


SO 02-20-02


D.2.1.4.0

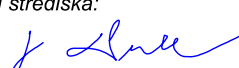
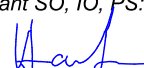


VÝŠKOVÝ SYSTÉM Bpv SOUŘADNICOVÝ SYSTÉM S-JTSK

Číslo změny:	Obsah změny:	Datum změny:
01	-	-
02	-	-
03	-	-

Investor:	Správa železniční dopravní cesty, státní organizace Dlážděná 1003/7 110 00 Praha 1
	

Generální projektant:	SUDOP PRAHA a.s. Olšanská 1a, 130 80 Praha 3 tel.: +420 267 094 111 e-mail: praha@sudop.cz	Hlavní inženýr projektu: ING. MIROSLAV KRSEK
		Garant profese: ING. HANA HANÁKOVÁ

Zpracovatel části:	 SUDOP BRNO, spol. s r.o. Kounicova 26 611 36 Brno
--------------------	--

Vedoucí střediska:	Odpovědný projektant SO, IO, PS:	Vypracoval:	Kontroloval:
 Ing. Karel Pukl	 Ing. Radomír Hanák	 Ing. Jan Balas	 Ing. Radomír Hanák

Název akce:	Číslo smlouvy:
Ústí n. O. - Brandýs n. O. - původní stopa, BC	18-264.250
	Projektový stupeň:
Část:	DSP
	Datum:
SO 02-20-02 ÚSTÍ NAD ORLICÍ - BEZPRÁVÍ, ŽELEZNIČNÍ MOST V EV. KM 259,445	08/2019
	Číslo části:
Název přílohy:	D.2.1.4.0
	Měřítko:
Statické posouzení nosné konstrukce	Počet formátů:
	Číslo přílohy:
	6.1

Ústí n. O. - Brandýs n. O. - původní stopa, BC

**SO 02-20-02 Ústí nad Orlicí - Bezprávi,
železniční most v ev. km 259,445**

Statický výpočet

Obsah

Obsah.....	2
1 Technická zpráva ke statickému výpočtu.....	3
1.1 Identifikační údaje.....	3
1.2 Základní údaje o mostním objektu.....	3
1.3 Základní technické údaje.....	4
1.4 Koncepce řešení.....	4
1.5 Předpoklady pro posouzení.....	5
1.6 Použité podklady	5
1.7 Schémata mostu.....	5
2 Statické posouzení.....	7

1 Technická zpráva ke statickému výpočtu

1.1 Identifikační údaje

Stavba:	Ústí n. O. - Brandýs n. O. - původní stopa, BC
Objekt:	SO 02-20-02 Ústí nad Orlicí - Bezprávi, železniční most v ev. km 259,445
Objednatel:	SŽDC, Dlážďená 1003/7, 110 00 Praha 1
Stávající vlastník objektu:	Správa železniční dopravní cesty, s.o.,
Nový vlastník objektu:	Správa železniční dopravní cesty, s.o.,
Správce mostního objektu:	SŽDC, s.o., Oblastní ředitelství Hradec Králové, U Fotochemy 259, Správa mostů a tunelů
Projekt stavby:	SUDOP PRAHA a.s., Olšanská 1a, 130 80 Praha 3
Odpovědný projektant stavby:	Ing. Miroslav Krsek
Odpovědný projektant objektu:	Ing. Radomír Hanák; SUDOP BRNO, spol. s r.o.
Překonávaná překážka:	účelová komunikace, inundace
Katastrální území:	Sudislav nad Orlicí (581003)
Obec:	Sudislav nad Orlicí (758761)
Kraj:	Pardubický
Dotčené parcely	1131/1 – Vlastnické právo: Česká republika; Právo hospodařit s majetkem státu: SŽDC, s.o., Dlážďená 1003/7, Praha, Nové Město, 110 00 546/3, 546/13, 1138/2 – Region Orlicko - Třebovsko
Traťový úsek:	TU 1501 Česká Třebová os.n. - Praha-Masarykovo nádr.
Definiční úsek:	06 Ústí nad Orlicí – Odbočka odb. Bezprávi

1.2 Základní údaje o mostním objektu

Staničení:	evidenční km 259,445 přesný km - kol. č.1 – 259,426 513 přesný km - kol. č.2 – 259,425 019
Situování mostního objektu v terénu:	Stávající mostní objekt se nachází v extravilánu v mezistaničním úseku Ústí n. Orlicí – Brandýs n. Orlicí
Účel objektu, překonávané překážky:	Mostní objekt převádí 2 traťové koleje přes účelovou komunikaci; slouží jako inundační objekt
Volná výška:	2,7m
Světlost otvoru:	4,05m
Počet otvorů:	1
Šírá trať / staniční obvod:	šírá trať
Počet kolejí na mostě:	2
Kategorie trati dle ČSN EN 1991-2:	2. třída; mostní objekt navržen dle ZP na 1. třídu tratí
Trakce:	stejnoseměrná 3kV, výhledově střídavá 25kV/50Hz
Prostorové uspořádání:	VMP 2,5 v oblouku

Číslo koleje	Železniční svršek	Směrové řešení	Výškové řešení	Úhel křížení	Rychlost
Stávající stav					
1	60E2, betonové pražce	R=439m, D=124mm	klesá 1,728‰	89°	85kmh ⁻¹
2	60E2, betonové pražce	R=439m, D=124mm	klesá 1,728‰	89°	85kmh ⁻¹
Nový stav					
1	60E2, betonové pražce	R=438m, D=130mm	vodorovná	89°	110kmh ⁻¹
2	60E2, betonové pražce	R=434m, D=130mm	vodorovná	90°	110kmh ⁻¹

1.3 Základní technické údaje

druh nosné konstrukce	ŽB prefabrikované rámy DZR 7
popis spodní stavby včetně křídel	ŽB deska, pod stěnami kolejnice
počet mostních otvorů	1
rozpětí nosné konstrukce	4,25m
stavební výška	1,255m
způsob uložení koleje	ve štěrkovém loži
obrys kolejového lože	uzavřené kolejové lože
volná výška pod mostem	2,70m
světlost kolmá	4,05m
úhel křížení s přemostňovanou překážkou	89°
šířka mostu nosné konstrukce	12,232m
šířka mostu včetně křídel	20,044m
délka přemostění	4,05m
délka nosné konstrukce	4,45m
délka mostu včetně křídel	9,08m
rok výstavby (výroby) dosavadní nosné konstrukce	1997
rok výroby (výstavby) dosavadní spodní stavby	1997
stavební stav objektu (klasifikace stavu dle předpisu SŽDC S5)	K2, S2

1.4 Koncepce řešení

Na základě stavu nosné konstrukce je navrženo provedení těchto prací:

- Odstranění stávajícího zábradlí
- Nová izolace horní příčle
- Sanace spár mezi prefabrikáty
- Sanace všech pohledových ploch
- Nadbetonování levé římsy
- Provedení nových přechodových zídek
- Nové ocelové zábradlí včetně konzol pro nové kabelové žlaby (umístěné vlevo na zábradlí)
- Provedení zásepů a ZKPP
- Osazení nového svršku a uvedení do provozu

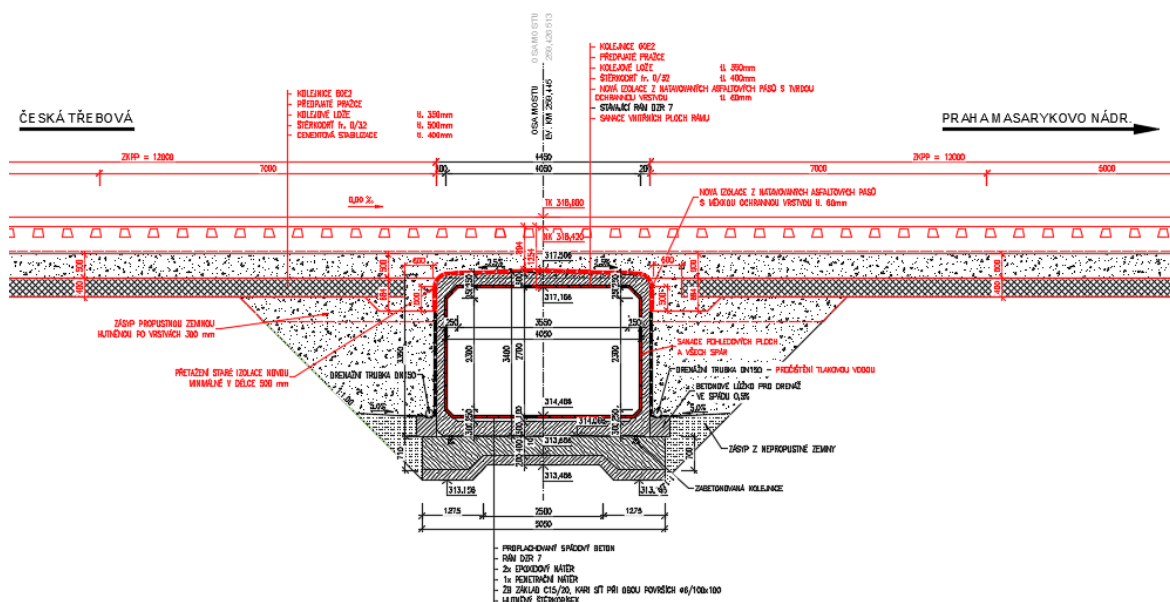
1.5 Předpoklady pro posouzení

Statické posouzení bylo provedeno přímo výrobcem prefabrikátů DZR 7. Ze stavebnětechnického průzkumu vyplývá, že uvažovaná pevnostní třída betonu C35/45 pro výpočet odpovídá dosažené pevnosti na zkušebních tělesech (minimální pevnost 38 MPa).

1.6 Použité podklady

- 1) ČSN EN 1990 – Zásady navrhování konstrukcí
- 2) ČSN EN 1991-1-1 – Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitné zatížení pozemních staveb
- 3) ČSN EN 1991-2 – Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou
- 4) ČSN EN 1992-1-1 – Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- 5) ČSN EN 1992-2 - Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady
- 6) ČSN EN 1997-1 - Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla
- 7) ČSN EN 206+A1 – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
- 8) SŽDC MP S30135/2015-O13 - Metodický pokyn pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů
- 9) ČSN 73 6201 – Projektování mostních objektů,

1.7 Schémata mostu





2 Statické posouzení

Výpočet dynamického součinitele

součinitel α	$\alpha =$	1,21	
rozpětí	$L_1 =$	4,25 m	
výška stěny	$L_2 =$	3,05 m	
	$L_3 =$	3,05 m	
počet teoretických polí	$n =$	3	
	$k =$	1,3	
náhradní délka	$L_m = 1/n * (L_1 + L_2 + L_3) = 1/3 * (4,25 + 3,05 + 3,05) =$		3,45 m
	$L_\Phi = k * L_m = 1,3 * 3,45 =$		4,48 m
dynamický součinitel	$\Phi_3 = 2,16 / (\sqrt{L_\Phi - 0,2}) + 0,73 = 2,16 / (\sqrt{4,48 - 0,2}) + 0,73 =$		1,86

STATICKÉ POSOUZENÍ

Statické posouzení železobetonového rámu DZR 7

Obsah:

1.	Všeobecné údaje	3
2.	Základní informace, rozměry a vlastnosti dílců	4
3.	Podmínky uložení dílců	6
4.	Zásady statického řešení	8
5.	Kombinace zatížení	10
6.	Zatížení	12
7.	Zásady posouzení dílců	14
8.	Rám DZR 7	16
9.	Zatížitelnost	36
10.	Závěr	36

1. Všeobecné údaje

Obsahem předloženého dokumentu je statické posouzení železobetonového rámu DZR 7.

Posouzení je vedeno dle ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí (03/2004, ZMĚNA A1 04/2007) v souladu s požadavky normy ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2. Zatížení mostů dopravou.

Posouzení dílců je provedeno na základě následujících vstupních údajů:

- beton C35/45 – XC1-4, XF1-4, XA1
- nosná výztuž z oceli B500B (10 505 R)

1.1. Identifikační údaje

Název posudku: **Statické posouzení železobetonového rámu DZR7**

Zadavatel: **ŽPSV a.s.**

Třebízského 207

687 24 Uherský Ostroh

IČO: 463 46 741, DIČ: CZ463 47 741

Zodpovědný řešitel: **Ing. Lubomír Kosík**

Autorizovaný inženýr v oboru mosty a inženýrské konstrukce, ČKAIT 1004369

Buchtova 980/11, 614 00 Brno

1.2. Podklady a literatura

1.2.1. Podklady

1. Výkresy tvaru a výztuže jednotlivých rámu, ŽPSV a.s.
2. Technické podmínky dodací, ŽPSV a.s.

1.2.2. Normy

3. ČSN EN 206Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
4. ČSN EN 1990 (73 002) Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
5. ČSN EN 1990 (73 002) Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí ZMĚNA A1
6. ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb

7. ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou
8. ČSN EN 1992-1-1 (731201) Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
9. ČSN EN 1992-2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady
10. ČSN EN 1997-1 (731000) Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část-1: Obecná pravidla
11. METODICKÝ POKYN PRO URČOVÁNÍ ZATÍŽITELNOSTI ŽELEZNIČNÍCH MOSTNÍCH OBJEKTŮ, SŽDC, 09/2015

