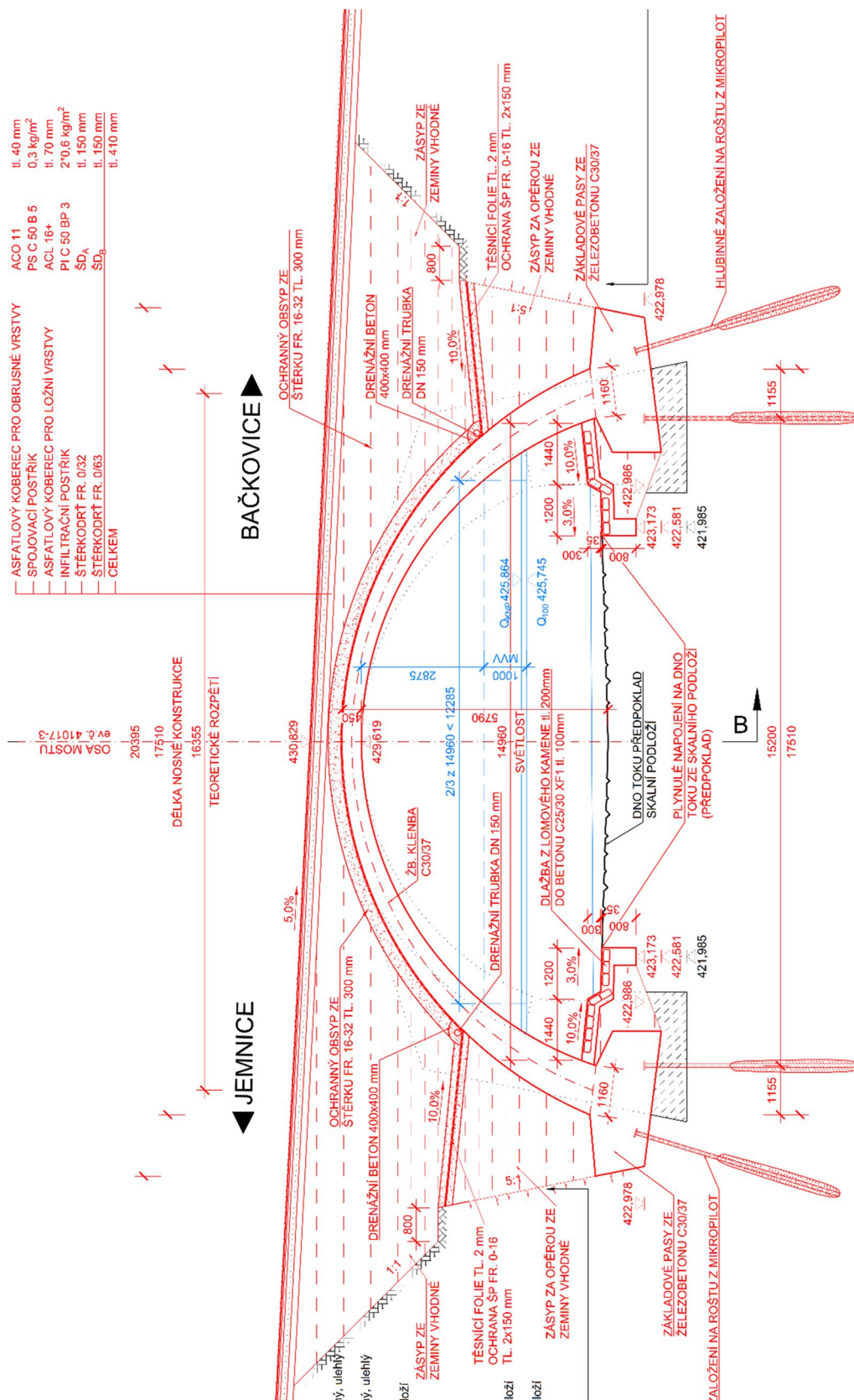
.....
Ing. František Kortus



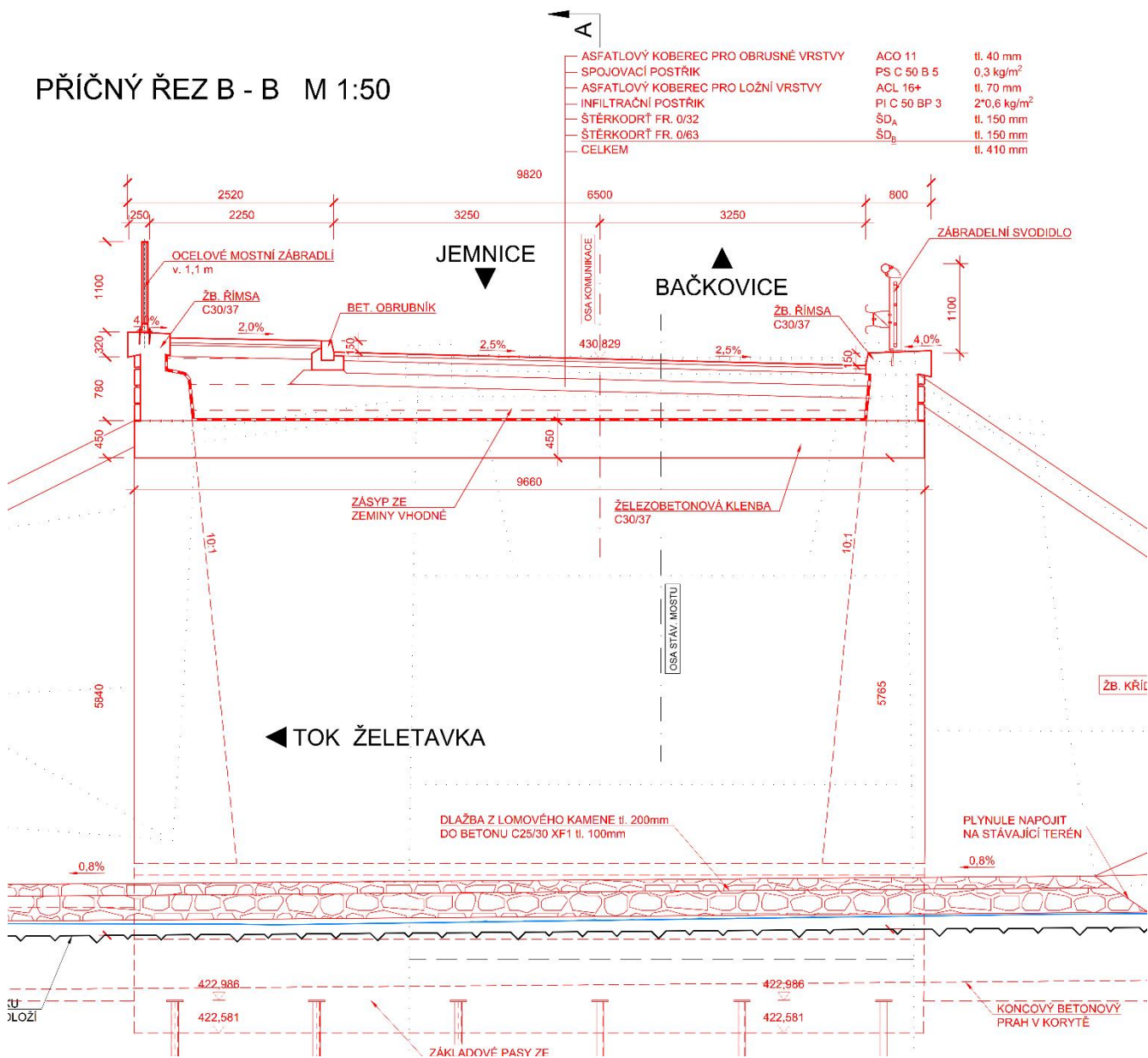
.....
Ing. Martin Plšek

V Ústí nad Labem, červenec 2019

3 Grafické přílohy statického výpočtu



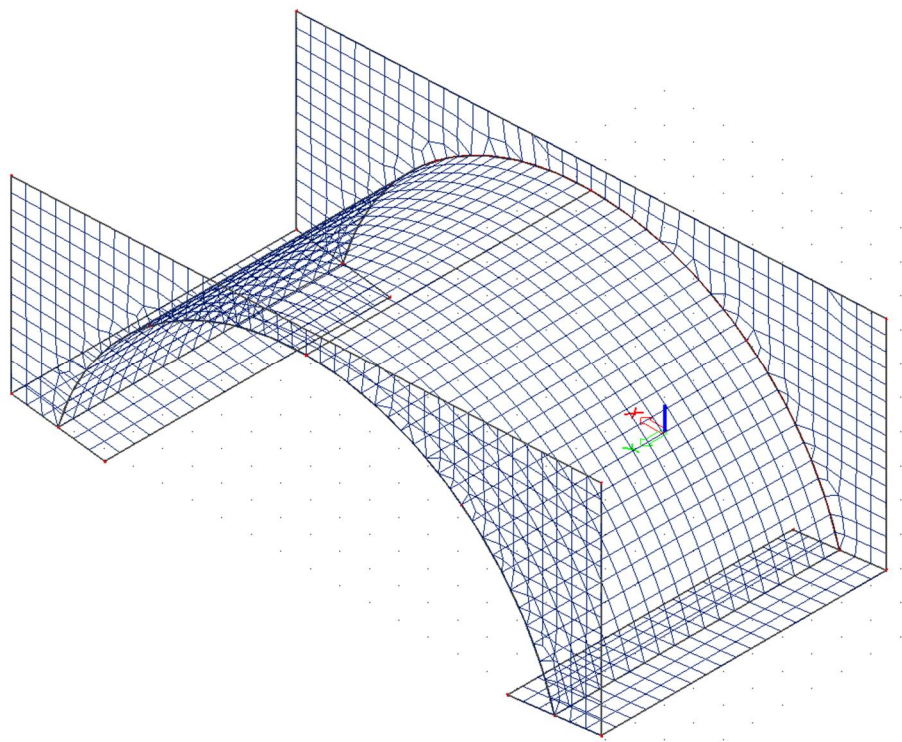
PŘÍČNÝ ŘEZ B - B M 1:50



4 Výpočet

4.1 Konstrukce

4.1.1 Schéma konstrukce



4.2 Materiály

4.2.1 Beton

Beton:

Sečnový modul pružnosti:

Charakteristická pevnost v tlaku:

Dílčí součinitel (MSÚ):

Návrhová pevnost v tlaku (MSÚ):

Pevnost betonu v dostředném tahu:

Poissonův součinitel:

C30/37

$E_{cm} = 33\,000\text{ MPa}$

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

$\gamma_c = 1,5$

$f_{cd} = 17\text{ MPa}$

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

$\nu = 0,2$

4.2.2 Betonářská výztuž

Ocel:

Charakteristická mez kluzu:

Dílčí součinitel:

Návrhová mez kluzu:

Návrhová hodnota modulu pružnosti:

B500B (10 505.9)

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

$\gamma_s = 1,15$

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

$E_s = 200\text{ GPa}$

4.3 Zatížení

Zatížení jsou uvažována dle EN 1991 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí.

4.3.1 Zatížení stálé

4.3.1.1 Vlastní tíha nosné konstrukce

Objemová tíha obyčejného betonu se uvažuje hodnotou $24,0 \text{ kN/m}^3$. Tato hodnota se zvětší o 1 kN/m^3 pro běžné procento vyztužení. Tíha desky je proto uvažována hodnotou $25,0 \text{ kN/m}^3$.

4.3.1.2 Ostatní stálé zatížení

Skladba vozovky:	tl. vrstvy [m]	$\gamma \text{ [kN/m}^3\text{]}$	$g_i \text{ [kN/m}^2\text{]}$
asfaltový beton střednězrný ACO 11	0,04	25	$0,04 \cdot 25 = 1 \text{ kN/m}^2$
asfaltový beton hrubozrný ACL 16	0,07	25	$0,07 \cdot 25 = 1,75 \text{ kN/m}^2$
šterkodrt' 0/32	150	20	$0,15 \cdot 20 = 3,0 \text{ kN/m}^2$
šterkodrt' 0/64	150	20	$0,15 \cdot 25 = 3,0 \text{ kN/m}^2$
Celkem			$8,75 \text{ kN/m}^2$

Skladba chodníku:	tl. vrstvy [m]	$\gamma \text{ [kN/m}^3\text{]}$	$g_i \text{ [kN/m}^2\text{]}$
Betonová dlažba	0,06	25	$0,06 \cdot 25 = 1,5 \text{ kN/m}^2$
Ložná vrstva	0,03	20	$0,03 \cdot 20 = 0,6 \text{ kN/m}^2$
Šterkodrt'	0,15	20	$0,15 \cdot 20 = 3,0 \text{ kN/m}^2$
Celkem			$5,1 \text{ kN/m}^2$

4.3.2 Zatížení proměnné

4.3.2.1 Zatížení dopravou

Šířka vozovky w mezi obrubníky je $w = 6,5 \text{ m}$. Na posuzovanou konstrukci budou umístěny 2 zatěžovací pruhy o šířce $w_1 = 3 \text{ m}$ a jeden zbývající pruh o šířce $0,5 \text{ m}$.

4.3.2.1.1 Model zatížení 1 - LM1

- Soustředěné zatížení od dvounápravy (TS)

Regulační součinitel α_Q pro skupinu pozemních komunikací 1: $\alpha_{Qi} = 1,0$

Nápravové síly: $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$, $Q_{2k} = 200 \text{ kN}$, zbývající pruh $Q_{3k} = 0 \text{ kN}$

- Rovnoměrné zatížení (UDL)

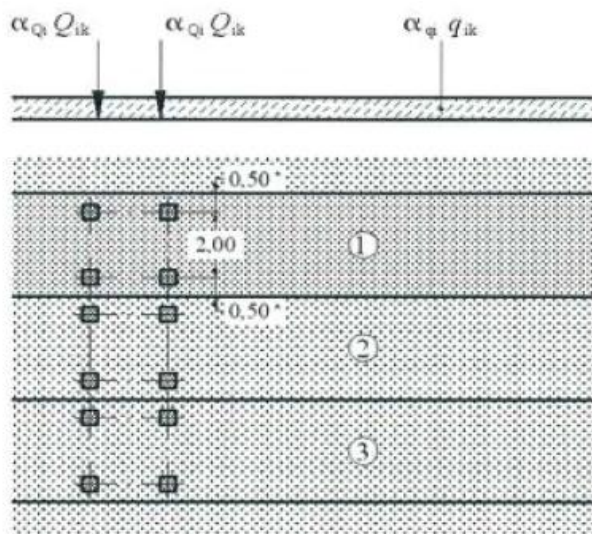
Regulační součinitel α_q pro skupinu pozemních komunikací 1:

$$\alpha_{q1} = 1,0$$

$$\alpha_{q2} = 2,4$$

$$\alpha_{qr} = 1,2$$

Rovnoměrné zatížení: $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$, $q_{2k} = 6 \text{ kN/m}^2$, zbývající pruh $q_{3k} = 3 \text{ kN/m}^2$



Použití modelu zatížení 1

Kontaktní plocha každého kola se uvažuje jako čtverec o straně 0,4 m. Zatěžovací šířka roznosu zatížení je 1,26 m. Roznos je uvažován vozovkou a deskou do její střednice pod úhlem 45°

Hodnoty plošného zatížení po roznosu působící síly na nosnou konstrukci:

$$Q_{TS1k} = 150 / 2,36^2 = 26,9 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{TS2k} = 100 / 2,36^2 = 18,0 \text{ kN/m}^2$$

4.3.2.1.2 Model zatížení 3 (zvláštní vozidlo) – LM3

Nápravové síly od zvláštního vozidla jsou aplikovány na posuzovanou konstrukci o velikosti 6 x 150 kN. Jedná se o jediné vozidlo na mostě. Předpokládá se pomalý pojezd, není tedy uvažován dynamický součinitel. Hodnota plošného zatížení po roznosu působící síly na nosnou konstrukci:

$$q_{LM3k} = (150 / 2) / (3,16 \cdot 2,11) = 11,25 \text{ kN/m}^2$$

4.3.2.1.3 Zatížení chodníku

Zatížení chodníku je uvažováno jako rovnoměrné zatížení s charakteristickou hodnotou $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$.