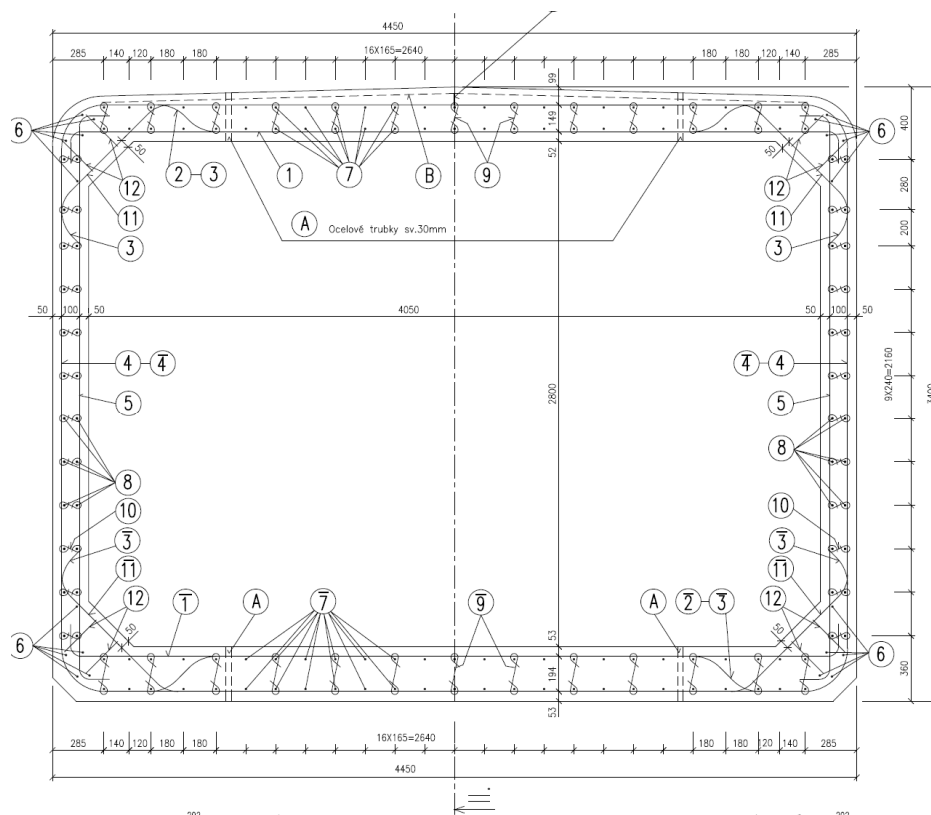
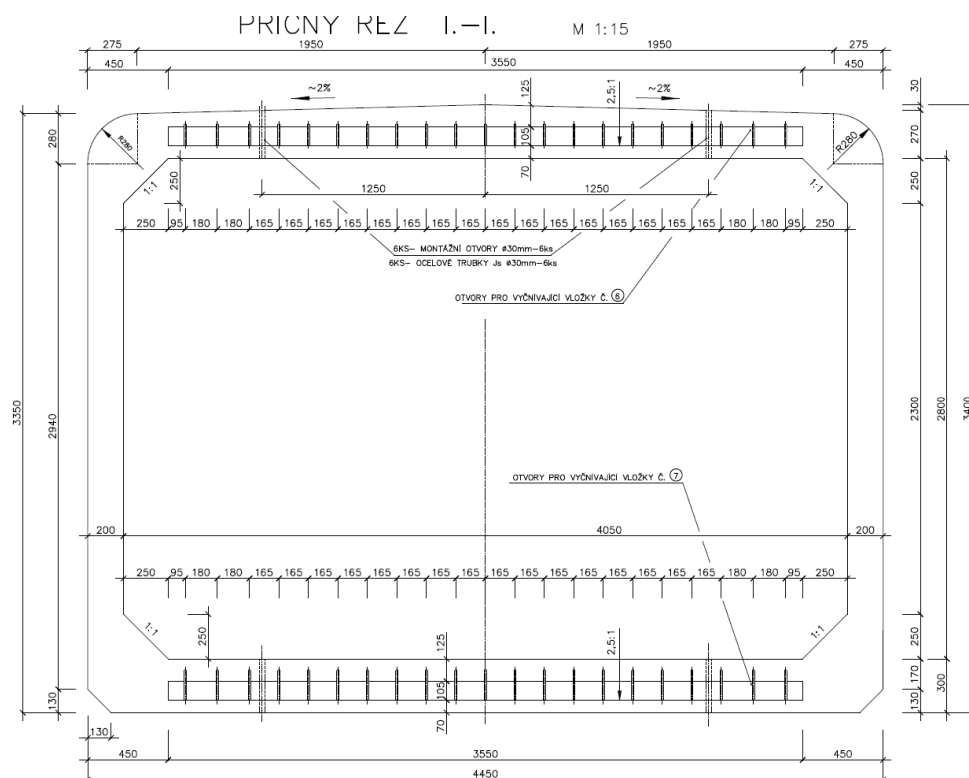
2. Základní informace, rozměry a vlastnosti dílců

2.1. Všeobecně

Železobetonové rámy světlosti DZR 7 jsou prostorové prvky pro inženýrské sítě pravoúhlého průřezu, vytvořené jako jeden celek a navržené jako průběžný prvek. Slouží především k vytváření železničních, ale i silničních propustků pro odvod vody. Prvky jsou vyráběné v délkách 1,5 m, 1,75 m a 2,0 m. Jejich vzájemnou kombinací lze dosáhnout délky propustků v kroku 250 mm.

Čelní strany jednotlivých prostorových prvků jsou při montáži osazeny pryžovým těsněním za účelem vytvoření vodotěsného spoje pro zkušební tlak 50 kPa podle ČSN EN 1916. Vodotěsnosti se dosahuje vzájemným mechanickým sepnutím prvků mezi sebou pomocí zabudovaných stěnových patek a kotevních šroubů. Železobetonové rámy splňují technické požadavky, uvedené v „OTP pro železobetonové rámové prvky“.

2.2. Železobetonový rám DZR 7



2.3. Jakostní vlastnosti betonů, betonářské výztuže a krytí výztuže

2.3.1. Beton

C35/45 – XC4

$$f_{ck} = 35,0 \text{ MPa}, \quad f_{ck, \text{ cube}} = 45,0 \text{ MPa}, \quad f_{cm} = 43,0 \text{ MPa}, \quad f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 34,0 \text{ GPa}$$

Zvoleno krytí 35mm $\geq c_{nom} = 30 \text{ mm}$ - VYHOVUJE

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 21 + 5 = 26 \text{ mm} \sim 30 \text{ mm}$$

$$c_{min} = \max(c_{min,b}, c_{min,dur}, 10 \text{ mm}) = \max(16+5=21, 20, 10) = 21 \text{ mm}$$

Návrh - maximální průměr výztuže 16 mm, kategorie návrhové životnosti je 5 (mosty - informativní návrhová životnost 100 let), konstrukční třída 6, pro deskové konstrukce zmenšení klasifikace o 1 třídu, zvláštní kontrola kvality zmenšení klasifikace o 1 třídu, návrhová životnost 100 let – zvětšení o dvě třídy, uvažované prostředí střídavě mokré a suché – XC4, pak $c_{min,dur} = 20 \text{ mm}$, tolerance krycí vrstvy $\Delta c_{dev} = 5 \text{ mm}$

2.3.2. Ocel

B500B (10 505 R)

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}, \quad E_s = 200 \text{ GPa}$$

2.3.3. Beton - pro posouzení ve fázi odbednění

C12/15

$$f_{ck} = 12,0 \text{ MPa}, \quad f_{ck, \text{ cube}} = 15,0 \text{ MPa}, \quad f_{cm} = 20,0 \text{ MPa}, \quad f_{ctm} = 1,6 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 27,0 \text{ GPa}$$

3. Podmínky uložení dílců

Dílce jsou navrženy za předpokladu minimální únosnosti podloží.

Minimální únosnost podloží je uvažována:

$$- E_{def2} = 45 \text{ MPa}$$

Obvyklé hodnoty CBR a E_{def2} podle klasifikace zemin

Poř. číslo	Název zeminy	Symbol	Obsah jemných částic f [%]	Poměr únosnosti CBR [%]		Modul přetvárnosti $E_{def,2}$ [MPa]
				při optimální vlhkosti	po uložení ve vodě	
1	šterkovitá hlína	F1 MG	35 – 65	5 – 25	5 – 15	15 – 30
2	šterkovitý jíl	F2 CG	35 – 65	5 – 20	3 – 10	15 – 25
3	písčitá hlína	F3 MS	35 – 65	5 – 25	5 – 15	10 – 30
4	písčitý jíl	F4 CS	35 – 65	5 – 25	5 – 15	10 – 25
5	hlína s nízkou plasticitou	F5 ML	nad 65	5 – 20	0 – 7	10 – 20
6	hlína se střední plasticitou	F5 MI	nad 65	5 – 20	0 – 7	10 – 20
7	Jíl s nízkou plasticitou	F6 CL	nad 65	3 – 15	0 – 7	10 – 20
8	Jíl se střední plasticitou	F6 CI	nad 65	3 – 15	0 – 7	10 – 20
9	hlína s vysokou plasticitou	F7 MH	nad 65	5 – 15	0 – 5	8 – 20
10	hlína s velmi vysokou plasticitou	F7 MV	nad 65	5 – 15	0 – 5	8 – 20
11	hlína s extrémně vysokou plasticitou	F7 ME	nad 65	5 – 15	0 – 3	5 – 15
12	Jíl s vysokou plasticitou	F8 CH	nad 65	3 – 12	0 – 3	5 – 15
13	jíl s velmi vysokou plasticitou	F8 CV	nad 65	3 – 12	0 – 3	5 – 15
14	jíl s extrémně vysokou plasticitou	F8 CE	nad 65	3 – 10	0 – 3	5 – 15

Poř. číslo	Název zeminy	Symbol	Obsah jemných částic f [%]	Poměr únosnosti CBR [%]		Modul přetvárnosti $E_{def,2}$ [MPa]
				při optimální vlhkosti	po uložení ve vodě	
15	písek dobře zrněný	S1 SW	do 5	20 – 40	10 – 30	40 – 90
16	písek špatně zrněný	S2 SP	do 5	10 – 40	10 – 30	25 – 60
17	písek s příměsí jemnozrnné zeminy	S3 S-F	5 – 15	7 – 30	5 – 25	30 – 60
18	písek hlinitý	S4 SM	15 – 35	5 – 25	5 – 15	15 – 35
19	písek jílovitý	S5 SC	15 – 35	5 – 30	5 – 15	15 – 30
20	šterk dobře zrněný	G1 GW	do 5	40 – 80	30 – 60	70 – 150
21	šterk špatně zrněný	G2 GP	do 5	30 – 60	15 – 40	50 – 120
22	šterk s příměsí jemnozrnné zeminy	G3 G-F	5 – 15	10 – 60	5 – 30	60 – 120
23	šterk hlinitý	G4 GM	15 – 35	7 – 40	5 – 30	25 – 60
24	šterk jílovitý	G5 GC	15 – 35	5 – 35	3 – 15	15 – 40

3.1. Úprava podloží

V místě uložení jímky bude upraveno dno výkopu - na upravenou pláň se rozprostře podkladní beton tl. 150 mm z betonu C16/20 XC1. Podkladní vrstva musí přesahovat 200 mm za okraj dílců.

4. Zásady statického řešení

Podle ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí je nutno ověřit mezní stavy únosnosti:

STR: Vnitřní porucha nebo nadměrná deformace konstrukce nebo nosných prvků, kde rozhoduje pevnost konstrukčních materiálů. Mezní stav (STR) se používá při ověřování mechanické odolnosti nosných konstrukcí a prvků.

4.1. Ověření mezního stavu EQU: ztráta statické rovnováhy

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab}$$

kde $E_{d,dst}$ je návrhová hodnota účinku destabilizujících zatížení,

$E_{d,stab}$ je návrhová hodnota účinku stabilizujících zatížení.

4.2. Ověření podmínek spolehlivosti v mezních stavech (STR/GEO)

Obecně lze zapsat podmínky spolehlivosti v mezních stavech:

$$E_d \leq R_d$$

kde E_d je návrhová hodnota účinku zatížení (vnitřní síla, moment)

R_d je návrhová hodnota příslušné únosnosti

4.3. Ověření mezních stavů použitelnosti

Musí se ověřit podmínka:

$$E_d \leq C_d$$

kde E_d je návrhová hodnota účinků zatížení stanovená v kritériu použitelnosti

C_d je návrhová hodnota příslušného kritéria použitelnosti

4.4. FAT: únavová porucha konstrukce

Při posouzení na únavu je třeba provést posouzení betonu:

Odolnost na únavu betonu namáhaného tlakem lze považovat za dostatečnou, pokud je splněna podmínka:

$$14 \cdot \frac{1 - E_{cd,max,eqv}}{\sqrt{1 - R_{eqv}}} \geq 6$$

$$\text{kde } R_{eqv} = \frac{E_{cd,min,eqv}}{E_{cd,max,eqv}}, \quad E_{cd,min,eqv} = \gamma_{sd} \frac{\sigma_{cd,min,eqv}}{f_{cd,fat}}, \quad E_{cd,max,eqv} = \gamma_{sd} \frac{\sigma_{cd,max,eqv}}{f_{cd,fat}}$$

$\sigma_{cd,max,eqv}$, $\sigma_{cd,min,eqv}$ jsou horní a dolní napětí poškozujícího ekvivalentního napětového spektra pro počet cyklů $N = 10^6$.

Posouzení betonářské výztuže:

Poškozující ekvivalentní rozkmit napětí pro betonářskou výztuž se vypočítá podle vztahu

$$\Delta\sigma_{s,eq} = \lambda_s \cdot \Phi \cdot \Delta\sigma_{s,71}$$

kde $\Delta\sigma_{s,71}$ je rozkmit napětí od modelu zatížení 71 (a od SW/0, pokud je to požadováno), umístěného v nejnepríznivější poloze pro uvažovaný konstrukční prvek,
 λ_s je opravný součinitel pro výpočet poškozujícího ekvivalentního rozkmitu napětí z rozkmitu napětí vyvolaného $\Phi \cdot \Delta\sigma_{s,71}$,
 Φ je dynamický součinitel

4.5. Výpočetní model

Konstrukce byla analyzována pomocí programu SCIA Engineer. Statický model konstrukce je prutový a odpovídá tvaru střednicové roviny. Pasivní odpor zásypu simulují vodorovné pružiny na stěnách rámu.

4.6. Model konstrukce – podpory

Základy jsou modelovány pomocí Winklerových pružin, vložených do jednotlivých bodů stěn a dolní příčle rámu.

4.6.1. Dno rámu

Při modelování tuhosti podloží byla uvažována hodnota modulu přetvárnosti v základové spáře $E_{def2}=45\text{MPa/m}$.

$$K_z = 2,5 \cdot G \cdot A^{0,5} / (1 - \nu)$$

$$\nu = 0,3$$

A je plocha dna rámu (dolní příčle)

$$G = E_{def} / (2 \cdot (1 + \nu))$$

4.6.2. Stěny rámu

Důležitým statickým prvkem konstrukce je samotný zásyp. Tuhost bočního zásypu reprezentují horizontální Winklerovy pružiny, které jsou vloženy do jednotlivých bodů boční stěny. Při modelování zásypu byla uvažována hodnota modulu přetvárnosti $E_{def2}=20\text{MPa/m}$.

$$K_x = 2 \cdot G \cdot (1 + \nu) \cdot A^{0,5}$$

$$\nu = 0,3$$

A je plocha stěny rámu

$$G = E_{def} / (2 \cdot (1 + \nu))$$

	Výška stěny	Šířka dna	Tuhost podpor	
	H	B	K_z	K_x
	[m]	[m]	[MN/m ² /m]	[MN/m ² /m]
DZR				
7	3,40	4,45	29,3	10,0

4.7. Posuzované stavy konstrukce

Rámy jsou navrženy na tato zatížení:

- Zatížení zemním tlakem
- Nahodilé zatížení železniční dopravou
- Zatížení při dopravě a montáži

5. Kombinace zatížení

5.1. Všeobecně

Návrhová hodnota účinku zatížení E_d se musí pro každý rozhodující zatěžovací stav stanovit prostřednictvím kombinace zatížení, které se mohou vyskytnout současně. Každá kombinace zatížení má zahrnovat hlavní proměnné zatížení nebo mimořádné zatížení.

5.2. Základní kombinace

Obecný vztah pro účinky zatížení je:

$$E_d = \gamma_{sd} E \{ \gamma_{g,j} G_{k,j} ; \gamma_P P ; \gamma_{q,1} Q_{k,1} ; \gamma_{q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1 ; i \geq 1$$

Kombinace účinků mají vycházet z návrhové hodnoty hlavního proměnného zatížení a návrhových hodnot vedlejších proměnných zatížení

Kombinace zatížení v závorkách { } má být vyjádřena jako:

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

5.3. Návrhové hodnoty zatížení (STR/GEO) (soubor B)

Stálá zatížení		Hlavní proměnné zatížení	Vedlejší proměnná zatížení
nepříznivá	příznivá		
$\gamma_{G,j,\sup} G_{k,j,\sup}$	$\gamma_{G,j,\inf} G_{k,j,\inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
$\gamma_{G,j,\sup} = 1,35$	$\gamma_{G,j,\inf} = 1,00$	$\gamma_{Q,1} = 1,50$ nepříznivé	$\gamma_{Q,i} = 1,50$ nepříznivé $\gamma_{Q,i} = 0$ příznivé

5.4. Charakteristická kombinace (použitelnost)

Obecný vztah pro účinky zatížení je:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; Q_{k,1}; \psi_{0,i} Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i \geq 1$$

Kombinace zatížení v závorkách { } může být vyjádřena jako:

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

5.5. Návrhové kombinace zatížení pro stanovení rozkmitu napětí

Návrhové hodnoty (kombinace) zatížení pro stanovení rozkmitu napětí se stanoví podle ČSN EN 1992-1-1. Zatížení se dělí na zatížení necyklická a na zatížení cyklická, která vyvolávají únavu. Základní kombinace necyklického zatížení je vyjádřena vztahem:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i},$$

kde G_k jsou stálá zatížení,
 Q_k jsou necyklická a „ne-stálá“ zatížení,
 P je vliv předpětí,
 ψ jsou součinitele kombinace podle [1],
 „+“ znamená „kombinovaný s“.