4.3.3 Zatížení zeminou

4.3.3.1 Zatížení zemním klidovým tlakem

Zásyp klenby se předpokládá ze zeminy

$$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3; \phi = 35^\circ$$

Součinitel zemního tlaku v klidu:

$$k_0 = 1 - \sin \phi = 0,426$$

Napětí u vrcholu klenby:

$$\sigma_{0,H} = 0,74 \cdot 22 \cdot 0,426 = 6,94 \text{ kN/m}^2$$

Napětí v patě klenby:

$$\sigma_{0,H} = 7,1 \cdot 22 \cdot 0,426 = 66,5 \text{ kN/m}^2$$

4.3.3.2 Přetížení od dopravy

- Od rovnoměrného zatížení (UDL)

$$\sigma_{0,q1k} = 0,426 \cdot 9 = 3,83 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{0,q2k} = 0,426 \cdot 6 = 2,56 \text{ kN/m}^2$$

- Od dvounáprav LM 1

$$\sigma_{0,q1k} = 0,426 \cdot \frac{300 \cdot 2}{1,6 \cdot 2,4} = 66,56 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{0,q2k} = 0,426 \cdot \frac{200 \cdot 2}{1,6 \cdot 2,4} = 44,38 \text{ kN/m}^2$$

- Od modelu LM 3

$$\sigma_{0,q2k} = 0,426 \cdot \frac{150 \cdot 6}{2,7 \cdot 7,65} = 18,6 \text{ kN/m}^2$$

4.3.4 Kombinace zatížení

4.3.4.1 Mezní stavy únosnosti

Dle EN 1990 se pro mezní stavy STR (vnitřní porucha nebo nadměrná deformace) a GEO (porucha nebo nadměrná deformace základové půdy) použijí následující kombinace zatížení.

$$6.10 \quad \sum \gamma_G G + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Hodnoty součinitelů zatížení a kombinace:

$\gamma_G = 1,35$...součinitel stálého zatížení

$\gamma_Q = 1,35$...součinitel zatížení pro silniční dopravu a chodníky

$\gamma_Q = 1,50$...součinitel zatížení pro další proměnná zatížení

$\psi_0 = 0,75$...součinitel ψ_0 pro TS (gr1a)

$\psi_0 = 0,40$...součinitel ψ_0 pro UDL (gr1a)

$\psi_0 = 0,6$součinitel ψ_0 pro teplotu

4.3.4.2 Mezní stavy použitelnosti

- a) Charakteristická kombinace

$$\sum G + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- b) Kvazistálá kombinace

$$\sum G + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Hodnoty součinitelů kombinace

$\psi_2 = 0$ pro zatížení dopravou

$\psi_2 = 0,5$ pro zatížení teplotou

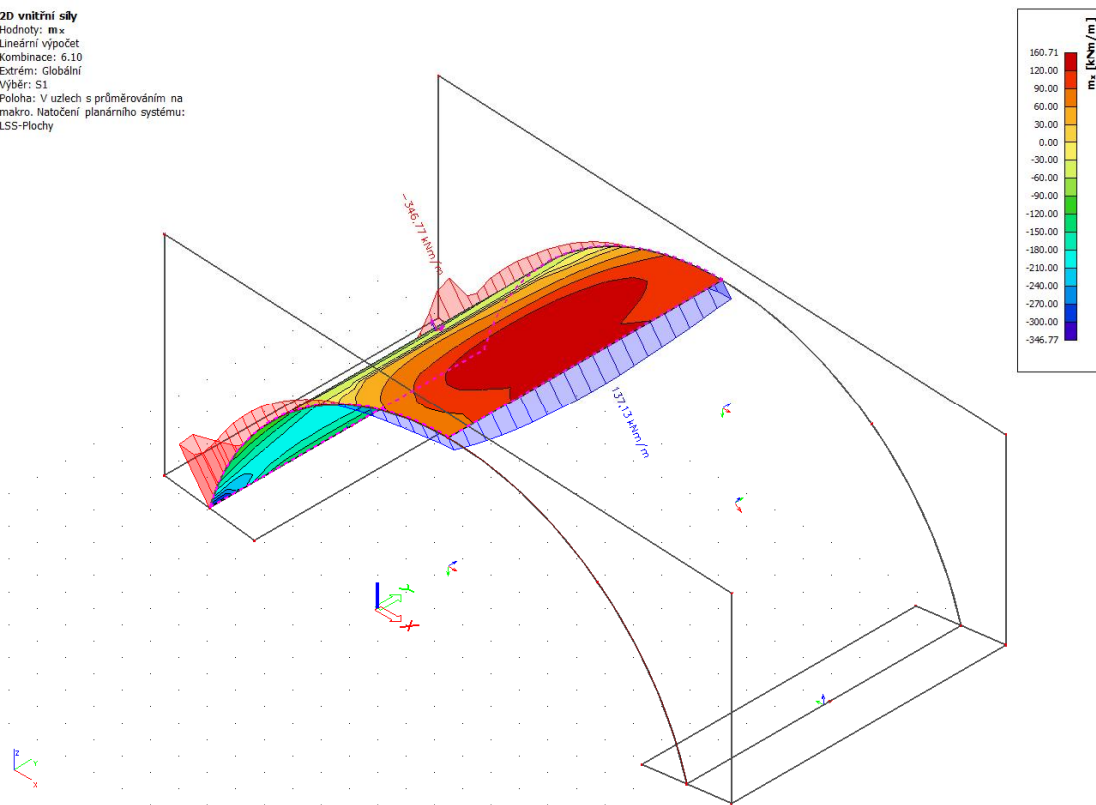
4.4 Vnitřní síly

Vnitřní síly jsou zobrazeny jako obalové křivky pro jednotlivé kombinace zatížení.

4.4.1 Klenba

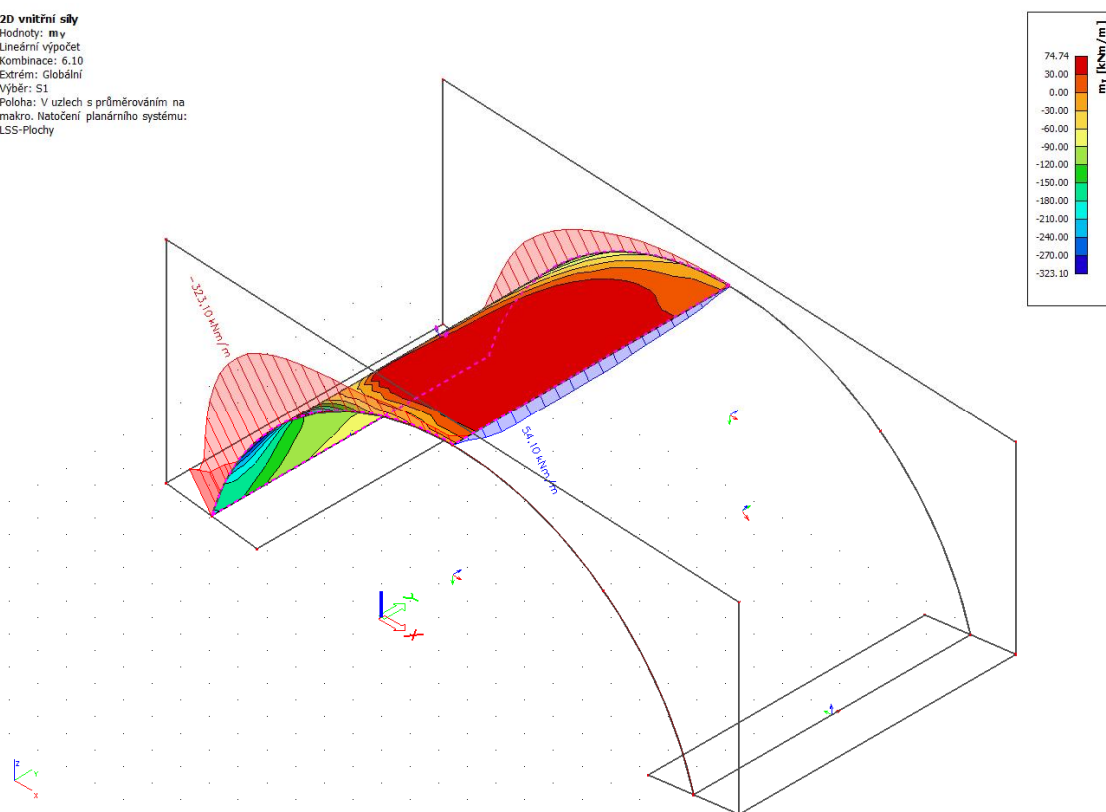
2D vnitřní síly

Hodnoty: m_x
Lineární výpočet
Kombinace: 6.10
Extrém: Globální
Výběr: S1
Položka: V uzlech s průměrováním na makro. Natočení planárního systému: LSS-Plochy



2D vnitřní síly

Hodnoty: m_y
Lineární výpočet
Kombinace: 6.10
Extrém: Globální
Výběr: S1
Položka: V uzlech s průměrováním na makro. Natočení planárního systému: LSS-Plochy



2D vnitřní síly

Hodnoty: n_x

Lineární výpočet

Kombinace: 6.10

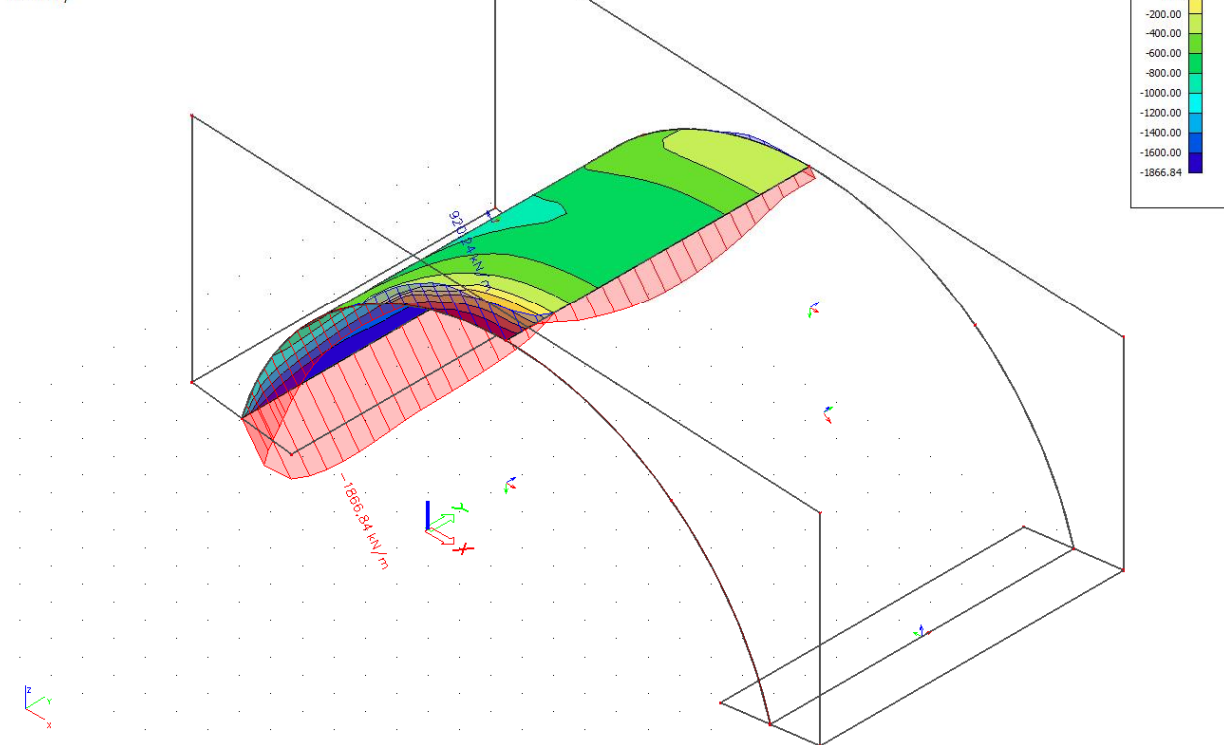
Extrém: Globální

Výběr: S1

Poloha: V uzlech s průměrováním na

makro. Natočení: planárního systému:

LSS-Plochy



2D vnitřní síly

Hodnoty: v_y

Lineární výpočet

Kombinace: 6.10

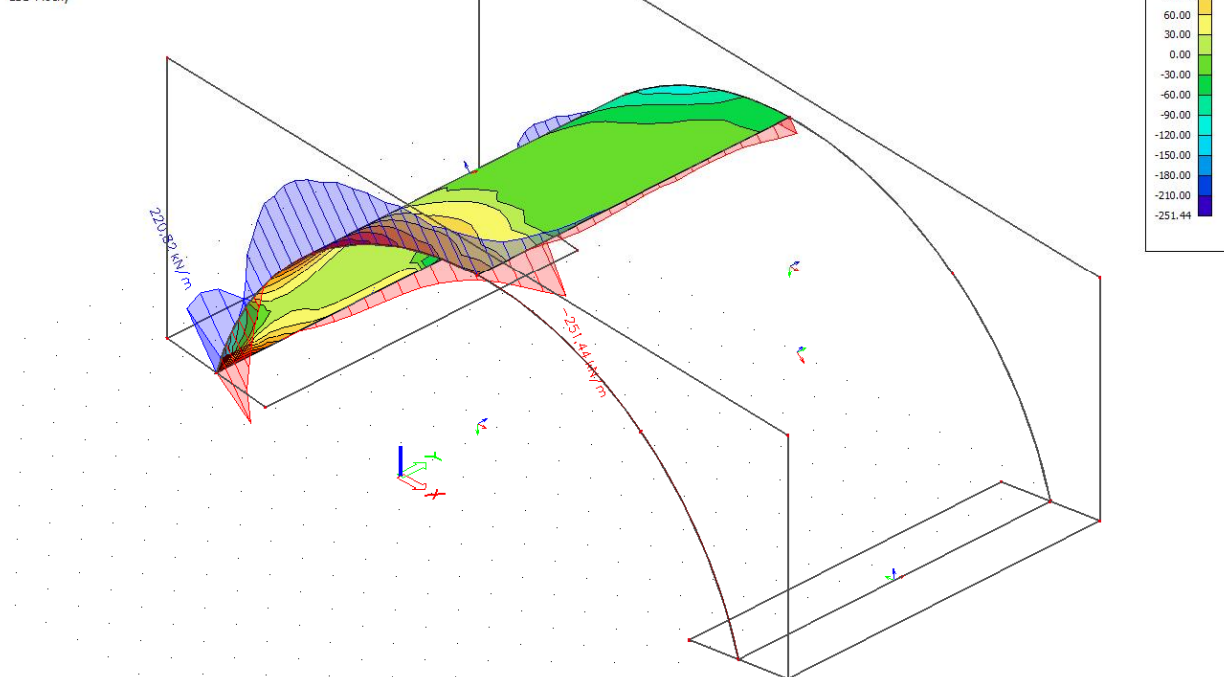
Extrém: Globální

Výběr: S1

Poloha: V uzlech s průměrováním na

makro. Natočení: planárního systému:

LSS-Plochy



4.4.2 Čelní zdi

2D vnitřní síly

Hodnoty: m_x

Lineární výpočet

Kombinace: 6.10

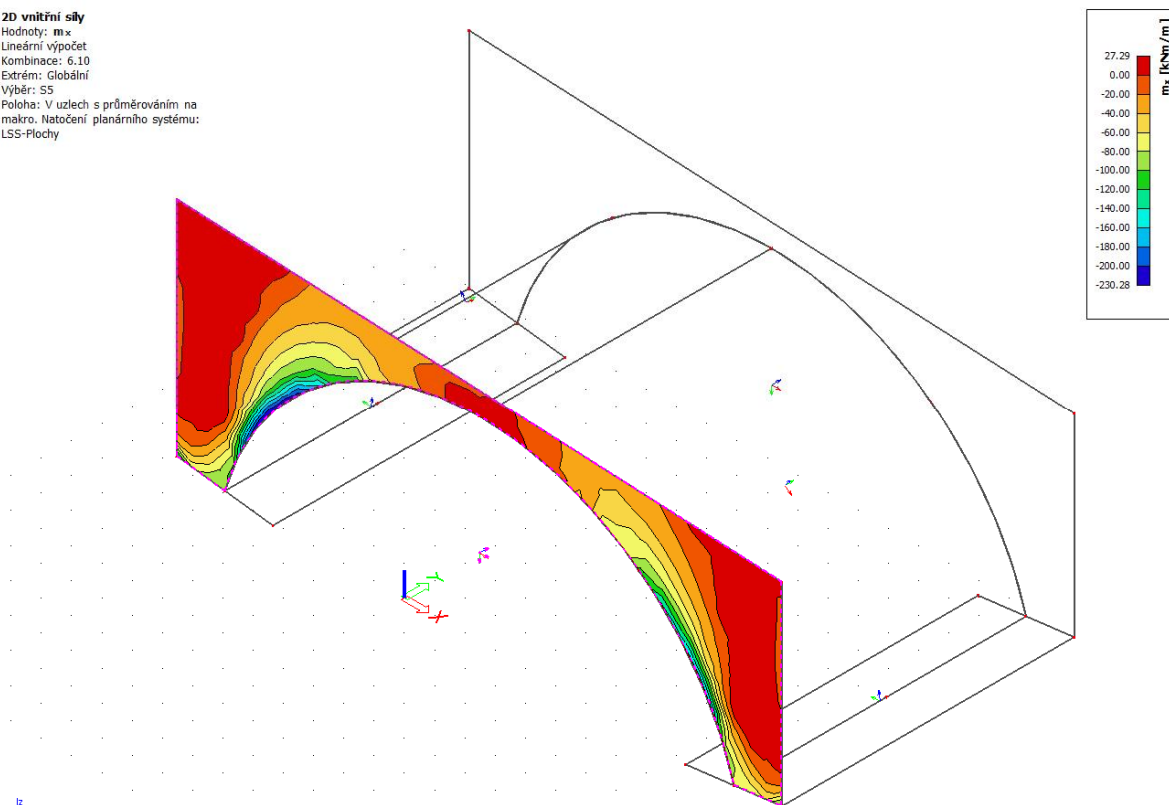
Extrém: Globální

Výběr: S5

Poloha: V uzlech s průměrováním na

makro. Natočení planárního systému:

LSS-Plochy



2D vnitřní síly

Hodnoty: m_y

Lineární výpočet

Kombinace: 6.10

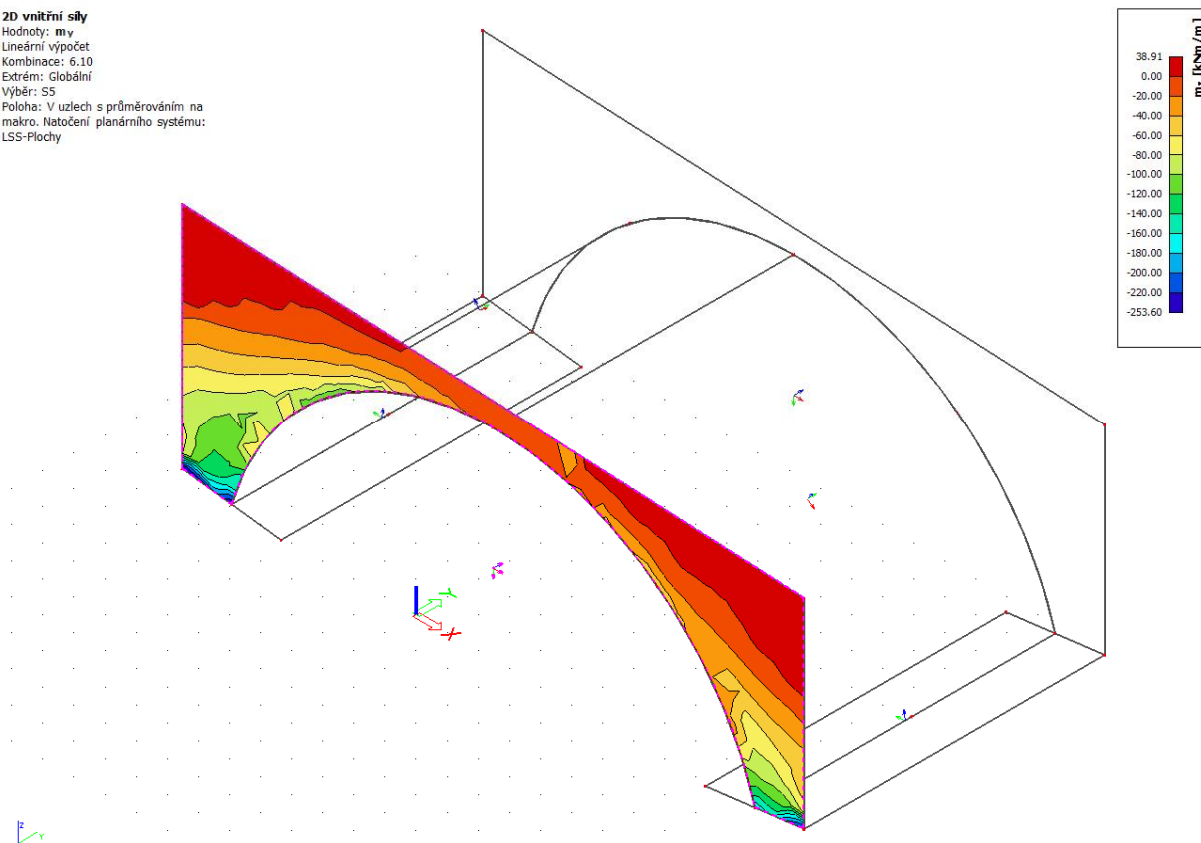
Extrém: Globální

Výběr: S5

Poloha: V uzlech s průměrováním na

makro. Natočení planárního systému:

LSS-Plochy



2D vnitřní síly

Hodnoty: m_x

Lineární výpočet

Kombinace: 6.10

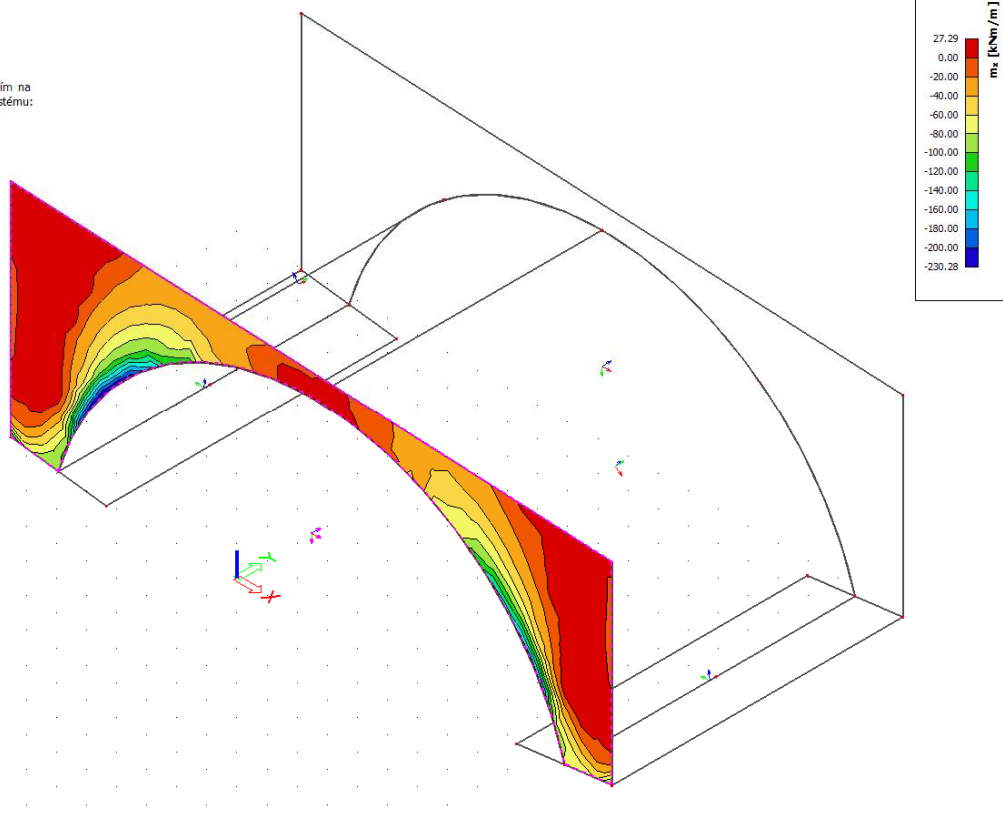
Extrém: Globální

Výběr: S5

Poloha: V uzlech s průměrováním na

makro. Natočení planárního systému:

LSS-Plochy



2D vnitřní síly

Hodnoty: v_y

Lineární výpočet

Kombinace: 6.10

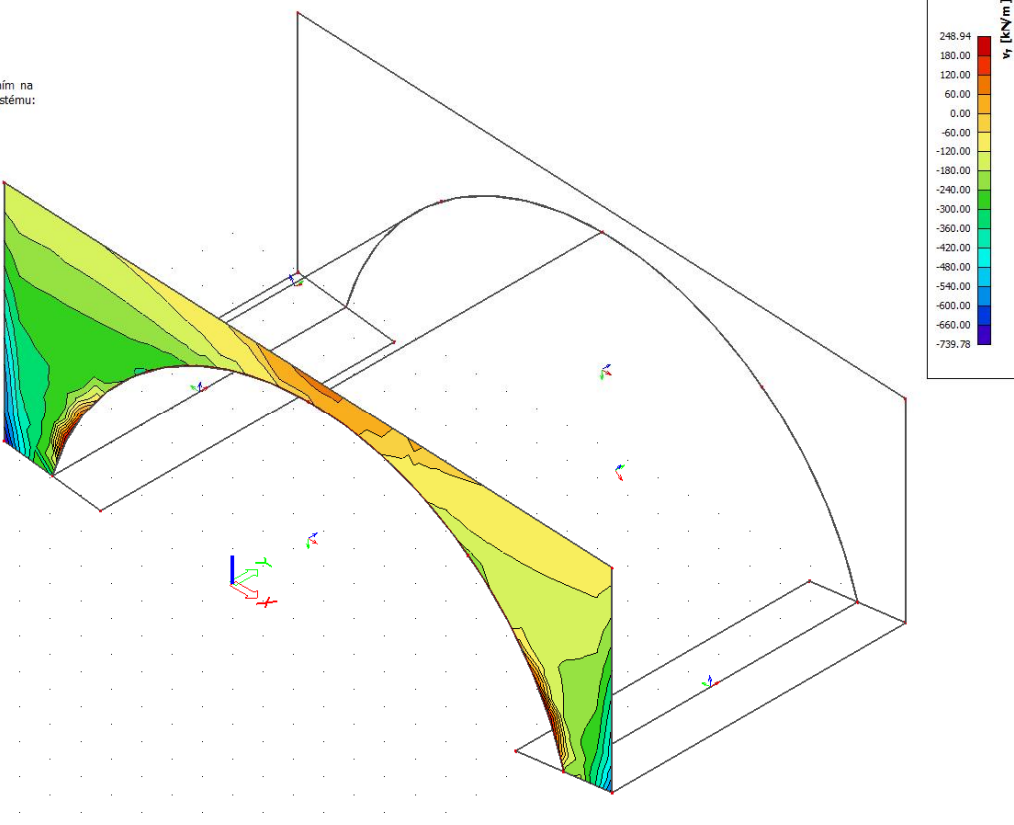
Extrém: Globální

Výběr: S5

Poloha: V uzlech s průměrováním na

makro. Natočení planárního systému:

LSS-Plochy



4.5 Posouzení

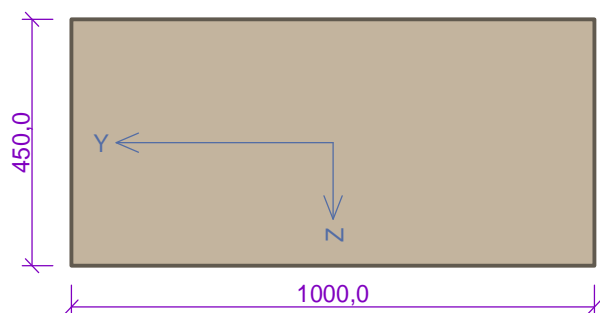
4.5.1 Posouzení nosné konstrukce

1 vrchol klenby

1.1 Vstupní data

Typ prvku: deska
 Prostředí: X0

Průřez



Materiály

Beton: C 30/37

$f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 33000 \text{ MPa}$

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]	V_{Edz} [kN]	QP koef. [-]
1	uprostřed desky 6.10	-781,80	137,13	-73,07	1,000
2	na okraji desky 6.10	920,24	59,58	0,00	1,000

Vnitřní síly - charakteristická (MSP)

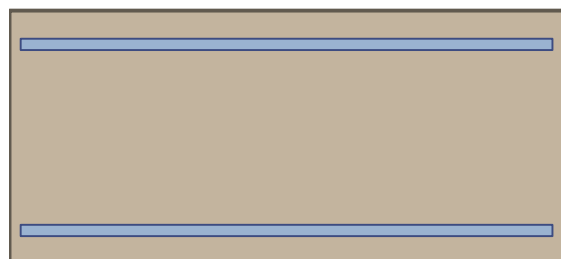
č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	QP koef. [-]
1	uprostřed desky char.	-579,11	101,58	1,000
2	na okraji desky char.	681,66	44,13	1,000

Vnitřní síly - kvazistálá (MSP)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	QP koef. [-]
1	max my kvazi.	-126,67	41,04	1,000
2	na okraji desky kvazi.	270,25	30,58	1,000

Podélná výztuž

Počet	Profil [mm]	Krytí [mm]	Umístění
6,667	20	50,0	horní výztuž
6,667	20	50,0	dolní výztuž



6,667x20(po 150,0mm) kr. 50,0

6,667x20(po 150,0mm) kr. 50,0

S tlačnou výztuží je počítáno.

Smyková výztuž

Průřez bez smykové výztuže.

Minimální krytí

Třída konstrukce: S4

$$c_{\min} = \max(c_{\min,b}; c_{\min,dur}; 10) = \max(20; 10; 10) = 20 \text{ mm}$$

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} = 20 + 10 = 30 \text{ mm}$$

1.2 Výsledky

2: na okraji desky 6.10 - základní návrhová (MSÚ)

$N=920,24\text{kN}$; $M_y=59,58\text{kNm}$; $V_z=0,00\text{kN}$

Podrobné posouzení TAH A OHYB: na okraji desky 6.10

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Deska (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$$\rho_{s,t} = A_{s,t} / (b_t \times d) = 2\,094 / (1\,000 \times 390) = 0,00537$$

$$\rho_s = A_s / A_c = 4\,189 / 450.10^3 = 0,00931$$

$$\rho_{s,\min} = \max(0,26 \times f_{ctm} / f_{yk}; 0,0013) = \max(0,26 \times 2,9 / 500; 0,0013) = \max(0,00151; 0,0013) = 0,00151$$

$$\rho_{s,t,CSN} = A_{s,t} / A_c = 2\,094 / 450.10^3 = 0,00465$$

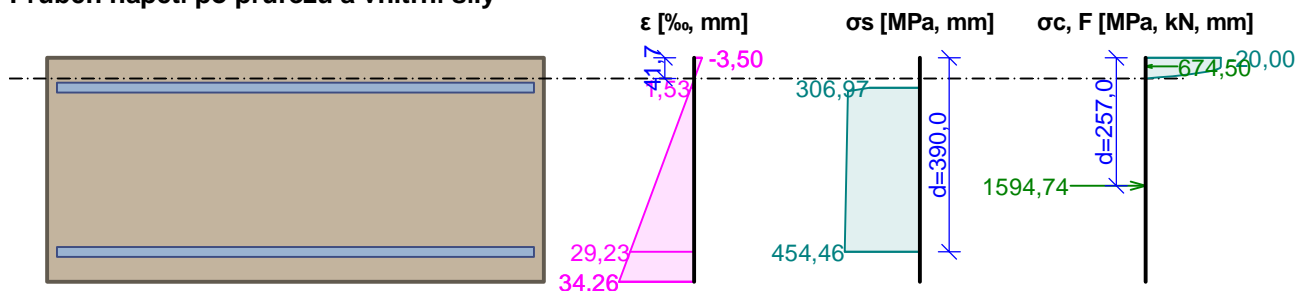
$$\rho_{s,\min,CSN} = \max(0,0018 \times f_{yk} / 500; 0,0014) = \max(0,0018 \times 500 / 500; 0,0014) = \max(0,0018; 0,0014) = 0,0018$$

$$\rho_{s,t} = 0,00537 \geq \rho_{s,\min} = 0,00151$$

$$\rho_{s,t,CSN} = 0,00465 \geq \rho_{s,\min,CSN} = 0,0018 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\rho_s = 0,00931 \leq \rho_{s,\max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Průběh napětí po průřezu a vnitřní síly



Deformace v krajních vláknech průřezu

Nejmenší deformace v betonu: -3,50 ‰

Největší deformace v betonu: 34,26 ‰

Nejmenší deformace ve výztuži: 1,53 ‰

Největší deformace ve výztuži: 29,23 ‰

Směr neutrálné osy: 0,00 °

Výška tlačené části průřezu: $x = 41,7 \text{ mm}$

Efektivní výška průřezu: $d = 390,0 \text{ mm}$

$$\xi = 0,11 \leq \xi_{\max} = 0,58 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$N_{Ed} = 920,24 \text{ kN} \leq N_{Rd} = 1951,68 \text{ kN}$$

$$M_{Edy} = 59,58 \leq M_{Rdy} = 191,04 \text{ kNm}$$

Posouzení průřezu na tah a ohyb Vyhovuje

Podrobné posouzení SMYK: uprostřed desky 6.10

Použit model náhradní příhradoviny

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_C = 0,18 / 1,5 = 0,12$$

$$k = \min(1 + \sqrt{(200 / d)}; 2) = \min(1 + \sqrt{(200 / 390)}; 2) = \min(1,716; 2) = 1,716$$

$$\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \times d); 0,02) = \min(2\,094 / (1\,000 \times 390); 0,02) = \min(0,00537; 0,02) = 0,00537$$

$$v_{\min} = 0,035 \times k^{1,5} \times \sqrt{f_{ck}} = 0,035 \times 1,716^{1,5} \times \sqrt{30} = 0,431 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \min(-N_{Ed} / A_c; 0,2 \times f_{cd}) = \min(-(-781,8) / 450.10^3; 0,2 \times 20) = \min(1,737; 4) = 1,737 \text{ MPa}$$

$$V_{Rdc} = (\max(C_{Rd,c} \times k \times \sqrt[3]{(100 \times \rho_l \times f_{ck})}; v_{\min}) + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = (\max(0,12 \times 1,716 \times \sqrt[3]{(100 \times 0,00537 \times 30)}; 0,431) + 0,15 \times 1,737) \times 1\,000 \times 390 = 304,5 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 73,07 \text{ kN} \leq V_{Rdc} = 304,5 \text{ kN} \Rightarrow \text{Pouze konstrukční smyková výztuž.}$$

Únosnost průřezu ve smyku Vyhovuje

4: na okraji desky char. - charakteristická (MSP)

$N=681,66\text{kN}$; $M_y=44,13\text{kNm}$

Podrobné posouzení - Omezení napětí: na okraji desky char.

Ideální průřez

Poměr tuhosti výztuže a betonu: $\alpha_e = 6,061$

Průřezová plocha: $A = 475.10^3 \text{ mm}^2$

Poloha těžiště (od levého spodního rohu obálky průřezu):

$y_t = 500 \text{ mm}$; $z_t = 225 \text{ mm}$

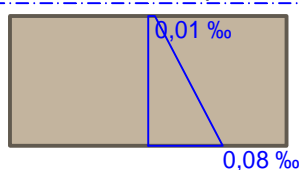
Moment setrvačnosti:

$I_y = 8,28.10^9 \text{ mm}^4$; $I_z = 39,7.10^9 \text{ mm}^4$

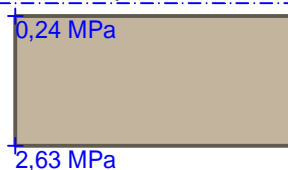
Statický moment výztuže vůči těžišti průřezu:

$S_{y,s} = 0 \text{ mm}^4$; $S_{z,s} = 0 \text{ mm}^4$

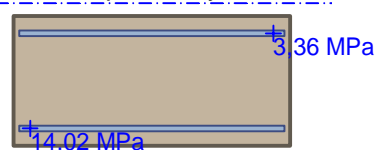
Deformace v průřezu



Napětí v betonu



Napětí ve výztuži



Průřez s vyloučením tahu v betonu

Průřezová plocha: $A = 4\,189 \text{ mm}^2$

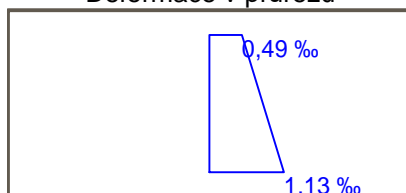
Poloha těžiště (od levého spodního rohu obálky průřezu):

$y_t = 500 \text{ mm}$; $z_t = 225 \text{ mm}$

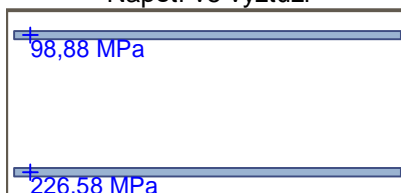
Moment setrvačnosti:

$I_y = 114.10^6 \text{ mm}^4$; $I_z = 366.10^6 \text{ mm}^4$

Deformace v průřezu



Napětí ve výztuži



Beton není namáhán tlakem.

Maximální tahové napětí v betonu

$$\sigma_{c,\max} = 2,63 \text{ MPa}$$

Maximální tlakové napětí ve výztuži

$$\sigma_{s,\min} = -98,88 \text{ MPa (výztuž je tažená)}$$

Maximální tahové napětí ve výztuži

$$\sigma_{s,\max} = 226,58 \text{ MPa}$$

Omezení tahového napětí ve výztuži

$$k_3 \times f_{yk} = 400,00 \text{ MPa}$$

Posouzení průřezu na mezní stav omezení napětí Vyhovuje

6: na okraji desky kvazi. - kvazistálá (MSP)

$N=270,25\text{kN}$; $M_y=30,58\text{kNm}$

Podrobné posouzení - Omezení šířky trhlin: na okraji desky kvazi.

Ideální průřez

Poměr tuhosti výztuže a betonu: $\alpha_e = 6,061$

Průřezová plocha: $A = 475 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

Poloha těžiště (od levého spodního rohu obálky průřezu):

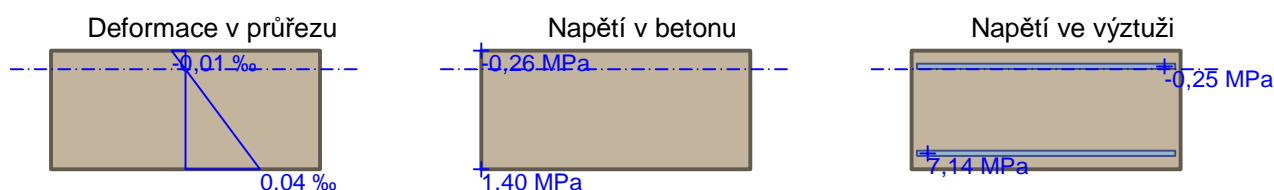
$y_t = 500 \text{ mm}$; $z_t = 225 \text{ mm}$

Moment setrvačnosti:

$I_y = 8,28 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$; $I_z = 39,7 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$

Statický moment výztuže vůči těžišti průřezu:

$S_{y,s} = 0 \text{ mm}^4$; $S_{z,s} = 0 \text{ mm}^4$



Průřez s vyloučením tahu v betonu

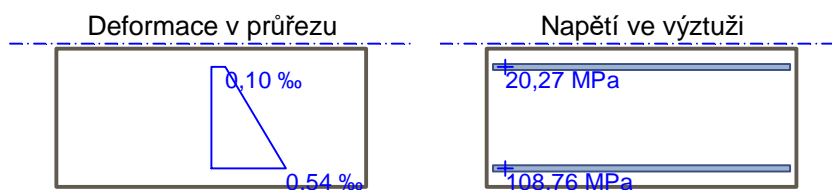
Průřezová plocha: $A = 4 \cdot 189 \text{ mm}^2$

Poloha těžiště (od levého spodního rohu obálky průřezu):

$y_t = 500 \text{ mm}$; $z_t = 225 \text{ mm}$

Moment setrvačnosti:

$I_y = 114 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$; $I_z = 366 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$



Trhliny jsou počítány pouze při horním/spodním povrchu průřezu.

$$\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff} = 0,00209 / 0,15 = 0,014$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 200 \cdot 10^3 / 33 \cdot 000 = 6,061$$

$$\varepsilon_s - \varepsilon_{cm} = \max(0,6 \times \sigma_s / E_s; [\sigma_s - k_t \times f_{ctm} / \rho_{p,eff} \times (1 + \alpha_e \times \rho_{p,eff})] / E_s) = \max(0,6 \times 108,8 / 200 \cdot 10^3; [108,8 - 0,4 \times 2,9 / 0,014 \times (1 + 6,061 \times 0,014)] / 200 \cdot 10^3) = \max(0,000326; 93,3 \cdot 10^{-6}) = 0,000326$$

$$k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / (2 \times \varepsilon_2) = (20,9 \cdot 10^{-6} + 0,000624) / (2 \times 0,000624) = 0,517$$

$$s_{r,max} = k_3 \times c + k_1 \times k_2 \times k_4 \times d / \rho_{p,eff} = 3,4 \times 51,84 + 0,8 \times 0,517 \times 0,425 \times 19,56 / 0,014 = 422,4 \text{ mm}$$

$$w = \varepsilon_s - \varepsilon_{cm} \times s_{r,max} = 0,000326 \times 422,4 = 0,138 \text{ mm}$$

Maximální povolená šířka trhliny: 0,200mm (Vlastní hodnota)

Výška tlačené části průřezu: $h=0,0\text{mm}$

Posouzení průřezu na mezní stav omezení šířky trhlin Vyhovuje

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Deska (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$$\rho_{s,t} = 0,00537 \geq \rho_{s,min} = 0,00151$$

$$\rho_{s,t,CSN} = 0,00465 \geq \rho_{s,min,CSN} = 0,0018 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\rho_s = 0,00931 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Posouzení
1	uprostřed desky 6.10	-781,80	-10675,52	137,13	469,46	-73,07	-304,48	Vyhovuje
2	na okraji desky 6.10	920,24	1951,68	59,58	191,04	0,00	0,00	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení napětí

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	σ_c [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,min}$ [MPa]	Posouzení
3	uprostřed desky char.	-579,11	101,58	5,08	21,97	22,66	Vyhovuje
4	na okraji desky char.	681,66	44,13	-	226,58	-98,88	Vyhovuje
Limitní hodnoty $k_3 \times f_{yk}$					400,00		

Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	$\Delta\epsilon$ [-]	$s_{r,max}$ [m]	w [mm]	Posouzení
5	max my kvazi.	-126,67	41,04	$77,7 \cdot 10^{-6}$	0,341	0,026	Vyhovuje
6	na okraji desky kvazi.	270,25	30,58	$326 \cdot 10^{-6}$	0,422	0,138	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}						0,200	

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

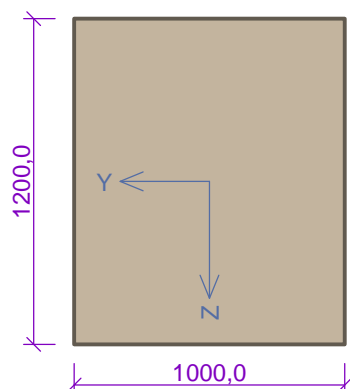
Celkové posouzení - Průřez VYHOVUJE

2 pata klenby

2.1 Vstupní data

Typ prvku: deska
 Prostředí: X0

Průřez



Materiály

Beton: C 30/37

$f_{ck} = 30,0$ MPa; $f_{ctm} = 2,9$ MPa; $E_{cm} = 33000$ MPa

Ocel podélná: B500B

$f_{yk} = 500,0$ MPa; $E_s = 200000$ MPa

Ocel příčná: B500

$f_{yk} = 500,0$ MPa; $E_s = 200000$ MPa

Vnitřní síly - základní návrhová (MSÚ)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	QP koef. [-]
1	max my 6.10	-624,67	346,77	423,32	1,000

Vnitřní síly - charakteristická (MSP)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	QP koef. [-]
1	max my char.	-462,72	256,00	1,000

Vnitřní síly - kvazistálá (MSP)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	QP koef. [-]
1	max my kvazi.	-381,63	-210,01	1,000

Podélná výztuž

Počet	Profil [mm]	Krytí [mm]	Umístění
6,667	22	50,0	horní výztuž
6,667	22	50,0	dolní výztuž



6,667x22(po 150,0mm) kr. 50,0

6,667x22(po 150,0mm) kr. 50,0

S tlačnou výztuží není počítáno.

Smyková výztuž

Průřez bez smykové výztuže.