Cyklické zatížení (dopravou) musí být kombinované s nejnepříznivější hodnotou základní kombinace:

$$\left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right) + Q_{fat}$$

Kde Q_{fat} je příslušné únavové zatížení

5.6. Nelineární kombinace

Pro jednotlivé zatěžovací stavy byly sestaveny příslušné kombinace zatěžovacích stavů. Výpočty byly prováděny jako nelineární, s vyloučením podpor v tahu.

6. Zatížení

Zatížení prvků je stanoveno dle zásad normy ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2. Zatížení mostů dopravou.

6.1. Zatěžovací stavy

Pro zatížení prvků byly uvažovány následující zatěžovací stavy:

6.2. ZS1 - Vlastní tíha

Vlastní tíha konstrukce rámu je programem SCIA Engineer generována automaticky podle zadané tloušťky desky a zvoleného materiálu.

V rámci posouzení prvku při odbednění je uvažováno s prvkem, který je bodově zavěšen v místě závěsů, v době odbednění se předpokládá minimální pevnost betonu C12/15.

6.3. ZS2– Stálé zatížení - zemní tlak

Je uvažováno zatížení klidovým zemním tlakem. Při posouzení je uvažována zemina okolo rámu s parametry $\gamma = 20,0 \text{ kN.m}^{-3}$, $\varphi_{\text{ef}} = 22,0^\circ$, $c_{\text{ef}} = 5 \text{ kPa}$, $\nu = 0,3$.

Svislý zemní tlak je pak (výška uvažována rostoucí od horní hrany rámu)

$$\sigma_z = \gamma \cdot h$$

Klidový zemní tlak σ_r působící na rub konstrukce v hloubce z pod povrchem terénu se vypočte:

$$\sigma_r = \sigma_z \cdot K_r$$

Pro soudržné zeminy je programem použit vztah pro výpočet K_r podle Terzaghiho:

$$K_r = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

kde: ν - Poissonovo číslo

Pro $\nu = 0,3$ je $K_r = 0,429$.

6.3.1. Zemní tlak při zásypu výšky 1,0 m – ZS2

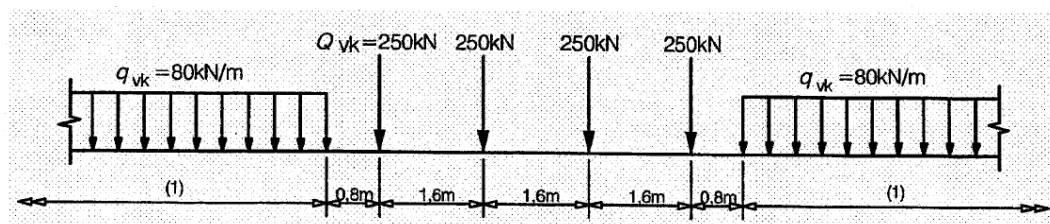
Rám jedimenzován pro případ, že zpětný zásyp bude 1,0 m.

6.4. ZS3– Zatížení železniční dopravou

Pro určení zvětšení zemního tlaku od přitížení železniční dopravou jsou uvažovány modely zatížení 71 a SW/2 podle ČSN EN 1991-2.

Rozhodující je model 71, který reprezentuje normální železniční dopravu na hlavních železničních tratích. Uspořádání a

charakteristické hodnoty svislých zatížení se uvažují podle následujícího obrázku:



Charakteristické hodnoty uvedené na obrázku se musí násobit součinitelem a na tratích, které jsou určeny pro těžší nebo lehčí dopravu, než je běžná železniční doprava. Po vynásobení součinitelem a se jedná o „klasifikovaná svislá zatížení“. Součinitel α má hodnotu dle nár. přílohy $\alpha = 1,21$.

6.4.1. Dynamický součinitel Φ

Dynamický součinitel, který zvyšuje účinky statického zatížení, se uvažuje pro standardně udržovanou kolej:

$$\phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,73$$

v rozmezí 1,00 – 2,00

kde L_ϕ je „náhradní“ délka [m].

„Náhradní“ délka L_ϕ se pro jednoduchý rám, uvažuje jako spojitý nosník o třech polích

	Výška stěny	Šířka dna	Náhradní délka	Dynamický součinitel
	H	B	L_ϕ	Φ_3
DZR	[m]	[m]	[m]	[-]
200/150	2,00	2,40	2,77	2,00

V případě klenbových mostů a betonových mostů všech druhů s přesypávkou vyšší než 1,00 m lze snížit dyn. součinitel následovně:

$$red\phi_3 = \phi_3 - \frac{h - 1,00}{10} \geq 1,0$$

kde L_ϕ je „náhradní“ délka [m].

Pro globální účinky lze ekvivalentní charakteristické hodnoty svislého zatížení od železniční dopravy na zemní těleso pod kolejí nebo blízko koleje uvažovat jako odpovídající modelu zatížení LM71 (klasifikovanému svislému zatížení) rovnoměrně rozdělenému na šířku 3,00 m v úrovni 0,7 m pod pojezďenou plochou koleje. Pro toto rovnoměrně rozdělené zatížení se nemusí použít žádný dynamický součinitel nebo zvětšení.

Výpočet dynamického součinitele

součinitel α	$\alpha =$	1,21	
rozpětí	$L_1 =$	4,25 m	
výška stěny	$L_2 =$	3,05 m	
	$L_3 =$	3,05 m	
počet teoretických polí	$n =$	3	
	$k =$	1,3	
náhradní délka	$L_m =$	$= 1/n \cdot (L_1 + L_2 + L_3) = 1/3 \cdot (4,25 + 3,05 + 3,05) =$	3,45 m
	$L_\Phi =$	$= k \cdot L_m = 1,3 \cdot 3,45 =$	4,48 m
dynamický součinitel	$\Phi_3 =$	$= 2,16 / (\sqrt{L_\Phi - 0,2}) + 0,73 = 2,16 / (\sqrt{4,48 - 0,2}) + 0,73 =$	1,86

6.4.2. ZS 3 – násyp 11,5 m

Pro globální účinky lze ekvivalentní charakteristické hodnoty svislého zatížení od železniční dopravy na zemní těleso pod kolejí nebo blízko koleje uvažovat jako odpovídající modelu zatížení LM71 rovnoměrně rozdělenému na šířku 3,00 m v úrovni 11,5 m pod pojížděnou plochou koleje.

Pro toto zatížení se nemusí použít dynamický součinitel ani žádné zvětšení.

Od celoplošného svislého zatížení povrchu terénu za konstrukcí se po výšce konstantní přírůstek zemního tlaku v klidu $\Delta\sigma_r$ počítá podle vzorce:

$$\Delta\sigma_r = f \cdot K_r$$

kde: f je velikost celoplošného přitížení
 $f = 1,21 \cdot 4 \cdot 250 / (8 \cdot 3) = 50,42 \text{ kN/m}^2$

K_r je součinitel tlaku v klidu, zde $K_r = 0,429$

Pak přitížení $\Delta\sigma_r = 50,42 \cdot 0,429 = 21,53 \text{ kN/m}^2$

7. Zásady posouzení dílců

7.1. Mechanická odolnost (STR)

Základní předpoklady výpočtu mezní únosnosti ŽB průřezu při namáhání ohybovým momentem jsou definovány:

1. Zachování rovinnosti průřezu
2. Beton a výztuž spolupůsobí (zajištěno soudržností)
3. Působení betonu v tahu se zanedbává (beton v tahu nepůsobí)
4. Napětí v tlaceném betonu se určí z návrhového pracovního diagramu
5. Napětí ve výztuži se určí z návrhového pracovního diagramu
6. Při porušení je dosaženo mezního poměrného přetvoření alespoň v jednom z materiálů:

Krajní tlačena vlákna betonu $\varepsilon_{cu} = -0,0035$

Nejvíce tažená výztuž $\varepsilon_{su} = 0,010$

7.1.1. Vyjádření podmínky spolehlivosti

Za uvedených předpokladů pro výpočet meze porušení průřezu namáhaného normálovou silou a ohybovým momentem vyplývá, že za mez porušení se považuje případ, kdy je dosaženo alespoň v jednom z materiálů mezního přetvoření. Při grafickém znázornění je mez porušení popsána čarou-plochou porušení. Podmínku

spolehlivosti lze definovat tak, aby bod F, popisující vícesložkový silový účinek zatížení, se nalézal uvnitř plochy popř. tělesa omezeného čarou, popř. plochou popisující návrhovou funkci porušení.

7.1.2. Únosnost ve smyku

– únosnost betonového průřezu (pro min. normálovou sílu)

$$V_{Rd,c} = V_{Rd,cm} + V_{Rd,cn}$$

kde $V_{Rd,cm}$ je návrhová smyková únosnost prvku bez smykové výztuže

$V_{Rd,cn}$ je složka smykové únosnosti průřezu vyjadřující vliv normálové síly

$$V_{Rd,cm} = C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} b_w d$$

kde $C_{Rd,c}$ je součinitel $0,18/\gamma_c$

$$k = 1 + (200/d)^{0,5}$$

100ρ součinitel vlivu podélného vyztužení,

$$V_{Rd,cn} = 0,15 \sigma_{cp} b_w d$$

Pro normálovou sílu $N=0$ kN pak $V_{Rd,cn} = 0$ a celková únosnost

$$V_{Rd} = V_{Rd,cm}$$

7.2. Ověření mezních stavů použitelnosti

7.2.1. Mezní stav přetvoření

Zatížení se uvažuje bez součinitelů zatížení, limit na deformaci stěn je $L/250$, kde L je rozpětí příčle.

7.2.2. Mezní stav šířky trhlin

Zatížení se uvažuje bez součinitelů zatížení, vychází se z doporučených hodnot maximální šířky trhliny w_{max} .

Pokud nejsou na konstrukci kladeny speciální požadavky z hlediska omezení jejich trhlin, lze předpokládat, že limitní šířky trhlin uvedené pro kvazistálou kombinaci zatížení budou pro železobetonové prvky zajišťovat dostatečnou spolehlivost.

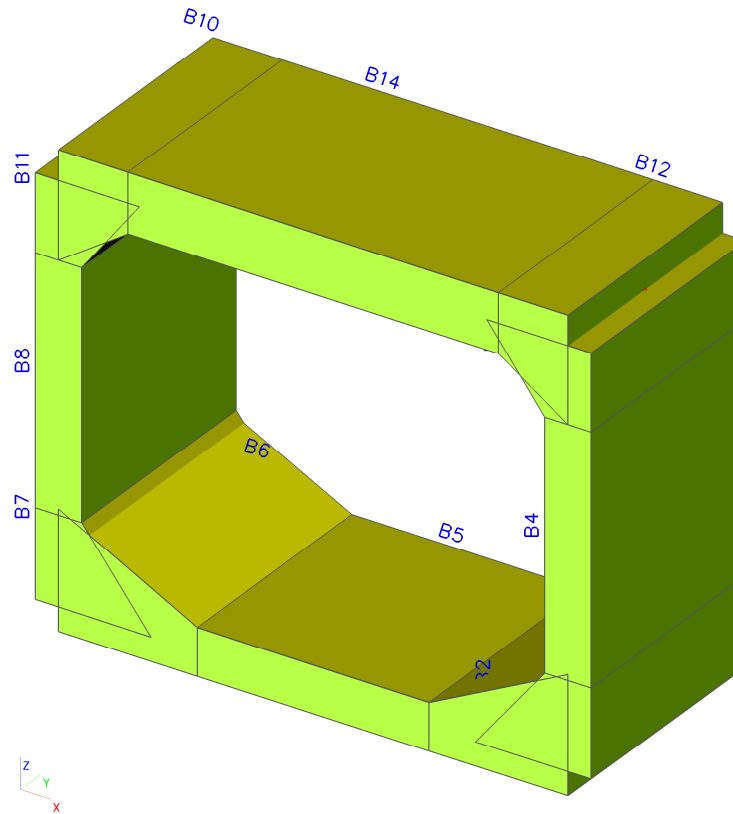
Pro třídu prostředí XC4 je $w_{max}=0,300$ mm.

Posouzení je provedeno přímým výpočtem.

8. Rám DZR 7

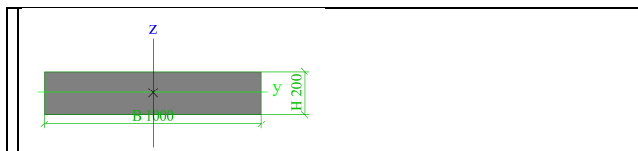
8.1. Výpočet vnitřních sil

1.Schéma



2.Průřezy

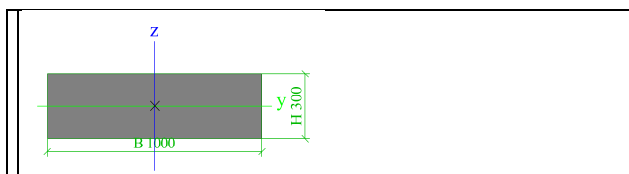
Jméno	CS1
Typ	RECT
Detailní	200; 1000
Materiál	C35/45
Výroba	beton
Použití 2D MKP výpočet	x



A [m ²]	2,0000e-01	
A y, z [m ²]	1,6667e-01	1,6667e-01
I y, z [m ⁴]	6,6667e-04	1,6667e-02
I w [m ⁶], t [m ⁴]	0,0000e+00	2,3312e-03
W _{el} y, z [m ³]	6,6667e-03	3,3333e-02
W _{pl} y, z [m ³]	1,0000e-02	5,0000e-02
d y, z [mm]	0	0
c YUSS, ZUSS [mm]	500	100
α [deg]	0,00	
A L, D [m ² /m]	2,4000e+00	2,4000e+00

Mply +, - [Nm]	0,00	0,00
Mplz +, - [Nm]	0,00	0,00

Jméno	CS3
Typ	RECT
Detailní	300; 1000
Materiál	C35/45
Výroba	beton
Použit 2D MKP výpočet	x

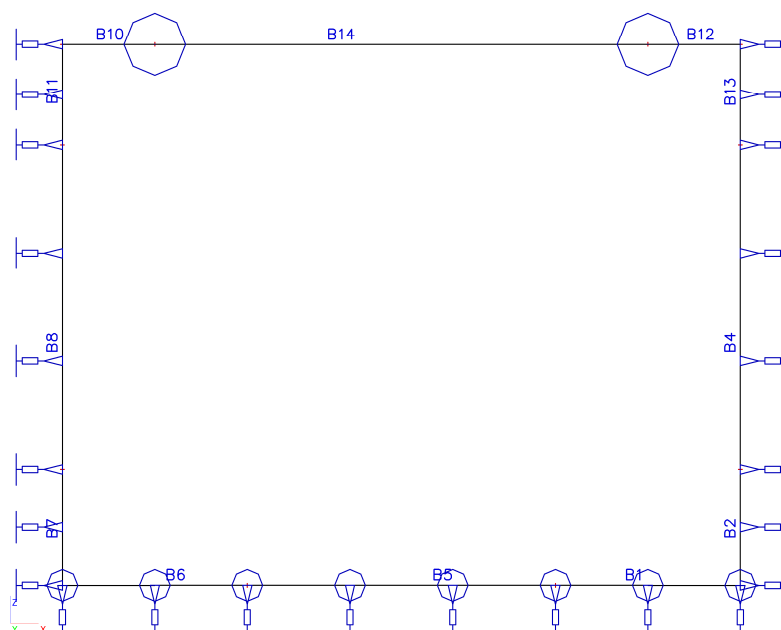


A [m ₂]	3,0000e-01	
A y, z [m ₂]	2,5000e-01	2,5000e-01
I y, z [m ₄]	2,2500e-03	2,5000e-02
I w [m ₆], t [m ₄]	0,0000e+00	7,2355e-03
Wel y, z [m ₃]	1,5000e-02	5,0000e-02
Wpl y, z [m ₃]	2,2500e-02	7,5000e-02
d y, z [mm]	0	0
c YUSS, ZUSS [mm]	500	150
α [deg]	0,00	
A L, D [m ₂ /m]	2,6000e+00	2,6000e+00
Mply +, - [Nm]	0,00	0,00
Mplz +, - [Nm]	0,00	0,00

3. Materiály

Jméno	Typ	Jednotková hmotnost [kg/m ₃]	E [MPa]	Poisson - nu	G [MPa]	Tep.roztaž. [m/mK]	Charakteristická válcová pevnost v tlaku f _{ck} (28) [MPa]
C35/45	Beton	2500,00	3,4000e+04	0,2	1,4167e+04	0,00	35,00

4. Statický model



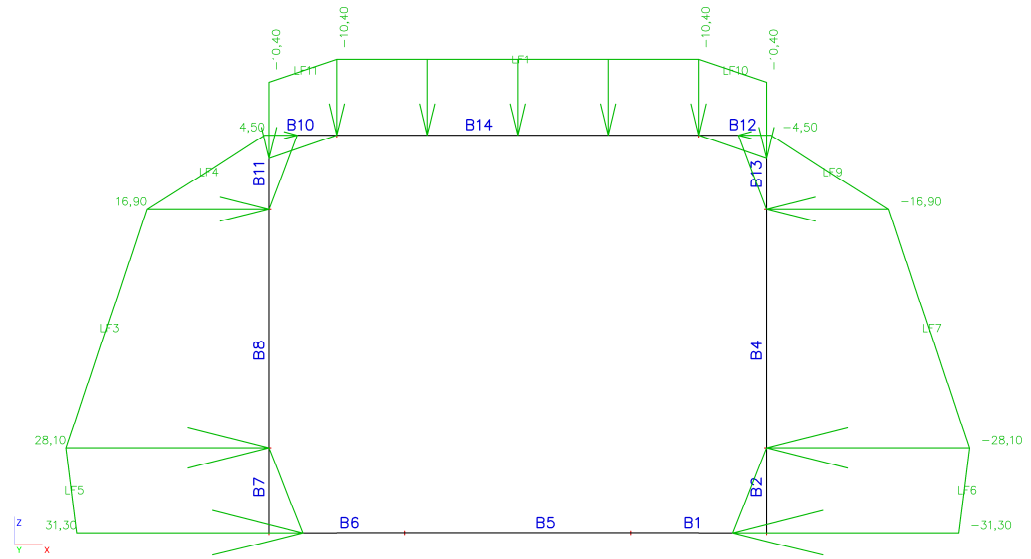
5. Liniové podpory na prutu

Jméno	Dílec	Poz x ¹	Souř.	X	Y	Z	R _x	R _y	R _z
	Systém	Poz x ²	Poč						
Slb1	B8	0,000	Rela	Pružná jen tlak	Volný	Volný	Volný	Volný	Volný
	GSS	1,000	Od počátku						
Slb3	B7	0,000	Rela	Pružná jen tlak	Volný	Volný	Volný	Volný	Volný
	GSS	1,000	Od počátku						
Slb5	B4	0,000	Rela	Volný	Volný	Pružná jen tlak	Volný	Volný	Volný
	LSS	1,000	Od počátku						
Slb8	B5	0,000	Rela	Volný	Tuhý	Pružná jen tlak	Volný	Volný	Volný
	GSS	1,000	Od počátku						
Slb9	B1	0,000	Rela	Volný	Tuhý	Pružná jen tlak	Volný	Volný	Volný
	GSS	1,000	Od počátku						
Slb12	B2	0,000	Rela	Volný	Volný	Pružná jen tlak	Volný	Volný	Volný
	LSS	1,000	Od počátku						
Slb13	B6	0,000	Rela	Volný	Tuhý	Pružná jen tlak	Volný	Volný	Volný
	GSS	1,000	Od počátku						
Slb15	B13	0,000	Rela	Volný	Volný	Pružná jen tlak	Volný	Volný	Volný
	LSS	1,000	Od počátku						
Slb16	B11	0,000	Rela	Pružná jen tlak	Volný	Volný	Volný	Volný	Volný
	GSS	1,000	Od počátku						

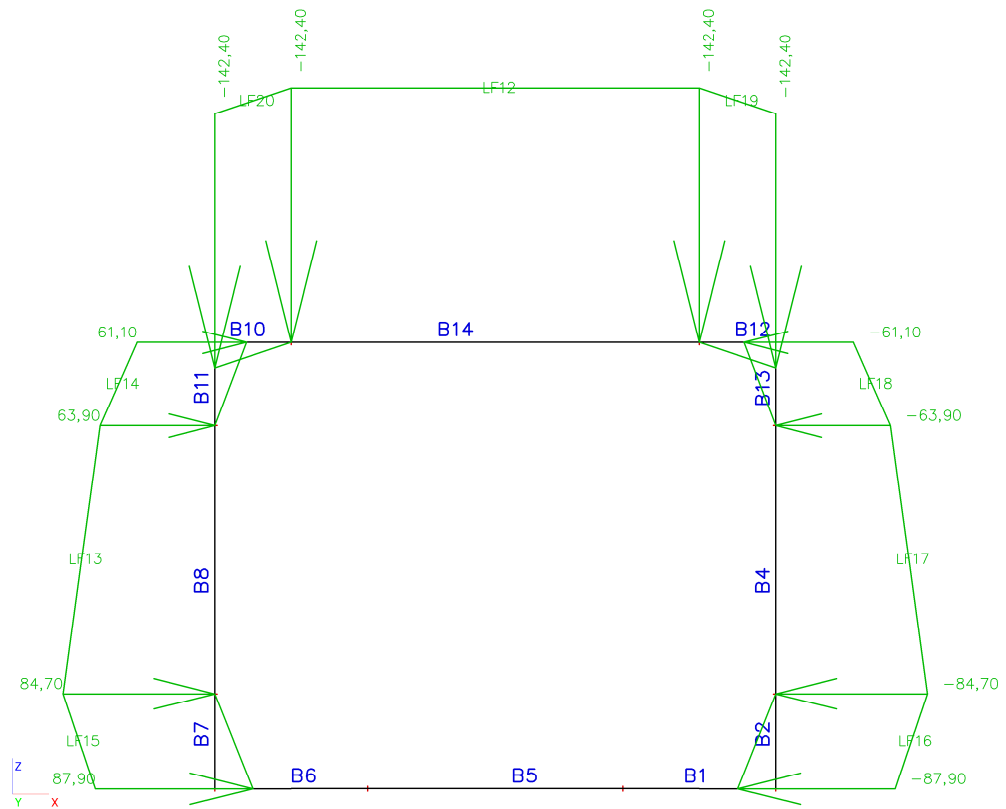
6. Zatěžovací stavy

Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení	Typ zatížení	Spec	Směr	Působení	Řídící zat. stav
LC1	Vlastní tíha	Stálé	LG1	Vlastní tíha		-Z		
LC2	Stálé zatížení - zemní tlak 0,4 m	Stálé	LG1	Standard				
LC3	Stálé zatížení - zemní tlak 7,0 m	Stálé	LG1	Standard				
LC4	Zatížení silniční dopravou střed 0,4 m	Proměnné	LG2	Statické	Standard		Krátkodobé	Žádný
LC5	Zatížení silniční dopravou bok 0,4 m	Stálé	LG1	Standard				
LC6	Zatížení silniční dopravou střed 7 m	Proměnné	LG2	Statické	Standard		Krátkodobé	Žádný
LC7	Zatížení silniční dopravou bok 7 m	Proměnné	LG2	Statické	Standard		Krátkodobé	Žádný
LC8	Zatížení železniční dopravou střed 0,4 m	Proměnné	LG2	Statické	Standard		Krátkodobé	Žádný
LC9	Zatížení železniční dopravou bok 0,4 m	Proměnné	LG2	Statické	Standard		Krátkodobé	Žádný
LC10	Zatížení železniční dopravou střed 7,0 m	Proměnné	LG2	Statické	Standard		Krátkodobé	Žádný
LC11	Zatížení železniční dopravou bok 7,0 m	Proměnné	LG2	Statické	Standard		Krátkodobé	Žádný