Minimální krytí

Třída konstrukce: S4

$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}; 10) = \max(22; 10; 10) = 22 \text{ mm}$

$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 22 + 10 = 32 \text{ mm}$

2.2 Výsledky

2: max my 6.10 - základní návrhová (MSÚ)

$N=-624,67\text{kN}$; $M_y=346,77\text{kNm}$; $V_z=423,32\text{kN}$

Podrobné posouzení TLAK A OHYB: max my 6.10

Normálová síla pro výpočet minimální excentricity dle 6.1(4) normy: **Vyhovuje**

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Deska (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$\rho_{s,t} = A_{s,t} / (b_t \times d) = 2\,534 / (1000 \times 1\,139) = 0,00222$

$\rho_s = A_s / A_c = 5\,068 / 1,20 \cdot 10^6 = 0,00422$

$\rho_{s,min} = \max(0,26 \times f_{ctm} / f_{yk}; 0,0013) = \max(0,26 \times 2,9 / 500; 0,0013) = \max(0,00151; 0,0013) = 0,00151$

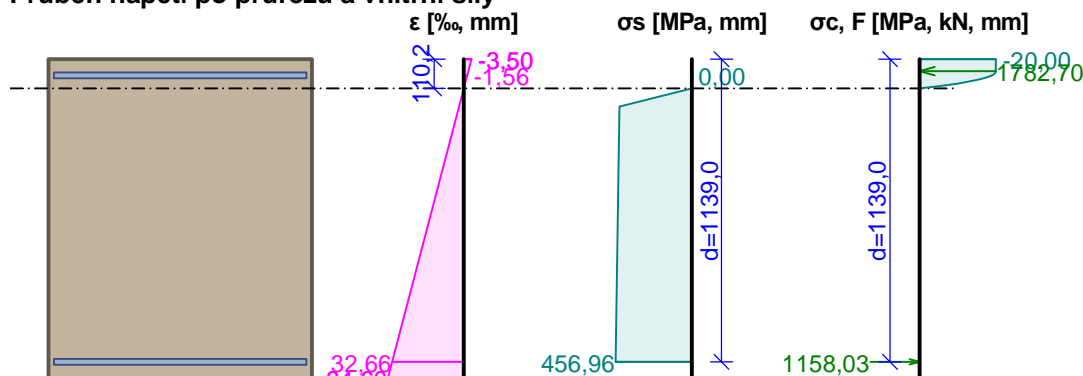
$\rho_{s,t,CSN} = A_{s,t} / A_c = 2\,534 / 1,20 \cdot 10^6 = 0,00211$

$\rho_{s,min,CSN} = \max(0,0018 \times f_{yk} / 500; 0,0014) = \max(0,0018 \times 500 / 500; 0,0014) = \max(0,0018; 0,0014) = 0,0018$

$\rho_{s,t} = 0,00222 \geq \rho_{s,min} = 0,00151$

$\rho_{s,t,CSN} = 0,00211 \geq \rho_{s,min,CSN} = 0,0018 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

$\rho_s = 0,00422 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Průběh napětí po průřezu a vnitřní síly**Deformace v krajních vláknech průřezu**

Nejmenší deformace v betonu:	-3,50 ‰
Největší deformace v betonu:	34,60 ‰
Nejmenší deformace ve výztuži:	-1,56 ‰
Největší deformace ve výztuži:	32,66 ‰
Směr neutrálné osy:	0,00 °
Výška tláčené části průřezu:	x = 110,2 mm
Efektivní výška průřezu:	d = 1139,0 mm

 $\xi = 0,10 \leq \xi_{\max} = 0,58 \Rightarrow$ **Vyhovuje**
 $N_{Ed} = -624,67 \text{ kN} \leq N_{Rd} = -24000,00 \text{ kN}$
 $M_{Edy} = 346,77 \leq M_{Rdy} = 1612,12 \text{ kNm}$
Posouzení průřezu na tlak a ohyb Vyhovuje**Podrobné posouzení SMYK: max my 6.10**

Použit model náhradní příhradoviny

 $C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_C = 0,18 / 1,5 = 0,12$
 $k = \min(1 + \sqrt{(200 / d)}; 2) = \min(1 + \sqrt{(200 / 1139)}; 2) = \min(1,419; 2) = 1,419$
 $\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \times d); 0,02) = \min(2534 / (1000 \times 1139); 0,02) = \min(0,00222; 0,02) = 0,00222$
 $v_{\min} = 0,035 \times k^{1,5} \times \sqrt{f_{ck}} = 0,035 \times 1,419^{1,5} \times \sqrt{30} = 0,324 \text{ MPa}$
 $\sigma_{cp} = \min(-N_{Ed} / A_c; 0,2 \times f_{cd}) = \min(-(-624,7) / 1,20 \cdot 10^6; 0,2 \times 20) = \min(0,521; 4) = 0,521 \text{ MPa}$
 $V_{Rdc} = (\max(C_{Rd,c} \times k \times \sqrt[3]{(100 \times \rho_l \times f_{ck})}; v_{\min}) + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = (\max(0,12 \times 1,419 \times \sqrt[3]{(100 \times 0,00222 \times 30)}; 0,324) + 0,15 \times 0,521) \times 1000 \times 1139 = 458 \text{ kN}$
 $V_{Ed} = 423,3 \text{ kN} \leq V_{Rdc} = 458 \text{ kN} \Rightarrow$ **Pouze konstrukční smyková výztuž.**
Únosnost průřezu ve smyku Vyhovuje**3: max my char.** - charakteristická (MSP)
 $N = -462,72 \text{ kN}; M_y = 256,00 \text{ kNm}$
Podrobné posouzení - Omezení napětí: max my char.**Ideální průřez**Poměr tuhosti výztuže a betonu: $\alpha_e = 6,061$ Průřezová plocha: $A = 1,23 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$

Poloha těžiště (od levého spodního rohu obálky průřezu):

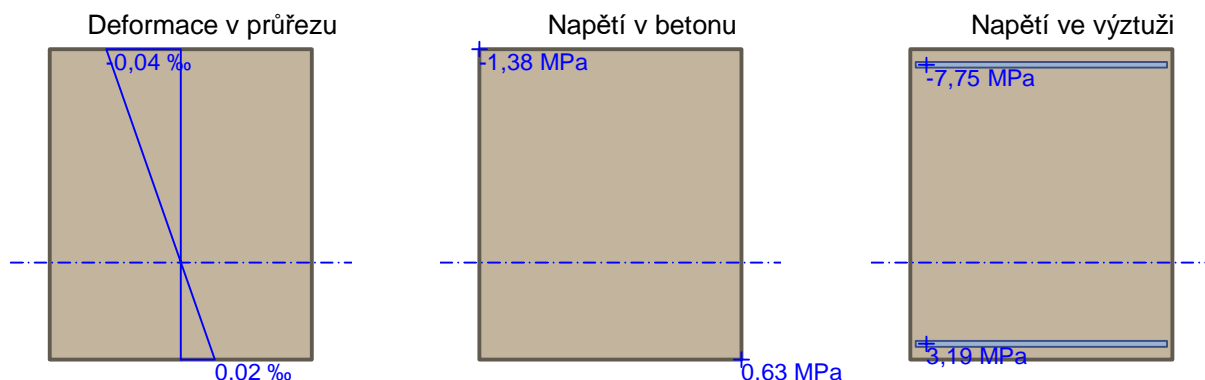
 $y_t = 500 \text{ mm}; z_t = 600 \text{ mm}$

Moment setrvačnosti:

 $I_y = 153 \cdot 10^9 \text{ mm}^4; I_z = 103 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$

Statický moment výztuže vůči těžišti průřezu:

 $S_{y,s} = 0 \text{ mm}^4; S_{z,s} = 0 \text{ mm}^4$



Průřez s vyloučením tahu v betonu

Průřezová plocha: $A = 491 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

Poloha těžiště (od levého spodního rohu obálky průřezu):

$y_t = 500 \text{ mm}$; $z_t = 946,7 \text{ mm}$

Moment setrvačnosti:

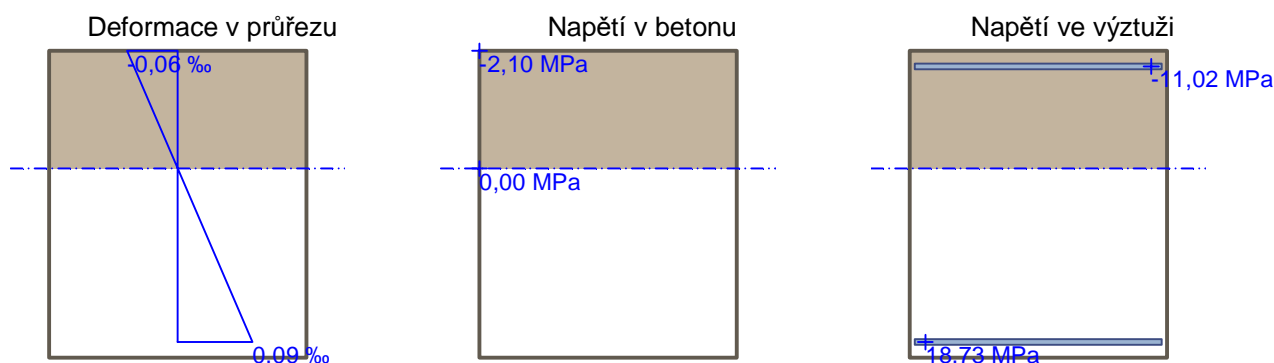
$I_y = 21,0 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$; $I_z = 41,0 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$

Statický moment výztuže vůči těžišti průřezu:

$S_{y,s} = -1,76 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$; $S_{z,s} = 0 \text{ mm}^4$

Vnitřní síly po přepočtu vůči těžišti průřezu:

$N = -462,7 \text{ kN}$; $M_y = 95,56 \text{ kNm}$



Maximální tlakové napětí v betonu

$\sigma_c = 2,10 \text{ MPa}$

Prostředí: X0 \Rightarrow Posouzení napětí betonu v tlaku není potřeba

Maximální tahové napětí v betonu $\sigma_{c,max} = 0,63 \text{ MPa}$

Maximální tlakové napětí ve výztuži $\sigma_{s,min} = 11,02 \text{ MPa}$

Maximální tahové napětí ve výztuži $\sigma_{s,max} = 18,73 \text{ MPa}$

Omezení tahového napětí ve výztuži $k_3 \times f_{yk} = 400,00 \text{ MPa}$

Výška tlačené části průřezu $h = 460,3 \text{ mm}$

Posouzení průřezu na mezní stav omezení napětí Vyhovuje

1: **max my kvazi.** - kvazistálá (MSP)

$N = -381,63 \text{ kN}$; $M_y = -210,01 \text{ kNm}$

Podrobné posouzení - Omezení šířky trhlin: max my kvazi.

Ideální průřez

Poměr tuhosti výztuže a betonu: $\alpha_e = 6,061$

Průřezová plocha: $A = 1,23 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$

Poloha těžiště (od levého spodního rohu obálky průřezu):

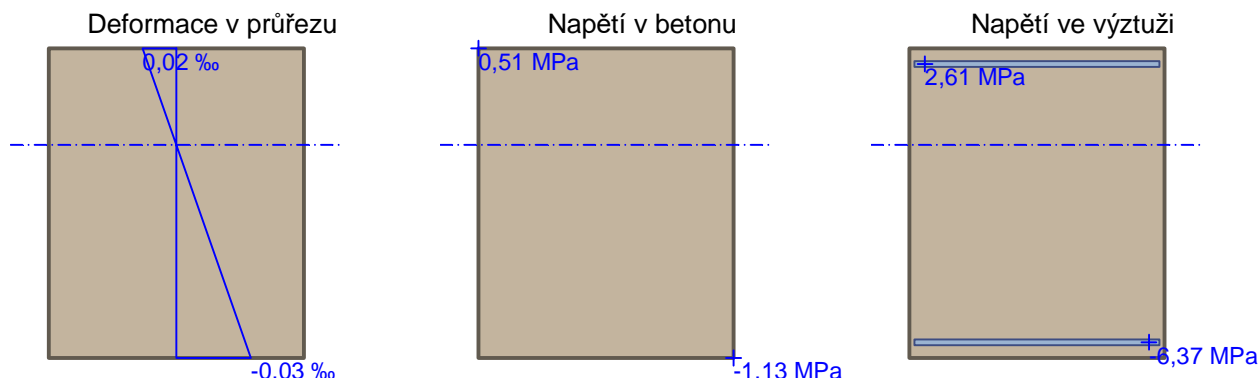
$y_t = 500 \text{ mm}$; $z_t = 600 \text{ mm}$

Moment setrvačnosti:

$I_y = 153 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$; $I_z = 103 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$

Statický moment výztuže vůči těžišti průřezu:

$$S_{y,s} = 0 \text{ mm}^4; S_{z,s} = 0 \text{ mm}^4$$



Průřez s vyloučením tahu v betonu

Průřezová plocha: $A = 494 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

Poloha těžiště (od levého spodního rohu obálky průřezu):

$$y_t = 500 \text{ mm}; z_t = 254,5 \text{ mm}$$

Moment setrvačnosti:

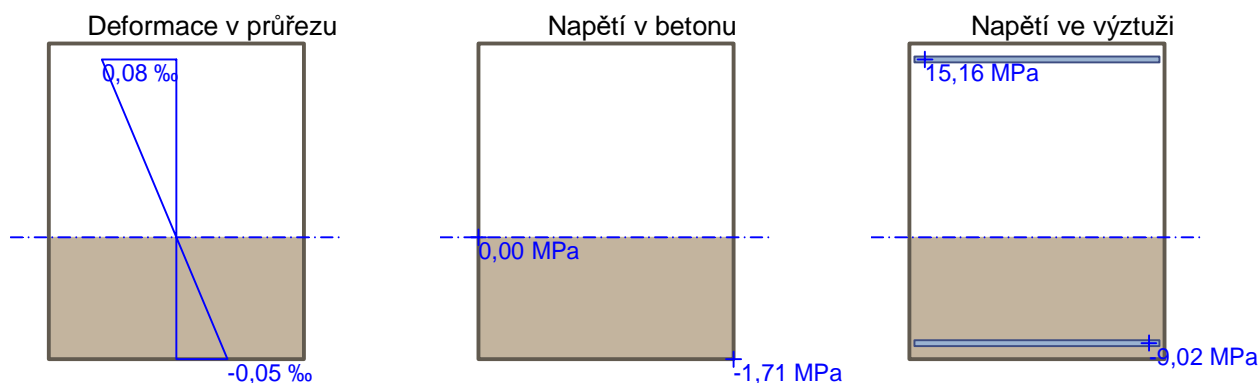
$$I_y = 21,1 \cdot 10^9 \text{ mm}^4; I_z = 41,3 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Statický moment výztuže vůči těžišti průřezu:

$$S_{y,s} = 1,75 \cdot 10^9 \text{ mm}^4; S_{z,s} = 0 \text{ mm}^4$$

Vnitřní síly po přepočtu vůči těžišti průřezu:

$$N = -381,6 \text{ kN}; M_y = -78,17 \text{ kNm}$$



Trhliny jsou počítány pouze při horním/spodním povrchu průřezu.