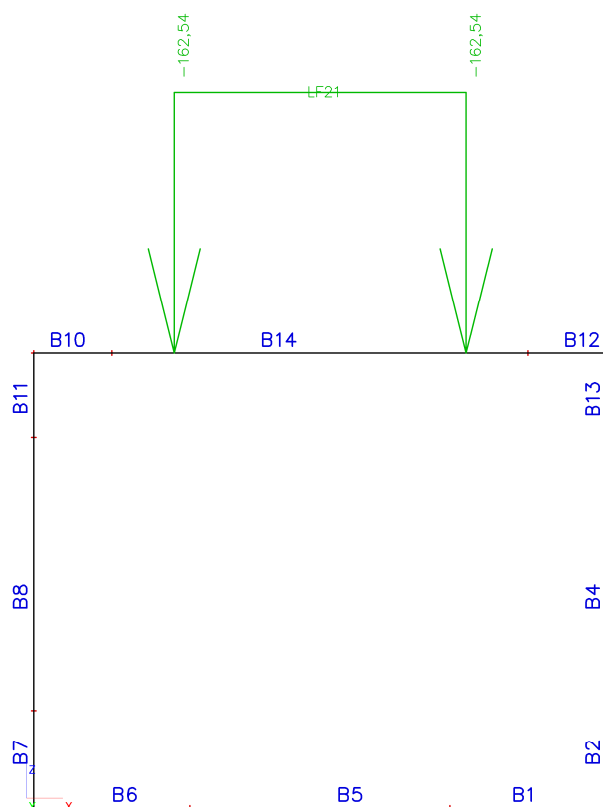
7. LC2



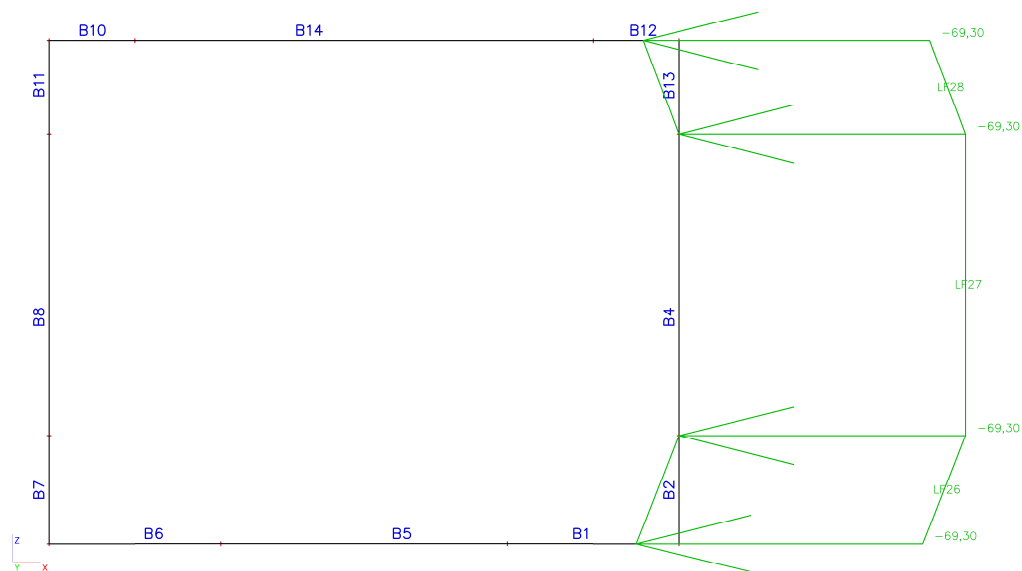
8.LC3



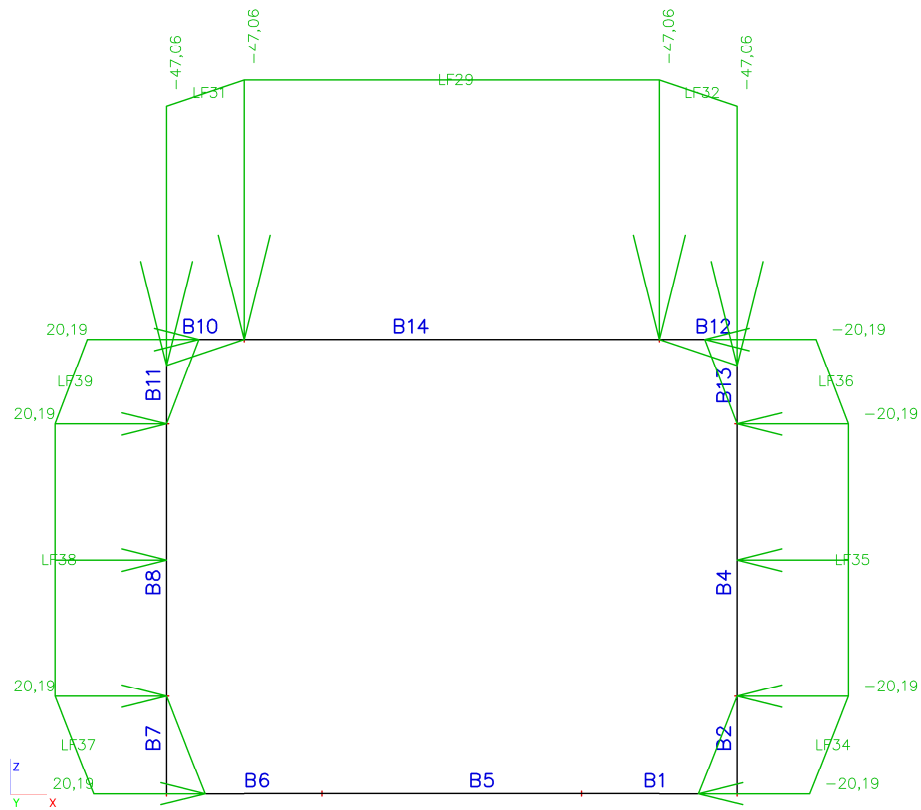
9.LC4



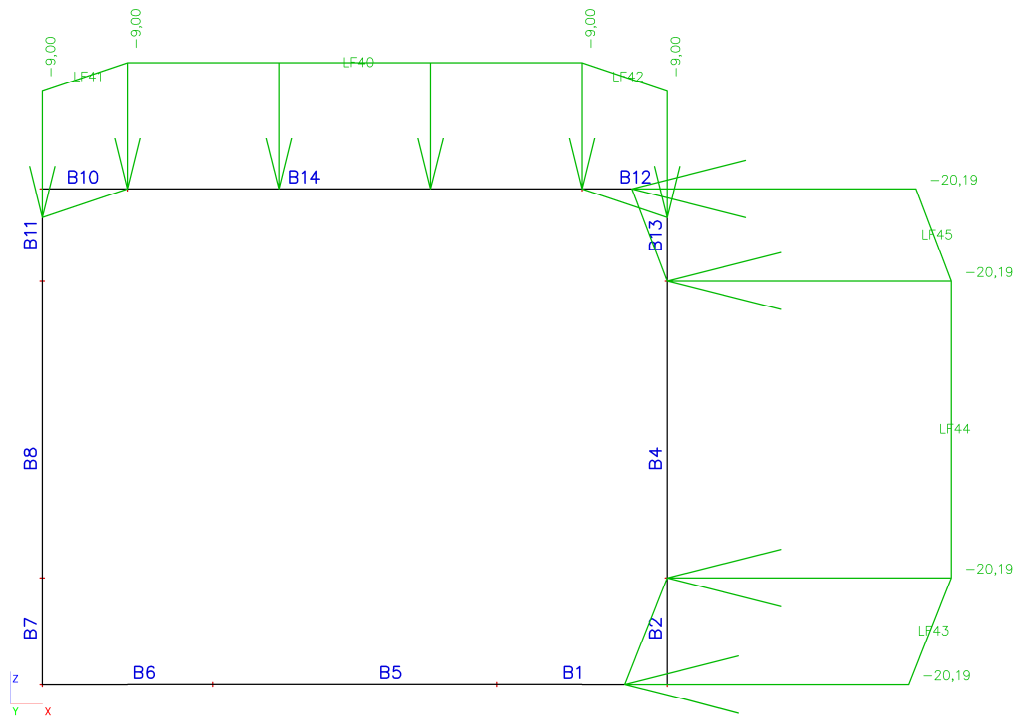
10.LC5



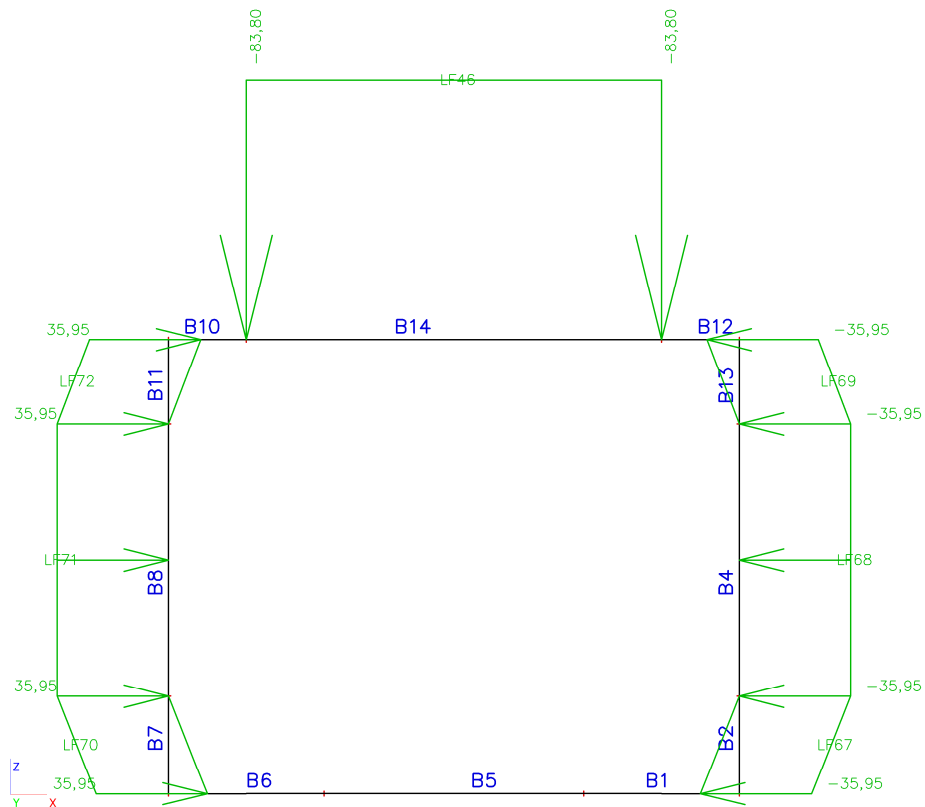
11.LC6



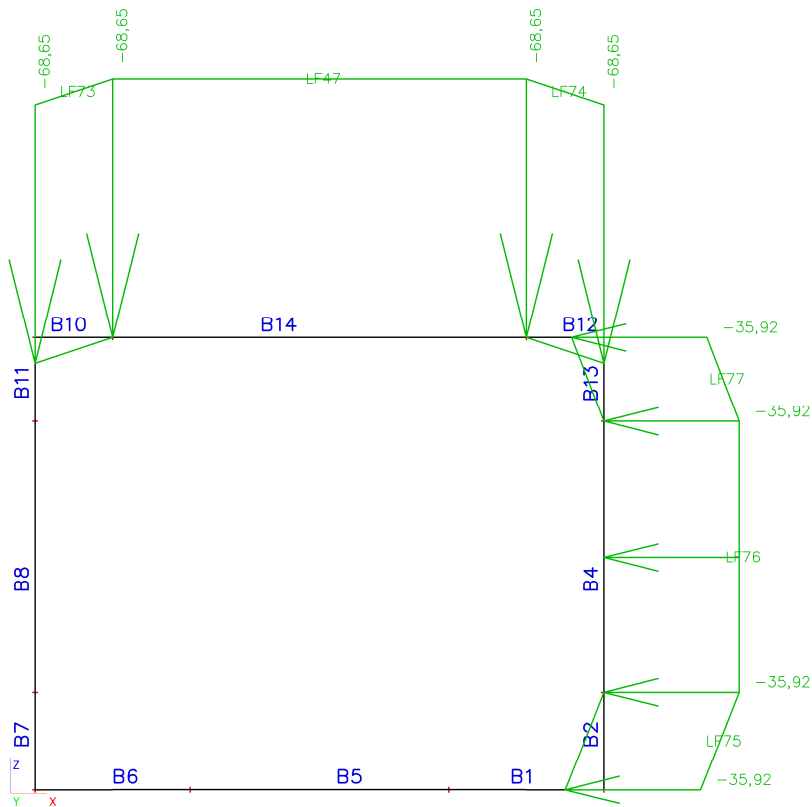
12.LC7



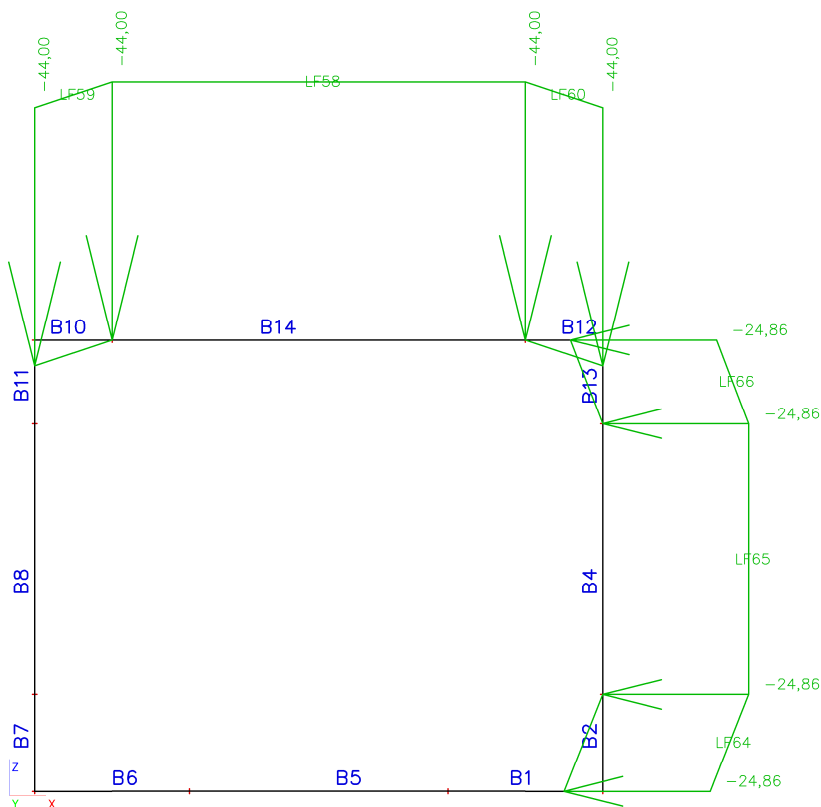
13.LC8



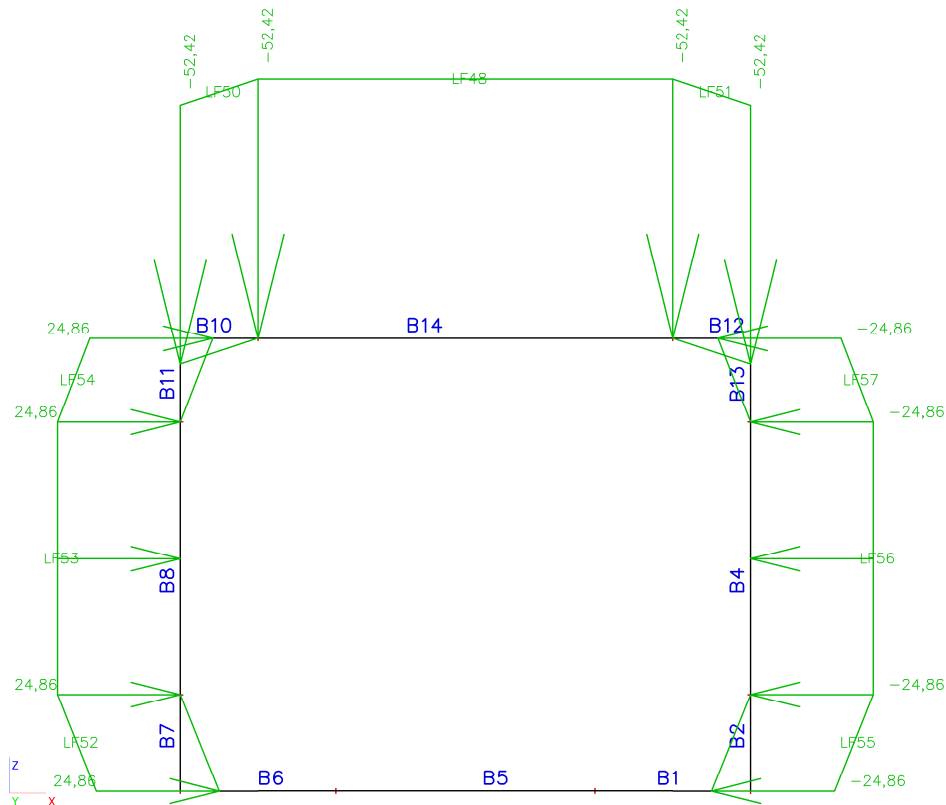
14.LC9



15.LC10



16.LC11



17.Nelineární kombinace

Jméno	Typ	Zatěžovací stavy	Souč. [-]
NC1	Únosnost	LC1 - Vlastní tíha LC2 - Stálé zatížení - zemní tlak 0,4 m	1,35 1,35
NC2	Únosnost	LC1 - Vlastní tíha LC3 - Stálé zatížení - zemní tlak 7,0 m	1,35 1,35
NC3	Únosnost	LC1 - Vlastní tíha LC2 - Stálé zatížení - zemní tlak 0,4 m LC4 - Zatížení silniční dopravou střed 0,4 m	1,35 1,35 1,50
NC5	Únosnost	LC1 - Vlastní tíha LC2 - Stálé zatížení - zemní tlak 0,4 m LC4 - Zatížení silniční dopravou střed 0,4 m	1,35 1,35 1,50
NC6	Únosnost	LC1 - Vlastní tíha LC3 - Stálé zatížení - zemní tlak 7,0 m LC6 - Zatížení silniční dopravou střed 7 m	1,35 1,35 1,50
NC7	Únosnost	LC1 - Vlastní tíha LC3 - Stálé zatížení - zemní tlak 7,0 m LC7 - Zatížení silniční dopravou bok 7 m	1,35 1,35 1,50
NC8	Únosnost	LC1 - Vlastní tíha LC2 - Stálé zatížení - zemní tlak 0,4 m LC8 - Zatížení železniční dopravou střed 0,4 m	1,35 1,35 1,50
NC9	Únosnost	LC1 - Vlastní tíha LC2 - Stálé zatížení - zemní tlak 0,4 m LC9 - Zatížení železniční dopravou bok 0,4 m	1,35 1,35 1,50
NC10	Únosnost	LC1 - Vlastní tíha LC3 - Stálé zatížení - zemní tlak 7,0 m LC10 - Zatížení železniční dopravou střed 7,0 m	1,35 1,35 1,50
NC11	Únosnost	LC1 - Vlastní tíha LC3 - Stálé zatížení - zemní tlak 7,0 m LC11 - Zatížení železniční dopravou bok 7,0 m	1,35 1,35 1,50
NC12	Použitelnost	LC1 - Vlastní tíha LC2 - Stálé zatížení - zemní tlak 0,4 m	1,00 1,00
NC13	Použitelnost	LC1 - Vlastní tíha LC3 - Stálé zatížení - zemní tlak 7,0 m	1,00 1,00
NC14	Použitelnost	LC1 - Vlastní tíha LC2 - Stálé zatížení - zemní tlak 0,4 m LC4 - Zatížení silniční dopravou střed 0,4 m	1,00 1,00 1,00
NC15	Použitelnost	LC1 - Vlastní tíha LC2 - Stálé zatížení - zemní tlak 0,4 m LC4 - Zatížení silniční dopravou střed 0,4 m	1,00 1,00 1,00
NC16	Použitelnost	LC1 - Vlastní tíha LC3 - Stálé zatížení - zemní tlak 7,0 m LC6 - Zatížení silniční dopravou střed 7 m	1,00 1,00 1,50
NC17	Použitelnost	LC1 - Vlastní tíha LC3 - Stálé zatížení - zemní tlak 7,0 m LC7 - Zatížení silniční dopravou bok 7 m	1,00 1,00 1,00
NC18	Použitelnost	LC1 - Vlastní tíha LC2 - Stálé zatížení - zemní tlak 0,4 m LC8 - Zatížení železniční dopravou střed 0,4 m	1,00 1,00 1,00
NC19	Použitelnost	LC1 - Vlastní tíha LC2 - Stálé zatížení - zemní tlak 0,4 m LC9 - Zatížení železniční dopravou bok 0,4 m	1,00 1,00 1,00
NC20	Použitelnost	LC1 - Vlastní tíha LC3 - Stálé zatížení - zemní tlak 7,0 m LC10 - Zatížení železniční dopravou střed 7,0 m	1,00 1,00 1,00
NC21	Použitelnost	LC1 - Vlastní tíha LC3 - Stálé zatížení - zemní tlak 7,0 m LC11 - Zatížení železniční dopravou bok 7,0 m	1,00 1,00 1,00

18. Skupiny výsledků

Jméno	Výpis
RC1	NC1 NC2 NC3

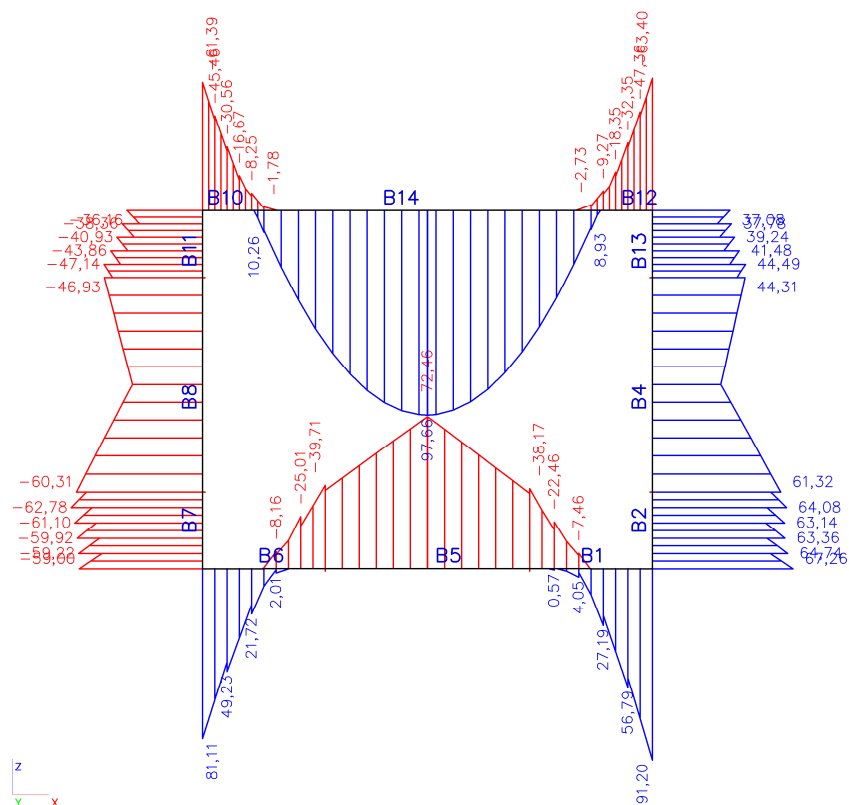
	NC5 NC6 NC7 NC8 NC9 NC10 NC11
RC2	LC1 LC2 LC3 LC4 LC5 LC6 LC7 LC8 LC9 LC10 LC11 CO1 - Obálka - únosnost CO2 - Obálka - použitelnost NC12 NC13 NC14 NC15 NC16 NC17 NC18 NC19 NC20 NC21

19.Vnitřní síly na prutu

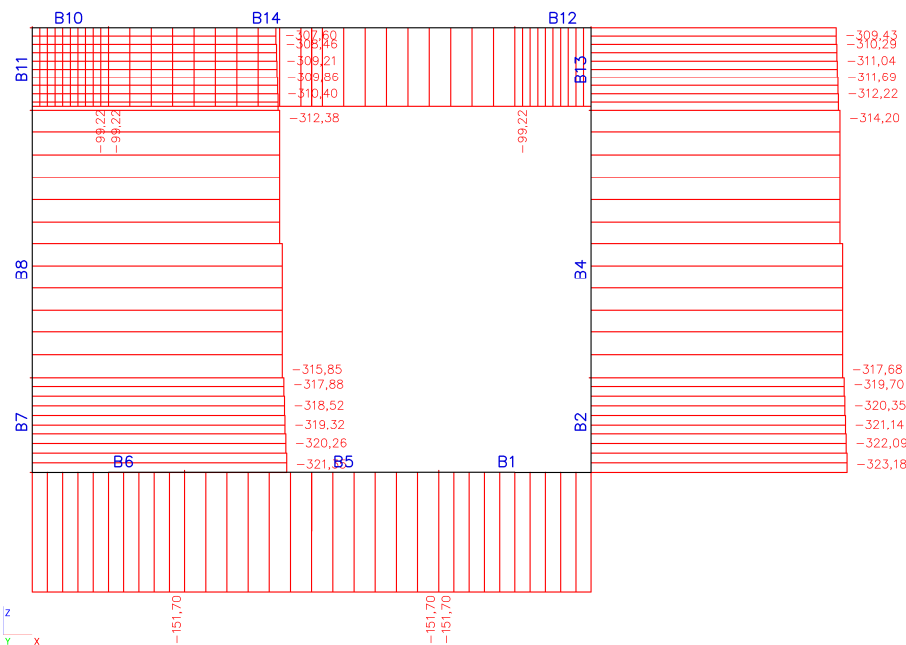
Nelineární výpočet, Extrém : Globální, Systém : Hlavní
Výběr : Vše
Třída : RC1

Dílec	Stav	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
B7	NC8	0,000	-299,07	0,00	140,23	0,00	-80,62	0,00
B10	NC2	0,000	-25,54	0,00	-65,67	0,00	-3,61	0,00
B1	NC8	0,000	-144,10	0,00	246,12	0,00	18,63	0,00
B10	NC8	0,350	-147,27	0,00	-275,79	0,00	-122,97	0,00
B1	NC8	0,280	-144,10	0,00	299,67	0,00	78,68	0,00
B5	NC8	1,775	-144,10	0,00	-45,06	0,00	-160,01	0,00
B14	NC8	1,775	-147,27	0,00	0,29	0,00	191,48	0,00

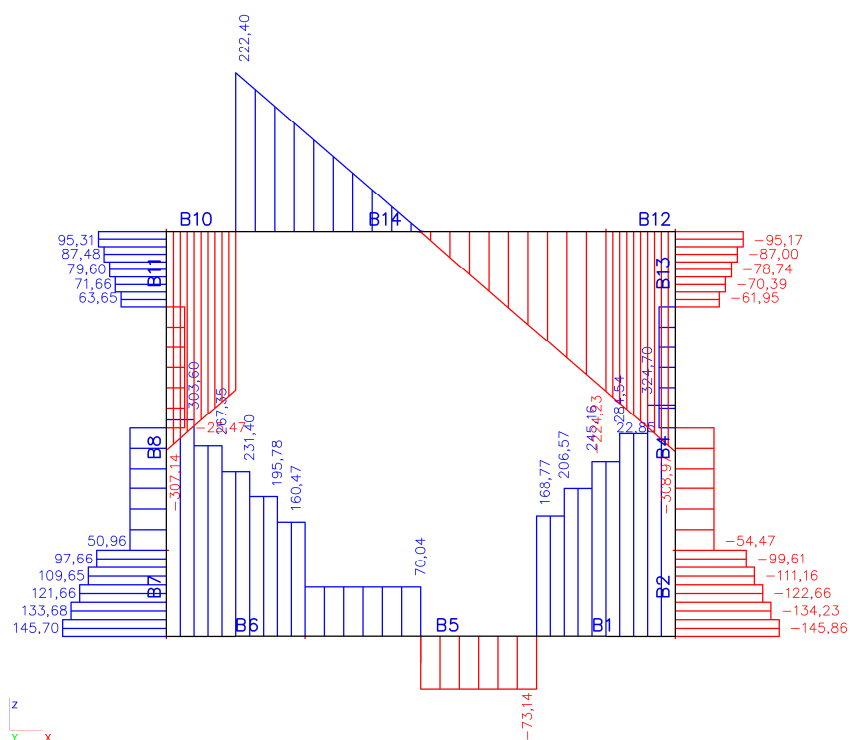
20.Ohybové momenty



21. Normálové síly



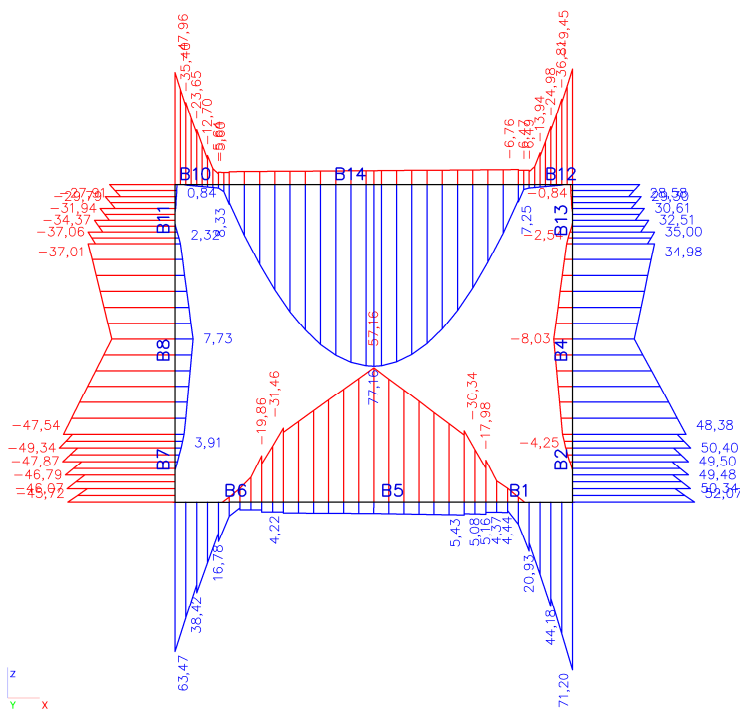
22. Posouvající síly



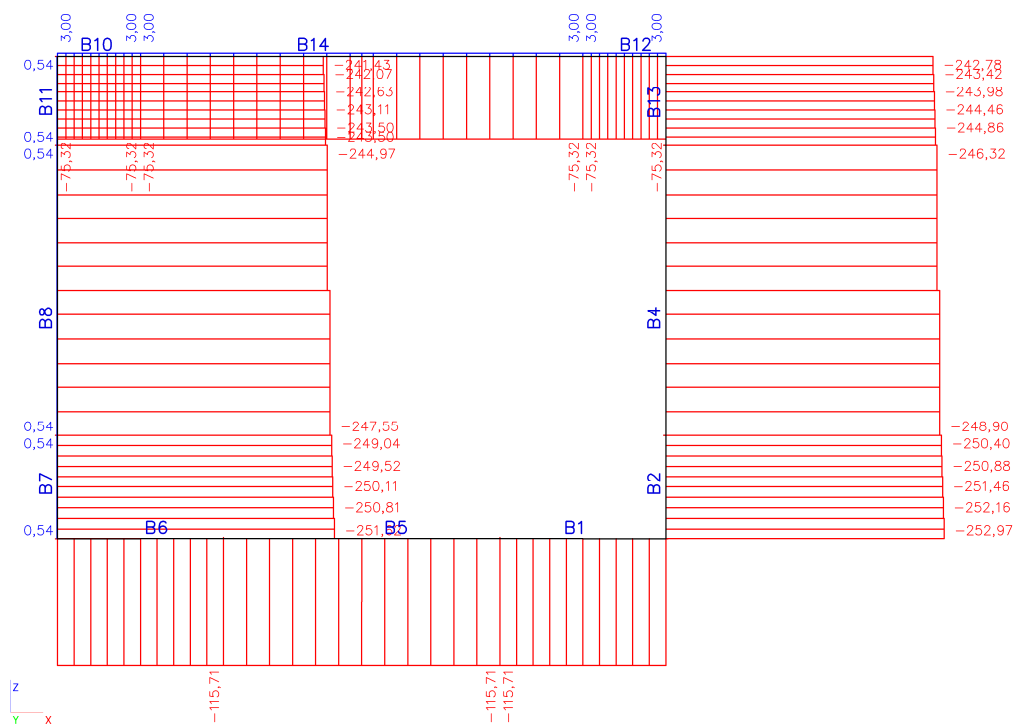
23. Vnitřní síly na prutu

Lineární výpočet, Nelineární výpočet, Extrém : Průřez, Systém : Hlavní
Výběr : Vše
Třída : RC2