$$\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff} = 0,00253 / 0,153 = 0,0166$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 200 \cdot 10^3 / 33 \cdot 000 = 6,061$$

$$\varepsilon_s - \varepsilon_{cm} = \max(0,6 \times \sigma_s / E_s; [\sigma_s - k_t \times f_{ctm} / \rho_{p,eff} \times (1 + \alpha_e \times \rho_{p,eff})] / E_s) = \max(0,6 \times 15,16 / 200 \cdot 10^3; [15,16 - 0,4 \times 2,9 / 0,0166 \times (1 + 6,061 \times 0,0166)] / 200 \cdot 10^3) = \max(45,5 \cdot 10^{-6}; -0,000308) = 45,5 \cdot 10^{-6}$$

$$s_{r,max} = k_3 \times c + k_1 \times k_2 \times k_4 \times d / \rho_{p,eff} = 3,4 \times 52,02 + 0,8 \times 0,5 \times 0,425 \times 21,52 / 0,0166 = 397 \text{ mm}$$

$$w = \varepsilon_s - \varepsilon_{cm} \times s_{r,max} = 45,5 \cdot 10^{-6} \times 397 = 0,0181 \text{ mm}$$

Maximální povolená šířka trhliny: 0,200mm (Vlastní hodnota)

Výška tlačené části průřezu: $h = 463,2 \text{ mm}$

Posouzení průřezu na mezní stav omezení šířky trhlin Vyhovuje

Posouzení min. a max. stupně výztužení

Deska (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$$\rho_{s,t} = 0,00222 \geq \rho_{s,min} = 0,00151$$

$$\rho_{s,t,CSN} = 0,00211 \geq \rho_{s,min,CSN} = 0,0018 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\rho_s = 0,00422 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Posouzení
2	max my 6.10	-624,67	-24000,00	346,77	1612,12	423,32	458,04	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení napětí

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	σ_c [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,min}$ [MPa]	Posouzení
3	max my char.	-462,72	256,00	2,10	18,73	11,02	Vyhovuje
Limitní hodnoty $k_3 \times f_{yk}$					400,00		

Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	$\Delta\epsilon$ [-]	$s_{r,max}$ [m]	w [mm]	Posouzení
1	max my kvazi.	-381,63	-210,01	45,5.10 ⁻⁶	0,397	0,018	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}						0,200	

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

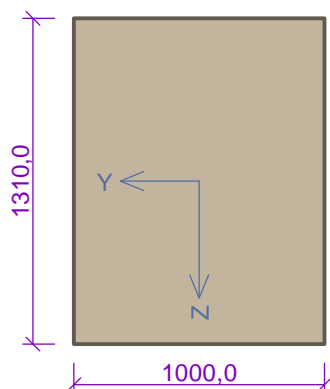
Celkové posouzení - Průřez VYHOVUJE

3 pata čelní zdi

3.1 Vstupní data

Typ prvku: deska
 Prostředí: X0

Průřez



Materiály

Beton: C 30/37

$f_{ck} = 30,0$ MPa; $f_{ctm} = 2,9$ MPa; $E_{cm} = 33000$ MPa

Ocel podélná: B500B

$f_{yk} = 500,0$ MPa; $E_s = 200000$ MPa

Ocel příčná: B500

$f_{yk} = 500,0$ MPa; $E_s = 200000$ MPa

Vnitřní síly - základní návrhová (MSÚ)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	QP koef. [-]
1	max my 6.10	536,96	-253,60	-739,78	1,000

Vnitřní síly - charakteristická (MSP)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	QP koef. [-]
1	max my char.	397,75	-187,85	1,000

Vnitřní síly - kvazistálá (MSP)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	QP koef. [-]
1	max my kvazi.	65,29	-74,64	1,000

Podélná výztuž

Počet	Profil [mm]	Krytí [mm]	Umístění
6,667	22	50,0	horní výztuž
6,667	16	50,0	dolní výztuž



6,667x22(po 150,0mm) kr. 50,0

6,667x16(po 150,0mm) kr. 50,0

S tlacenou výztuží není počítáno.

Smyková výztuž

Spony

Profil: 8 mm; Vzdálenost: 150,0 mm; Střihy: 6,7

Minimální krytí

Třída konstrukce: S4

$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}; 10) = \max(22; 10; 10) = 22 \text{ mm}$

$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 22 + 10 = 32 \text{ mm}$

3.2 Výsledky

1: **max my 6.10** - základní návrhová (MSÚ)

$N=536,96\text{kN}$; $M_y=-253,60\text{kNm}$; $V_z=-739,78\text{kN}$

Podrobné posouzení TAH A OHYB: max my 6.10

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Deska (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$\rho_{s,t} = A_{s,t} / (b_t \times d) = 2\,534 / (1\,000 \times 1\,249) = 0,00203$

$\rho_s = A_s / A_c = 3\,875 / 1,31 \cdot 10^6 = 0,00296$

$\rho_{s,min} = \max(0,26 \times f_{ctm} / f_{yk}; 0,0013) = \max(0,26 \times 2,9 / 500; 0,0013) = \max(0,00151; 0,0013) = 0,00151$

$\rho_{s,t,CSN} = A_{s,t} / A_c = 2\,534 / 1,31 \cdot 10^6 = 0,00193$

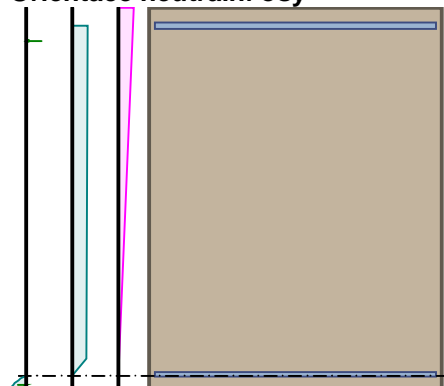
$\rho_{s,min,CSN} = \max(0,0018 \times f_{yk} / 500; 0,0014) = \max(0,0018 \times 500 / 500; 0,0014) = \max(0,0018; 0,0014) = 0,0018$

$\rho_{s,t} = 0,00203 \geq \rho_{s,min} = 0,00151$

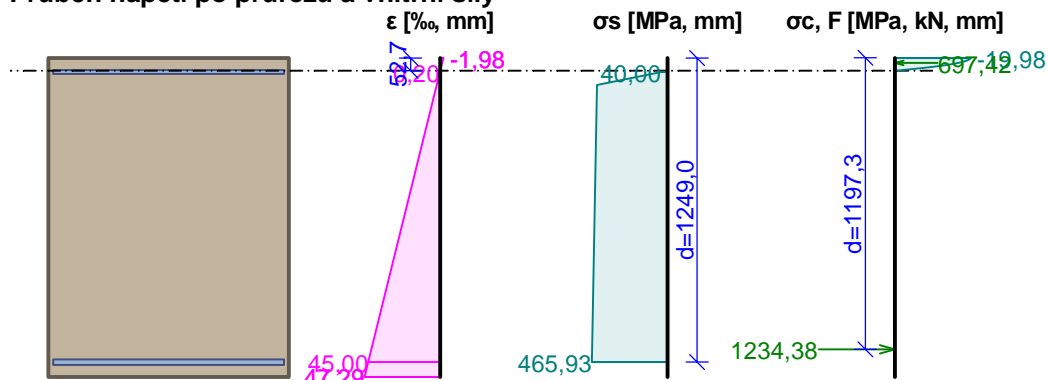
$\rho_{s,t,CSN} = 0,00193 \geq \rho_{s,min,CSN} = 0,0018 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

$\rho_s = 0,00296 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Orientace neutrální osy



Průběh napětí po průřezu a vnitřní síly



Deformace v krajních vláknech průřezu

Nejmenší deformace v betonu:	-1,98 ‰
Největší deformace v betonu:	47,29 ‰
Nejmenší deformace ve výztuži:	0,20 ‰
Největší deformace ve výztuži:	45,00 ‰
Směr neutrálné osy:	180,00 °
Výška tlačené části průřezu:	x = 52,7 mm
Efektivní výška průřezu:	d = 1249,0 mm

$\xi = 0,04 \leq \xi_{\max} = 0,58 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

$N_{Ed} = 536,96 \text{ kN} \leq N_{Rd} = 1805,30 \text{ kN}$

$M_{Edy} = -253,60 \leq M_{Rdy} = -1112,43 \text{ kNm}$

Posouzení průřezu na tah a ohyb Vyhovuje

Podrobné posouzení SMYK: max my 6.10

Stupeň vyztužení smykovou výztuží

$$\rho_w = A_{sw} / b_w / s = 336,8 / 1000 / 150 = 0,00225$$

$$\rho_{w,\min} = 80 \times \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} = 80 \times \sqrt{30} / 500 = 0,000876$$

$$\rho_{w,\min} = 0,000876 \leq \rho_w = 0,00225 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost třmínků} \quad s_{l,\max} = 939,0 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost větví třmínků} \quad s_{t,\max} = 1878,0 \text{ mm}$$

Použit model náhradní příhradoviny

Sklon tlačené diagonály : $\theta = 21,8^\circ$

Únosnost betonu

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_C = 0,18 / 1,5 = 0,12$$

$$k = \min(1 + \sqrt{(200 / d)}; 2) = \min(1 + \sqrt{(200 / 1249)}; 2) = \min(1,4; 2) = 1,4$$

$$\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \times d); 0,02) = \min(2534 / (1000 \times 1249); 0,02) = \min(0,00203; 0,02) = 0,00203$$

$$v_{\min} = 0,035 \times k^{1,5} \times \sqrt{f_{ck}} = 0,035 \times 1,41^{1,5} \times \sqrt{30} = 0,318 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \min(-N_{Ed} / A_c; 0,2 \times f_{cd}) = \min(-537 / 1,31 \cdot 10^6; 0,2 \times 20) = \min(-0,41; 4) = -0,41 \text{ MPa}$$

$$V_{Rdc} = (\max(C_{Rd,c} \times k \times \sqrt[3]{100 \times \rho_l \times f_{ck}}; v_{\min}) + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = (\max(0,12 \times 1,4 \times \sqrt[3]{100 \times 0,00203 \times 30}; 0,318) + 0,15 \times (-0,41)) \times 1\,000 \times 1\,249 = 319,9 \text{ kN}$$

Únosnost smykové výztuže

$$V_{Rds} = A_{sw} / s \times z \times f_{yd} \times \cot \theta = 336,8 / 150 \times 1\,178 \times 434,8 \times 2,5 = 2\,874 \text{ kN}$$

Únosnost tlakové diagonály

$$v_1 = 0,6 \times (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 \times (1 - 30 / 250) = 0,528$$

$$V_{Rdmax} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) = 1 \times 1\,000 \times 1\,178 \times 0,528 \times 20 / (2,5 + 0,4) = 4\,288 \text{ kN}$$

Výsledná únosnost

$$V_{Rd} = \max(V_{Rdc}; \min(V_{Rdmax}; V_{Rds})) = \max(319,9; \min(4\,288; 2\,874)) = \max(319,9; 2,87 \cdot 10^6) = 2\,874 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 739,8 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 2\,874 \text{ kN} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Únosnost průřezu ve smyku Vyhovuje

2: max my char. - charakteristická (MSP)

$$N = 397,75 \text{ kN}; M_y = -187,85 \text{ kNm}$$

Podrobné posouzení - Omezení napětí: max my char.

Ideální průřez

Poměr tuhosti výztuže a betonu: $\alpha_e = 6,061$ Průřezová plocha: $A = 1,33 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$

Poloha těžiště (od levého spodního rohu obálky průřezu):

$$y_t = 500 \text{ mm}; z_t = 658,2 \text{ mm}$$

Moment setrvačnosti:

$$I_y = 196 \cdot 10^9 \text{ mm}^4; I_z = 111 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

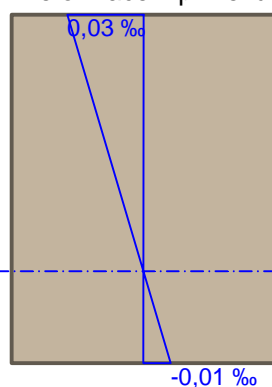
Statický moment výztuže vůči těžišti průřezu:

$$S_{y,s} = -12,4 \cdot 10^6 \text{ mm}^4; S_{z,s} = 0 \text{ mm}^4$$

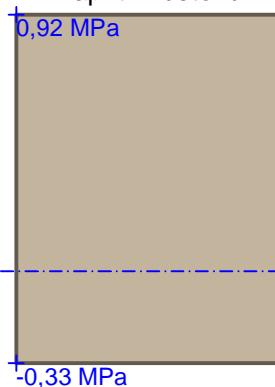
Vnitřní síly po přepočtu vůči těžišti průřezu:

$$N = 397,8 \text{ kN}; M_y = -186,6 \text{ kNm}$$

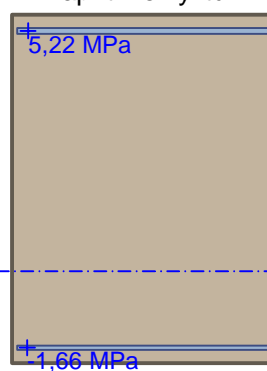
Deformace v průřezu



Napětí v betonu



Napětí ve výztuži



Průřez s vyloučením tahu v betonu

Průřezová plocha: $A = 3\,875 \text{ mm}^2$

Poloha těžiště (od levého spodního rohu obálky průřezu):

$$y_t = 500 \text{ mm}; z_t = 837 \text{ mm}$$

Moment setrvačnosti:

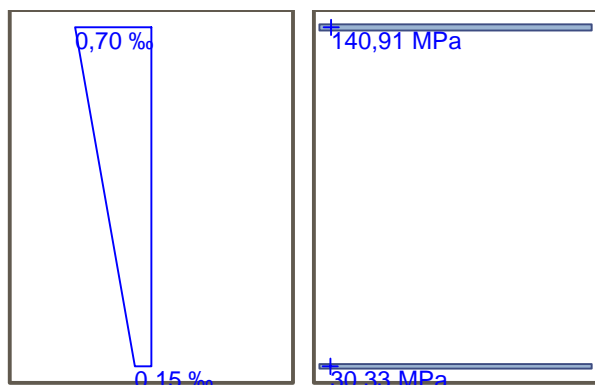
$$I_y = 1,24 \cdot 10^9 \text{ mm}^4; I_z = 339 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Vnitřní síly po přepočtu vůči těžišti průřezu:

$$N = 397,8 \text{ kN}; M_y = -115,5 \text{ kNm}$$

Deformace v průřezu

Napětí ve výztuži



Beton není namáhán tlakem.

Maximální tahové napětí v betonu $\sigma_{c,max} = 0,92 \text{ MPa}$

Maximální tlakové napětí ve výztuži $\sigma_{s,min} = -30,33 \text{ MPa}$ (výztuž je tažená)

Maximální tahové napětí ve výztuži $\sigma_{s,max} = 140,91 \text{ MPa}$

Omezení tahového napětí ve výztuži $k_3 \times f_{yk} = 400,00 \text{ MPa}$

Posouzení průřezu na mezní stav omezení napětí Vyhovuje

3: **max my kvazi.** - kvazistálá (MSP)

$N=65,29\text{kN}$; $M_y=-74,64\text{kNm}$

Podrobné posouzení - Omezení šířky trhlin: max my kvazi.

Ideální průřez

Poměr tuhosti výztuže a betonu: $\alpha_e = 6,061$

Průřezová plocha: $A = 1,33 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$

Poloha těžiště (od levého spodního rohu obálky průřezu):

$y_t = 500 \text{ mm}$; $z_t = 658,2 \text{ mm}$

Moment setrvačnosti:

$I_y = 196 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$; $I_z = 111 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$

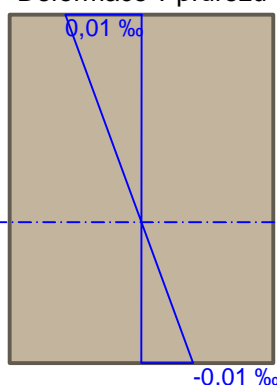
Statický moment výztuže vůči těžišti průřezu:

$S_{y,s} = -12,4 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$; $S_{z,s} = 0 \text{ mm}^4$

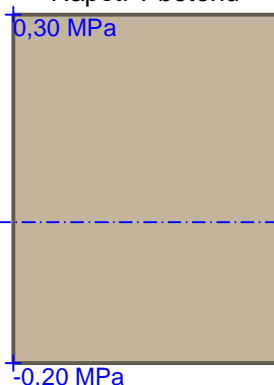
Vnitřní síly po přepočtu vůči těžišti průřezu:

$N = 65,29 \text{ kN}$; $M_y = -74,43 \text{ kNm}$

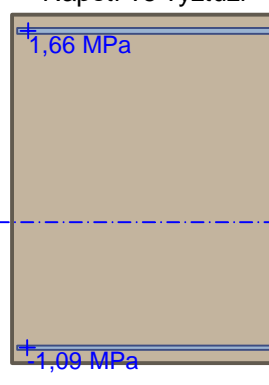
Deformace v průřezu



Napětí v betonu



Napětí ve výztuži



Průřez s vyloučením tahu v betonu

Průřezová plocha: $A = 125 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

Poloha těžiště (od levého spodního rohu obálky průřezu):

$y_t = 500 \text{ mm}$; $z_t = 198,5 \text{ mm}$

Moment setrvačnosti:

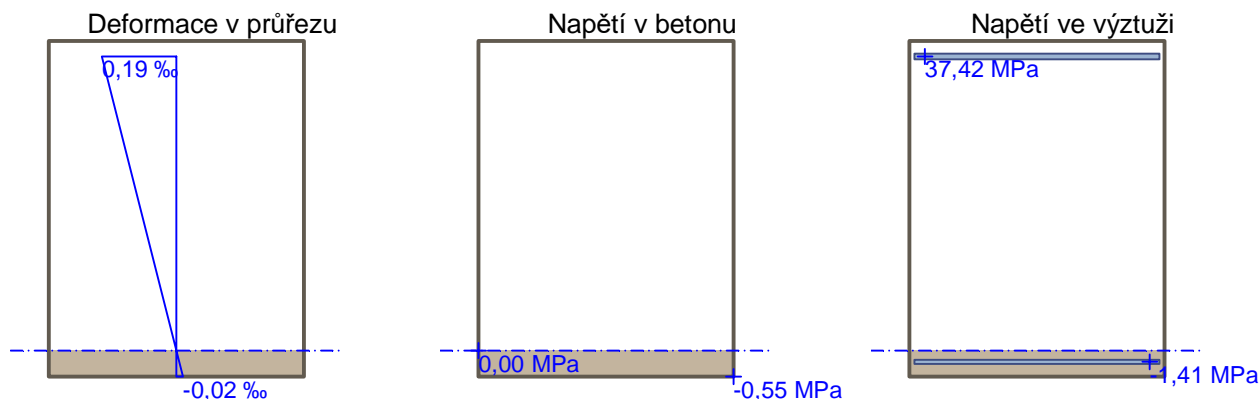
$I_y = 19,4 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$; $I_z = 10,5 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$

Statický moment výztuže vůči těžišti průřezu:

$$S_{y,s} = 1,77 \cdot 10^9 \text{ mm}^4; S_{z,s} = 0 \text{ mm}^4$$

Vnitřní síly po přepočtu vůči těžišti průřezu:

$$N = 65,29 \text{ kN}; M_y = -104,4 \text{ kNm}$$



Trhliny jsou počítány pouze při horním/spodním povrchu průřezu.

$$\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff} = 0,00253 / 0,153 = 0,0166$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 200 \cdot 10^3 / 33 \cdot 000 = 6,061$$

$$\varepsilon_s - \varepsilon_{cm} = \max(0,6 \times \sigma_s / E_s; [\sigma_s - k_t \times f_{ctm} / \rho_{p,eff} \times (1 + \alpha_e \times \rho_{p,eff})] / E_s) = \max(0,6 \times 37,42 / 200 \cdot 10^3; [37,42 - 0,4 \times 2,9 / 0,0166 \times (1 + 6,061 \times 0,0166)] / 200 \cdot 10^3) = \max(0,000112; -0,000197) = 0,000112$$

$$s_{r,max} = k_3 \times c + k_1 \times k_2 \times k_4 \times d / \rho_{p,eff} = 3,4 \times 52,02 + 0,8 \times 0,5 \times 0,425 \times 21,52 / 0,0166 = 397 \text{ mm}$$

$$w = \varepsilon_s - \varepsilon_{cm} \times s_{r,max} = 0,000112 \times 397 = 0,0446 \text{ mm}$$

Maximální povolená šířka trhliny: 0,200mm (Vlastní hodnota)

Výška tlačené části průřezu: $h = 101,4 \text{ mm}$

Posouzení průřezu na mezní stav omezení šířky trhlin Vyhovuje

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Deska (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$$\rho_{s,t} = 0,00203 \geq \rho_{s,min} = 0,00151$$

$$\rho_{s,t,CSN} = 0,00193 \geq \rho_{s,min,CSN} = 0,0018 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\rho_s = 0,00296 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Stupeň vyztužení smykovou výztuží

$$\rho_{w,min} = 0,000876 \leq \rho_w = 0,00225 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost třmínků} \quad s_{l,max} = 939,0 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost větví třmínků} \quad s_{t,max} = 1878,0 \text{ mm}$$

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Posouzení
1	max my 6.10	536,96	1805,30	-253,60	-1112,43	-739,78	-2873,74	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení napětí

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	σ_c [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,min}$ [MPa]	Posouzení
2	max my char.	397,75	-187,85	-	140,91	-30,33	Vyhovuje
Limitní hodnoty $k_3 \times f_{yk}$					400,00		

Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	$\Delta\epsilon$ [-]	$s_{r,max}$ [m]	w [mm]	Posouzení
3	max my kvazi.	65,29	-74,64	112.10 ⁻⁶	0,397	0,045	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}						0,200	

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

Celkové posouzení - Průřez VYHOVUJE

4.5.2 Posouzení založení mostu

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Sedání

Metoda výpočtu : ČSN 73 1001 (Výpočet pomocí edometrického modulu)

Omezení deformační zóny : procentem Sigma,Or

Koef. omezení deformační zóny : 10,0 [%]

Patky

Výpočet pro odvodněné podmínky : EC 7-1 (EN 1997-1:2003)

Posouzení tažené patky : standardní postup

Dovolená excentricita : 0,333


Metodika posouzení : výpočet podle EN1997




Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce svislé únosnosti :	$\gamma_{Rvs} =$	1,40 [-]	
Součinitel redukce vodorovné únosnosti :	$\gamma_{Rhs} =$	1,10 [-]	

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída G3, ulehlá		35,50	0,00	19,00	9,00	29,00
2	R6		36,00	0,00	19,00	9,00	29,00
3	R5		28,00	90,00	21,50	11,50	28,00

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
4	Třída S3, ulehlá		32,00	0,00	17,50	8,50	25,00
5	R3		45,00	150,00	23,00	13,00	32,00
6	R4		40,00	120,00	22,50	13,00	30,00

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

Parametry zemín

Třída G3, ulehlá

Objemová tíha :	γ	=	19,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	35,50 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	0,00 kPa
Edometrický modul :	E_{oed}	=	114,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	19,00 kN/m ³

R6

Objemová tíha :	γ	=	19,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	36,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	0,00 kPa
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	300,00 MPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,25
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	19,00 kN/m ³

R5

Objemová tíha :	γ	=	21,50 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	28,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	90,00 kPa
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	400,00 MPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,25
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	21,50 kN/m ³

Třída S3, ulehlá

Objemová tíha :	γ	=	17,50 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	32,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	0,00 kPa
Edometrický modul :	E_{oed}	=	28,50 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	18,50 kN/m ³

R3

Objemová tíha :	γ	=	23,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	45,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	150,00 kPa
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	1000,00 MPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,30
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	23,00 kN/m ³

R4

Objemová tíha :	γ	=	22,50 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	40,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	120,00 kPa
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	600,00 MPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,30
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	23,00 kN/m ³

Založení

Typ základu: základový pas

Hloubka od původního terénu $h_z = 8,00$ m

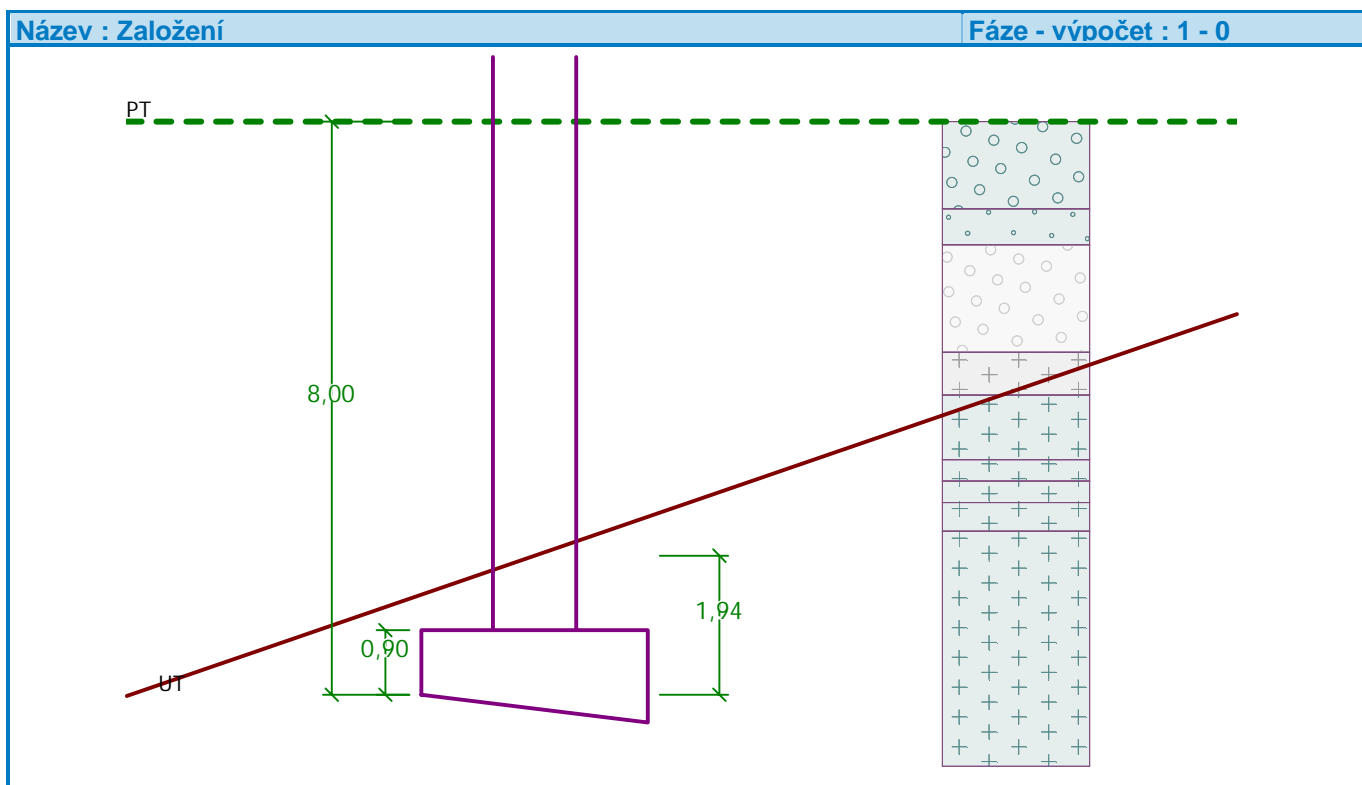
Hloubka základové spáry $d = 1,94$ m

Tloušťka základu $t = 0,90$ m

Sklon upraveného terénu $s_1 = 19,00$ °

Sklon základové spáry $s_2 = 7,00$ °

Objemová tíha zeminy nad základem = 23,00 kN/m³



Geometrie konstrukce

Typ základu: základový pas

Celková délka pasu = 9,60 m

Šířka pasu (x) = 3,16 m

Šířka sloupu ve směru x = 1,16 m

Objem pasu = 2,84 m³/m

Zadané zatížení je uvažováno na 1bm délky pasu.

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23,00$ kN/m³

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

Beton : C 30/37

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$
 Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$
 Modul pružnosti $E_{cm} = 33000,00 \text{ MPa}$

Ocel podélná : B500

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

Ocel příčná: B500

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

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,22	Třída G3, ulehlá	
2	0,50	Třída S3, ulehlá	
3	1,50	R6	
4	0,60	R5	
5	0,90	R4	
6	0,30	R3	
7	0,30	R4	
8	0,40	R3	
9	-	R3	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN/m]	M_y [kNm/m]	H_x [kN/m]
	nové	změna					
1	Ano		ZS 1	Návrhové	2576,00	0,00	0,00
2	Ano		ZS 1 - provozní	Užitné	2146,67	0,00	0,00

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvozené podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e_x [m]	e_y [m]	σ [kPa]	R_d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
ZS 1	Ano	0,00	0,00	851,03	15322,47	5,55	Ano
ZS 1	Ne	0,00	0,00	863,57	15322,47	5,64	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepriznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 88,31$ kN/m
Spočtená tíha nadloží $Z = 64,58$ kN/m

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník
Nejnepriznivější zatěžovací stav číslo 1. (ZS 1)

Parametry smykové plochy pod základem:
Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 6,01$ m
Dosah smykové plochy $l_{sp} = 19,78$ m

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 15322,47$ kPa
Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 863,57$ kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,000 < 0,333$
Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$
Max. prostorová excentricita $e_t = 0,000 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepriznivější zatěžovací stav číslo 1. (ZS 1)
Zemní odpor: není uvažován

Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 2875,68$ kN
Extrémní horizontální síla $H = 0,00$ kN

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepriznivějších zatěžovacích stavů.
Výpočet proveden s uvažováním koeficientu κ_1 (vliv hloubky založení).
Napětí v základové spáře uvažováno od upraveného terénu.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 65,41$ kN/m
Spočtená tíha nadloží $Z = 47,84$ kN/m
Sednutí středu délkové hrany $= 1,0$ mm

Sednutí středu šířkové hrany 1 = 1,4 mm
Sednutí středu šířkové hrany 2 = 1,4 mm
(1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 1000,00 \text{ MPa}$

Základ je ve směru délky poddajný ($k=0,76$)

Základ je ve směru šířky tuhý ($k=24,06$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,000 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,000 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu = 1,9 mm

Hloubka deformační zóny = 12,69 m

Natočení ve směru šířky = 0,000 ($\tan \cdot 1000$); ($4,0E-18^\circ$)

4.5.3 Posouzení křídla

Výpočet úhlové zdi

Vstupní data

Projekt

Akce : III/41017 Radotice - most ev. č. 41017-3
Část : SO 201 - MOST 41017/3
Popis : Křídlo K2
Odběratel : KSSUV, p.o. Jihlava
Vypracoval : Jan Grepl
Datum : 17.7.2019
Číslo zakázky : D18003

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Výpočet zdí

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)
Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe
Tvar zemního klínu : počítat šikmý
Výstupek základu : výstupek uvažovat jako šikmou základovou spáru
Dovolená excentricita : 0,333
Metodika posouzení : výpočet podle EN1997
Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,35 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na překlopení :	$\gamma_{Re} =$	1,40 [-]	
Součinitel redukce odporu na posunutí :	$\gamma_{Rh} =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce odporu základové půdy :	$\gamma_{Rv} =$	1,40 [-]	

Kombinační součinitele pro proměnná zatížení			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel kombinační hodnoty :	$\psi_0 =$	0,70 [-]	
Součinitel časté hodnoty :	$\psi_1 =$	0,50 [-]	
Součinitel kvazistálé hodnoty :	$\psi_2 =$	0,30 [-]	

Materiál konstrukce

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

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

Beton : C 30/37

Válcová pevnost v tlaku

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

Pevnost v tahu

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

Ocel podélná : B500

Mez kluzu

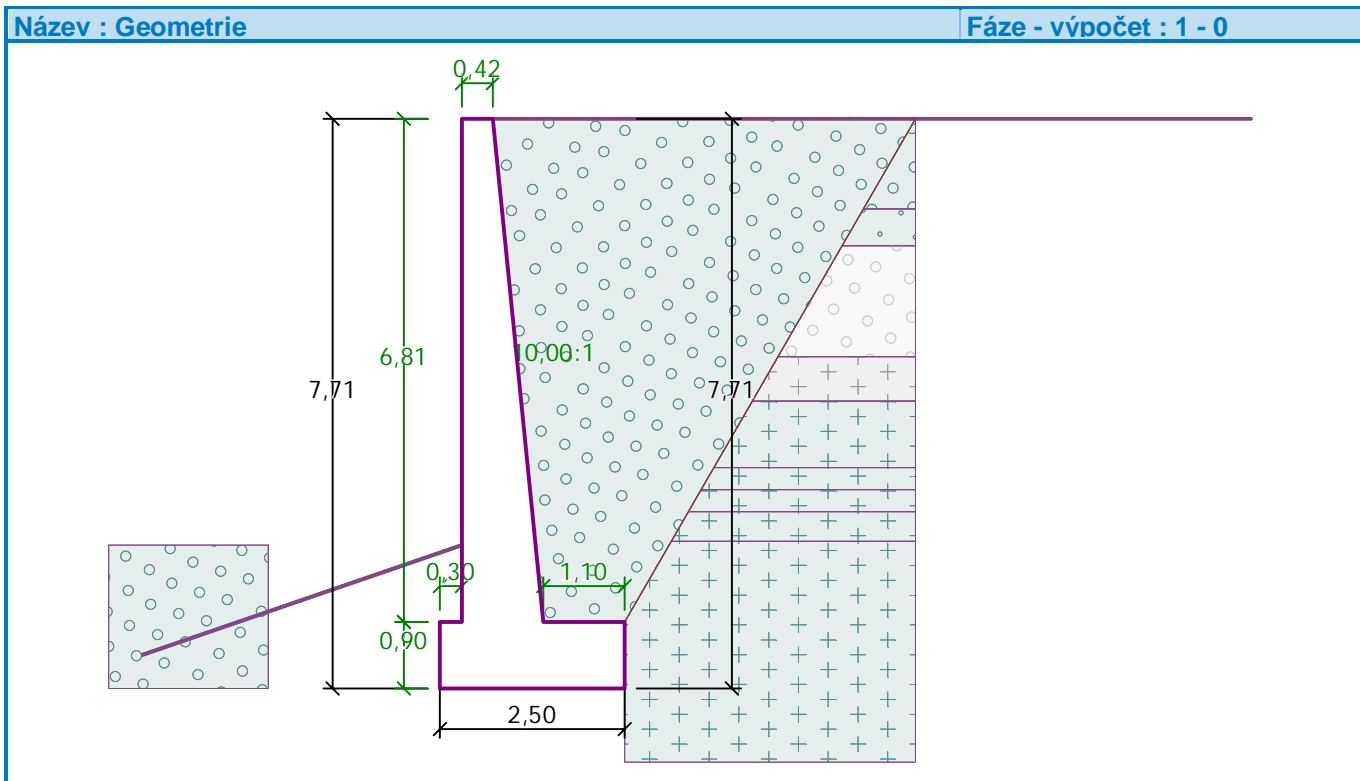
$$f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$$

Geometrie konstrukce







Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0,00	0,00
2	0,68	6,81
3	1,78	6,81
4	1,78	7,71
5	-0,72	7,71
6	-0,72	6,81
7	-0,42	6,81
8	-0,42	0,00

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

Plocha řezu zdi = 7,43 m².



Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída G3, ulehlá		35,50	0,00	19,00	9,00	29,00
2	R6		36,00	0,00	19,00	9,00	29,00
3	R5		28,00	90,00	21,50	11,50	28,00
4	Třída S3, ulehlá		32,00	0,00	17,50	8,50	25,00
5	R3		45,00	150,00	23,00	13,00	32,00
6	R4		40,00	120,00	22,50	13,00	30,00

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

Parametry zemin

Třída G3, ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 35,50^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 29,00^\circ$
 Zemina : nesoudržná

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

R6

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

Napjatost : efektivní

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 36,00^\circ$

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

Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 29,00^\circ$

Zemina : nesoudržná

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

R5

Objemová tíha : $\gamma = 21,50 \text{ kN/m}^3$

Napjatost : efektivní

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 28,00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 90,00 \text{ kPa}$

Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 28,00^\circ$

Zemina : nesoudržná

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 21,50 \text{ kN/m}^3$

Třída S3, ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 17,50 \text{ kN/m}^3$

Napjatost : efektivní

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 32,00^\circ$

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

Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 25,00^\circ$

Zemina : nesoudržná

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 18,50 \text{ kN/m}^3$

R3

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

Napjatost : efektivní

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 45,00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 150,00 \text{ kPa}$

Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 32,00^\circ$

Zemina : nesoudržná

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 23,00 \text{ kN/m}^3$

R4

Objemová tíha : $\gamma = 22,50 \text{ kN/m}^3$

Napjatost : efektivní

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 40,00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 120,00 \text{ kPa}$

Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 30,00^\circ$

Zemina : nesoudržná

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 23,00 \text{ kN/m}^3$

Zásyp za konstrukcí

Zemina na líci konstrukce - Třída G3, ulehlá

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,22	Třída G3, ulehlá	
2	0,50	Třída S3, ulehlá	
3	1,50	R6	
4	0,60	R5	
5	0,90	R4	
6	0,30	R3	
7	0,30	R4	
8	0,40	R3	
9	-	R3	

Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Odpor na líci konstrukce

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

Zemina na líci konstrukce - Třída G3, ulehlá

Třecí úhel kce-zemina

$$\delta = 29,00^\circ$$

Výška zeminy před zdí

$$h = 1,94 \text{ m}$$

Sklon zeminy před zdí

$$\beta = -19,00^\circ$$

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

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

Posouzení čís. 1

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.- zed'	0,00	-2,78	170,89	0,87	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-91,37	-0,65	-47,05	0,09	1,000	1,000	1,000

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,78	27,70	1,68	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	137,97	-2,59	183,45	1,80	1,350	1,000	1,000

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 454,22$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 423,07$ kNm/m

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

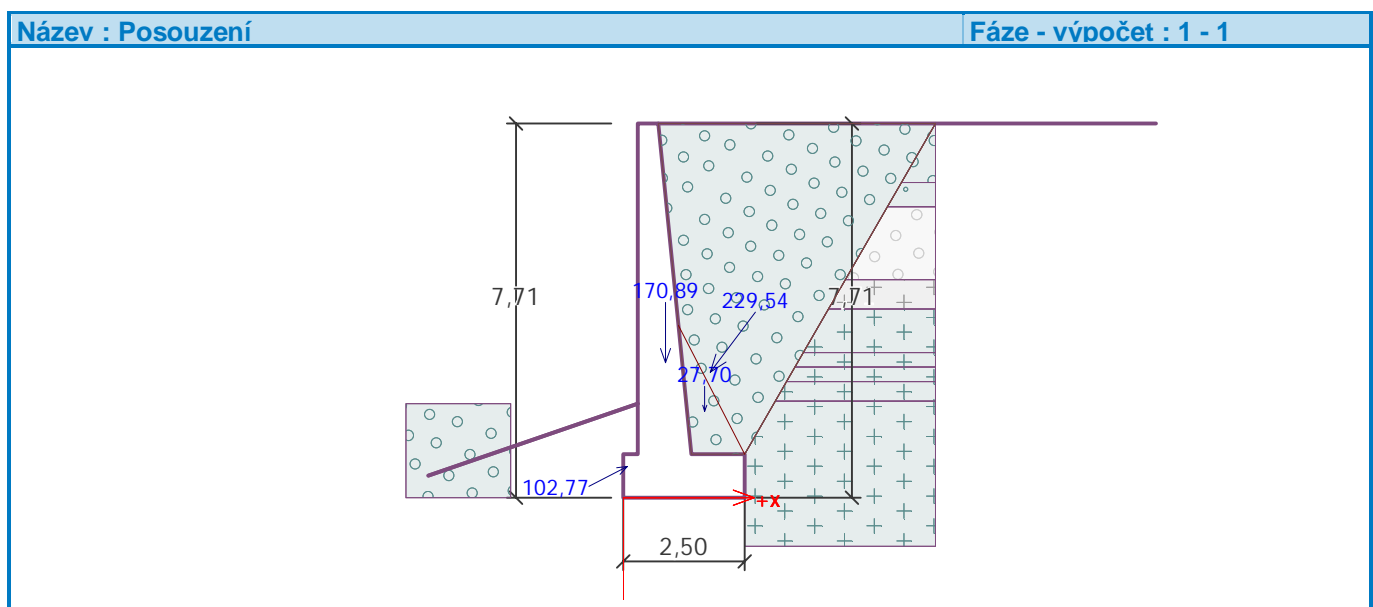
Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 485,72$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 46,60$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 374,38 kPa



Únosnost základové pudy

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	214,91	404,50	46,60	0,212	281,22
2	286,37	399,20	46,60	0,287	374,38

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	196,36	334,99	46,60

Dimenzace čís. 1

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.síla	Koef. pos.síla
Tíh.- zeď	0,00	-2,90	119,09	0,41	1,350	1,350	1,000
Odpor na líci	-26,21	-0,35	-13,51	0,00	1,000	1,000	1,000
Tlak v klidu	168,14	-2,43	44,06	0,87	1,350	1,350	1,350

Posouzení dřívku zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

Profil vložky = 16,0 mm

Počet vložek = 8

Krytí vyztuže = 50,0 mm

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 1,10 m

Stupeň vyztužení $\rho = 0,15 \% > 0,15 \% = \rho_{min}$
 Poloha neutrálné osy $x = 0,04 \text{ m} < 0,64 \text{ m} = x_{max}$
 Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 344,72 \text{ kN} > 200,78 \text{ kN} = V_{Ed}$
 Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 717,10 \text{ kNm} > 539,17 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

Výpočet stability svahu

Vstupní data

Projekt

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Stabilitní výpočty

Výpočet zemětřesení : Standard

Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,35 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)		
Trvalá návrhová situace		
Součinitel redukce odporu na smyk. ploše :	$\gamma_{Rs} =$	1,10 [-]

Voda

Typ vody : Voda není

Tahová trhlina

Tahová trhlina není zadána.

Zemětřesení

Se zemětřesením se nepočítá.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky (Fáze budování 1)

Výpočet 1

Kruhová smyková plocha

Parametry smykové plochy					
Střed :	x =	-9,68 [m]	Úhly :	α_1 =	-26,39 [°]
	z =	6,33 [m]		α_2 =	71,97 [°]
Poloměr :	R =	20,45 [m]			
Smyková plocha po optimalizaci.					

Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil : $F_a = 1386,92$ kN/m

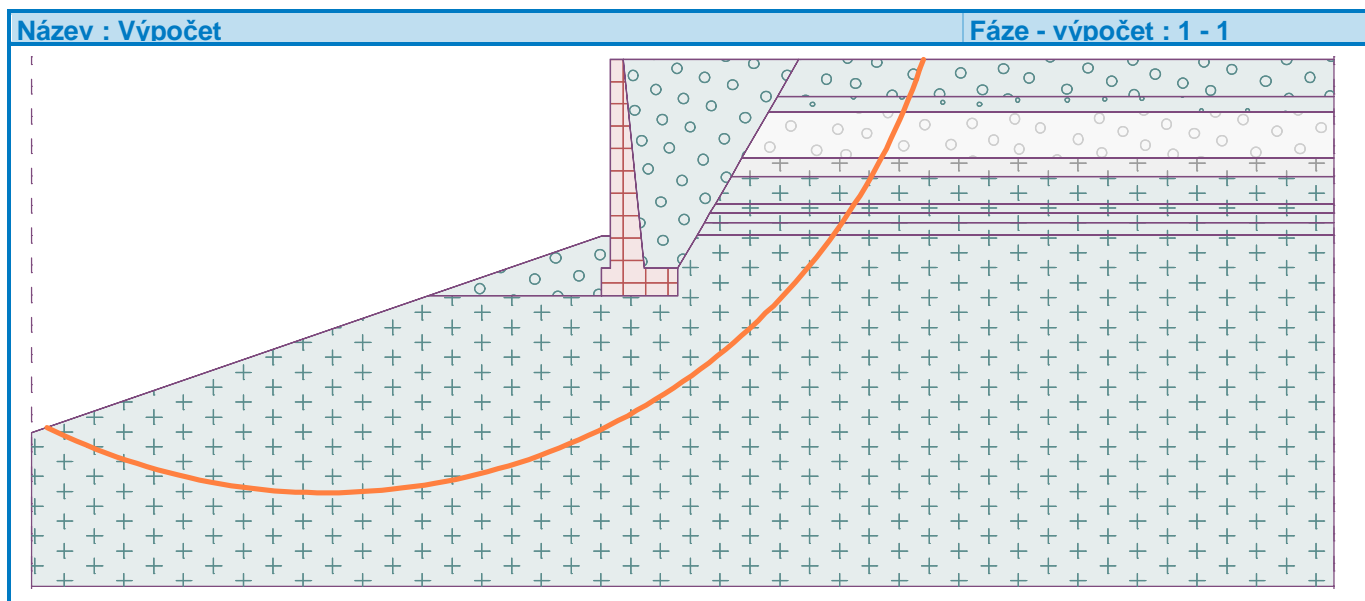
Sumace pasivních sil : $F_p = 8473,88$ kN/m

Moment sesouvající : $M_a = 28362,43$ kNm/m

Moment vzdorující : $M_p = 157537,06$ kNm/m

Využití : 18,0 %

Stabilita svahu VYHOVUJE



5 Závěr

Konstrukce byla posouzena na normové zatížení dle ČSN EN 1991-2 a posuzované průřezy vyhoví v mezních stavech únosnosti i použitelnosti.

Vzhledem k tomu že konstrukce byla navržena a posouzena dle Eurokódů, odpovídá její zatížitelnost v souladu s ČSN 73 6222- změna Z1 následujícím hodnotám:

$V_n = 32 \text{ t}$; $V_r = 80 \text{ t}$; $V_e = 180 \text{ t}$

V Ústí nad Labem, červenec 2019

Ing. František Kortus
DIPONT s.r.o.