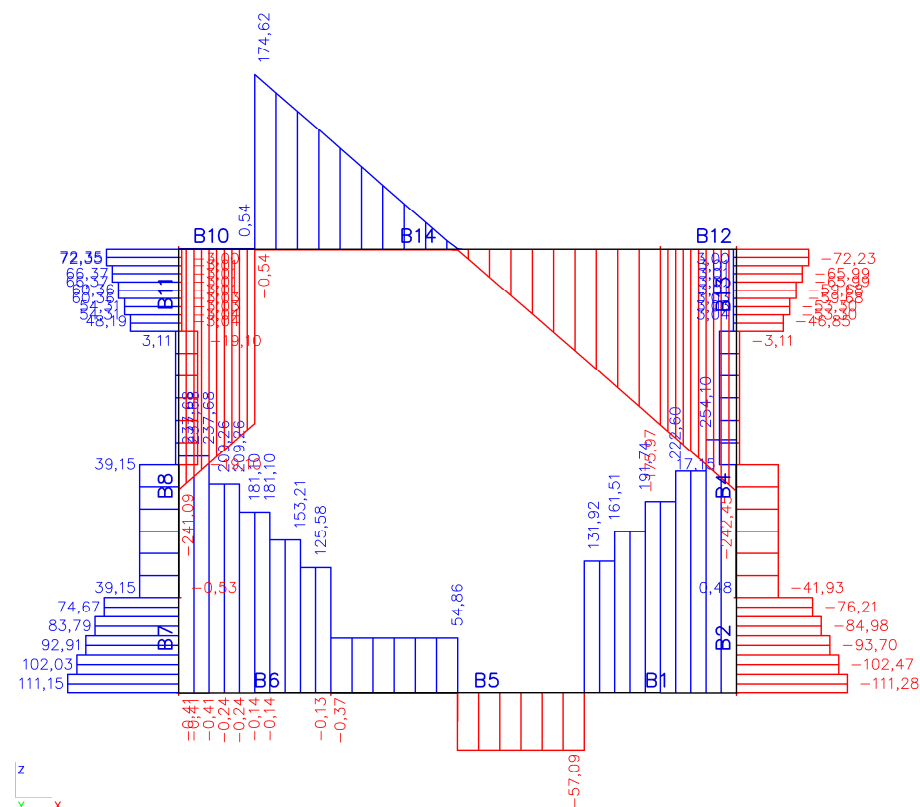
24. Ohybové momenty



25. Normálové síly



26.Posouvající síly

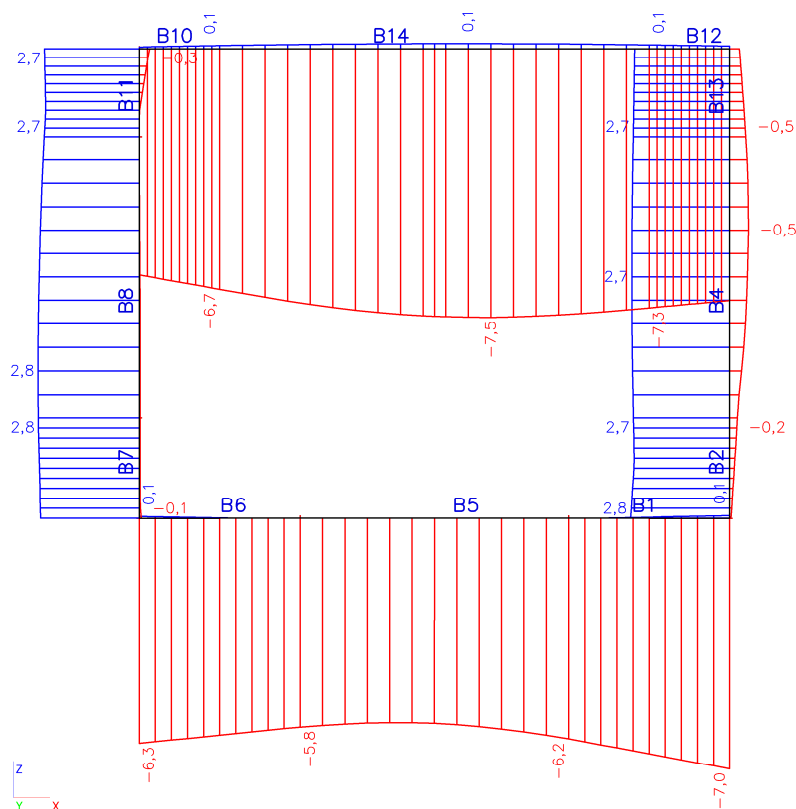


27.Deformace na prutu

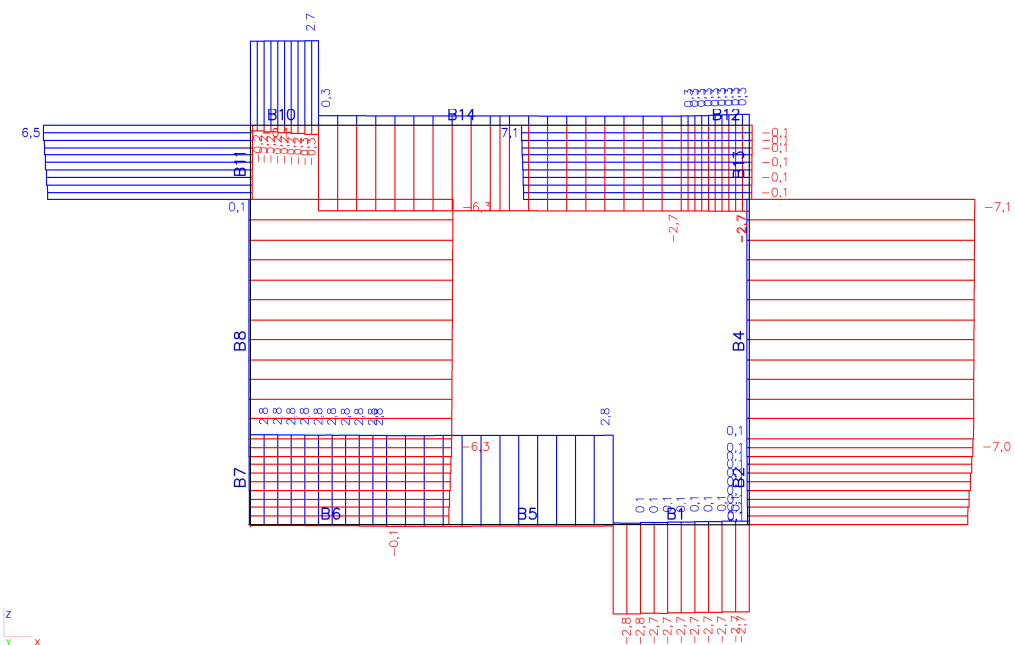
Lineární výpočet, Nelineární výpočet, Extrém : Globální, Systém : Hlavní
Výběr : Vše

Třída : RC2

28.Deformace



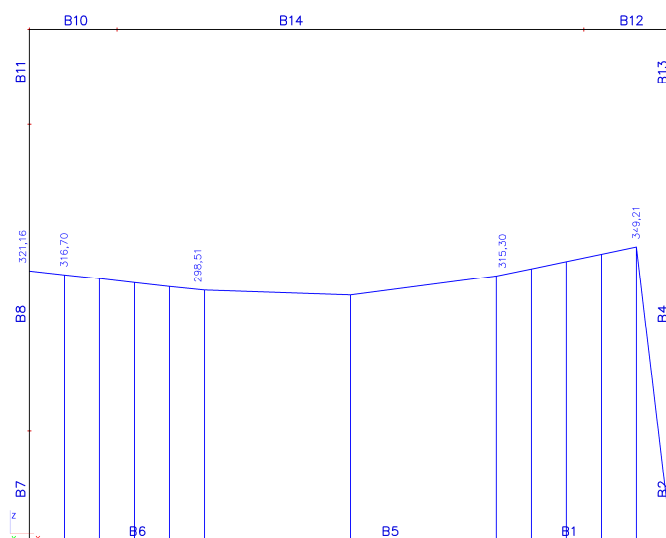
29.Deformace



30.Intenzity na prvcích

Lineární výpočet, Nelineární výpočet, Extrém : Globální
Výběr : Vše
Třída : RC2

31.Kontaktní napětí



8.2. Posouzení

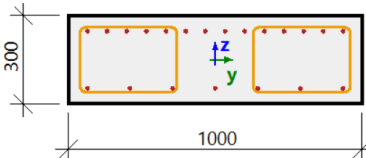
8.2.1. Horní příčel

$$M_{Ed}=191,5\text{kNm}; N=-147,3\text{kN}, V_{Ed}=0\text{kN}$$

Řez SC1		Obdélník (300; 1000)
EC EN 1992-1-1:2004/AC:2008		Nosník B1 [dx = 1 m]
Délka prvku:	L = 1 m	Beton: C35/45
Vzpěr y-y	L _y = 2 m (posuvný)	Bilineární pracovní diagram
Vzpěr z-z	L _z = 1 m (posuvný)	Třída prostředí: XC3
		Podélná výztuž: B 500B
		Bilineární s nakloněnou horní větví 21 ϕ 16 mm ($A_s = 4222 \text{ mm}^2$) $\rho_l = 1,407 \%$ (33.1 kg/m)
		Smyková výztuž: B 500B
		Bilineární s nakloněnou horní větví ϕ 10/150 mm ($n_s = 4$) ($A_{sw} = 314 \text{ mm}^2$) $\rho_w = 0,698 \%$ (16.4 kg/m) ($A_{swm} = 2094 \text{ mm}^2/\text{m}$)
		Krytí (třmínek)
		Horní: 35 mm
		Spodní: 35 mm
		Levý: 35 mm
		Pravý: 35 mm

Nosník - Konstrukční zásady pro podélnou výztuž

Konstrukční zásady	Norma	Jedn.	Vyp. hodn.	Pož. hodnota	Jed. pos.[-]	Posouzení
Minimální vzdálenost prutů výztuže	8.2(2)	[mm]	51	37	0.73	OK
Maximální vzdálenost prutů výztuže	Normově nezávislé	[mm]	194	0	0	Vyp.
Minimální plocha tahové výztuže	9.2.1.1(1)	[mm ²]	4222	411	0.15	OK
Maximální plocha výztuže	9.2.1.1(3)	[mm ²]	4222	12000	0.35	OK
Maximální vzdálenost prutů podle požadavků na kroucení	9.2.3(4)	[mm]	194	0	0	Vyp.

Řez SC1		Obdélník (300; 1000)
EC EN 1992-1-1:2004/AC:2008		Nosník B1 [dx = 1 m]
Délka prvku:	L = 1 m	Beton: C35/45
Vzpěr y-y	L _y = 2 m (posuvný)	Bilineární pracovní diagram
Vzpěr z-z	L _z = 1 m (posuvný)	Třída prostředí: XC3
		Podélná výztuž: B 500B
		Bilineární s nakloněnou horní větví 21φ16 mm (A _s = 4222 mm ²) ρ _l = 1,407 % (33.1 kg/m)
		Smyková výztuž: B 500B
		Bilineární s nakloněnou horní větví φ10/150 mm (n _s = 4) (A _{sw} = 314 mm ²) ρ _w = 0,698 % (16.4 kg/m) (A _{swm} = 2094 mm ² /m)
		Krytí (třmínek)
		Horní: 35 mm
		Spodní: 35 mm
		Levý: 35 mm
		Pravý: 35 mm

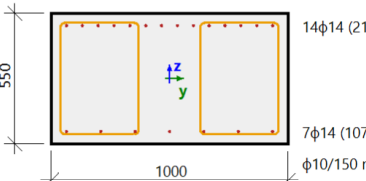
Shrnutí posudku

N_{cr} = -32.1 kN M_{cry} = -55.5 kN M_{crz} = 0 kN σ_s = 207 MPa s_{r,max} = 225 mm ε_{sm,cm} = 0.827 ‰

σ _{ct} [MPa]	σ _{cr} [MPa]	Trhlina	w [mm]	w _{lim} [mm]	Jed. pos. [-]	Limitní posouzení [-]	Stav
7.94	3.2	ANO	0.186	0.3	0,62	1	OK

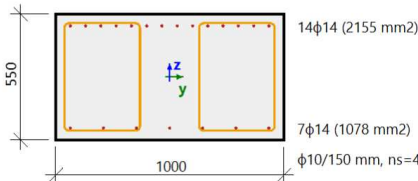
8.2.2. Rámový roh

M_{Ed} = -122,9 kNm; N = -147,3 kN, V_{Ed} = 275,8 kN

Řez SC1		Obdélník (550; 1000)
EC EN 1992-1-1:2004/AC:2008		Nosník B1 [dx = 1 m]
Délka prvku:	L = 1 m	Beton: C35/45
Vzpěr y-y	L _y = 2 m (posuvný)	Bilineární pracovní diagram
Vzpěr z-z	L _z = 1 m (posuvný)	Třída prostředí: XC3
		Podélná výztuž: B 500B
		Bilineární s nakloněnou horní větví 21φ14 mm (A _s = 3233 mm ²) ρ _l = 0,588 % (25.4 kg/m)
		Smyková výztuž: B 500B
		Bilineární s nakloněnou horní větví φ10/150 mm (n _s = 4) (A _{sw} = 314 mm ²) ρ _w = 0,381 % (16.4 kg/m) (A _{swm} = 2094 mm ² /m)
		Krytí (třmínek)
		Horní: 35 mm
		Spodní: 35 mm
		Levý: 35 mm
		Pravý: 35 mm

Shrnutí posudku

Typ komponenty	Vlákno / prut	ε _{extr} [‰]	σ _{extr} [MPa]	Posouzení přetvoření [-]	Posouzení napětí [-]	Jed. pos. [-]	Limit [-]	Stav
Beton	1	-0.266	-3.54	0,08	0,15	0,21	1	OK
Výztuž	1	0.48	96.1	0,01	0,21			

Řez SC1		Obdélník (550; 1000)
EC EN 1992-1-1:2004/AC:2008		Nosník B1 [dx = 1 m]
Délka prvku:	L = 1 m	Beton: C35/45
Vzpěr y-y	L _y = 2 m (posuvný)	Bilineární pracovní diagram
Vzpěr z-z	L _z = 1 m (posuvný)	Třída prostředí: XC3
		Podélná výztuž: B 500B
		Bilineární s nakloněnou horní větví 21φ14 mm (A _s = 3233 mm ²) ρ _l = 0,588 % (25.4 kg/m)
		Smyková výztuž: B 500B
		Bilineární s nakloněnou horní větví φ10/150 mm (n _s = 4) (A _{sw} = 314 mm ²) ρ _w = 0,381 % (16.4 kg/m) (A _{swm} = 2094 mm ² /m)
		Krytí (třmínek)
		Horní: 35 mm
		Spodní: 35 mm
		Levý: 35 mm
		Pravý: 35 mm

Síly

N_{Ed} = -147 kN M_{Edy} = -123 kNm M_{Edz} = 0 kNm V_{Edy} = 0 kN V_{Edz} = -276 kN T_{Ed} = 0 kNm

Výslednice smykové síly

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{Edy}^2 + V_{Edz}^2} = \sqrt{0^2 + (-276)^2} = 276 \text{ kN}$$

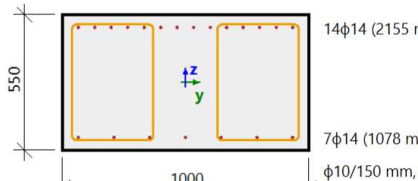
Rozdíl mezi úhly α_M a α_V

$$\alpha_{MV} = \text{abs}(\alpha_M - \alpha_V) = \text{abs}(90 - 90) = 0^\circ$$

Shrnutí posudku

d = 498 mm z = 440 mm b_w = 1000 mm b_{w1} = 1000 mm V_{Rdc} = 262 kN V_{Rds} = 439 kN V_{Edmax} = 2998 kN V_{Rdmax} = 3031 kN

Typ posudku	Síly	Únosnosti	Jed. pos. [-]	Stav
Posudek smyku Vy+Vz	275,8 kN	439,0 kN	0,63	OK
Posudek kroucení	0,0 kNm	0,0 kNm	0,00	OK
Posudek interakce Vy+Vz+T (beton)			0,00	OK
Posudek interakce Vy+Vz+T (smyk)	0,0 kN	0,0 kN	0,00	OK
Posudek interakce Vy+Vz+T (podélná výztuž)	0,0 kN	0,0 kN	0,00	OK
Shrnutí posudku			0,63	OK

Řez SC1		Obdélník (550; 1000)
EC EN 1992-1-1:2004/AC:2008		Nosník B1 [dx = 1 m]
Délka prvku:	L = 1 m	Beton: C35/45
Vzpěr y-y	L _y = 2 m (posuvný)	Bilineární pracovní diagram
Vzpěr z-z	L _z = 1 m (posuvný)	Třída prostředí: XC3
		Podélná výztuž: B 500B
		Bilineární s nakloněnou horní větví 21φ14 mm (A _s = 3233 mm ²) ρ _l = 0,588 % (25.4 kg/m)
		Smyková výztuž: B 500B
		Bilineární s nakloněnou horní větví φ10/150 mm (n _s = 4) (A _{sw} = 314 mm ²) ρ _w = 0,381 % (16.4 kg/m) (A _{swm} = 2094 mm ² /m)
		Krytí (třmínek)
		Horní: 35 mm
		Spodní: 35 mm
		Levý: 35 mm
		Pravý: 35 mm

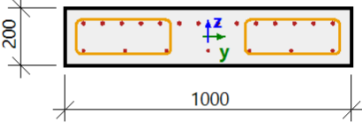
Shrnutí posudku

N_{cr} = -235 kN M_{crx} = -196 kN M_{crz} = 0 kN σ_s = 0 MPa s_{r,max} = 0 mm ε_{sm,cm} = 0 ‰

σ _{ct} [MPa]	σ _{cr} [MPa]	Trhliny	w [mm]	w _{lim} [mm]	Jed. pos. [-]	Limitní posouzení [-]	Stav
2.01	3.2	NE	0	0.3	0,00	1	OK

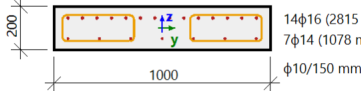
8.2.3. Stěna

$$M_{Ed}=160,0 \text{ kNm}; N=-144,1 \text{ kN}, V_{Ed}=45,1 \text{ kN}$$

Řez SC1		Obdélník (200; 1000)
EC EN 1992-1-1:2004/AC:2008		Nosník B1 [dx = 1 m]
Délka prvku:	L = 1 m	Beton: C35/45
Vzpěr y-y	L _y = 2 m (posuvný)	Bilineární pracovní diagram
Vzpěr z-z	L _z = 1 m (posuvný)	Třída prostředí: XC3
		Podélná výztuž: B 500B
		Bilineární s nakloněnou horní větví 7φ14 mm + 14φ16 mm (A _s = 3892 mm ²) ρ _i = 1,946 % (30.6 kg/m)
		Smyková výztuž: B 500B
		Bilineární s nakloněnou horní větví φ10/150 mm (n _s = 4) (A _{sw} = 314 mm ²) ρ _w = 1,047 % (16.4 kg/m) (A _{swm} = 2094 mm ² /m)
		Krytí (třmínek)
		Horní: 35 mm
		Spodní: 35 mm
		Levý: 35 mm
		Pravý: 35 mm

Shrnutí posudku

Typ komponenty	Vlákno / prut	ε _{extr} [%o]	σ _{extr} [MPa]	Posouzení přetvoření [-]	Posouzení napětí [-]	Jed. pos. [-]	Limit [-]	Stav
Beton	3	-1.38	-18.4	0,39	0,79	0,80	1	OK
Výztuž	15	1.88	375	0,04	0,80			

Řez SC1		Obdélník (200; 1000)
EC EN 1992-1-1:2004/AC:2008		Nosník B1 [dx = 1 m]
Délka prvku:	L = 1 m	Beton: C35/45
Vzpěr y-y	L _y = 2 m (posuvný)	Bilineární pracovní diagram
Vzpěr z-z	L _z = 1 m (posuvný)	Třída prostředí: XC3
		Podélná výztuž: B 500B
		Bilineární s nakloněnou horní větví 7φ14 mm + 14φ16 mm (A _s = 3892 mm ²) ρ _i = 1,946 % (30.6 kg/m)
		Smyková výztuž: B 500B
		Bilineární s nakloněnou horní větví φ10/150 mm (n _s = 4) (A _{sw} = 314 mm ²) ρ _w = 1,047 % (16.4 kg/m) (A _{swm} = 2094 mm ² /m)
		Krytí (třmínek)
		Horní: 35 mm
		Spodní: 35 mm
		Levý: 35 mm
		Pravý: 35 mm

Síly

$$N_{Ed} = -293 \text{ kN} \quad M_{Edy} = 70.7 \text{ kNm} \quad M_{Edz} = 0 \text{ kNm} \quad V_{Edy} = 0 \text{ kN} \quad V_{Edz} = -67 \text{ kN} \quad T_{Ed} = 0 \text{ kNm}$$

Výslednice smykové síly

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{Edy}^2 + V_{Edz}^2} = \sqrt{0^2 + (-67)^2} = 67 \text{ kN}$$

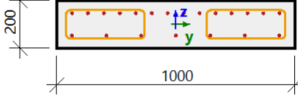
Rozdíl mezi úhly α_M a α_V

$$\alpha_{MV} = \text{abs}(\alpha_M - \alpha_V) = \text{abs}(90 - 90) = 0^\circ$$

Shrnutí posudku

$$d = 148 \text{ mm} \quad z = 122 \text{ mm} \quad b_w = 1000 \text{ mm} \quad b_{w1} = 1000 \text{ mm} \quad V_{Rdc} = 137 \text{ kN} \quad V_{Rds} = 121 \text{ kN} \quad V_{Edmax} = 891 \text{ kN} \quad V_{Rdmax} = 838 \text{ kN}$$

Typ posudku	Síly	Únosnosti	Jed. pos. [-]	Stav
Posudek smyku Vy+Vz	67,0 kN	121,4 kN	0,55	OK
Posudek kroucení	0,0 kNm	0,0 kNm	0,00	OK
Posudek interakce Vy+Vz+T (beton)			0,00	OK
Posudek interakce Vy+Vz+T (smyk)	0,0 kN	0,0 kN	0,00	OK
Posudek interakce Vy+Vz+T (podélná výztuž)	0,0 kN	0,0 kN	0,00	OK
Shrnutí posudku			0,55	OK

Řez SC1		Obdélník (200; 1000)
EC EN 1992-1-1:2004/AC:2008		Nosník B1 [dx = 1 m]
Délka prvku:	L = 1 m	Beton: C35/45
Vzpěr y-y	$L_y = 2$ m (posuvný)	Bilineární pracovní diagram
Vzpěr z-z	$L_z = 1$ m (posuvný)	Třída prostředí: XC3
		Podélná výztuž: B 500B
		Bilineární s nakloněnou horní větví
		21φ16 mm ($A_s = 4222 \text{ mm}^2$)
		$\rho_l = 2,111 \%$ (33.1 kg/m)
		Smyková výztuž: B 500B
		Bilineární s nakloněnou horní větví
		φ10/150 mm ($n_s = 4$) ($A_{sw} = 314 \text{ mm}^2$)
		$\rho_w = 1,047 \%$ (16.4 kg/m) ($A_{swm} = 2094 \text{ mm}^2/\text{m}$)
		Krytí (třmínek)
		Horní: 35 mm
		Spodní: 35 mm
		Levý: 35 mm
		Pravý: 35 mm

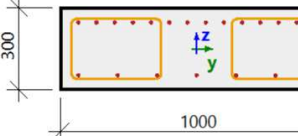
Shrnutí posudku

$N_{cr} = -108 \text{ kN}$ $M_{cxy} = 26.1 \text{ kN}$ $M_{czz} = 0 \text{ kN}$ $\sigma_s = 256 \text{ MPa}$ $s_{r,max} = 346 \text{ mm}$ $\epsilon_{sm,cm} = 0.787 \%$

σ_{ct} [MPa]	σ_{cr} [MPa]	Trhliny	w [mm]	w _{lim} [mm]	Jed. pos. [-]	Limitní posouzení [-]	Stav
8.6	3.2	ANO	0.272	0.3	0,91	1	OK

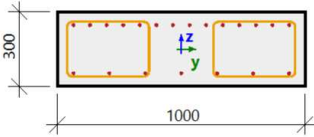
8.2.4. Dolní příčel

$M_{Ed} = 160,0 \text{ kNm}$; $N = -144,1 \text{ kN}$, $V_{Ed} = 45,1 \text{ kN}$

Řez SC1		Obdélník (300; 1000)
EC EN 1992-1-1:2004/AC:2008		Nosník B1 [dx = 1 m]
Délka prvku:	L = 1 m	Beton: C35/45
Vzpěr y-y	$L_y = 2$ m (posuvný)	Bilineární pracovní diagram
Vzpěr z-z	$L_z = 1$ m (posuvný)	Třída prostředí: XC3
		Podélná výztuž: B 500B
		Bilineární s nakloněnou horní větví
		21φ16 mm ($A_s = 4222 \text{ mm}^2$)
		$\rho_l = 1,407 \%$ (33.1 kg/m)
		Smyková výztuž: B 500B
		Bilineární s nakloněnou horní větví
		φ10/150 mm ($n_s = 4$) ($A_{sw} = 314 \text{ mm}^2$)
		$\rho_w = 0,698 \%$ (16.4 kg/m) ($A_{swm} = 2094 \text{ mm}^2/\text{m}$)
		Krytí (třmínek)
		Horní: 35 mm
		Spodní: 35 mm
		Levý: 35 mm
		Pravý: 35 mm

Shrnutí posudku

Typ komponenty	Vlákno / prut	ϵ_{extr} [‰]	σ_{extr} [MPa]	Posouzení přetvoření [-]	Posouzení napětí [-]	Jed. pos. [-]	Limit: [-]	Stav
Beton	1	-0.964	-12.9	0,28	0,55	0,55	1	OK
Výztuž	1	1.23	246	0,03	0,53			

Řez SC1		Obdélník (300; 1000)
EC EN 1992-1-1:2004/AC:2008		Nosník B1 [dx = 1 m]
Délka prvku:	L = 1 m	Beton: C35/45
Vzpěr y-y	L _y = 2 m (posuvný)	Bilineární pracovní diagram
Vzpěr z-z	L _z = 1 m (posuvný)	Třída prostředí: XC3
	14φ16 (2815 mm ²)	Podélná výztuž: B 500B
	7φ16 (1407 mm ²)	Bilineární s nakloněnou horní větví
	φ10/150 mm, ns=4	21φ16 mm (A _s = 4222 mm ²)
		ρ _l = 1,407 % (33.1 kg/m)
		Smyková výztuž: B 500B
		Bilineární s nakloněnou horní větví
		φ10/150 mm (n _s = 4) (A _{sw} = 314 mm ²)
		ρ _w = 0,698 % (16.4 kg/m) (A _{swm} = 2094 mm ² /m)
		Krytí (třmínek)
		Horní: 35 mm
		Spodní: 35 mm
		Levý: 35 mm
		Pravý: 35 mm

Síly

N_{Ed} = -144 kN M_{Edy} = -160 kNm M_{Edz} = 0 kNm V_{Edy} = 0 kN V_{Edz} = -45.1 kN T_{Ed} = 0 kNm

Výslednice smykové síly

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{Edy}^2 + V_{Edz}^2} = \sqrt{0^2 + (-45.1)^2} = 45.1 \text{ kN}$$

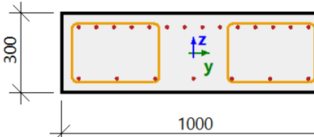
Rozdíl mezi úhly α_M a α_V

$$\alpha_{MV} = \text{abs}(\alpha_M - \alpha_V) = \text{abs}(90 - 90) = 0^\circ$$

Shrnutí posudku

d = 247 mm z = 208 mm b_w = 1000 mm b_{w1} = 1000 mm V_{Rdc} = 210 kN V_{Rds} = 208 kN V_{Edmax} = 1487 kN V_{Rdmax} = 1434 kN

Typ posudku	Síly	Únosnosti	Jed. pos. [-]	Stav
Posudek smyku Vy+Vz	45,1 kN	207,7 kN	0,22	OK
Posudek kroucení	0,0 kNm	0,0 kNm	0,00	OK
Posudek interakce Vy+Vz+T (beton)			0,00	OK
Posudek interakce Vy+Vz+T (smyk)	0,0 kN	0,0 kN	0,00	OK
Posudek interakce Vy+Vz+T (podélná výztuž)	0,0 kN	0,0 kN	0,00	OK
Shrnutí posudku			0,22	OK

Řez SC1		Obdélník (300; 1000)
EC EN 1992-1-1:2004/AC:2008		Nosník B1 [dx = 1 m]
Délka prvku:	L = 1 m	Beton: C35/45
Vzpěr y-y	L _y = 2 m (posuvný)	Bilineární pracovní diagram
Vzpěr z-z	L _z = 1 m (posuvný)	Třída prostředí: XC3
	14φ16 (2815 mm ²)	Podélná výztuž: B 500B
	7φ16 (1407 mm ²)	Bilineární s nakloněnou horní větví
	φ10/150 mm, ns=4	21φ16 mm (A _s = 4222 mm ²)
		ρ _l = 1,407 % (33.1 kg/m)
		Smyková výztuž: B 500B
		Bilineární s nakloněnou horní větví
		φ10/150 mm (n _s = 4) (A _{sw} = 314 mm ²)
		ρ _w = 0,698 % (16.4 kg/m) (A _{swm} = 2094 mm ² /m)
		Krytí (třmínek)
		Horní: 35 mm
		Spodní: 35 mm
		Levý: 35 mm
		Pravý: 35 mm

Shrnutí posudku

N_{cr} = -50.9 kN M_{cry} = -56.5 kN M_{crz} = 0 kN σ_s = 231 MPa s_{r,max} = 224 mm ε_{sm,cm} = 0.952 ‰

σ _{ct} [MPa]	σ _{cr} [MPa]	Trhlíny	w [mm]	w _{lim} [mm]	Jed. pos. [-]	Limitní posouzení [-]	Stav
9.09	3.2	ANO	0.213	0.3	0,71	1	OK

9. Zatížitelnost

Normální zatížitelnost prvku mostního objektu (dle /11/) Z_{LM71} (dále jen zatížitelnost) je bezrozměrná veličina, která vyjadřuje poměr mezních účinků svislého proměnného zatížení železniční dopravou (z hlediska příslušného mezního stavu únosnosti nebo použitelnosti) k účinkům, které v prvku mostního objektu vyvodí model zatížení 71.

Zatížitelnost části mostního objektu (nosné konstrukce, spodní stavby) je souhrn zatížitelností jednotlivých prvků příslušné části mostního objektu.

Zatížitelnost mostního objektu je souhrn zatížitelností prvků mostního objektu seřazených podle příslušnosti k jeho jednotlivým částem.

Zatížitelnost Z_{LM71} prvku mostního objektu se pak stanoví podle obecného vztahu:

$$Z_{LM71} = \left(R_d - \sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i} \right) / E_{LM71,Ed}$$

kde R_d je návrhová hodnota únosnosti průřezu nebo prvku mostního objektu,

$E_{LM71,Ed}$ je návrhová hodnota účinků svislého proměnného zatížení železniční dopravou, reprezentovaného modelem zatížení 71 včetně dynamických vlivů,

$\sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i}$ sou návrhové, kombinační nebo skupinové hodnoty účinků ostatních zatížení, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou.

Zatížitelnost rámu	Výška přesypání [m]	Zatížitelnost části mostního objektu				Zatížitelnost mostního objektu
		Horní příčel (tl. 300 mm)	Rámový roh (tl. 450 mm)	Stěna (tl. 200 mm)	Dolní příčel (tl. 300 mm)	
		Z_{LM71}	Z_{LM71}	Z_{LM71}	Z_{LM71}	Z_{LM71}
	1,00	1,37	4,76	1,38	1,81	1,37

10. Závěr

Bylo provedeno statické posouzení železobetonového rámu DZR 7.

Posouzení bylo vedeno dle ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí (03/2004, ZMĚNA A1 04/2007) v souladu s požadavky normy ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2. Zatížení mostů dopravou.

Navržené vyztužení vyhovuje kladeným požadavkům.

Přehled zatížitelnosti pro část mostu

A Identifikace mostu

TÚ (číslo, název): TU 1501 Česká Třebová os.n. - Praha-Masarykovo nádr. DÚ: 06 km: 259,445

B Identifikace části mostu

část mostu: nosná konstrukce pod kolejí č. 1

C Doplnující data pro část mostu

Kategorie zatížitelnosti: C Výpočetní model: uzavřený rám
Geometrie koleje, uvažovaná v přepočtu pro část mostu v jejím profilu (ve směru staničení)

na začátku uprostřed na konci
směrové poměry R=438m
převýšení koleje 130mm
excentricita vůči ose mostu

Popis závad uvažovaných v přepočtu:
Datum zjištění zpracovaného stavu mostu - orgány SŽDC: zpracovatelem přepočtu:

Poznámka k části mostu:
Konstrukce mostu je prefabrikovaný jednokomorový rám ze železového betonu C 35/45 – XC4, XF3, XA1 s výztuží B500B.
Světlá šířka je 4050mm, světlá výška ŽB konstrukce je 3300mm, povrch horní příčle je spádován ve střeovitém sklonu 2,5%. Stěny rámu jsou tlusté 200mm, spodní deska 300mm, horní deska má tloušťku 250–300mm.

Poř. č.	Prvek (včetně umístění)	Detail	Namáhání	k _i	typ	L _p	Φ _i	L _Φ	V _{Q,LM71}	viz. str.	Z _{LM71}	Poznámka
Mezní stav únosnosti												
1	Horní příčel - střed	střed rozpětí	ohyb	1	S		1,86	4,48	1,45		1,37	
2	Horní příčel - okraj	rámový roh	ohyb	1	S		1,86	4,48	1,45		4,76	
3	Dolní příčel - střed	střed rozpětí	ohyb	1	S		1,86	4,48	1,45		1,81	
4	Dolní příčel - okraj	rámový roh	ohyb	1	S		1,86	4,48	1,45		1,38	

Dne: 30.9.2019 Zatížitelnost určil: Ing. Jan Balas *Balas* Dne: do databáze zadal: