

Výškový systém: Bpv
Souřadnicový systém: S-JTSK

MOST PŘES ULICI MEZIBOŘSKÁ V LITVÍNOVĚ

Objednatel:



MĚSTO LITVÍN OV

Město Litvínov
nám. Míru 11, 436 01 Litvínov

Hlavní projektant DÚR:

BLANK TEJ, s.r.o.

BLANK TEJ, s.r.o.
Nad Tratí 386/15
160 00 Praha 6

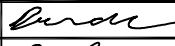
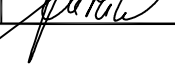
Podzhotovitel DÚR:

Novák Partner

NOVÁK & PARTNER, s.r.o.
V Olšínách 2300/75
100 00 Praha 10 - Strašnice

HIP:

Doc. Ing. LUKÁŠ VRÁBLÍK, PhD.

Novák Partner	Vypracoval	Ing. MICHAL BRADA		Zak. číslo	16NO05019
	Zodp. projektant	Ing. MICHAL BRADA		Datum	04/2020
	Tech. kontrola	Doc. Ing. LUKÁŠ VRÁBLÍK, PhD.		Stupeň	PDPS
	Akce	SO 201 MOST PŘES ULICI MEZIBOŘSKÁ		Počet formátů	A4
				Měřítko	
Podzhotovitel: NOVÁK & PARTNER, s.r.o. V Olšínách 2300/75 100 00 Praha 10 - Strašnice	Příloha	STATICKÝ VÝPOČET		29	Paré

Obsah

1	Identifikační údaje mostu.....	3
2	Základní údaje o mostě	4
2.1	Zdůvodnění mostu a jeho umístění.....	4
2.2	Charakter překážky a převáděné komunikace	4
2.2.1	Údaje o převáděné komunikaci, dálnici D7	4
2.2.2	Údaje o křižující překážce	5
2.3	Územní podmínky	5
2.4	Geotechnické podmínky	5
2.4.1	Průzkumné práce	5
2.4.2	Geologická charakteristika	6
2.4.3	Základové poměry	6
2.4.4	Hydrogeologická charakteristika.....	6
2.4.5	Založení objektu	7
2.4.6	Korozní průzkum.....	7
2.5	Seznam použitých norem, předpisů a programů	8
2.5.1	Normy a předpisy	8
2.5.2	Programy	9
2.6	Použitý materiál	9
2.6.1	Betonářská výztuž	9
2.6.2	Beton	9
2.6.3	Předpínací výztuž	9
3	Geometrie konstrukce	10
4	Popis konstrukce a postup výpočtu.....	13
5	Zatížení	14
5.1	Vlastní tíha.....	14
5.2	Ostatní stálé zatížení – zatížení vozovkou.....	14
5.3	Nerovnoměrný pokles podpor	14
5.4	Zatížení zeminou na opěry	14
5.5	Zatížení teplotou	15
5.6	Zatížení dopravou	17
5.6.1	LM1	17
5.6.2	LM2	18
5.6.3	LM3	18
5.6.4	Rozjezdové a brzdné síly.....	19
5.6.5	Sestavy zatížení dopravou	19

5.7	Dotvarování a smršťování	20
6	Kombinační pravidla pro mosty PK.....	21
6.1	Mezní stav únosnosti	21
6.2	Kombinace pro mimořádné kombinace.....	21
6.3	Kombinace pro mezní stav použitelnosti.....	21
7	Model konstrukce.....	22
8	Rozhodující reakce a vnitřní síly na konstrukci.....	22
8.1	Reakce od nosné konstrukce na spodní stavbu (charakteristické hodnoty)....	22
8.2	Vnitřní síly na nosné konstrukci	27
8.3	Vnitřní síly na pilířích.....	60
8.4	Vnitřní síly na opěrách	73
9	Posouzení konstrukce.....	79
9.1	Posouzení opěry	79
9.2	Posouzení pilíře s pevným ložiskem	84
9.3	Posouzení pilíře s posuvným ložiskem.....	89
9.4	Nosná konstrukce	94
10	Přechodová deska	100
10.1	Geometrie	100
10.2	Vnitřní síly	100
10.3	Posouzení přechodové desky	101
11	Založení konstrukce – založení pilíře.....	103
11.1	Posouzení plošného založení	103
12	Založení konstrukce – opěr	109
12.1	Posouzení plošného založení opěr	109
13	Závěr.....	115

1 Identifikační údaje mostu

<i>Stavba</i>	Most přes ulici Mezibořská v Litvínově
<i>Objekt č.</i>	SO 201
<i>Název objektu</i>	Most nad ulicí Mezibořskou
<i>Katastrální území</i>	Horní Litvínov, 686042
<i>Město, obec</i>	Litvínov
<i>Kraj</i>	Ústecký
<i>Stavebník / objednatel</i>	Město Litvínov, nám. Míru 11, 436 01 Litvínov
<i>Nadřízený orgán investora</i>	Ústecký kraj Velká Hradební 3118/48 400 02 Ústí nad Labem
<i>Správce mostu</i>	Město Litvínov, nám. Míru 11, 436 01 Litvínov
<i>Nadřízený orgán správce mostu</i>	Ústecký kraj Velká Hradební 3118/48 400 02 Ústí nad Labem
<i>Zhotovitel dokumentace</i>	
<i>Hlavní projektant</i>	Blank Tej, s.r.o. Nad Tratí 386/15, 160 00 Praha 6 Ing. Arch. Marek Blank, Nad Tratí 386/15, 160 00 Praha 6, Číslo autorizace: 3955
<i>Hlavní inženýr projektu</i>	Novák & Partner, s.r.o., V Olšinách 2300/75, 100 00 Praha 10 - Strašnice, IČ: 48585955, DIČ: CZ48585955 Doc. Ing. Lukáš Vráblík, PhD.
<i>Odpovědný projektant objektu</i>	Novák & Partner, s.r.o. V Olšinách 2300/75, 100 00 Praha 10 - Strašnice, IČ: 48585955, DIČ: CZ48585955 Ing. Michal Brada
<i>Stupeň PD</i>	PDPS
<i>Druh převáděné komunikace</i>	Místní komunikace II. třídy
<i>Kategorie komunikace na mostě</i>	MO 2 11,8/8,5/50
<i>Druh přemostované překážky</i>	Soubor místních komunikací a chodníků, koryto Divokého potoka
<i>Volná výška pod mostem</i>	min. 6,00 m

2 Základní údaje o mostě

<i>Charakteristika mostu</i>	Trvalý, kolmý most na místní komunikaci třídy MO2 11,8/8,5/50, nosnou konstrukci tvoří spojitá předpjatá deska o 7 polích, s horní mostovkou, s normovanou zatížitelností
<i>Délka přemostění</i>	99,000 m
<i>Délka mostu</i>	116,900 m
<i>Délka nosné konstrukce</i>	102,000 m
<i>Rozpětí jednotlivých polí</i>	14,00+5x14,50+14,000 m
<i>Šikmost mostu</i>	90° (kolmý)
<i>Šířka mezi zábradlími</i>	11,500 m
<i>Šířka průjezdního prostoru</i>	7,500 m
<i>Šířka průchozího prostoru</i>	2 x 1,500 m
<i>Šířka mostu</i>	12,100 m
<i>Šířka nosné konstrukce</i>	11,800 m
<i>Výška mostu nad terénem</i>	7,00 m
<i>Stavební výška</i>	0,835 m
<i>Plocha mostu</i>	116,900 x 12,100 = 1414,50 m ²
<i>Poznámka: Plocha mostu je určena jako součin délky nosné konstrukce a šířky mostu.</i>	
<i>Zatížení mostu</i>	dle ČSN EN 1991-2 dle modelu zat. LM1 a LM2 pro skupinu komunikací 1 a dle modelu zat. LM3 pro zvláštní vozidlo o celkové tíze 3000 kN

2.1 Zdůvodnění mostu a jeho umístění

Mostní konstrukce se nachází v intravilánu obce Litvínov v katastrálním území Horní Litvínov a převádí Podkrušnohorskou ulici přes ulici Mezibořskou, přes ulici Nerudovu a přes soubor místních komunikací, chodníků a zpevněných ploch.

Mostní objekt odpovídá schválené dokumentaci pro územní rozhodnutí (DÚR) a schválené dokumentaci pro stavební povolení (DSP).

2.2 Charakter překážky a převáděné komunikace

2.2.1 Údaje o převáděné komunikaci, dálnici D7

<i>Šířkové uspořádání na mostě</i>	MO 2 11,8/8,5/50
<i>Výška nivelety v místě křížení s Mezibořskou</i>	350,730 m. n. m.
<i>Směrové poměry v místě mostu</i>	Most se bude nacházet v levotočivém směrovém oblouku o poloměru 310 m. Podélný sklon na mostě bude mít konstantní hodnotu 1,170 %. Příčný sklon na mostě bude jednostranný o velikosti 2,50 %. Za pilířem

P7 levotočivý směrový oblouk přechází přes přechodnici do přímé a dochází ke změně jednostranného sklonu na střechovitý sklon s hodnotou 2,5 %.

Výškové poměry v místě mostu

Komunikace na mostě klesá v konstantním podélném sklonu 1,170 %.

Šírkové uspořádání na mostě R25,5/100:

Šírkové uspořádání na mostě:

Římsa	2x2,300 m
Jízdní pruhy	2 x 3,250 m
<u>Vodící proužek</u>	<u>2x0,500 m</u>
Šířka mezi zvýšenými obrubami = volná šířka mostu	7,500 m
Šířka mostu	12,100 m

2.2.2 Údaje o křižující překážce

V prostoru pod mostem se nachází krajská komunikace Mezibořská, která je ve správě Ústeckého kraje. Most přemostňuje příjezdovou komunikaci k Podkrušnohorské nemocnici a LDN. Provoz na této komunikaci nesmí být přerušen po celou dobu výstavby, aby nebylo přerušeno zásobování a doprava nemocných do prostoru nemocnice.

2.3 Územní podmínky

Mostní konstrukce se nachází v intravilánu obce Litvínov v katastrálním území Horní Litvínov a převádí Podkrušnohorskou ulici přes ulici Mezibořskou, přes ulici Nerudovu a přes soubor místních komunikací, chodníků a zpevněných ploch.

Most je situován mimo památkově chráněnou oblast a mimo památkově chráněné území, ale nachází se v záplavovém pásmu Divokého potoka pro hodnoty průtoků Q5, Q20 a Q100. Most se nenachází v poddolovaném ani sesuvem ohroženém území.

2.4 Geotechnické podmínky

2.4.1 Průzkumné práce

Inženýrsko-geologický průzkum byl vypracován firmou AZ GEO, s.r.o (Kořenského 1186/14, 710 00 Ostrava).

Cílem průzkumu bylo posouzení inženýrsko-geologických poměrů zájmové lokality pro plánovanou výstavbu nového mostu v ulici Podkrušnohorská přes ulici Mezibořská v Litvínově, v katastrálním území Horní Litvínov. Závěrečná zpráva IG průzkumu slouží jako podklad pro vypracování PD.

2.4.2 Geologická charakteristika

Širší okolí zájmového území se vyznačuje složitými geologickými poměry. Ve svazích nad Krušnohorským zlomem je podloží budováno prekambrijskými metamorfovanými horninami – středně zrnitým muskovitem – nevýrazně porfyrickým biotitickým metagranitem, středně zrnitým muskovitem, biotitickou ortorulou s reliktními granitovými strukturami, granitovými porfyry, v prohlubních – roklích se nacházejí deluviální hlinito-kamenité sedimenty (Šumná, Horníves). Rokle ve svazích pokrývají deluviofluviální sedimenty - písčité hlíny a písky s příměsí úlomků hornin. Ve východní části jsou svahy tvořeny středně zrnitým muskovitem – slabě migmatizovanou biotitickou pararulou.

Směrem k jihu (mimo samotné zájmové území) se nacházejí území silně ovlivněná povrchovou těžbou hnědého uhlí. Nadloží vrstvy tvoří kvartérními uloženinami pleistocénu - proluviálními písčitými štěrky a terciární jíly miocénu svrchní části mosteckého souvrství. Podloží zájmového území, které bude zastiženo stavebními pracemi budují kvartérní sedimenty, a to převážně pleistocenní (würm – riss) proluviální písčité štěrky, v menší míře lze očekávat i holocenní fluviální sedimenty aluvií (písčité hlíny, písky, písčité štěrky).

Morfologie i litologie území jsou ovlivněny přítomností původního koryta Divokého potoka. Horniny krystalinika, tvořící skalní bázi Mostecké pánve, nebyly provedeným vrtným průzkumem zastiženy. Ve všech hodnocených sondách byly zjištěny pod 0,3 – 2,1 m mocnou antropogenní navázkou kvartérní sedimenty v podobě svahových, kamenitohlinitých sutí s nepravidelným obsahem písčité a jílovité složky. Směrem ke komunikaci Mezibořská se jejich charakter mění a kvartérní sedimenty mají spíše charakter aluvia Divokého potoka – jsou tvořené středními až hrubými rulovými štěrky, středně až málo opracovanými o průměru do 15 cm. Kamenivo tvoří od 60 do 70 % celkového objemu a jeho výplň je tvořena hlinitým střednozrným, až hrubozrným pískem. Mocnost kvartérních sedimentů zasahuje do hloubek cca 1,0 – 3,30 m pod úroveň původního terénu. Pod kvartérní vrstvou byly zjištěny sedimenty Mostecké pánve, jedná se nejčastěji o miocenní sedimenty v jílovitém, či písčitém vývoji, často s velmi náhlým přechodem. Ten je zřejmý ve všech vrtech. Obdobně ostře probíhá i pískovcová formace zachycená ve vrtech V-101, V-103, V105, V-106, V-108 v hloubkách od 4,2m. Tyto skutečnosti naznačují, že jsou pískovcové formace omezeny lokální tektonickou linií a souvrství miocenních jílu transgradovalo přes pískovce. Přesný průběh těchto tektonických linií a rozsah těles miocenních sedimentů v písčitém vývoji nelze z dostupných zdrojů exaktně zmapovat.

2.4.3 Základové poměry

Geotechnické poměry staveniště a složitost stavby dle ČSN 73 6133 : poměry jsou složité, základová půda se v rozsahu stavebního objektu místo od místa podstatně mění, vrstvy mají proměnlivou mocnost, vrstvy jsou nepravidelně uložené, podzemní voda se nepříznivě uplatňuje při návrhu objektů a znesnadňuje jejich zakládání

Stavba je nenáročná, je zařazena do 2. geotechnické kategorie

2.4.4 Hydrogeologická charakteristika

Mostní konstrukce se bude nacházet v povodí Divokého potoka (v povodí Bíliny) v záplavovém území pro rozliv při průtocích Q5, Q20 a Q100.

Z vrtů V-102 a V-108 byly odebrány vzorky podzemní vody pro stanovení agresivity na betonové a ocelové konstrukce. Posouzení agresivity podzemní vody na základě chemických rozborů z uvedených vrtů je shrnuto v následující tabulce.

Posouzení agresivity podzemní vody

Vzorek		V-102	V-108
Datum odběru:		20.4.2020	28.4.2020
RL(105)	mg/l	948	990
tvrdost	mmol/l	2,39	3,32
vodivost	ms/m	169	182
pH	-	6,7	6,7
CO ₂ agres.	mg/l	37,2	24,7
Mg ²⁺	mg/l	8,44	15,8
NH ₄ ⁺	mg/l	4,27	4,15
SO ₄ ²⁻	mg/l	72,4	83,2
ČSN EN 206-1			
pH		XA1	XA1
CO ₂ agres		XA1	XA1
Mg ²⁺		-	-
NH ₄ ⁺		-	-
SO ₄ ²⁻		-	-

Vysvětlivky: - hodnoty posuzovaných parametrů jsou nižší než dolní mezní hodnota XA1

Všechny hodnoty laboratorně zjištěných základních chemických vlastností podzemní vody z kvartérního kolektoru budou uvedeny v kopii protokolů laboratorních rozborů v příloze č. 7. Zhodnocením laboratorních analýz vzorků podzemní vody vyplývají následující závěry:

Podzemní voda je neutrální, velmi slabě kyselá i podle archivního rozboru. A dle obsahu rozpuštěných iontů Ca, Mg je málo až středně tvrdá (2,39 až 3,32 mmol/l).

dle ČSN 03 8375 vykazuje podzemní voda velmi nízkou agresivitu na ocel a ocelové konstrukce vlivem agresivního CO₂.

pro zařazení dle normy ČSN EN 206-1, stanovující skupiny agresivity na vodostavebný beton, je podzemní voda slabě agresivní (XA1) vlivem agresivního CO₂. V ostatních uváděných parametrech nevytváří podzemní voda agresivní prostředí (hodnoty posuzovaných parametrů jsou nižší než dolní mezní hodnota XA1 pro slabou agresivitu).

2.4.5 Založení objektu

Na základě provedeného inženýrsko-geologického průzkumu, je uvažováno s plošným založením mostního objektu.

2.4.6 Korozní průzkum

V místě současného mostu byly provedeny elektrická a geofyzikální měření pro zjištění přítomnosti stejnosměrných bludných proudů. Tento základní korozní průzkum byl proveden dle normy ČSN 03 8372 a souvisejících norem.

Z hlediska ČSN 03 8372, tab. 1, na základě měrného odporu horniny, se stanovuje agresivita prostředí ve stupni č. III. – zvýšená

Stupeň ochranných opatření pro nové přemostění přes ulici Mezibořskou se dle TP 124, tab. 1 stanovuje na č. 3

Na novém mostu přes ulici Mezibořskou korozní průzkum navrhuje následující ochranu proti účinkům bludných proudů:

- **na úrovni primárních ochran:** Navržený beton pro spodní stavbu bude odpovídat dle ČSN EN 206 a ČSN EN 1992-1-1. Budou navrženy betony se zvýšenou kvalitou ve smyslu TP 124 MD ČR. Pro ŽB konstrukce ve styku se zemínou (základové patky) bude navrženo krytí výztuže ve výši 50 mm.
- **na úrovni sekundárních ochran:** Z hlediska ochrany proti účinkům bludných proudů se nestanovuje požadavek na aplikaci sekundárních ochran (foliové izolace, natavovací asfaltové pasy), avšak doporučuje se, pokud to bude možné použít například dvojité asfaltopryskyřičné penetrační nátěry.
- **na úrovni konstrukčních opatření:** Doporučuje se využít s ohledem na požadavek na ochranu před bleskem a dotykovým napětím provést provaření výztuže spodní stavby pod úrovní terénu, pokud nebude požadována i příprava pro ochranu před chemickými vlivy do úrovně terénu. Svislá výztuž v pilířích bude využita pro účely svodů. Vývody z výztuže budou navrženy nad terénem na každé podpěře jeden.

Bude zachován návrh elektrického izolačního uložení nosné konstrukce v s využitím trnů uložených v polymerní maltě.

uzemňovací soustava: Vzhledem k délce mostu (117,108 km) musí být mostní stavba vybavena ochranou před bleskem. V rámci PD budou zpracována jiskřiště s ohledem na uložení NK a podpěrách. Navrhují základové zemniče z výztuže patek.

2.5 Seznam použitých norem, předpisů a programů

2.5.1 Normy a předpisy

ČSN 73 6200	Mostní názvosloví
ČSN 73 6201	Projektování mostních objektů
ČSN EN 1990 + A1	Zásady navrhování konstrukcí
ČSN EN 1991-1-1	Zatížení konstrukcí - obecné zatížení - objemové tíhy, vlastní tíha a užité zatížení
ČSN EN 1991-1-3	Zatížení konstrukcí - obecná zatížení - zatížení sněhem
ČSN EN 1991-1-4	Zatížení konstrukcí - obecná zatížení - zatížení větrem
ČSN EN 1991-1-5	Zatížení konstrukcí - obecná zatížení - zatížení teplotou
ČSN EN 1991-1-6	Zatížení konstrukcí - obecná zatížení - zatížení během provádění
ČSN EN 1991-1-7	Zatížení konstrukcí - obecná zatížení - mimořádné zatížení
ČSN EN 1991-2	Zatížení konstrukcí - zatížení mostů dopravou
ČSN EN 1992-1-1	Navrhování betonových konstrukcí - obecná pravidla
ČSN EN 1992-2	Navrhování betonových konstrukcí - betonové mosty
ČSN EN 1997-1	Navrhování geotechnických konstrukcí - obecná pravidla
ČSN EN 206-1	Beton. Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda

ČSN EN 1536	Provádění speciálních geotechnických prací - Vrtané piloty
Jaromír Křížek	Integrované mosty – Spolupůsobení se zeminou
Doporučení pro zpracování statických výpočtů ražených tunelů dle EC – zatížení teplotou pro přesýpané konstrukce	

2.5.2 Programy

Scia engineer	programový systém pro statické výpočty
EXCEL	tabulkový procesor
Word	textový editor
AutoCAD	grafický editor
IDEA	posudkový a dimenzační program
Geo 5	program pro návrh a posouzení geotechnických konstrukcí

2.6 Použitý materiál

2.6.1 Betonářská výztuž

Pro vyztužení železobetonových částí mostní konstrukce je použita výztuž z ocele **B500B**.

2.6.2 Beton

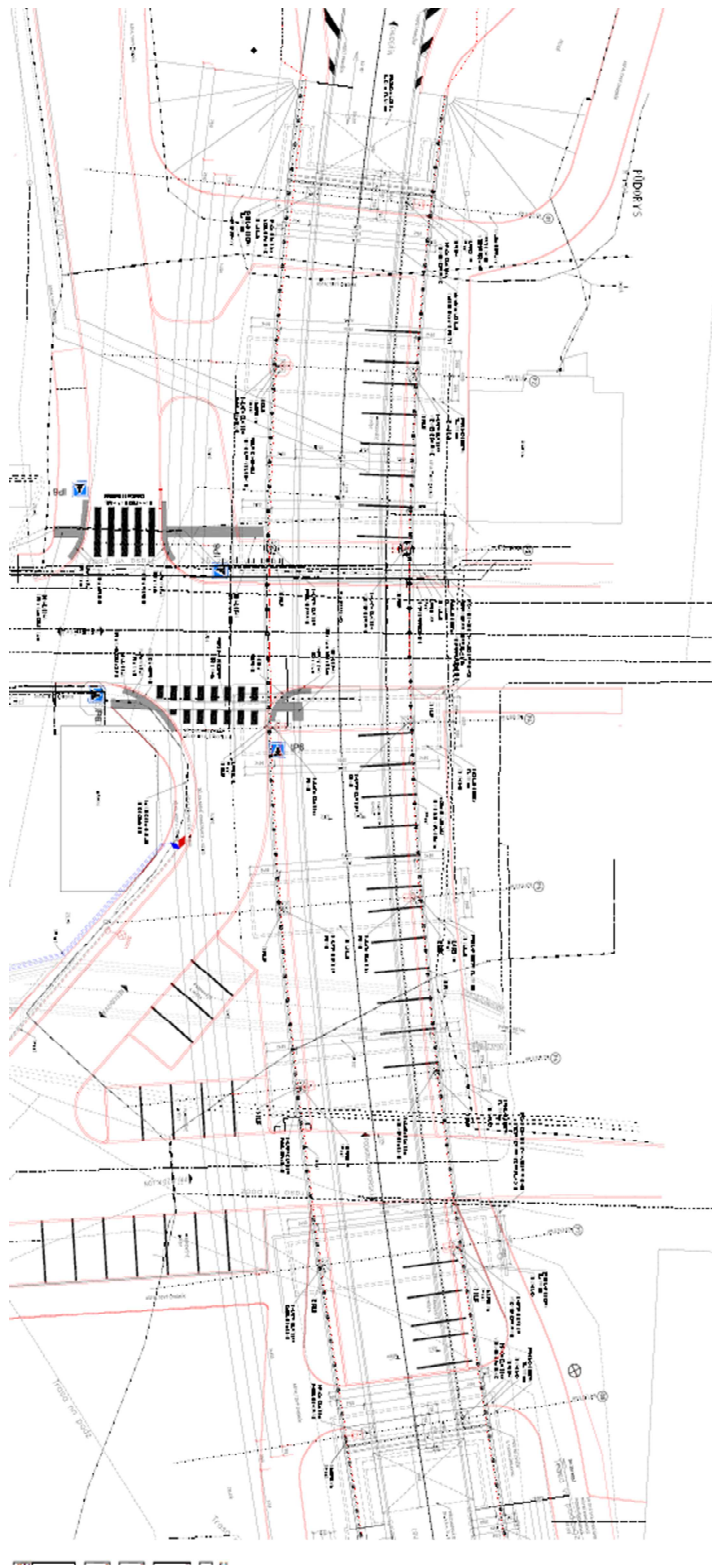
Základy opěr a podpěr	C25/30-XF3+XA2
Monolitická křídla, dříky opěr	C30/37-XF4+XD3
Vnitřní podpěry (pilíře)	C50/60-XF2+XD1
Nosná konstrukce	C40/50-XF2+XD1

2.6.3 Předpínací výztuž

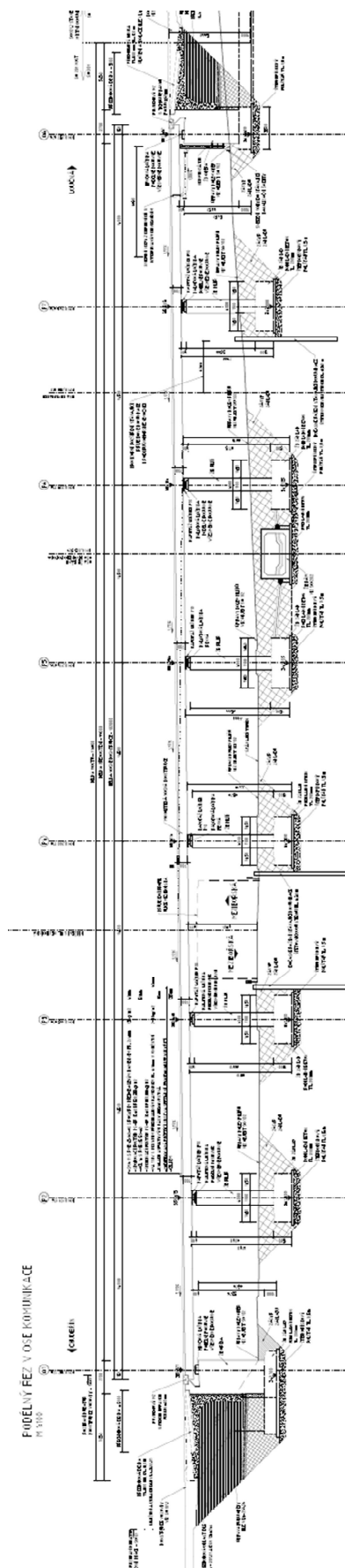
Předpínací výztuž budou tvořit 19-ti lanové kabely z vysokopevnostní oceli **Y1860S7**.

3 Geometrie konstrukce

Půdorys

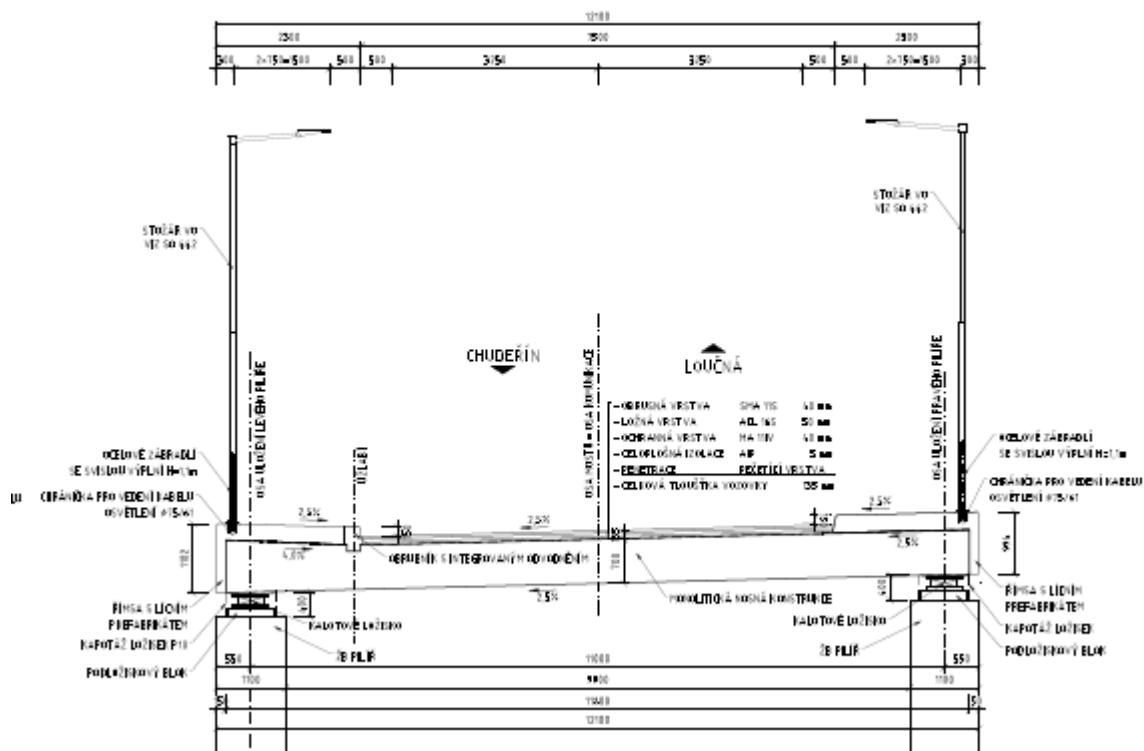


Podélný řez

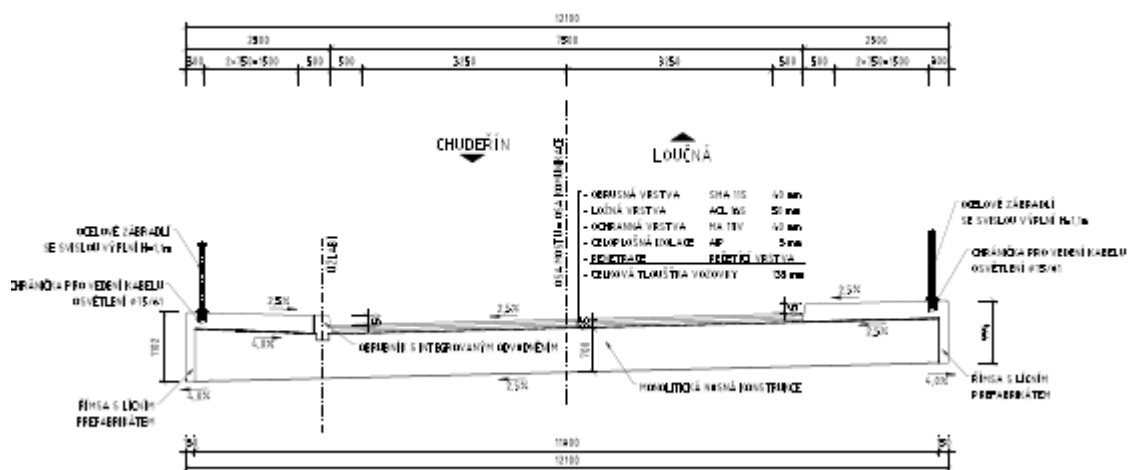


Příčný řez

VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ



VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ



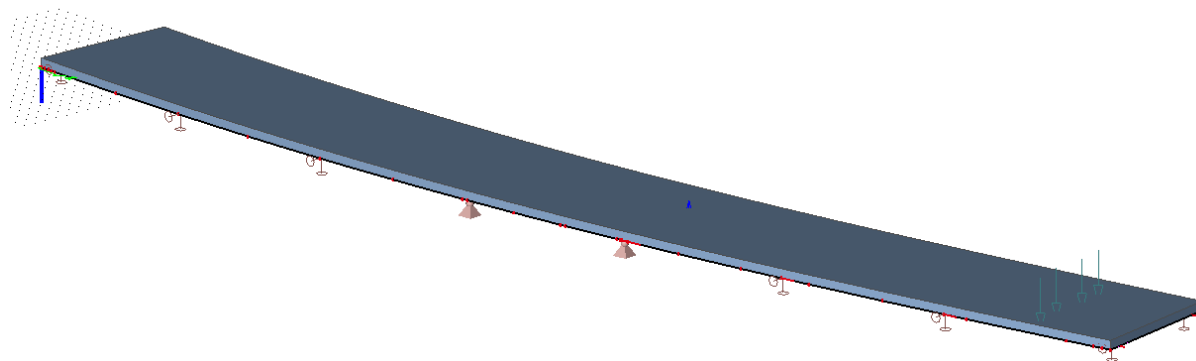
4 Popis konstrukce a postup výpočtu

Nosnou konstrukci mostu tvoří monolitická předpjatá deska o sedmi polích. Teoretická rozpětí nosné konstrukce v ose mostu jsou 14,00+14,5+14,5+14,5+14,5+14,5+14,0 m.

Nosná konstrukce má konstantní konstrukční výšku. Konstrukční výška desky je 0,70 m. Celková šířka nosné konstrukce je 11,80 m. Nosná konstrukce je společně s ložisky uložena na pilířích. Pilíře tvoří dvojice stojek o čtvercovém rozměru 1,10 x 1,10 m. Výška základu opěr je 1,00 m, výška základu pilířů je 1,50 m

Konstrukce bude budována po částech – základy, pilíře a opěry, nosná konstrukce

Pro výpočet nosné konstrukce byl použit desko-stěnový model v programu Scia Engineer respektující fáze výstavby a zatěžování, včetně smršťování. Tloušťky jednotlivých prvků odpovídají reálným tloušťkám konstrukčních prvků.



Výpočetní model konstrukce s tloušťkami prvků

5 Zatížení

5.1 Vlastní tíha

Vlastní tíha je generovaná programem Scia Engineer na základě průřezové plochy prutového prvku či tloušťky plošného prvku. Objemová tíha betonu byla uvažována hodnotou $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.

5.2 Ostatní stálé zatížení – zatížení vozovkou

Hodnota ostatního stálého zatížení mostu je určena pro jednotlivé části mostní konstrukce podle ČSN EN 1990, včetně Změny A1, a podle ČSN EN 1991-1-1. Objemové tíhy byly uvažovány v souladu s hodnotami uvedenými v ČSN EN 1991.

Uvažované zatížení:

Železobetonové římsy:	$0,740 \cdot 25,0 / 2,175 =$	8,50 kN/m^2
	$0,660 \cdot 25,0 / 2,175 =$	7,60 kN/m^2
Vozovka	$0,130 \cdot 24$	3,12 kN/m^2
Izolace vozovky	$0,005 \cdot 14,0$	0,1 kN/m^2
Zábradlí		2*0,5 kN/m

5.3 Nerovnoměrný pokles podpor

Ve výpočtu nosné konstrukce jsou uvažovány relativní hodnoty poklesu hodnotou 10 mm. Tyto hodnoty vycházejí z hodnot nerovnoměrného poklesu podpor s přihlédnutím k přerozdělení reakcí.

Ve statickém výpočtu je uvažována libovolná kombinace poklesů podpor, pro každou podporu je uvažována hodnota 10 mm.

5.4 Zatížení zeminou na opěry

Pro dimenzaci železobetonových prvků byl uvažován zemní tlak v klidu. Pro zeminu zasypu bylo podle doporučení ČSN 1991-2 uvažováno s úhlem vnitřního tření zeminy $\phi = 30^\circ$, objemová tíha zeminy je 19 kN/m^3 .

Součinitel zemního tlaku v klidu: $k_r = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 30^\circ = 0,5$

5.5 Zatížení teplotou

Rovnoměrná složka teploty

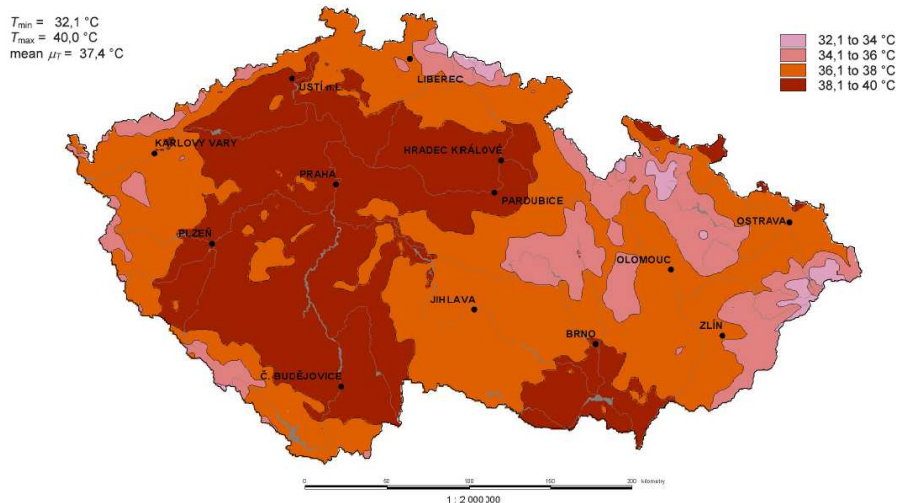


Figure NA.1 – Map of maximum shade air temperatures

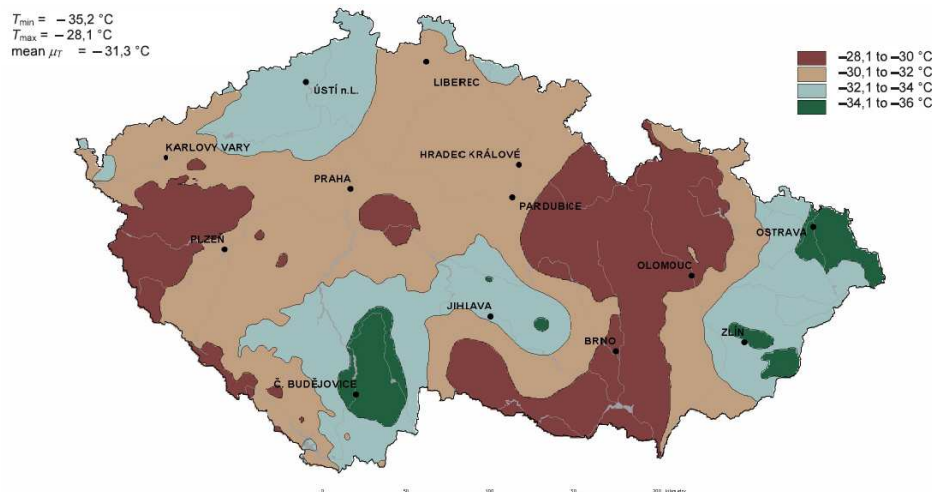


Figure NA.2 – Map of minimum shade air temperatures

Výchozí teplota $T_0 = 10\text{ }^{\circ}\text{C}$

Minimální teplota ve stínu $T_{min} = -32\text{ }^{\circ}\text{C}$

Maximální teplota ve stínu $T_{max} = 38,5\text{ }^{\circ}\text{C}$

Minimální a maximální hodnota rovnoměrné teploty

$$T_{e,min} = T_{min} + 8 = -24\text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,max} = T_{max} + 1,5 = 40,0\text{ }^{\circ}\text{C}$$

Rozsah rovnoměrné složky teploty mostu pro statický návrh konstrukce:

Pro výpočet zkrácení: $\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = -34\text{ }^{\circ}\text{C}$

Pro výpočet prodloužení: $\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 30\text{ }^{\circ}\text{C}$

Pro výpočet zatížení nosné konstrukce teplotou byl aplikován postup 1

Lineární teplota

Tabulka 6.1 – Doporučené hodnoty lineárních rozdílových složek teploty pro různé typy nosných konstrukcí mostů pozemních komunikací, lávek pro chodce a železničních mostů

Typ nosné konstrukce	Horní povrch teplejší než dolní	Dolní povrch teplejší než horní
	$\Delta T_{M,heat} (^{\circ}\text{C})$	$\Delta T_{M,cool} (^{\circ}\text{C})$
1. typ: ocelová nosná konstrukce	18	13
2. typ: ocelobetonová nosná konstrukce	15	18
3. typ: betonová nosná konstrukce		
– betonový komorový nosník	10	5
– betonový nosník	15	8
– betonová deska	15	8

POZNÁMKA 1 Hodnoty uvedené v tabulce jsou horními mezními hodnotami lineárně proměnné složky teploty pro reprezentativní vzorek geometrie mostů.

POZNÁMKA 2 Hodnoty uvedené v tabulce pro mosty pozemních komunikací, lávky a pro železniční mosty vycházejí z 50 mm tloušťky mostního svršku. Pro jiné tloušťky mostního svršku se mají tyto hodnoty vynásobit součinitelem k_{sur} . Doporučené hodnoty součinitele k_{sur} jsou uvedené v tabulce 6.2.

Tabulka 6.2 – Doporučené hodnoty součinitele k_{sur} pro různé tloušťky mostního svršku

Mosty pozemních komunikací, lávky pro chodce a železniční mosty						
Tloušťka mostního svršku	1. typ		2. typ		3. typ	
	horní povrch teplejší než dolní	dolní povrch teplejší než horní	horní povrch teplejší než dolní	dolní povrch teplejší než horní	horní povrch teplejší než dolní	dolní povrch teplejší než horní
[mm]	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}
bez svršku	0,7	0,9	0,9	1,0	0,8	1,1
vodotěsná izolace ¹⁾	1,6	0,6	1,1	0,9	1,5	1,0
50	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
100	0,7	1,2	1,0	1,0	0,7	1,0
150	0,7	1,2	1,0	1,0	0,5	1,0
šterkové lože (750 mm)	0,6	1,4	0,8	1,2	0,6	1,0

¹⁾ Tyto hodnoty představují horní mezní hodnoty pro tmavé barvy.

Tloušťka mostního svršku je 135 mm, interpolací pro horní povrch teplejší než dolní **$k_{sur}=0,56$**

Dolní povrch teplejší než horní (ochlazení) - **$8 \cdot 1 = 8^{\circ}\text{C}$**

Horní povrch teplejší než dolní (oteplení) - **$(0,56 \cdot 15) = 8,4^{\circ}\text{C}$**

5.5.1.1 Kombinace rovnoměrné a lineární teploty

$$\omega_n = 0,35$$

$$\omega_m = 0,75$$

$$\Delta T_{M,heat} = 8,4 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{M,cool} = 8,0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{n,EXP} = 30,0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{n,CON} = -34,0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{M,heat} + \omega_n \cdot \Delta T_{n,EXP}$$

$$\Delta T_{M,heat} + \omega_n \cdot \Delta T_{n,CON}$$

$$\Delta T_{M,cool} + \omega_n \cdot \Delta T_{n,EXP}$$

$$\Delta T_{M,cool} + \omega_n \cdot \Delta T_{n,CON}$$

$$\omega_m \cdot \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{n,EXP}$$

$$\omega_m \cdot \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{n,CON}$$

$$\omega_m \cdot \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{n,EXP}$$

$$\omega_m \cdot \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{n,CON}$$

5.6 Zatížení dopravou

5.6.1 LM1

Soustředěné a rovnoměrné zatížení, která zahrnují většinu účinků dopravy osobními a nákladními vozidly. Tento model se má použít pro celková i lokální ověření.

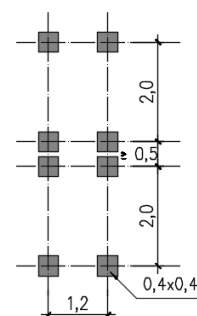
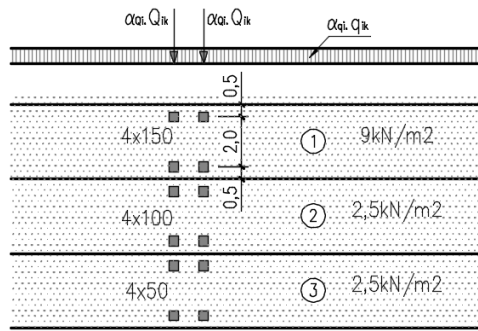
Skupina pozemních komunikací: 1

Zatěžovací třída je zohledněna volbou regulačních součinitelů α . Hodnoty regulačních součinitelů dle ČSN EN 1991-2/Z3, tabulka NA. 2.1, viz níže.

Tabulka NA.2.1 – Hodnoty regulačních součinitelů α pro ČR

Skupina pozemních komunikací	α_{Q1}	α_{Q2}	α_{Q3}	α_{q1}	α_{q2}	$\alpha_{qi} (i > 2)$ a α_{qr}
1	1	1	1	1	2,4	1,2
2	0,8	0,8	0,8	0,45 ¹⁾	1,6	1,6

¹⁾ Rovnoměrné zatížení v zatěžovacím pruhu 1 je $0,45 \times 9,0 \text{ kN/m}^2 + 4 \text{ kN/m}^2$.



Umístění	Soustředěné zatížení			Rovnoměrné zatížení		
	Q_{ik} [kN]	α_{Qi}	$Q_{ik} \cdot \alpha_{Qi}$ [kN]	q_{ik} [kN/m ²]	α_{Qi}	$q_{ik} \cdot \alpha_{Qi}$ [kN/m ²]
Pruh č. 1	300	1,0	300	9,0	1	9
Pruh č. 2	200	1,0	200	2,5	2,4	6
Pruh č. 3	100	1,0	100	2,5	1,2	3
Zbývající plocha	0	0,0	0	2,5	1,2	3

Pro zatížení v poloze za opěrou bylo koncentrované zatížení bylo rozneseno na půdorysnou náhradní plochu podle tabulky NA.6 dle ČSN 1991-2.

Tabulka NA.6 – Půdorysná náhradní plocha

Model zatížení	Druh zatížení	Náhradní plocha
LM1	Dvojnáprava (TS)	$B \times 4,5 \text{ m}$
LM3	Vozidlo 900/150	$3,0 \times 8,0 \text{ m}$
	Vozidlo 1800/200	$3,0 \times 13,0 \text{ m}$
	Vozidlo 3000/240	$4,5 \times 18,0 \text{ m}$
B – šířka zatěžovacího pruhu		

$$Q_k = 600 \text{ kN} \rightarrow 600 / (4,5 \times 3) = 44,44 \text{ kN/m}^2$$

$$q_k = 9 \text{ kN/m}^2$$

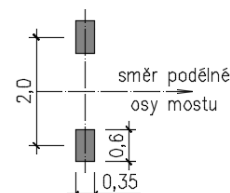
Zatížení za a před mostem je uvažováno podle zemních tlaků od přetížení dopravou na násypovém tělese.

5.6.2 LM2

Je tvořen jednou nápravou $\beta_Q \times Q_{ak}$

$Q_{ak} = 400 \text{ kN}$ – může působit ve kterémkoliv místě na vozovce

$$\beta_Q = \alpha_{Q1}$$



Vzhledem k tomu, že se jedná o rámovou konstrukci bez lokálních oslabení prvků a s dostatečnou tloušťkou jednotlivých prvků pro umožnění roznosu zatížení, nebyl v tomto výpočtu model LM2 uvažován.

5.6.3 LM3

Zvláštní vozidla pro dálnice, rychlostní silnice a vybrané trasy určené příslušným úřadem dle ČSN EN 1991-2/Z4.

Celková tíha	1 800 kN	3 000 kN
Označení	1800/200	3000/240
Nápravy	$n = 9 \times 200$ kN, $e = 1,50$ m	$n = 1 \times 120 + 12 \times 240$ kN $e = 1,50$ m
Umístění zatížení	Zvláštní vozidlo se pohybuje v jednom jízdním pruhu (číslo 1), v tomto pruhu se nesmí umístit současně působící model zatížení LM1 po celé délce mostu. Rozdělení vozovky na zatěžovací pruhy se provede podle A.3(2).	Zvláštní vozidlo šířky do 4,5 m se pohybuje v ideální stopě v prostoru všech zatěžovacích pruhů podle A.3(2), přičemž se uvažuje možná odchylka od této polohy $\pm 0,50$ m.
Kombinace zatížení	Model zatížení LM1 se uvažuje v pruhu 2 (a dalších) hodnotami pro pruh 2 (a další) bez soustředěných zatížení od dvojnápravy, tj. pouze charakteristickými hodnotami pro rovnoměrné zatížení $\alpha_{q1}q_{k1}$, resp. $\alpha_{q1}q_{k1}$.	Po celé délce nosné konstrukce mostu musí být vyloučena veškerá ostatní doprava.
Rychlost	Normální (≤ 70 km/hod)	Nízká (≤ 5 km/hod)
Dynamický součinitel	Ano, $\phi = 1,25^{1)}$	Ano, $\phi = 1,05$
Poznámka	Při přejezdu zvláštního vozidla nebude povolen souběžný provoz pro vozidla nad 5 t.	Jedná se o jediné vozidlo na mostě.

5.6.4 Rozjezdové a brzdné síly

Brzdné síly Q_{lk} se uvažují jako podélné síly působící v úrovni povrchu vozovky.

Charakteristická hodnota Q_{lk} je omezena maximální hodnotou na 900 kN, a je vypočtena jako část celkového maximálního svislého zatížení modelu zatížení 1 umístěného na zatěžovacím pruhu číslo 1, takto:

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot \alpha_{q1} \cdot 2Q_{1k} + 0,1 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L$$

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot 1,0 \cdot 2 \cdot 300 + 0,1 \cdot 1 \cdot 9 \cdot 3 \cdot L = 360 + 2,7L = 636 \text{ kN}$$

$$\text{Příčné rozjezdové síly } Q_{trk} = 0,25 \cdot 636 = 159 \text{ kN}$$

5.6.5 Sestavy zatížení dopravou

Tabulka 4.4a – Stanovení sestav zatížení dopravou (charakteristické hodnoty vícetřížkových zatížení)^{NP21)}

		VOZOVKA						CHODNÍKY A CYKLISTICKÉ PRUHY
Typ zatížení		Svislé síly				Vodorovné síly		Pouze svislé zatížení
Odkaz		4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2	5.3.2.1
Zatěžovací systém		LM1 (dvojnáprava a rovnoměrné zatížení)	LM2 (jednotlivá náprava)	LM3 (zvláštní vozidla)	LM4 (zatížení davem lidi)	brzdné a rozjezdové síly ^a	odstředivé síly a příčné síly ^a	rovnoměrné zatížení
Sestavy zatížení	gr1a	charakteristické hodnoty				NP21)	NP21)	kombinační hodnota ^b
	gr1b		charakteristická hodnota					
	gr2	časté hodnoty				charakteristická hodnota	charakteristická hodnota	
	gr3 ^d							charakteristická hodnota ^c
	gr4				charakteristická hodnota			charakteristická hodnota
	gr5	viz příloha A ^{NP15)}		charakteristická hodnota ^{NP16)}		NP18)	NP20)	
Hlavní složka zatížení (označená jako složka příslušející k sestavě)								

^a Lze definovat v národní příloze (pro uvedené případy).

^b Lze definovat v národní příloze. Doporučená hodnota je 3 kN/m².^{NP21)}

^c Viz 5.3.2.1(2). Pokud je účinek od zatížení pouze jednoho chodníku nepříznivější než při zatížení obou dvou, má se uvažovat zatížení pouze na jednom chodníku.

^d Tato sestava nemá praktický význam, pokud se uvažuje sestava gr4.

ČSN EN 1991-2:Z4

Pro stanovení účinků zatížení dopravy LM3 za a před mostem byl použit stejný princip jako u zatížení dopravy LM1 – stanovení pomocí zemních tlaků

5.7 Dotvarování a smršťování

Analýza konstrukce je provedena se zohledněním reologických jevů. Bylo uvažováno s dotvarováním i smršťováním dle ČSN EN 1992-2, průměrná vlhkost vzduchu byla uvažována 70%.

6 Kombinační pravidla pro mosty PK

6.1 Mezní stav únosnosti

Byly uvažovány hospodárné kombinace pro mezní stav STR, kde rozhoduje méně příznivá kombinace z následujících dvou výrazů:

$$\Sigma \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \psi_{Q,1} \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \Sigma \psi_{Q,i} \gamma_{Q,i} Q_{k,i} \quad 6.10a$$

$$\Sigma \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \Sigma \psi_{Q,i} \gamma_{Q,i} Q_{k,i} \quad 6.10b$$

6.2 Kombinace pro mimořádné kombinace

$$\Sigma G_{k,j} + \gamma_P P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ nebo } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad 6.11b$$

6.3 Kombinace pro mezní stav použitelnosti

Charakteristická kombinace

$$\Sigma G_{k,j} + \gamma_P P + Q_{k,1} + \Sigma \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad 6.14b$$

Častá kombinace

$$\Sigma G_{k,j} + \gamma_P P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad 6.15b$$

Kvazistálá kombinace

$$\Sigma G_{k,j} + \gamma_P P + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad 6.16b$$

Doporučené hodnoty součinitelů kombinace ψ

Zatížení	Značka		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Zatížení dopravou (viz EN 1991-2, Tabulka 4.4)	gr1a (LM1+ zatížení chodci nebo cyklisty) ¹⁾	TS (dvojnápravy)	0,75	0,75	0
		UDL (rovnoměrné zatížení)	0,40	0,40	0
		Zatížení chodci + zatížení cyklisty ²⁾	0,40	0,40	0
	gr1b (jednotlivá náprava)		0	0,75	0
	gr2 (vodorovné síly)		0	0	0
	gr3 (zatížení chodci)		0	0	0
	gr4 (LM4 (zatížení davem lidí))		0	0,75	0
	gr5 (LM3 (zvláštní vozidla))		0	0	0
Zatížení větrem	F_{wk}				
	- Trvalé návrhové situace		0,6	0,2	0
	- Provádění		0,8	-	0
	F_{w*}		1,0	-	-
Zatížení teplotou	T_k		0,6 ³⁾	0,6	0,5
Zatížení	Značka		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Zatížení sněhem	$Q_{s,k}$ (během provádění)		0,8	-	-
Staveništní zatížení	Q_c		1,0	-	1,0

¹⁾ Doporučené hodnoty součinitelů ψ_0 , ψ_1 a ψ_2 pro gr1a a gr1b jsou uvedeny pro zatížení silniční dopravou, která odpovídá regulačním součinitelům α_{01} , α_{02} , α_{03} a β_2 rovným 1. Ty, které se vztahují k UDL (rovnoměrné zatížení) odpovídají běžným scénářům dopravy, ve kterých se může zřídka kdy vyskytnout kumulace nákladních vozidel. Jiné hodnoty lze předpokládat pro jiné třídy komunikací nebo očekávanou dopravu, které se vztahují k výběru odpovídajících součinitelů α . Např. hodnota ψ_2 jiná než nula se může předpokládat pouze pro rovnoměrné zatížení (UDL) modelu zatížení 1(LM1) pro mosty převádějící silnou nepřetržitou dopravu. Viz také EN 1998.

²⁾ Kombinační hodnota zatížení od chodců a cyklistů, zmíněná v tabulce 4.4 EN 1991-2, je redukováná hodnota. Součinitele ψ_0 a ψ_1 odpovídají této hodnotě.

³⁾ Doporučenou hodnotu ψ_0 pro zatížení teplotou lze ve většině případů snížit až na nulu pro mezní stavy únosnosti EQU, STR a GEO. Viz také Eurokód pro navrhování.

¹⁾ Doporučené hodnoty součinitelů ψ_0 , ψ_1 a ψ_2 pro gr1a a gr1b jsou uvedeny pro zatížení silniční dopravou, která odpovídá regulačním součinitelům α_{21} , α_{22} , α_{23} a β_2 rovným 1. Ty, které se vztahují k UDL (rovnomměrné zatížení), odpovídají běžným scénářům dopravy, ve kterých se může zřídka vyskytnout kumulace nákladních vozidel. Jiné hodnoty lze předpokládat pro jiné třídy komunikací nebo očekávanou dopravu, které se vztahují k výběru odpovídajících součinitelů α . Např. hodnota ψ_2 jiná než nula se může předpokládat pouze pro rovnoměrné zatížení (UDL) modelu zatížení 1(LM1) pro mosty převádějící silnou nepřetržitou dopravu. Viz také EN 1998.

²⁾ Kombinační hodnota zatížení od chodců a cyklistů, zmíněná v tabulce 4.4 EN 1991-2, je redukována hodnota. Součinitele ψ_0 a ψ_1 odpovídají této hodnotě.

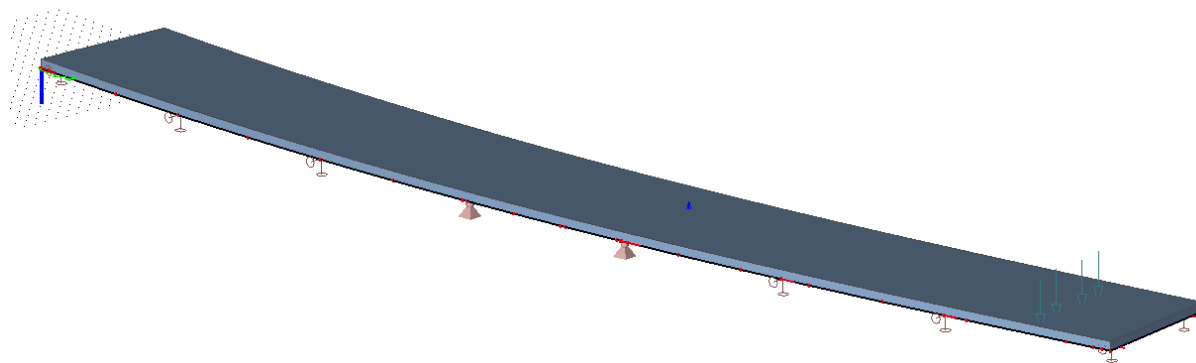
³⁾ Doporučenou hodnotu ψ_0 pro zatížení teplotou lze ve většině případů snížit až na nulu pro mezní stavy únosnosti EQU, STR a GEO. Viz také Eurokódy pro navrhování.

POZNÁMKA 2 Pokud se pro některé mezní stavy použitelnosti betonových mostů národní příloha odkazuje na občasné kombinace zatížení, lze v ní definovat hodnoty $\psi_{1,2,3}$. Doporučené hodnoty součinitelů $\psi_{1,2,3}$ jsou: ^{NP13)}

- 0,80 pro gr1a (LM1), gr1b (LM2), gr3 (zatížení chodci), gr4 (LM4, zatížení davem lidí) a T (zatížení teplotou);
- 0,80 pro F_{wk} v trvalých návrhových situacích;
- 1,00 v ostatních případech (tj. charakteristická hodnota se použije jako občasná hodnota).

7 Model konstrukce

Nosná konstrukce byla modelována pomocí desko-stěnového modelu v programu Scia Engineer. Ve výpočtu byla uvažována časová závislost včetně vývoje reologických jevů. Následně byly vyhodnoceny průběhy vnitřních sil na konstrukci. Rozhodující průřezy byly posouzeny v programu Idea Statica.



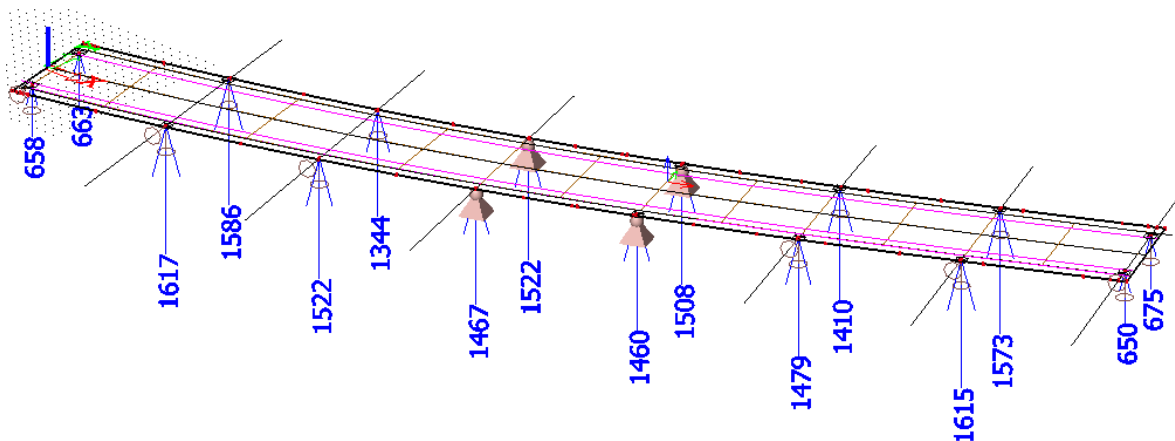
Výpočetní model konstrukce

8 Rozhodující reakce a vnitřní síly na konstrukci

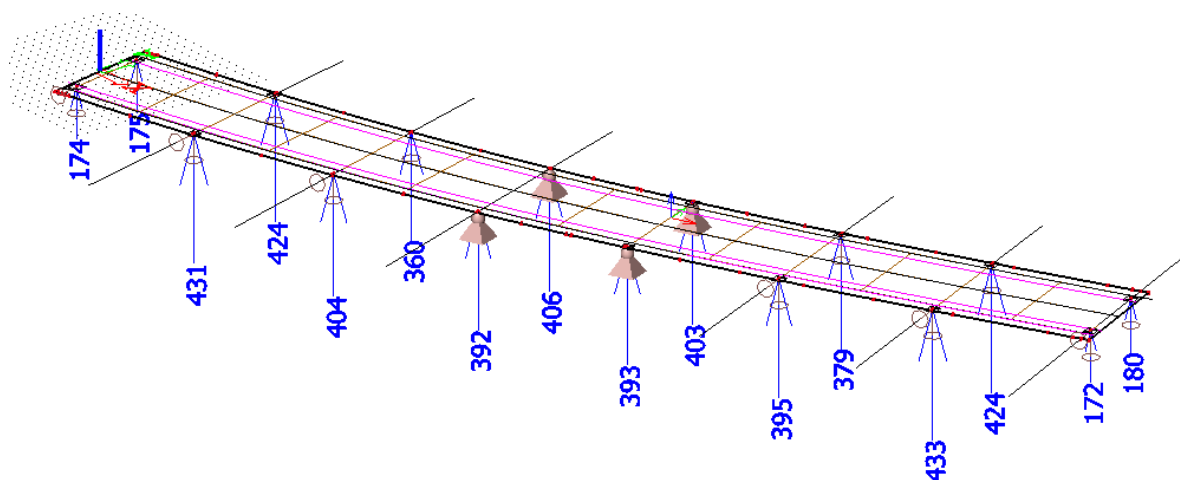
8.1 Reakce od nosné konstrukce na spodní stavbu (charakteristické hodnoty)

Zatížení stálé

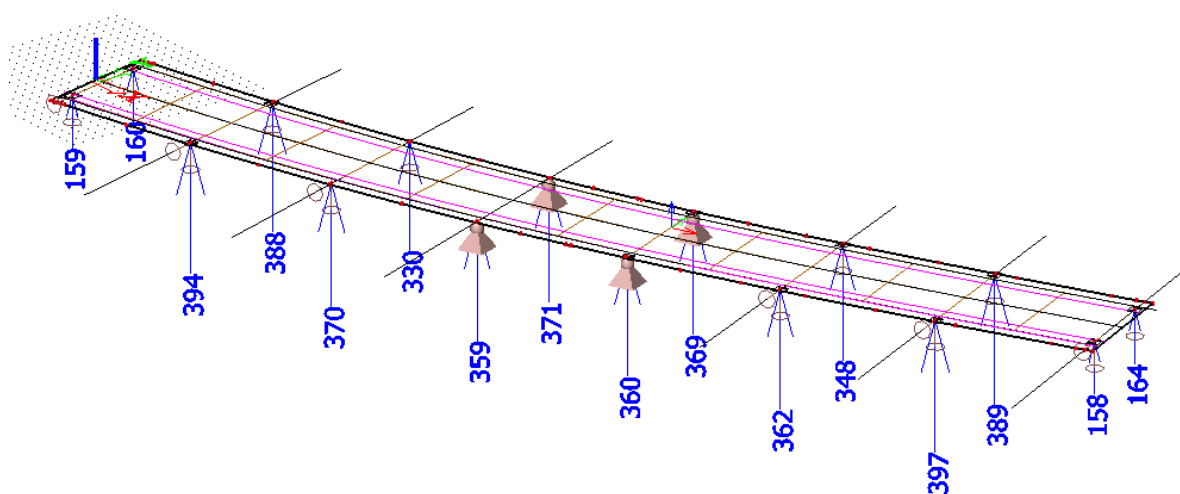
Výpočetní modely nosné konstrukce a spodní stavby jsou provedeny zvlášť. Ve výpočetním modelu byla nejdříve zatížena nosná konstrukce dle výše uvedených zatěžovacích stavů. Vzniklými reakcemi byla následně zatížena spodní stavba.



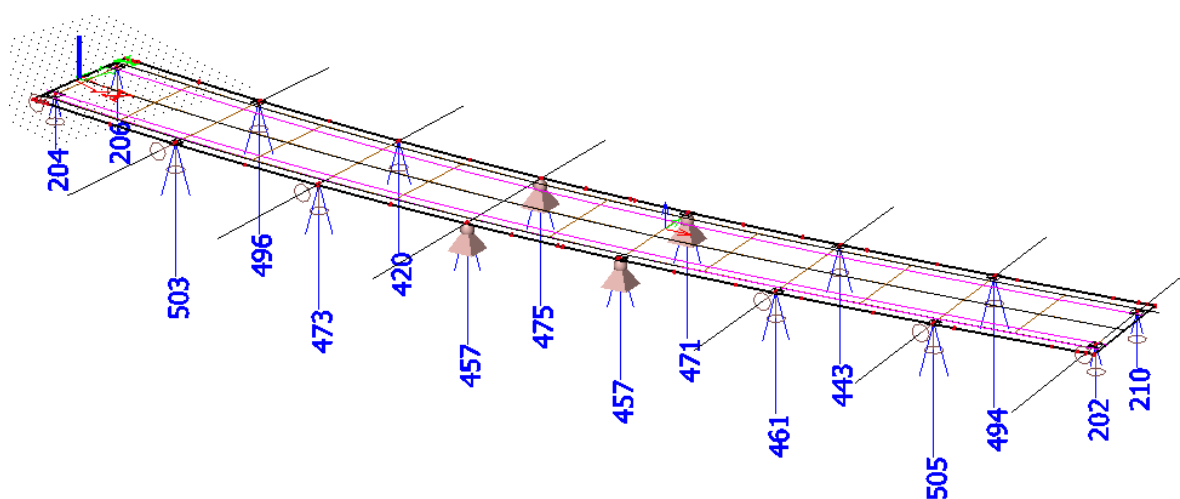
Reakce R_z od vlastní tíhy nosné konstrukce



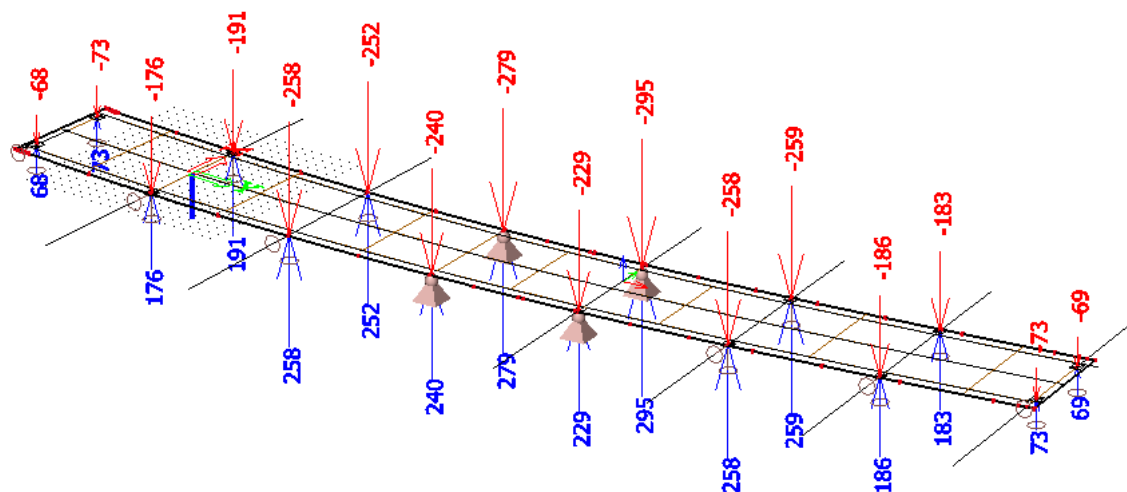
Reakce R_z od ostatního stálého zatížení – střední charakteristická hodnota



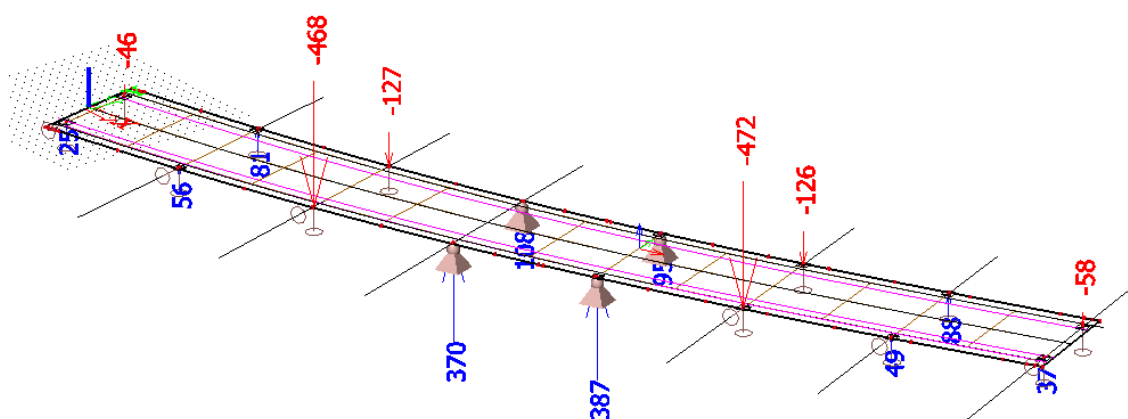
Reakce R_z od ostatního stálého zatížení – minimální charakteristická hodnota



Reakce R_z od ostatního stálého zatížení – maximální charakteristická hodnota

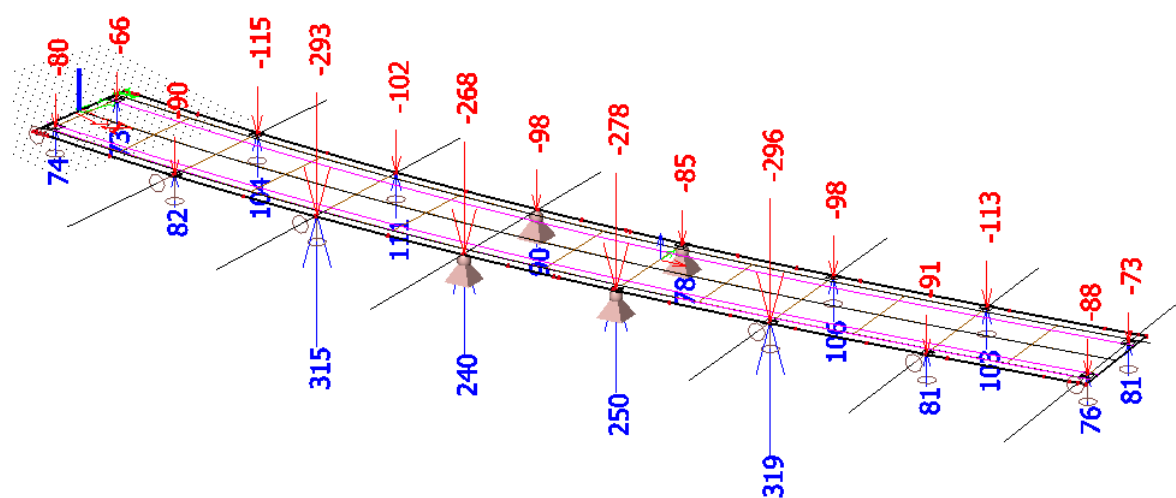


Reakce R_z od poklesů podpor

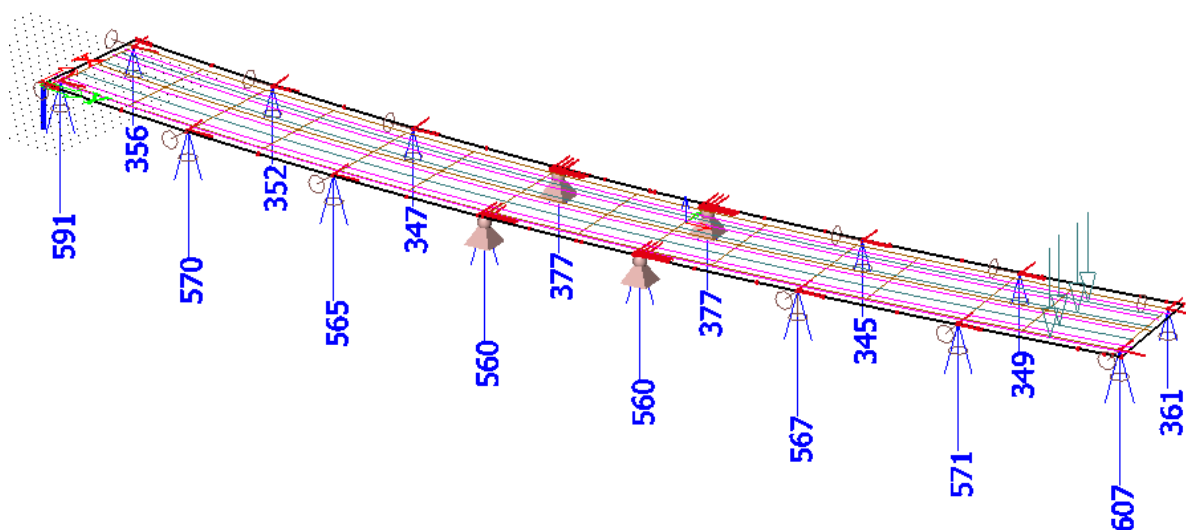


Reakce R_z od smršťování a dotvarování

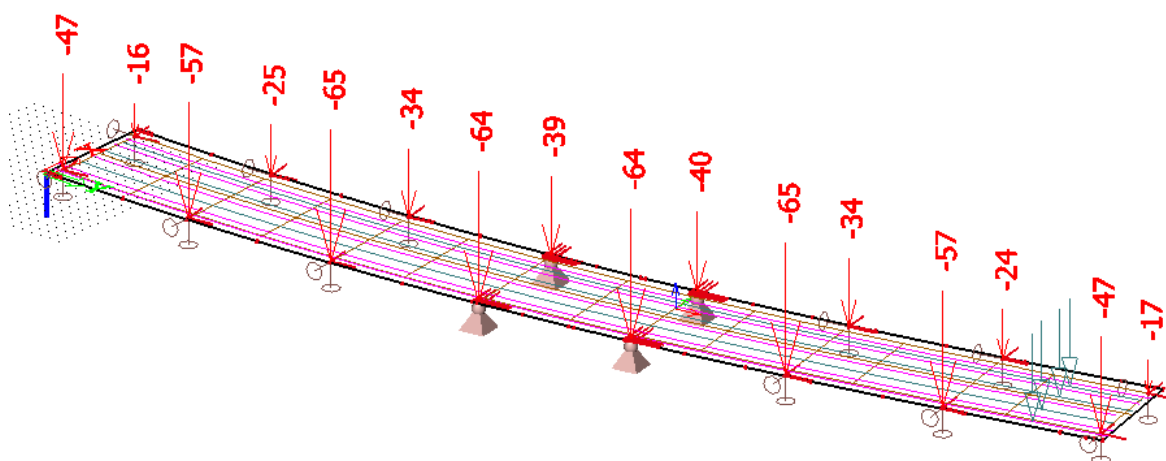
Zatížení proměnné



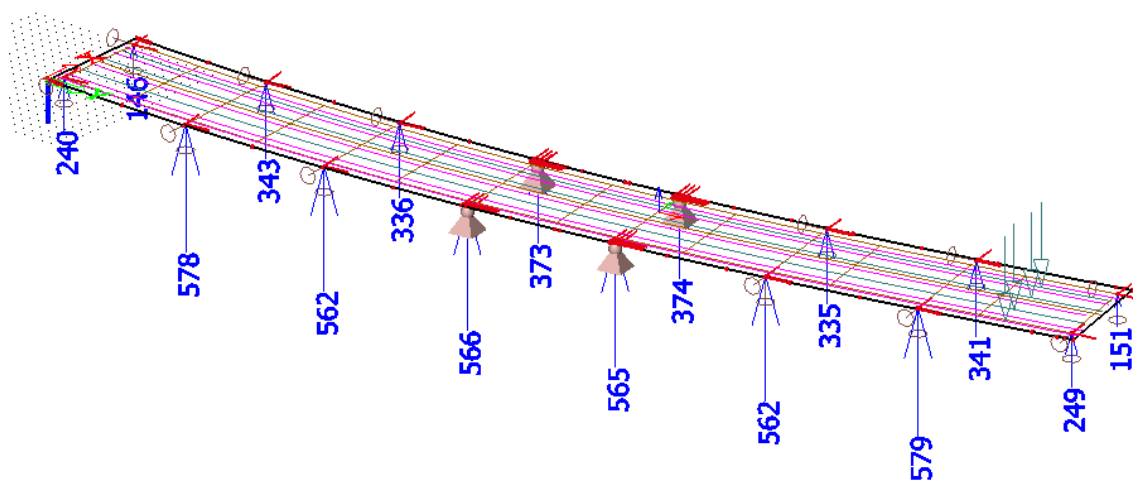
Reakce R_z od teploty



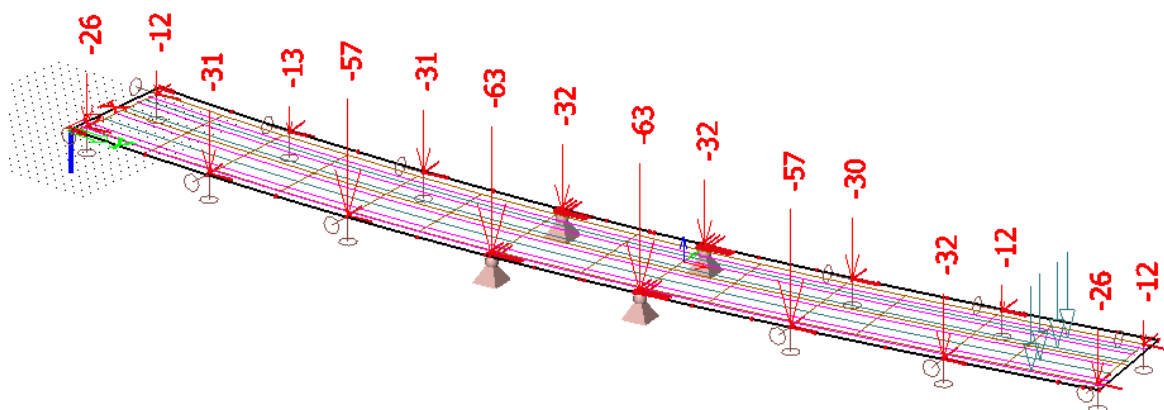
Reakce R_z od LM1 – TS max



Reakce R_z od LM1 – TS min



Reakce R_z od LM1 – UDL max



Reakce R_z od LM1 – UDL min

REAKCE R_z V HLAVĚ PILÍŘE (kN)														
	OZN. PODPORY	VLASTNÍ TÍHA	OSTATNÍ STÁLÉ (0,8)	OSTATNÍ STÁLÉ (1,0)	OSTATNÍ STÁLÉ (1,4)	SMRŠŤOVÁNÍ + DOTVAROVÁNÍ	POKLESY (min)	POKLESY (max)	TEPLOTA (max)	TEPLOTA (min)	LM1 TS (min)	LM1 TS (max)	LM1 UDL (min)	LM1 UDL (max)
PILÍŘE	O1L	663	160	175	206	-46	-73	73	73	-66	-16	356	-12	146
	O1P	658	159	174	204	25	-68	68	74	-80	-47	591	-26	240
	P2L	1586	388	424	496	81	-191	191	104	-115	-25	352	-13	343
	P2P	1617	394	431	503	56	-176	176	82	-90	-57	570	-31	578
	P3L	1344	330	360	420	-127	-252	252	111	-102	-34	347	-31	336
	P3P	1522	370	404	473	-468	-258	258	315	-293	-65	565	-57	562
	P4L	1522	371	406	475	108	-279	279	90	-98	-39	377	-32	373
	P4P	1467	359	392	457	370	-240	240	240	-269	-64	560	-63	566
	P5L	1508	369	403	471	95	-295	295	78	-85	-40	377	-32	374
	P5P	1460	360	393	457	387	-229	229	250	-278	-64	560	-63	565
	P6L	1410	348	379	443	-126	-259	259	106	-98	-34	345	-30	335
	P6P	1479	362	395	461	-472	-258	258	319	-296	-65	567	-57	562
	P7L	1573	389	424	494	88	-183	183	103	-113	-24	349	-12	341
	P7P	1615	397	433	505	49	-186	186	81	-91	-57	571	-32	579
	O8L	676	164	180	210	-58	-69	69	81	-73	-17	361	-12	151
	O8P	650	158	172	202	37	-73	73	76	-88	-47	607	-26	249

Souhrnná tabulka reakcí R_z v hlavách pilířů od jednotlivých zatěžovacích stavů

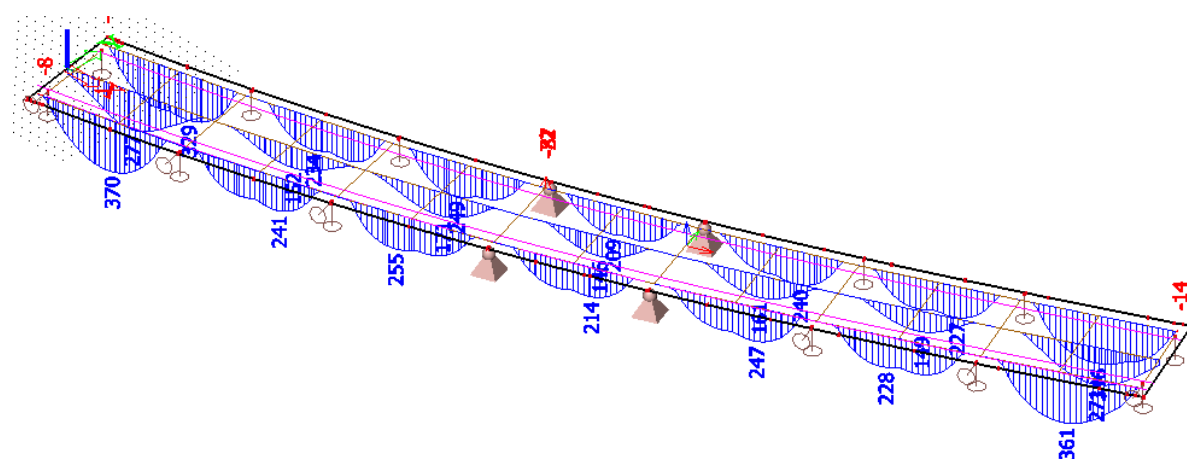
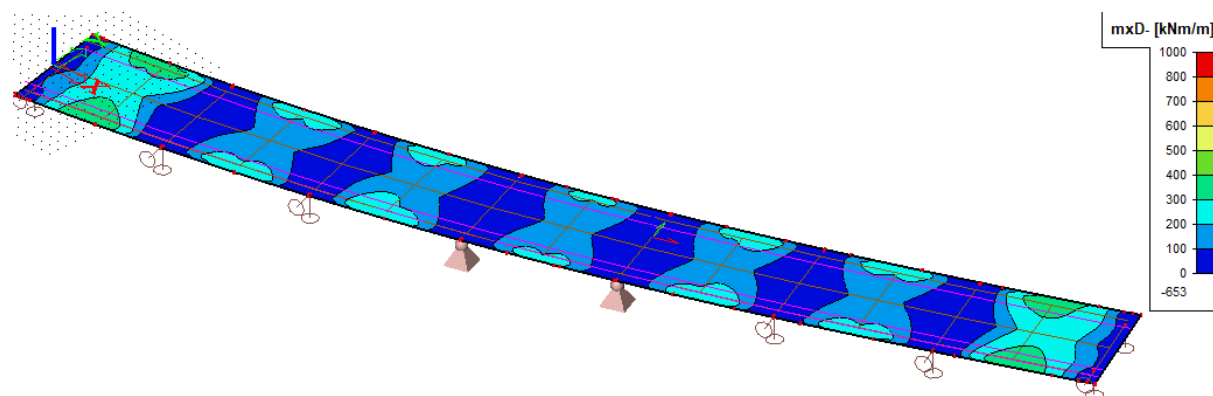
KOMBINACE REAKCÍ R_z V HLAVĚ PILÍŘE									
	OZN. PODPORY	kvazistálá (max)	kvazistálá (min)	častá (max)	častá (min)	charakteristická (max)	charakteristická (min)	MSU (max)	MSU (min)
PILÍŘE	O1L	933	671	1258	654	1442	636	1704	669
	O1P	992	734	1531	688	1830	653	2074	694
	P2L	2406	1807	2807	1783	3111	1757	3784	1854
	P2P	2393	1846	3052	1791	3549	1749	4112	1866
	P3L	1945	1244	2339	1206	2639	1169	3145	1225
	P3P	1943	1020	2591	948	3101	868	3530	868
	P4L	2429	1673	2861	1631	3188	1592	3841	1681
	P4P	2654	1822	3300	1748	3804	1668	4474	1743
	P5L	2408	1635	2840	1592	3167	1554	3808	1641
	P5P	2658	1839	3304	1766	3808	1684	4482	1760
	P6L	2039	1324	2432	1287	2730	1250	3268	1313
	P6P	1886	963	2536	891	3046	811	3456	806
	P7L	2390	1811	2788	1788	3090	1763	3759	1862
	P7P	2396	1830	3055	1774	3554	1731	4115	1846
	O8L	938	677	1269	659	1458	640	1721	672
	O8P	1000	728	1555	682	1864	646	2105	684

Souhrnná tabulka kombinací reakcí R_z v hlavách pilířů od jednotlivých zatěžovacích stavů

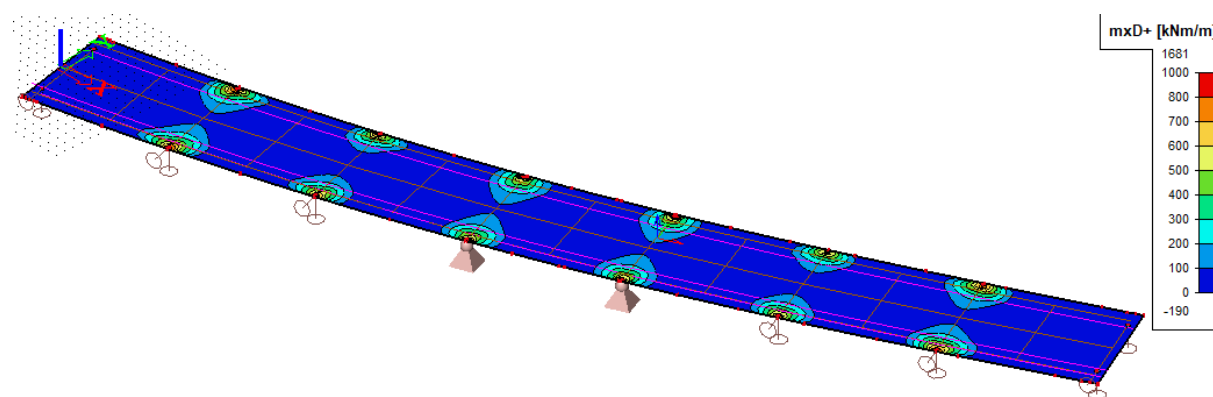
8.2 Vnitřní síly na nosné konstrukci

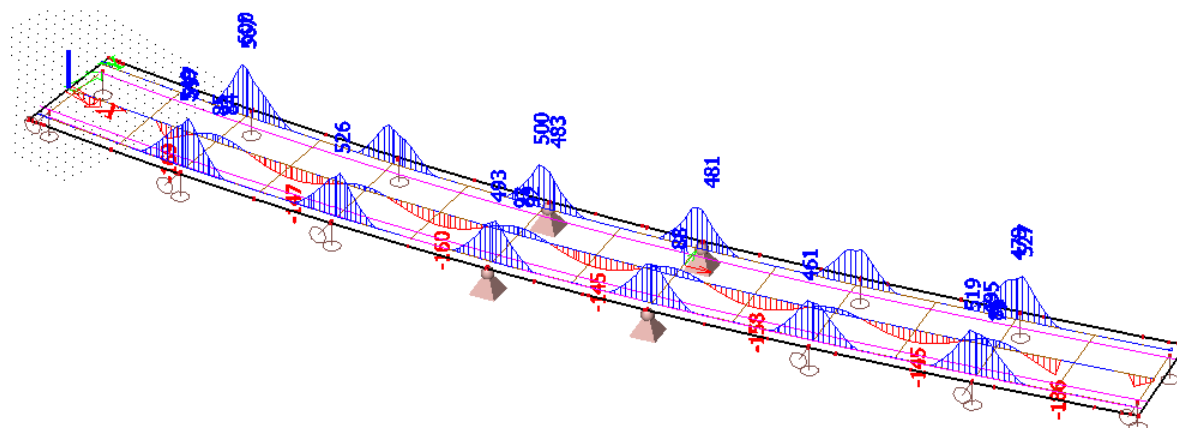
Podélný směr

Na následujících obrázcích jsou vykresleny vnitřní síly od jednotlivých zatížení na nosné konstrukci v příčném a podélném směru. Síly jsou vykresleny vždy pro horní (+) nebo spodní (-) vlákna nosné konstrukce. Síly jsou vykresleny v hodnotách na metr běžný. V souhrnné tabulce na konci kapitoly jsou vnitřní síly integrovány po celé šířce NK.

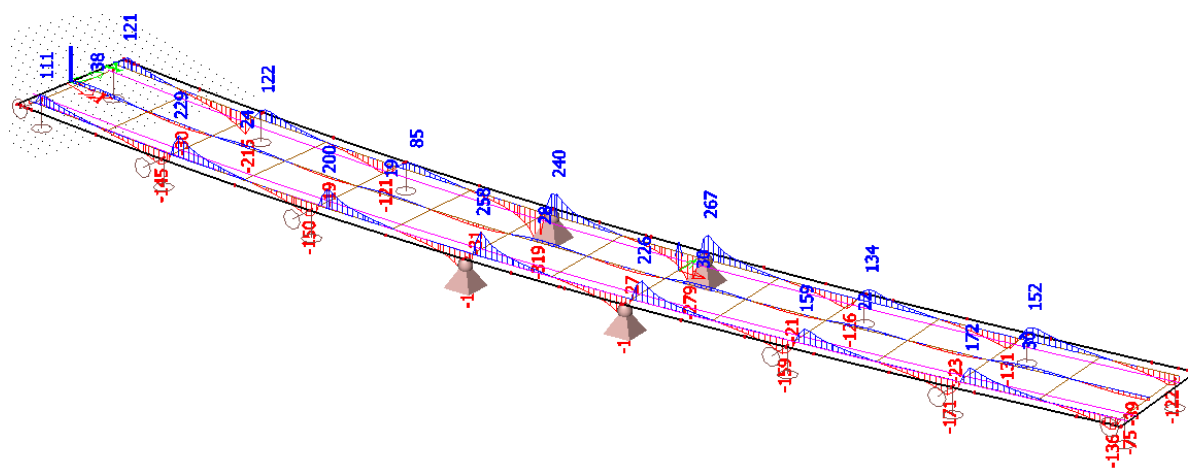
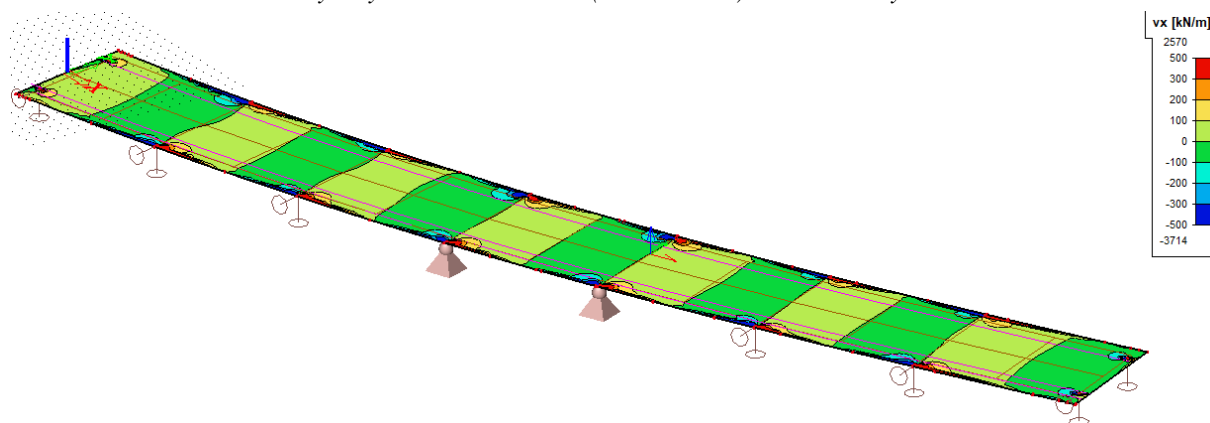


Průběh ohybových momentů m_{xD-} (dolní vlákna) od vlastní tíhy NK

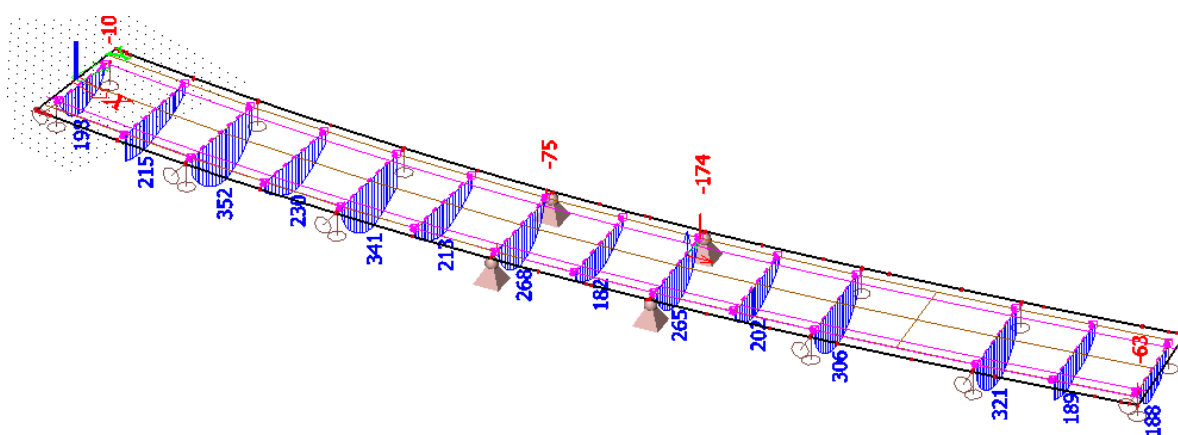
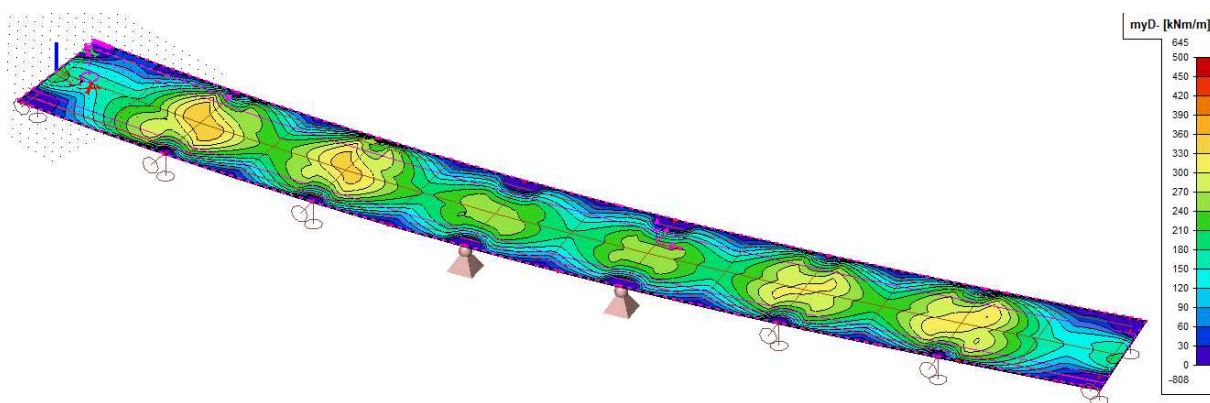




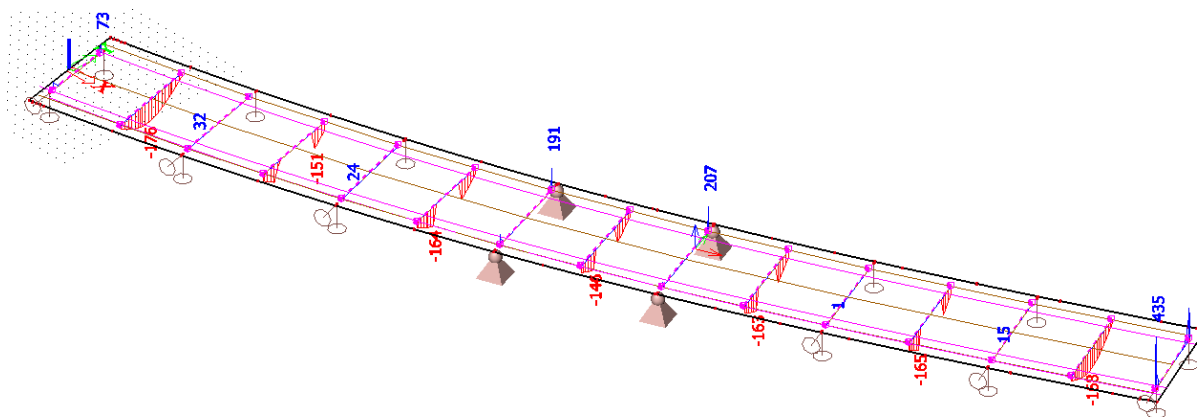
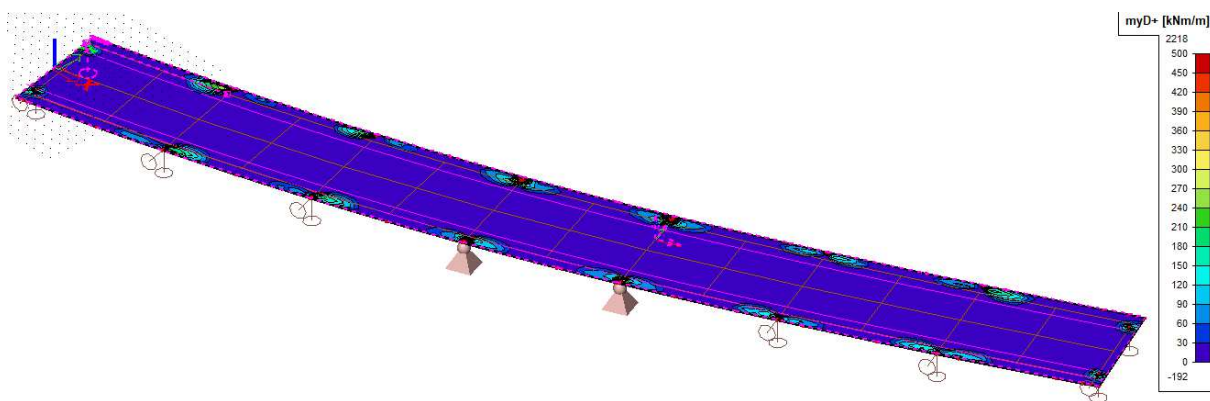
Průběh ohybových momentů m_{xD+} (horní vlákna) od vlastní tíhy NK



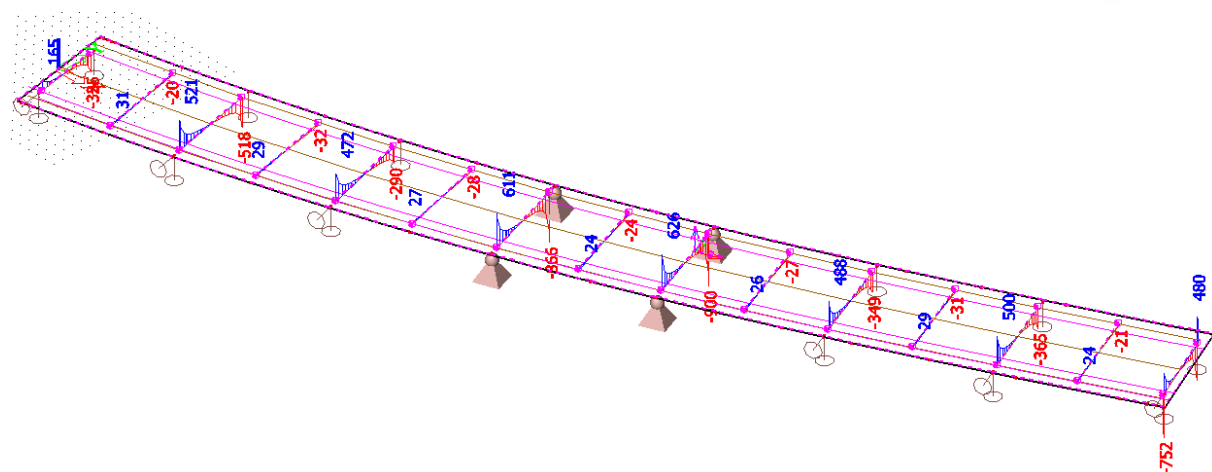
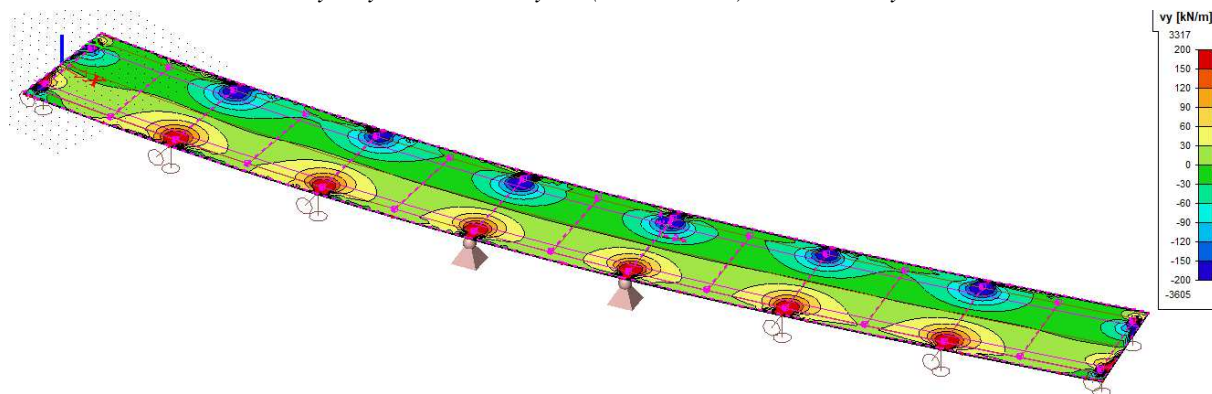
Průběh posouvající síly v_x od vlastní tíhy



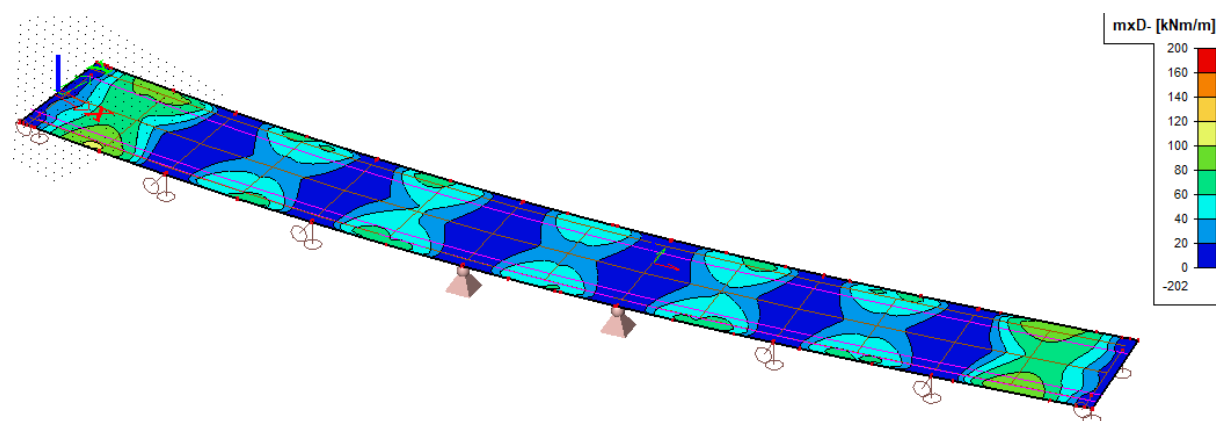
Průběh ohybových momentů $myD-$ (dolní vlákna) od vlastní tíhy NK

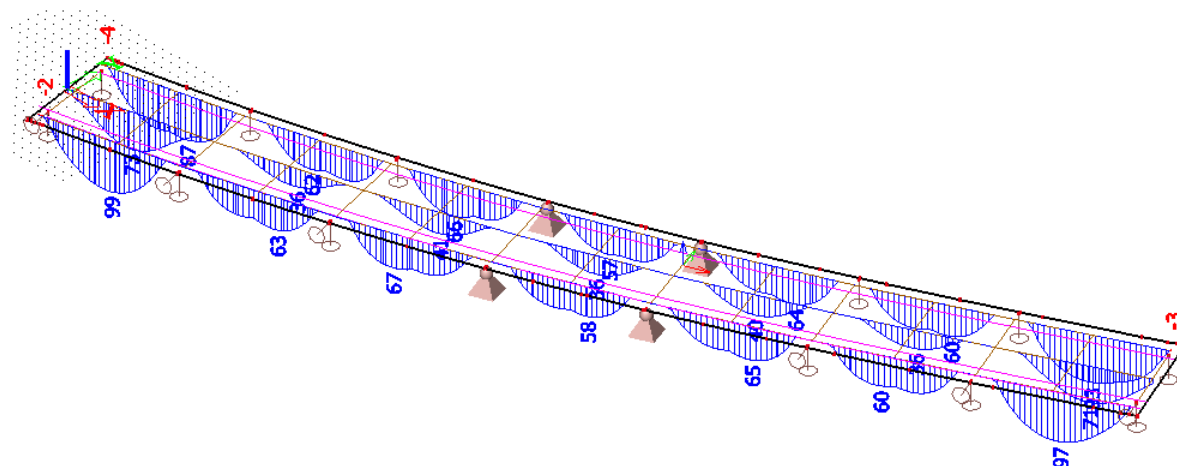


Průběh ohybových momentů m_{yD+} (horní vlákna) od vlastní tíhy NK

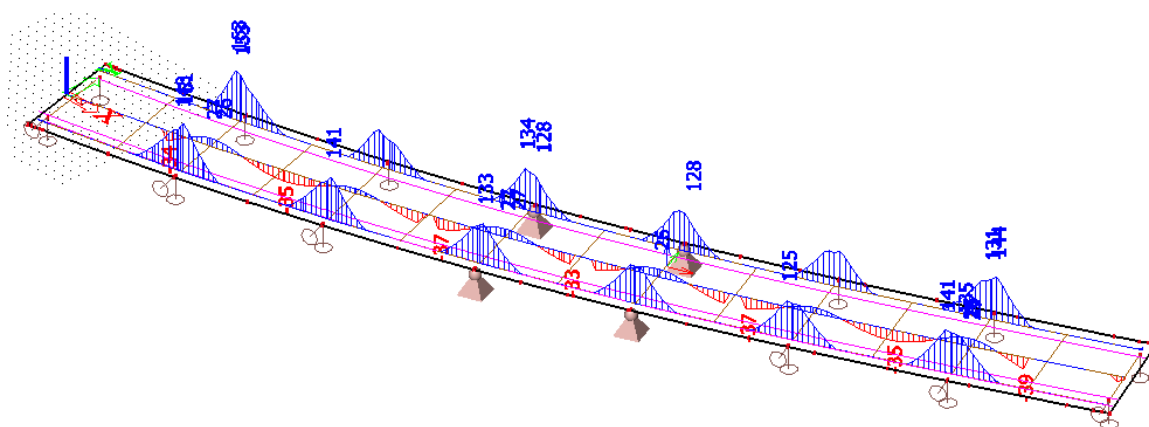
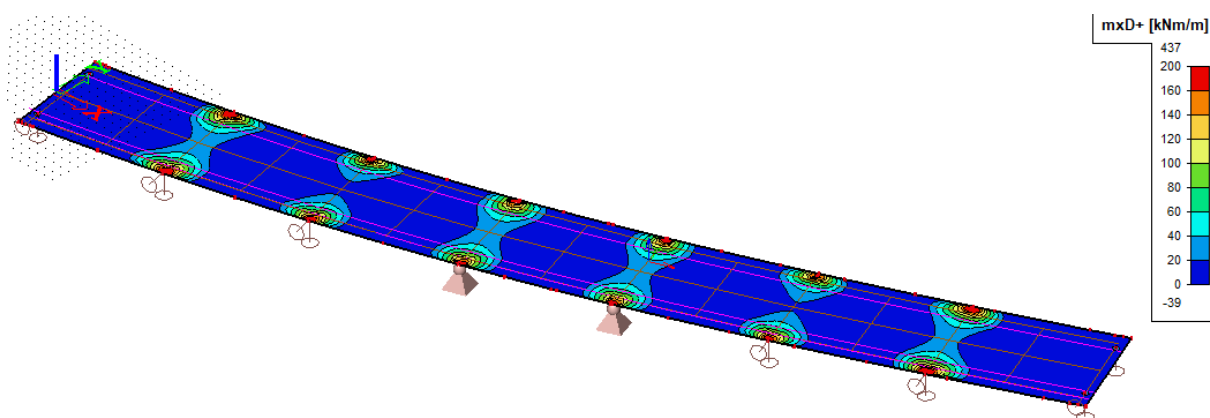


Průběh posouvající síly v_y od vlastní tíhy

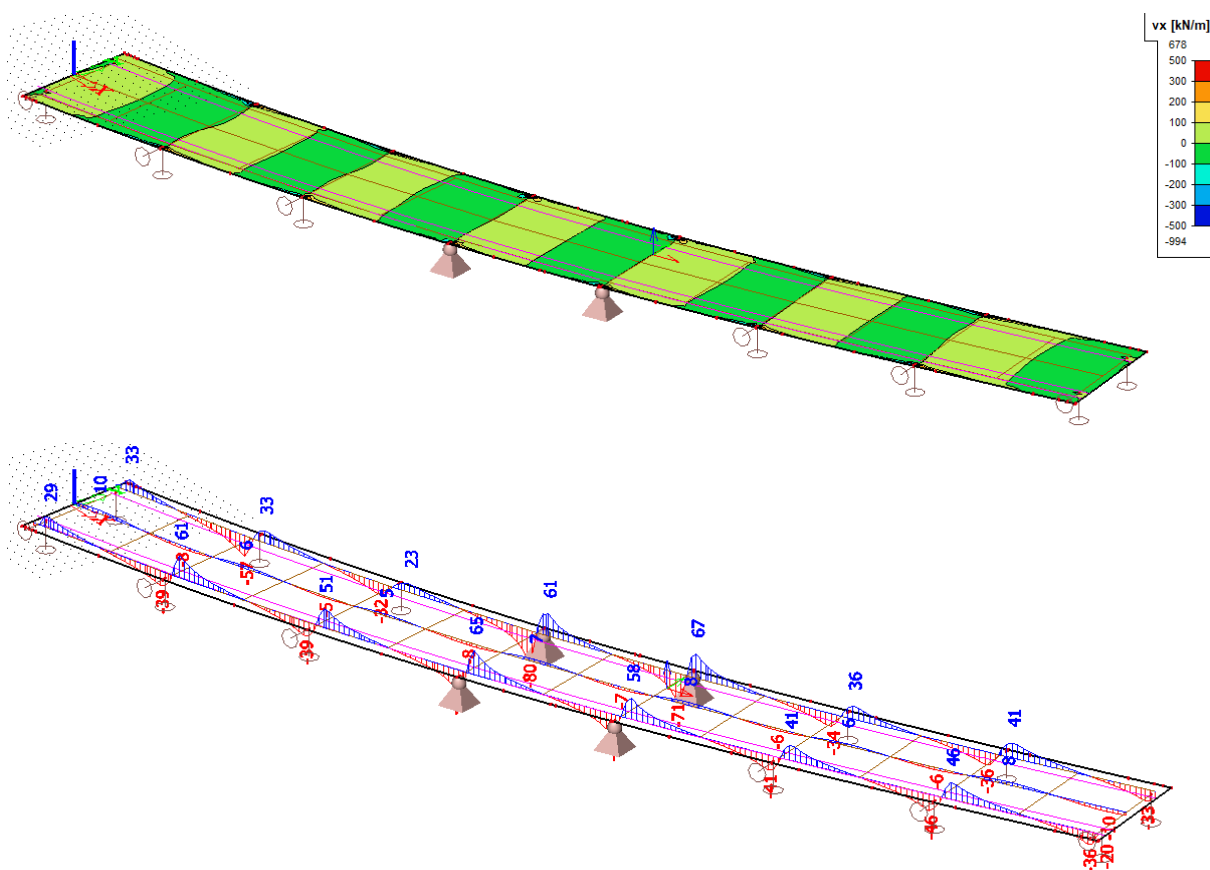




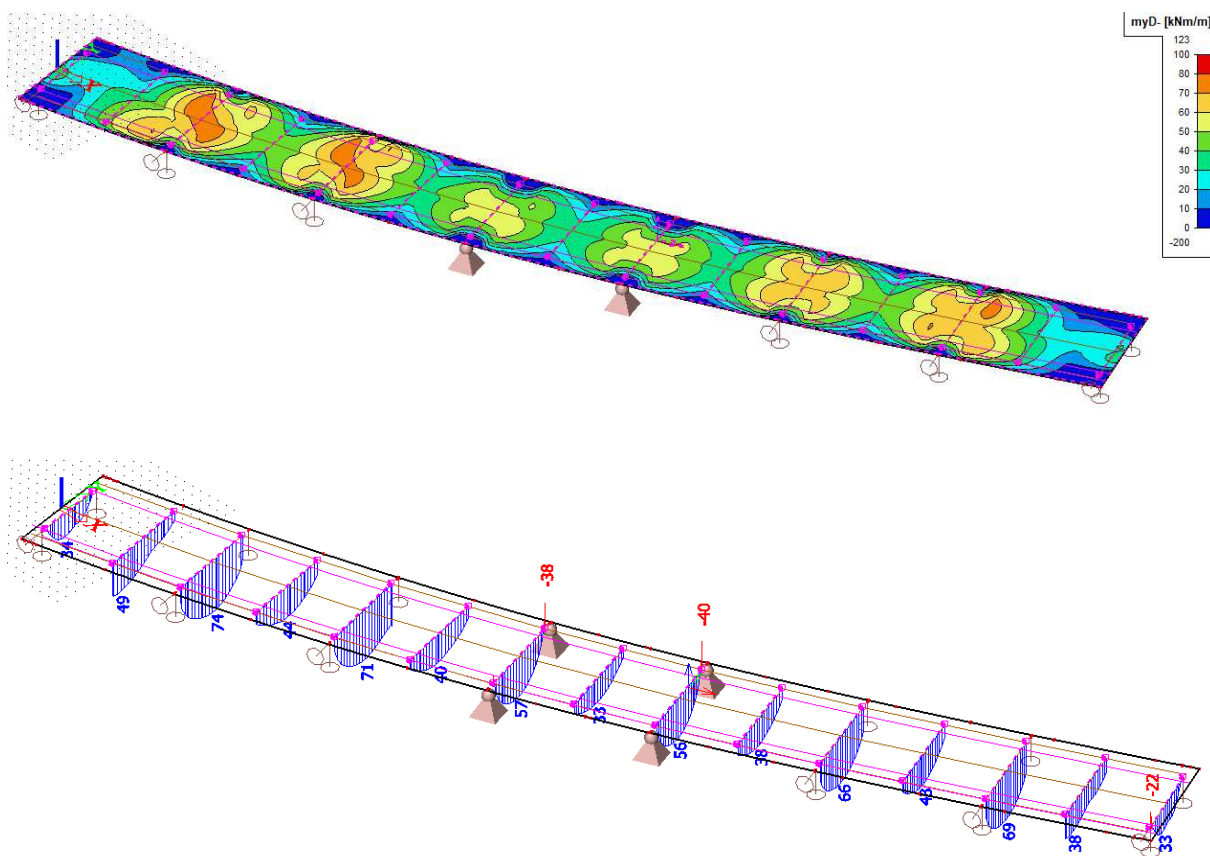
Průběh ohybových momentů m_{xD-} (dolní vlákna) od ostatního stálého zatížení (střední hodnota)



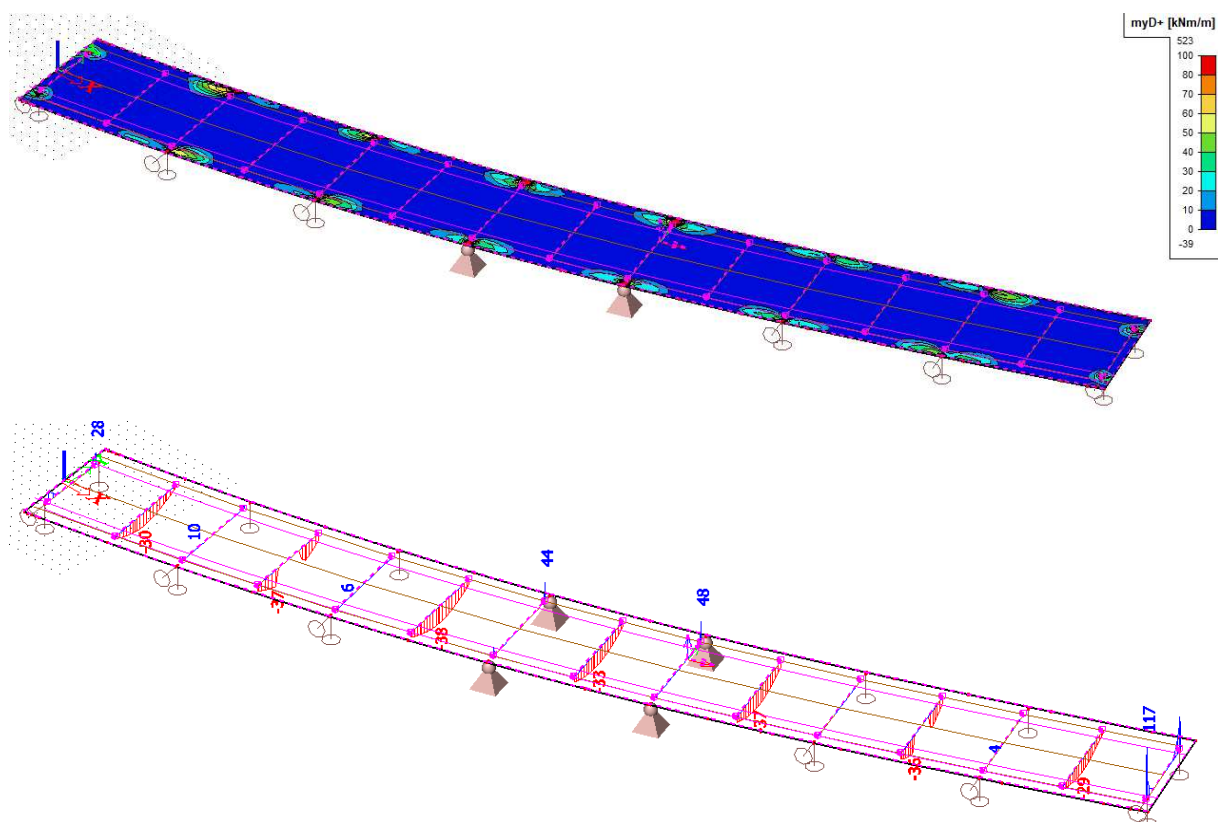
Průběh ohybových momentů m_{xD+} (horní vlákna) od ostatního stálého zatížení (střední hodnota)



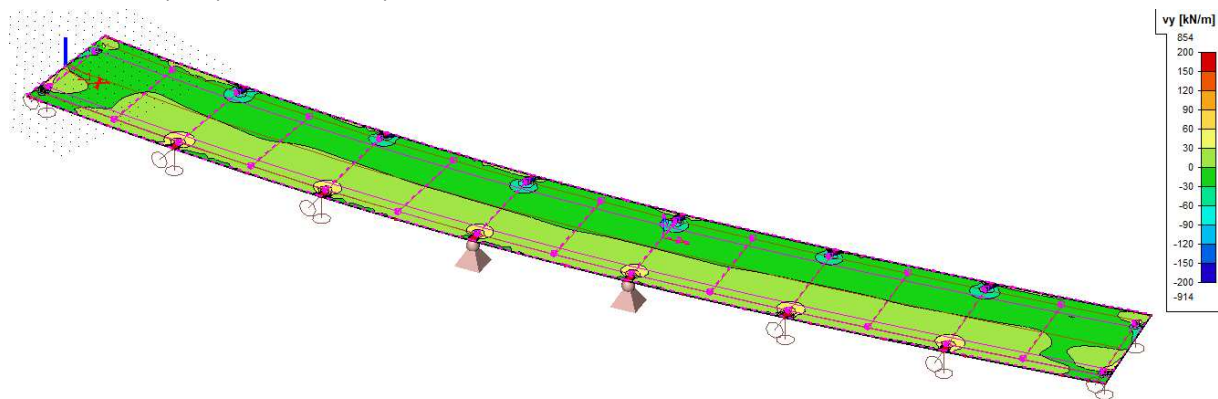
Průběh posouvající síly vx od ostatního stálého zatížení (střední hodnota)

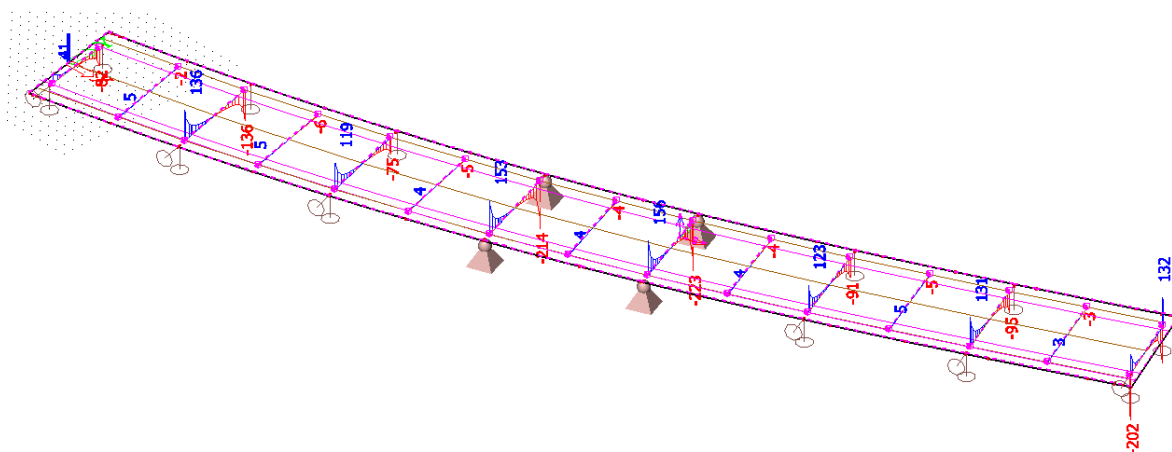


Průběh ohybových momentů m_{yD-} (dolní vlákna) od ostatního stálého zatížení (střední hodnota)

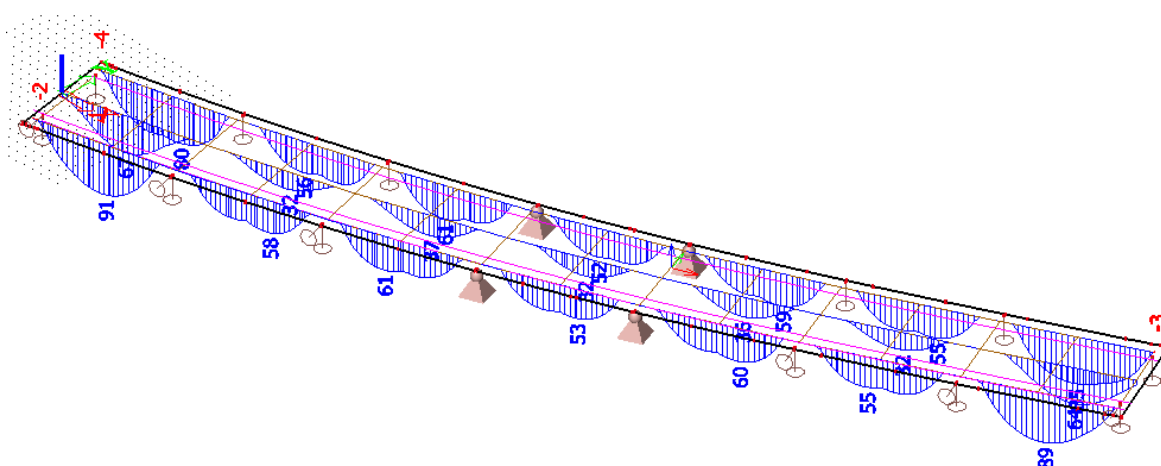
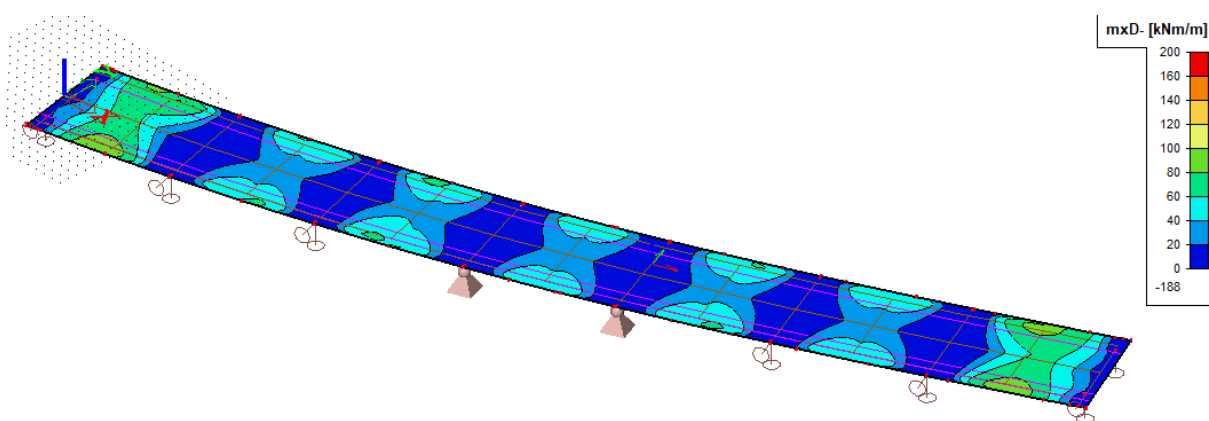


Průběh ohybových momentů m_{yD+} (horní vlákna) od ostatního stálého zatížení (střední hodnota)

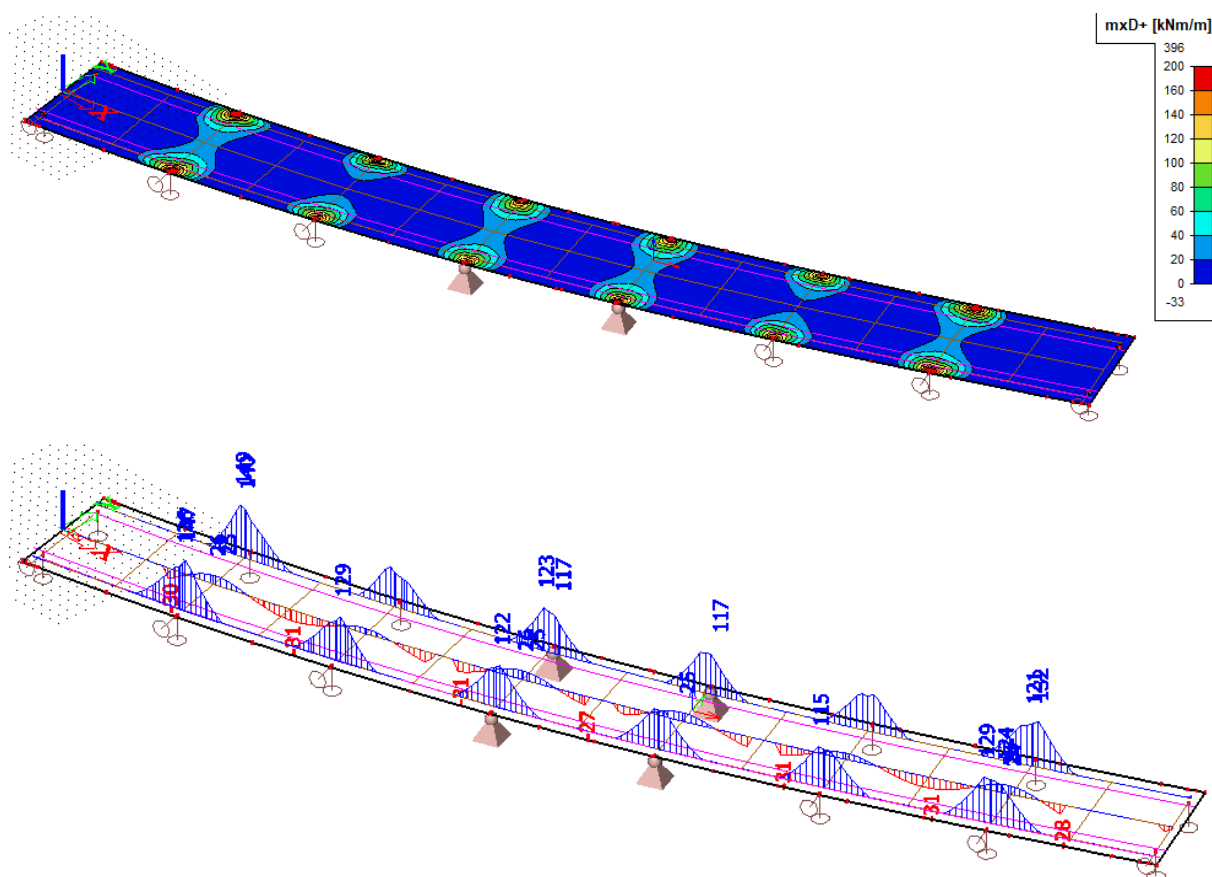




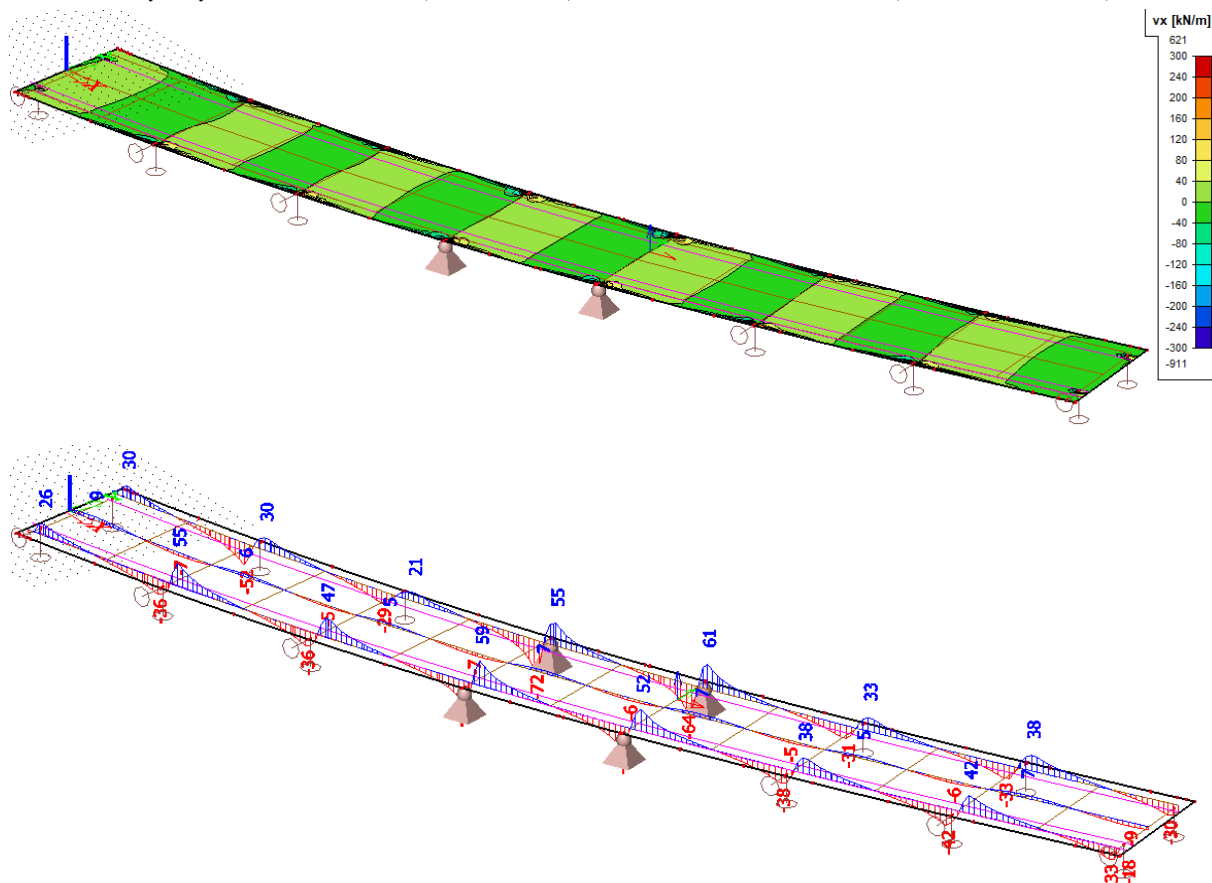
Průběh posouvající síly vy od ostatního stálého zatížení (střední hodnota)



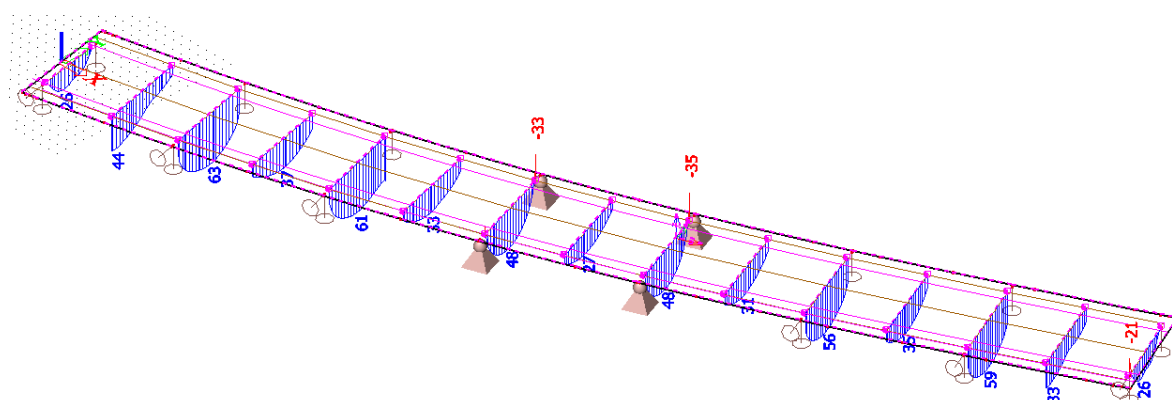
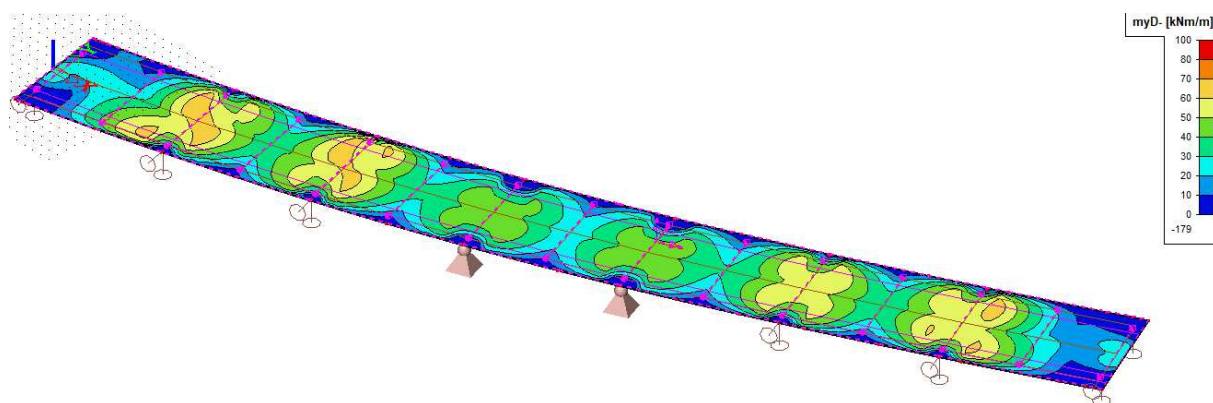
Průběh ohybových momentů mxD- (dolní vlákna) od ostatního stálého zatížení (minimální hodnota)



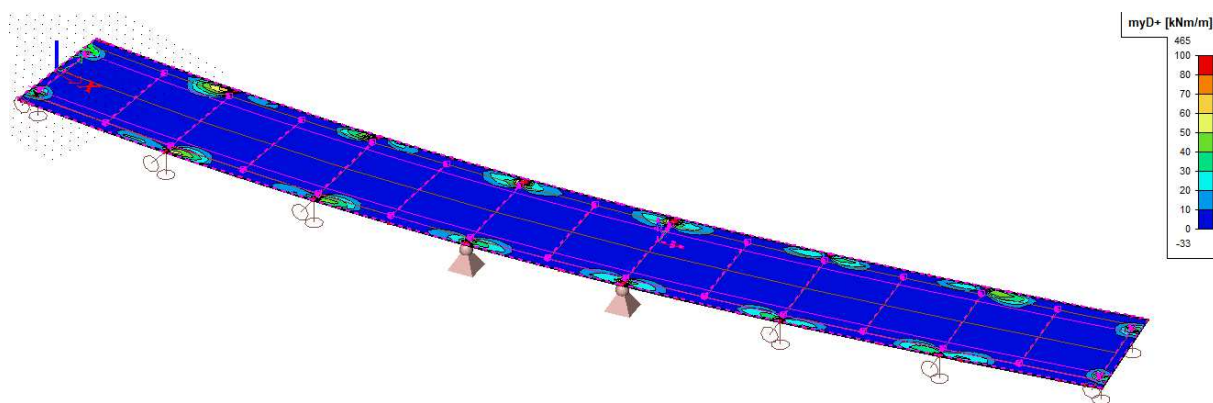
Průběh ohybových momentů $mxD+$ (horní vlákna) od ostatního stálého zatížení (minimální hodnota)

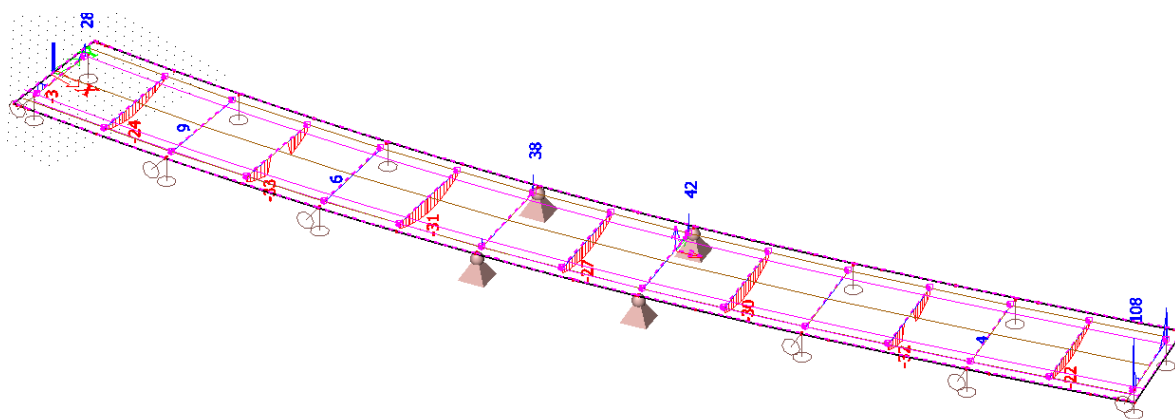


Průběh posouvající síly vx od ostatního stálého zatížení (minimální hodnota)

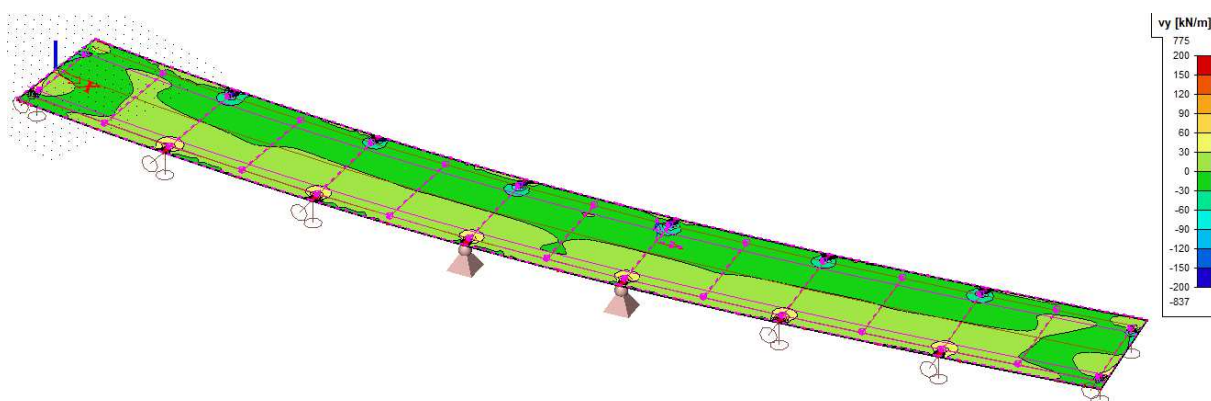


Průběh ohybových momentů myD- (dolní vlákna) od ostatního stálého zatížení (minimální hodnota)

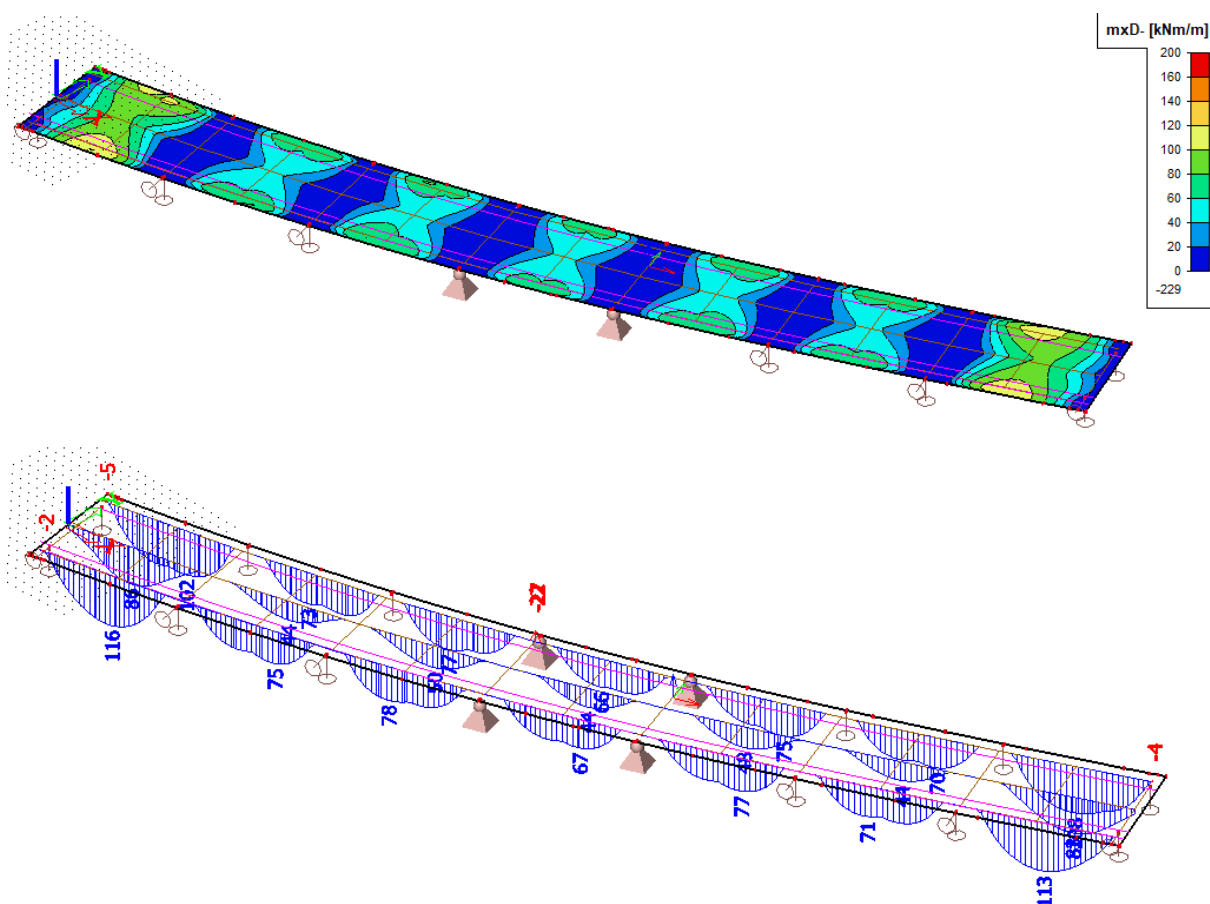




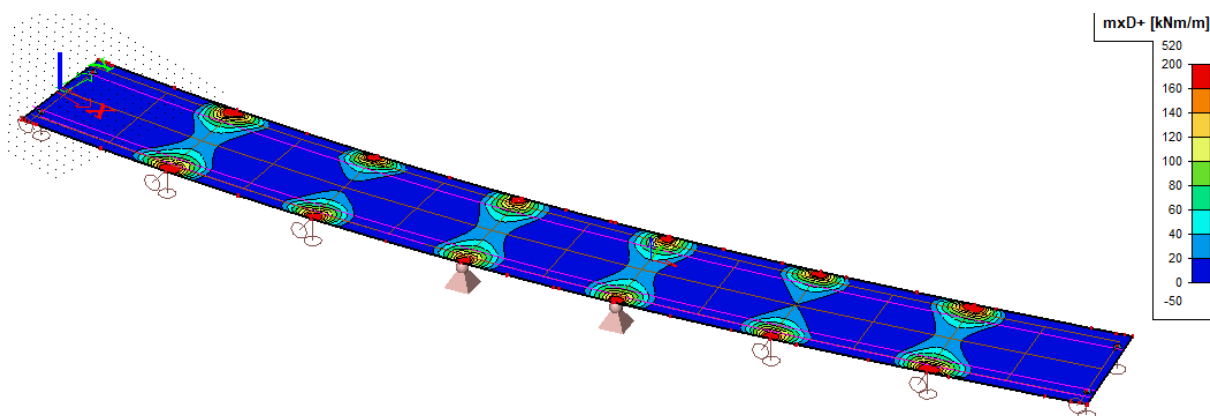
Průběh ohybových momentů m_{yD+} (horní vlákna) od ostatního stálého zatížení (minimální hodnota)

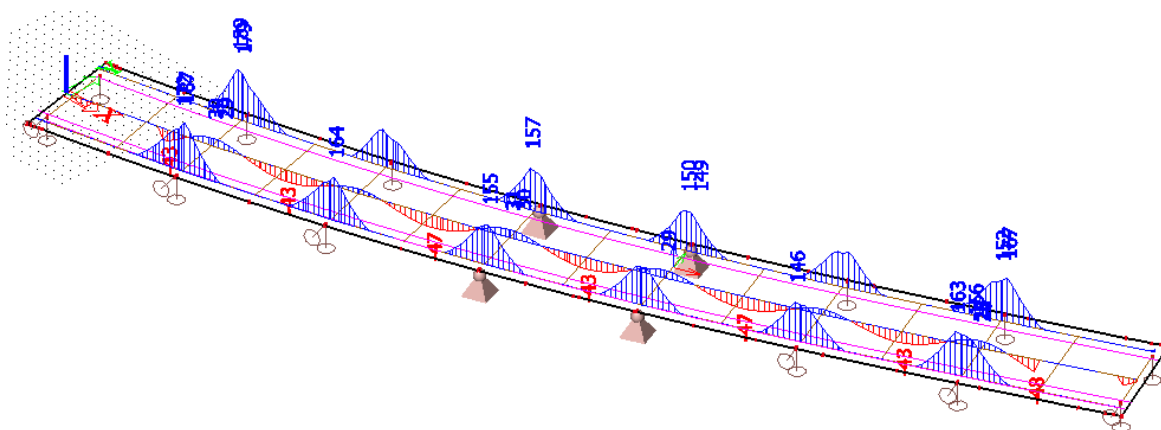


Průběh posouvající síly v_y od ostatního stálého zatížení (minimální hodnota)

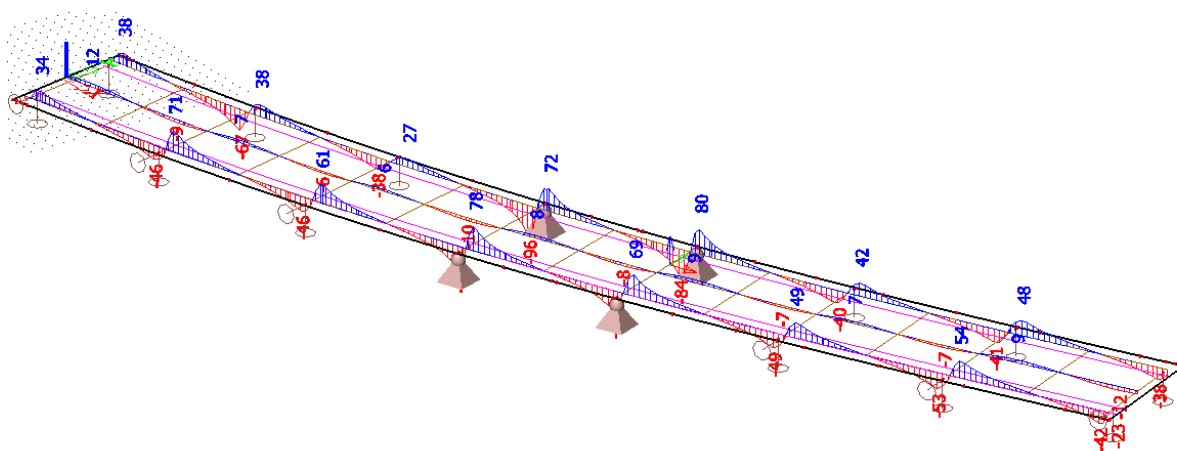
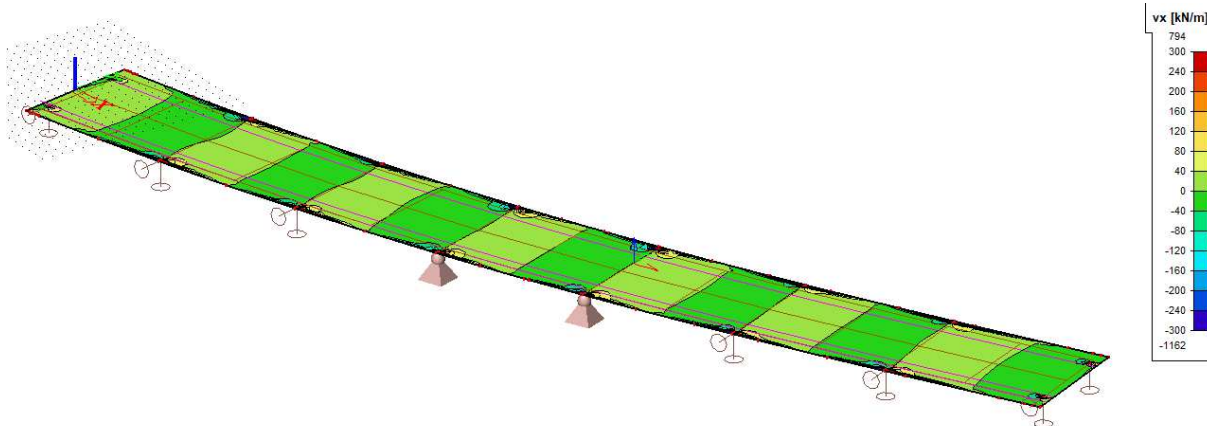


Průběh ohybových momentů m_{xD-} (dolní vlákna) od ostatního stálého zatížení (maximální hodnota)

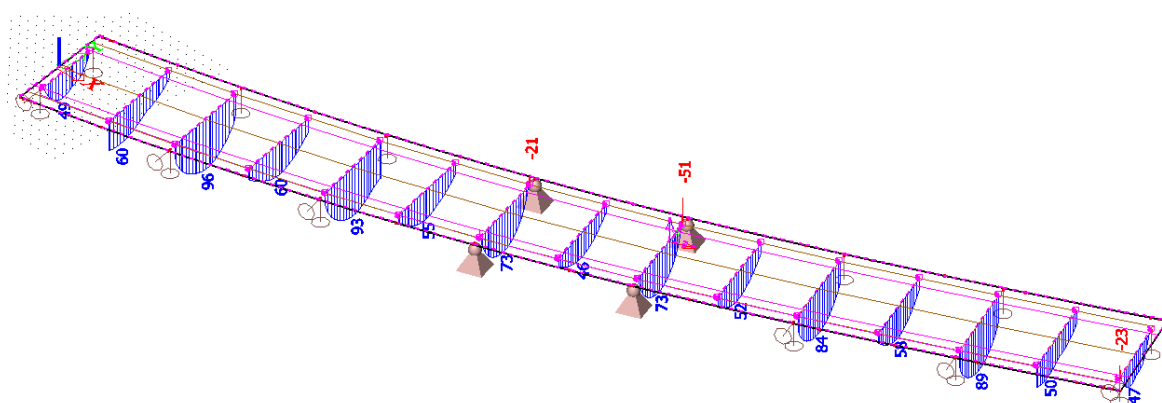
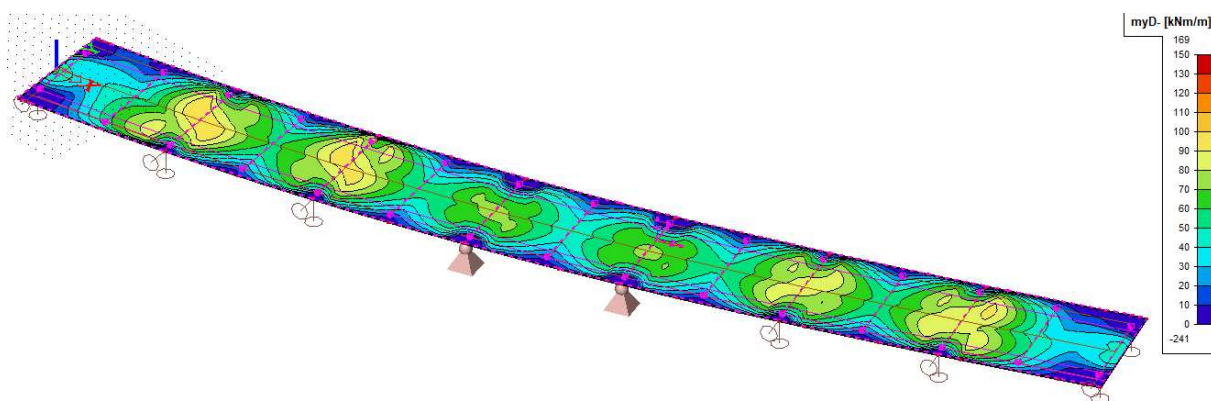




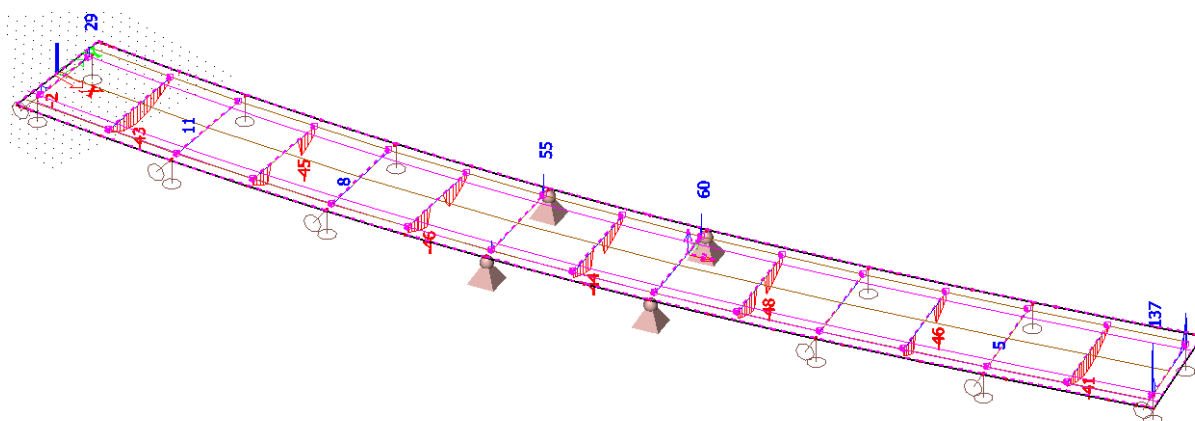
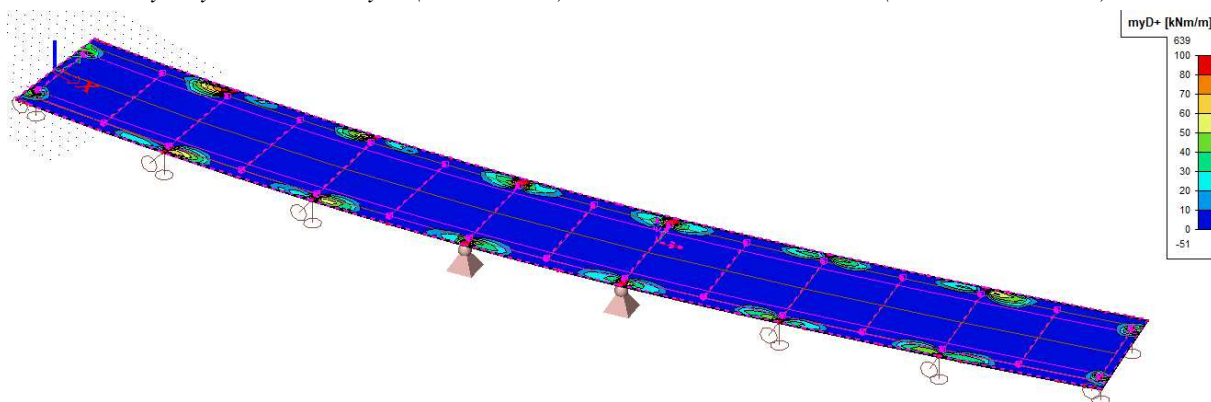
Průběh ohybových momentů m_{xD+} (horní vlákna) od ostatního stálého zatížení (maximální hodnota)



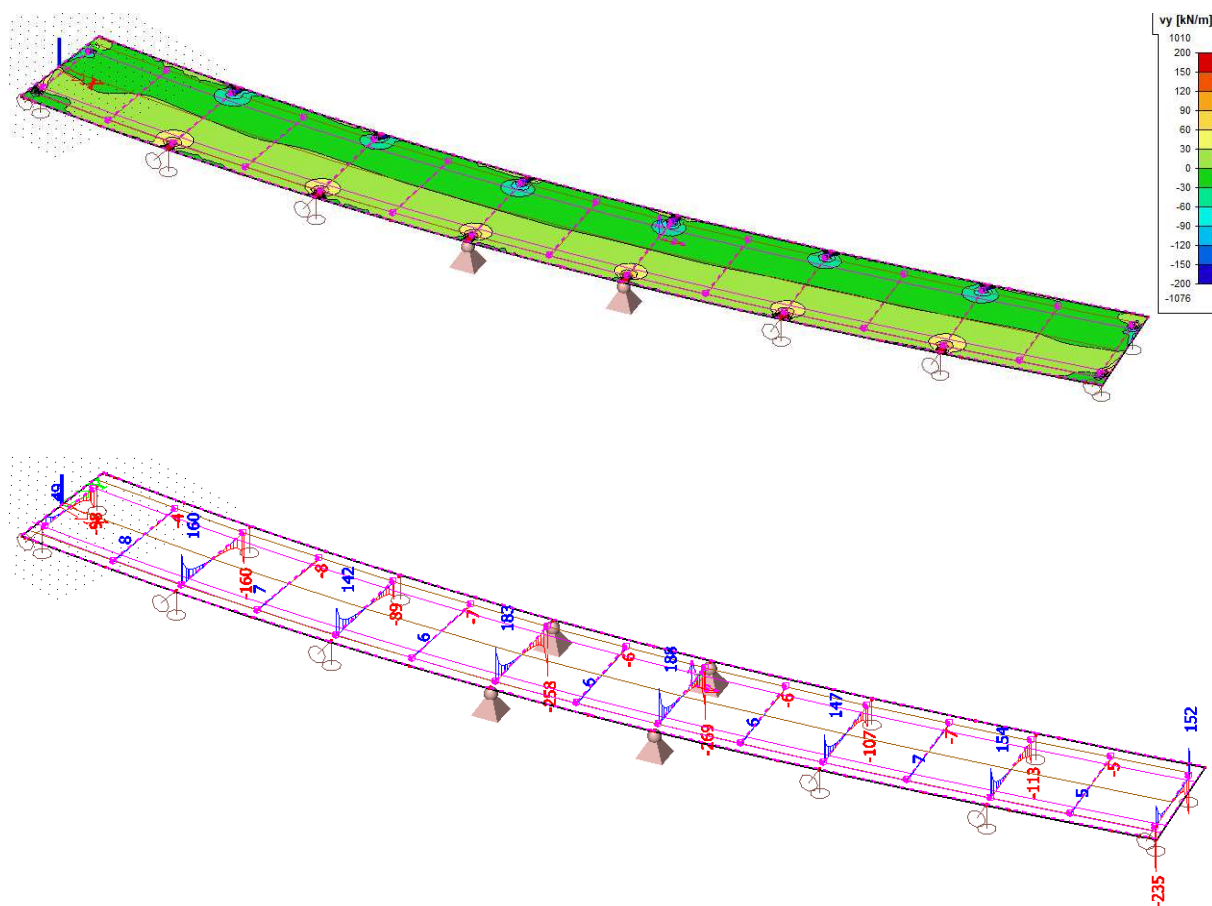
Průběh posouvající síly v_x od ostatního stálého zatížení (maximální hodnota)



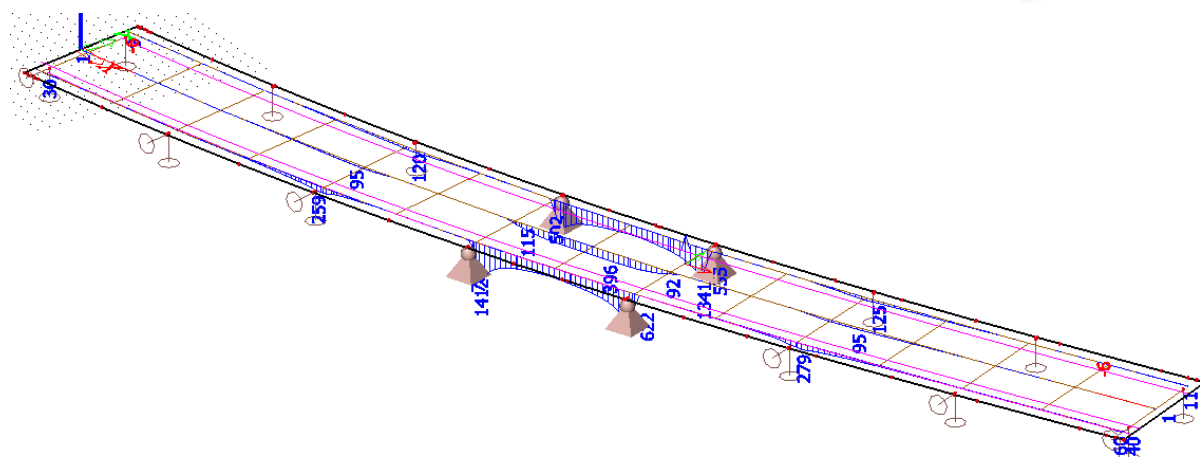
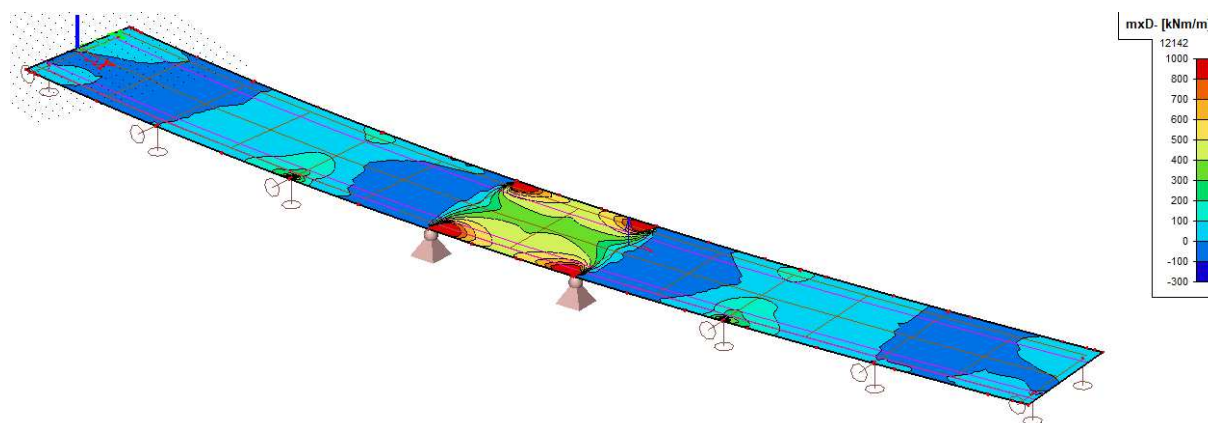
Průběh ohybových momentů $myD-$ (dolní vlákna) od ostatního stálého zatížení (maximální hodnota)



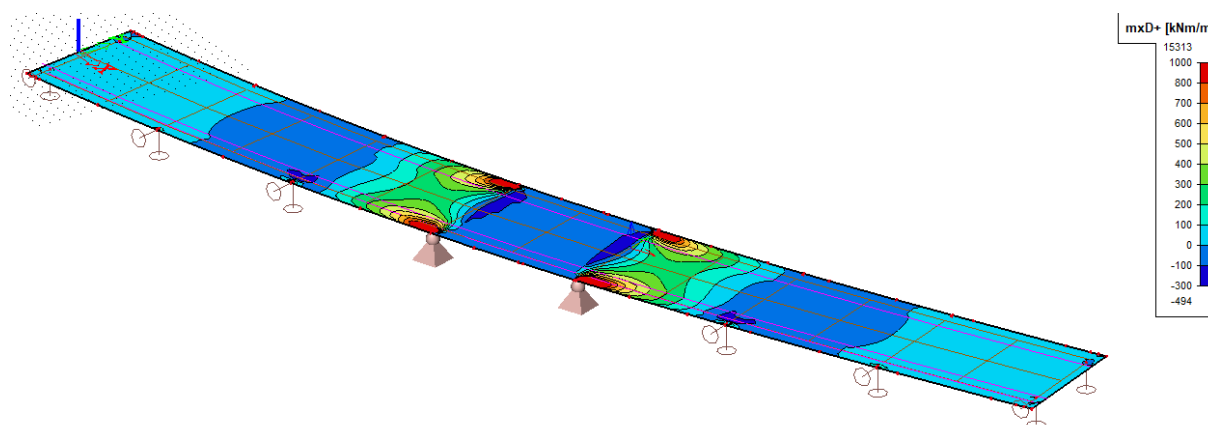
Průběh ohybových momentů $myD+$ (horní vlákna) od ostatního stálého zatížení (maximální hodnota)

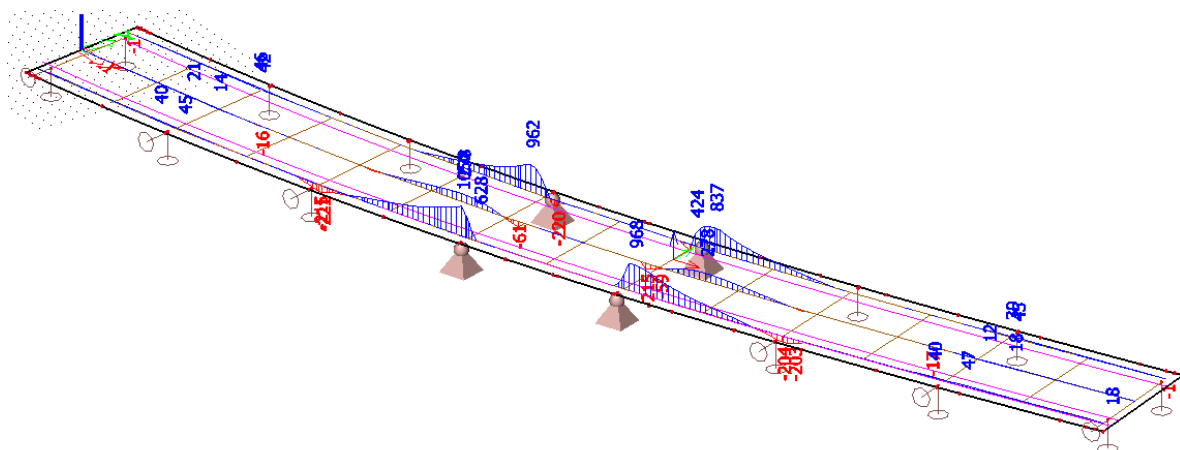


Průběh posouvající síly v_y od ostatního stálého zatížení (maximální hodnota)

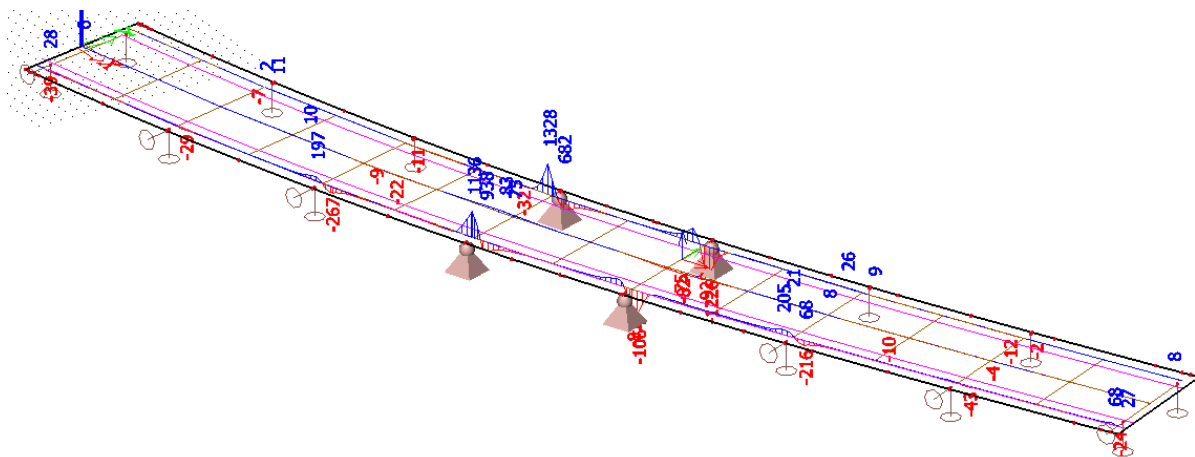
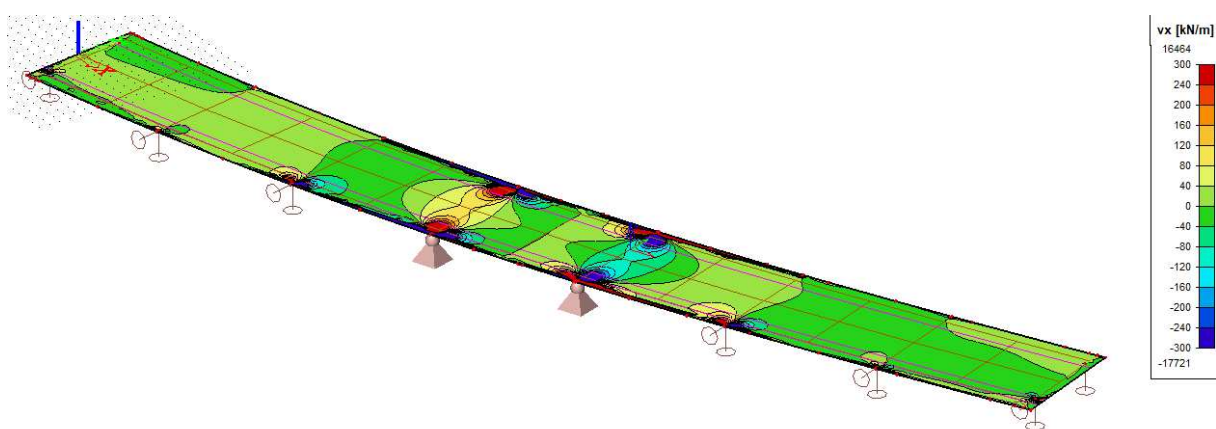


Průběh ohybových momentů m_{xD-} (dolní vlákna) od dotvarování + smršťování NK

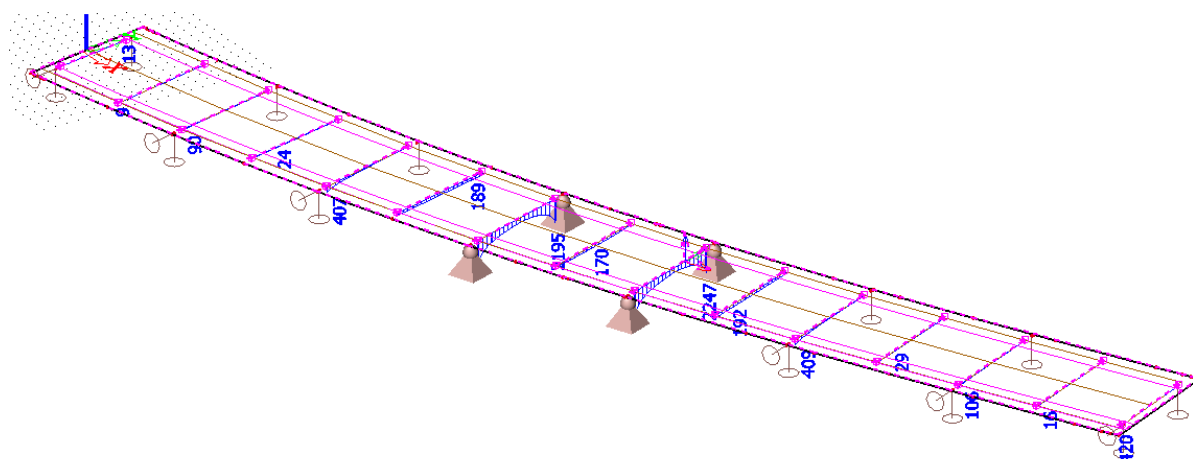
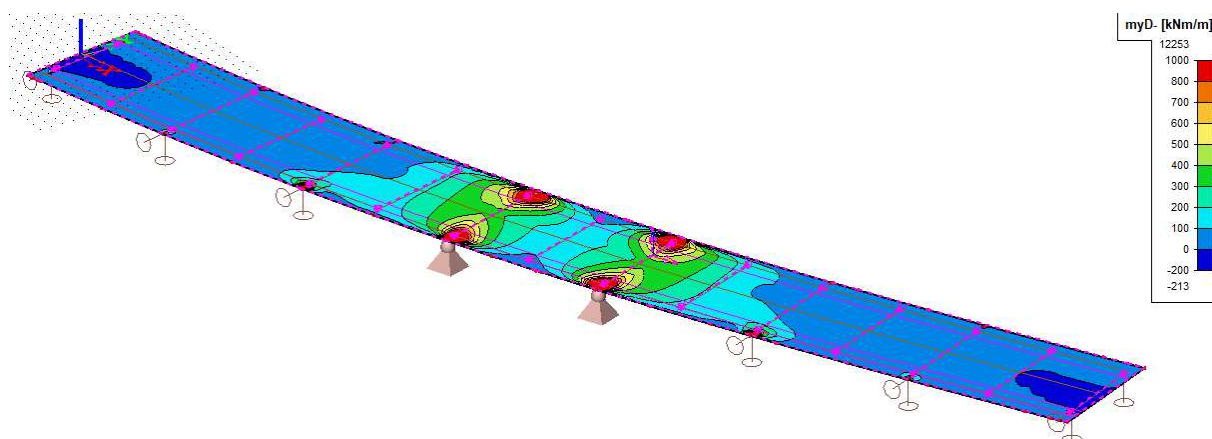




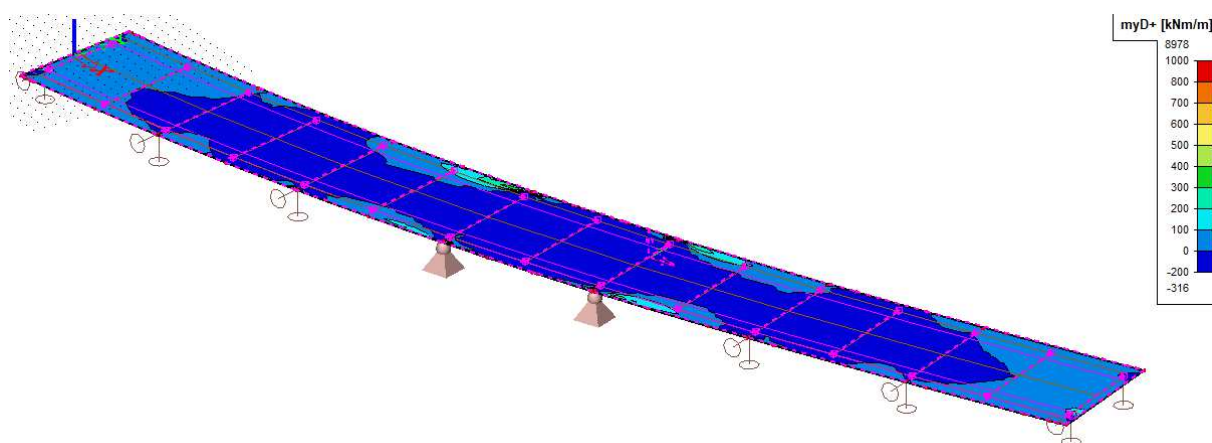
Průběh ohybových momentů m_{xD+} (horní vlákna) od dotvarování + smršťování NK

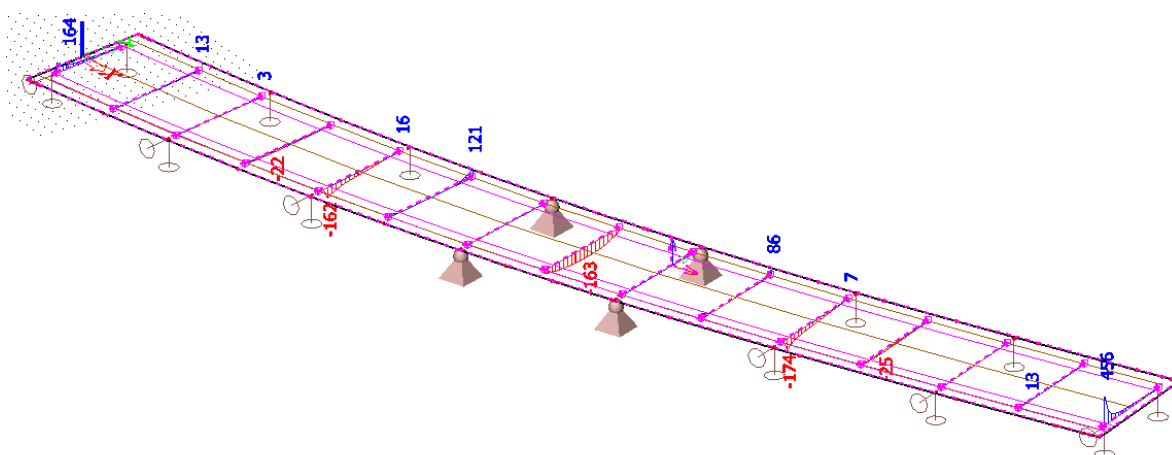


Průběh posouvající síly v_x od dotvarování + smršťování NK

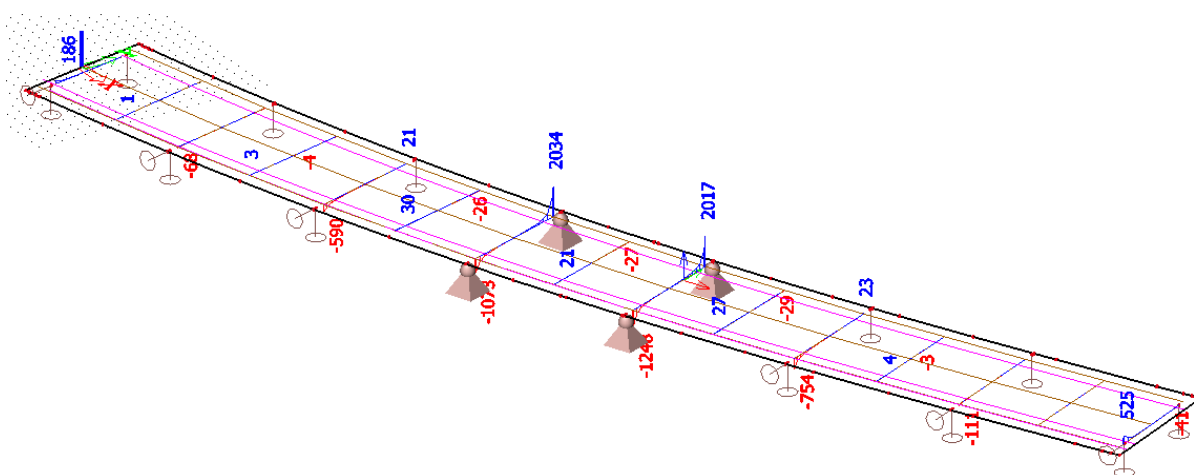
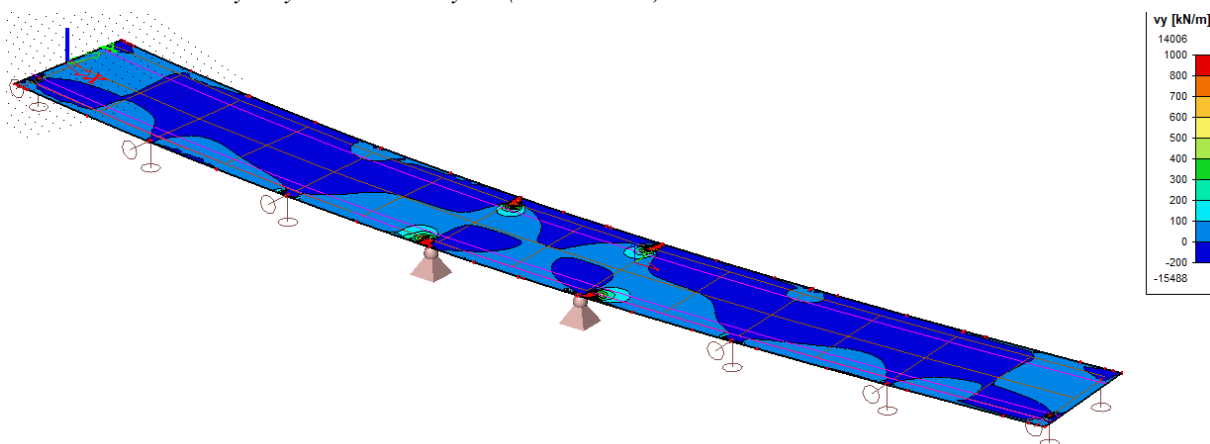


Průběh ohybových momentů $myD-$ (dolní vlákna) od dotvarování + smršťování NK

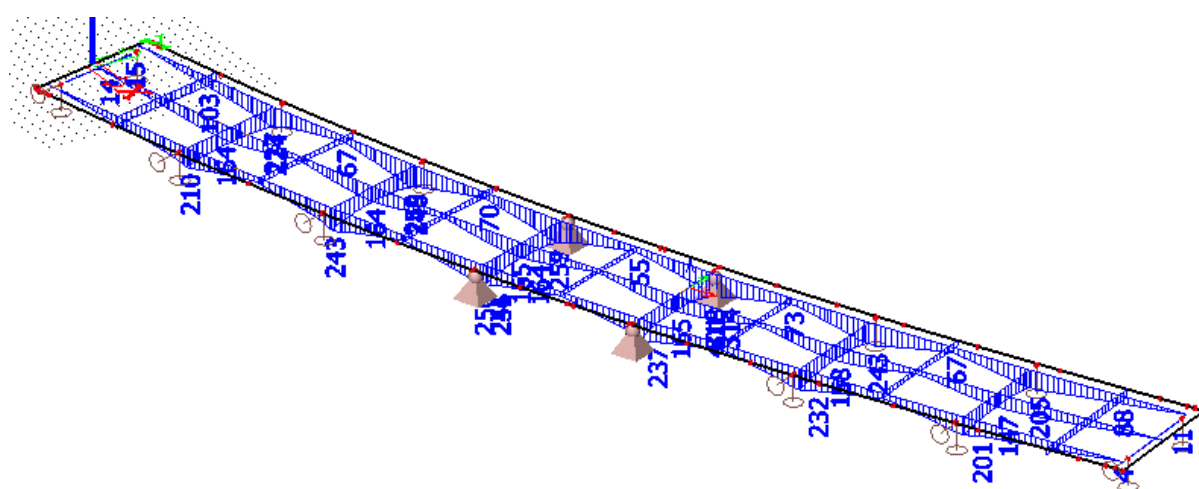
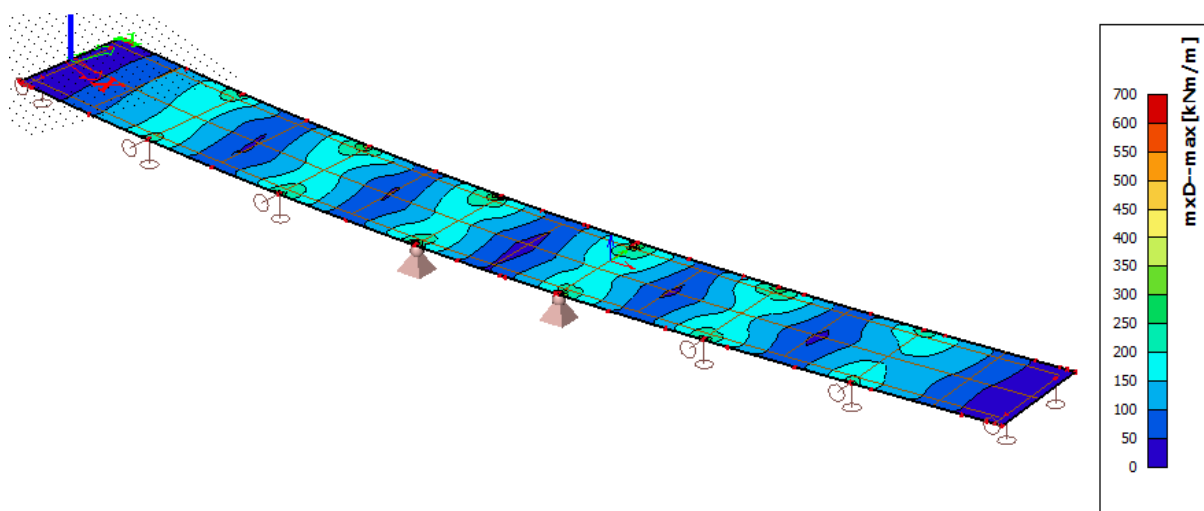




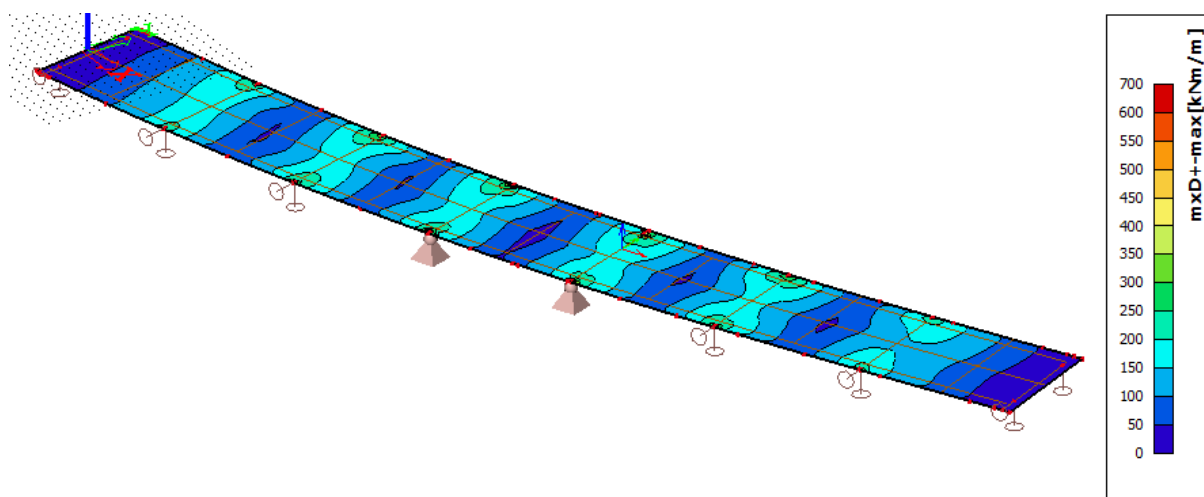
Průběh ohybových momentů m_{yD+} (horní vlákna) od dotvarování + smršťování NK

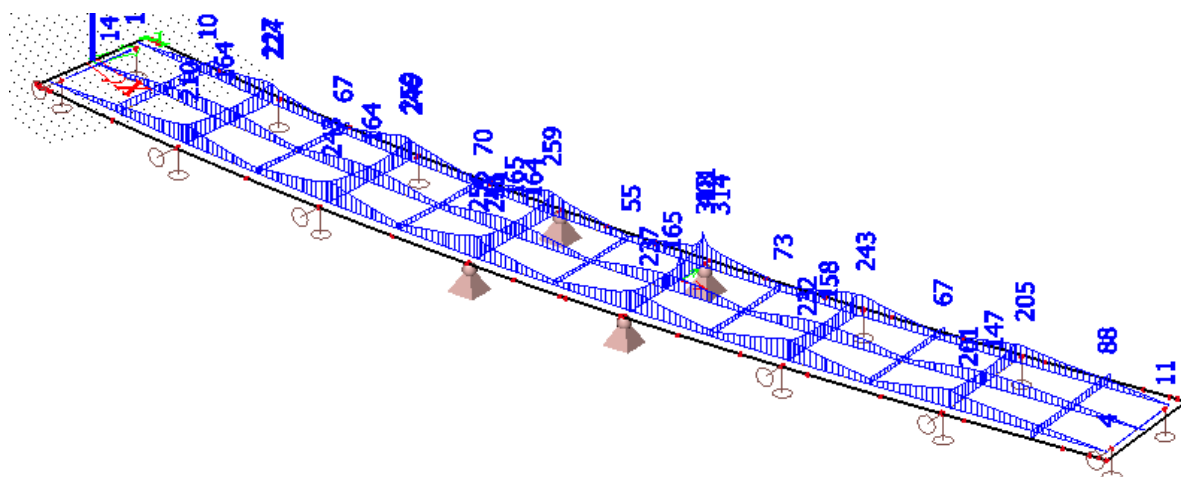


Průběh posouvající síly v_y od dotvarování + smršťování NK

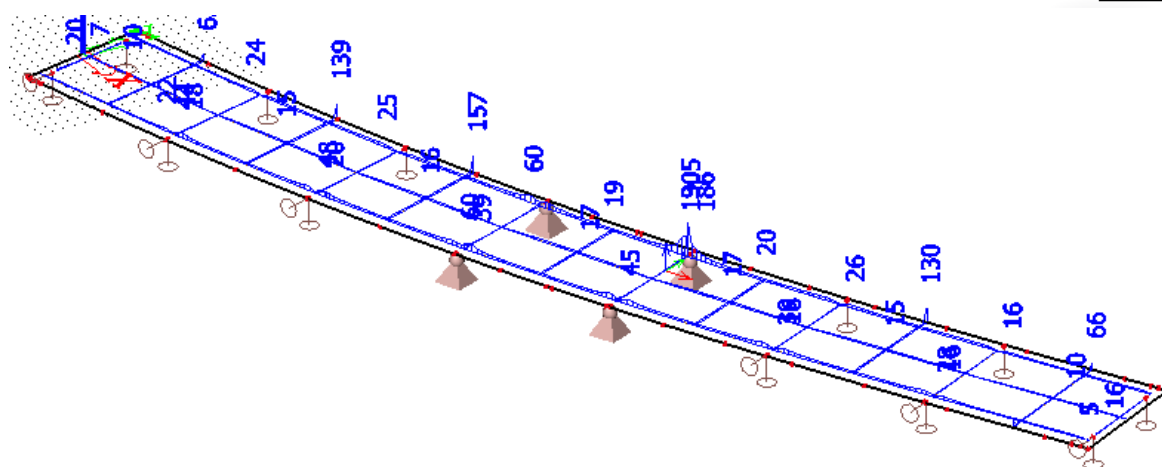
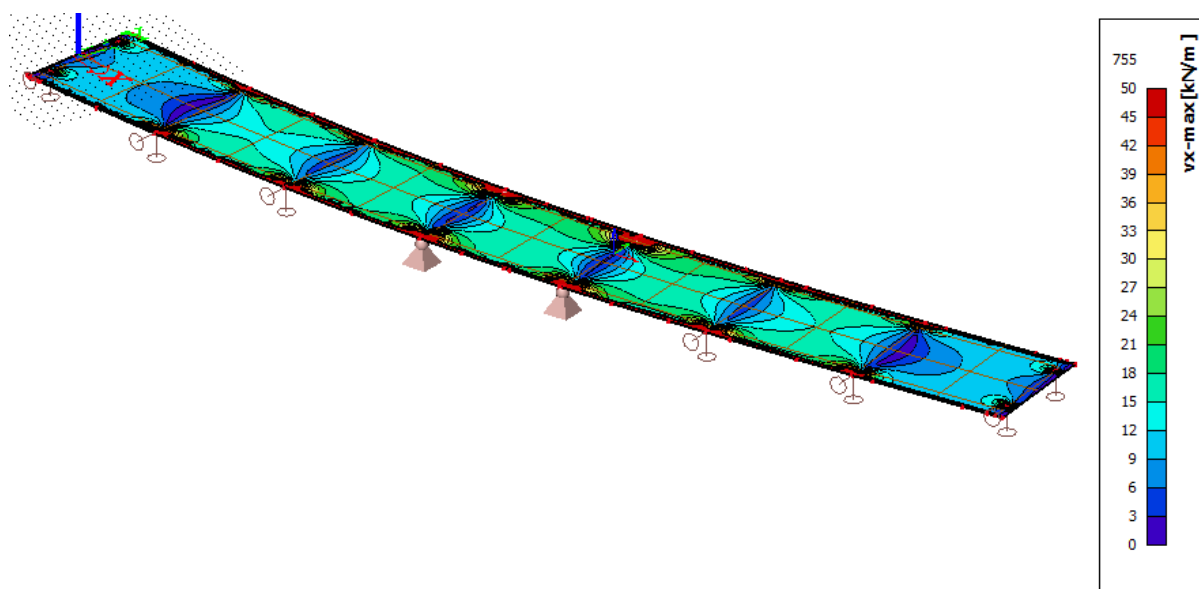


Průběh ohybových momentů $mxD-$ (dolní vlákna) od poklesů podpor

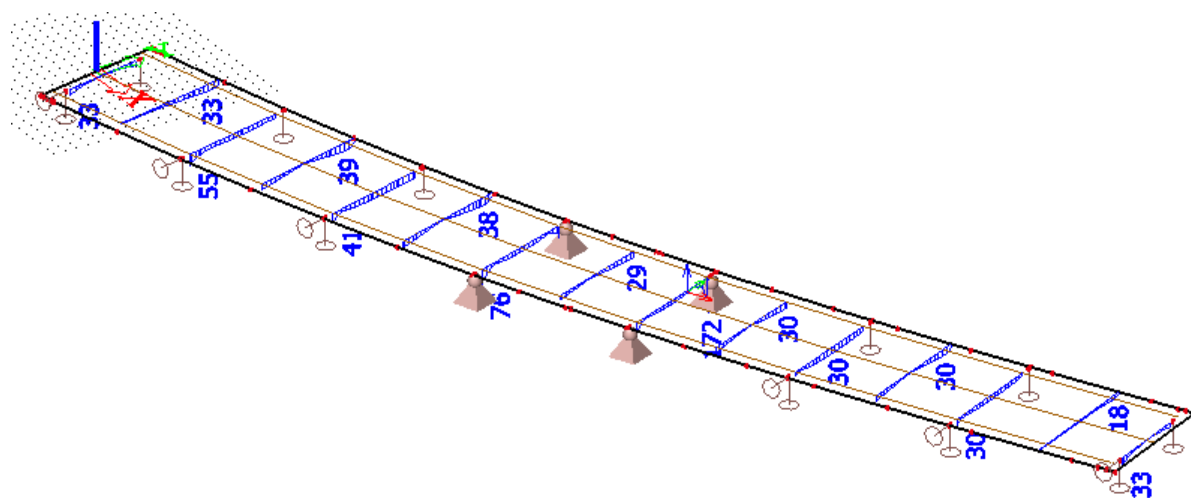
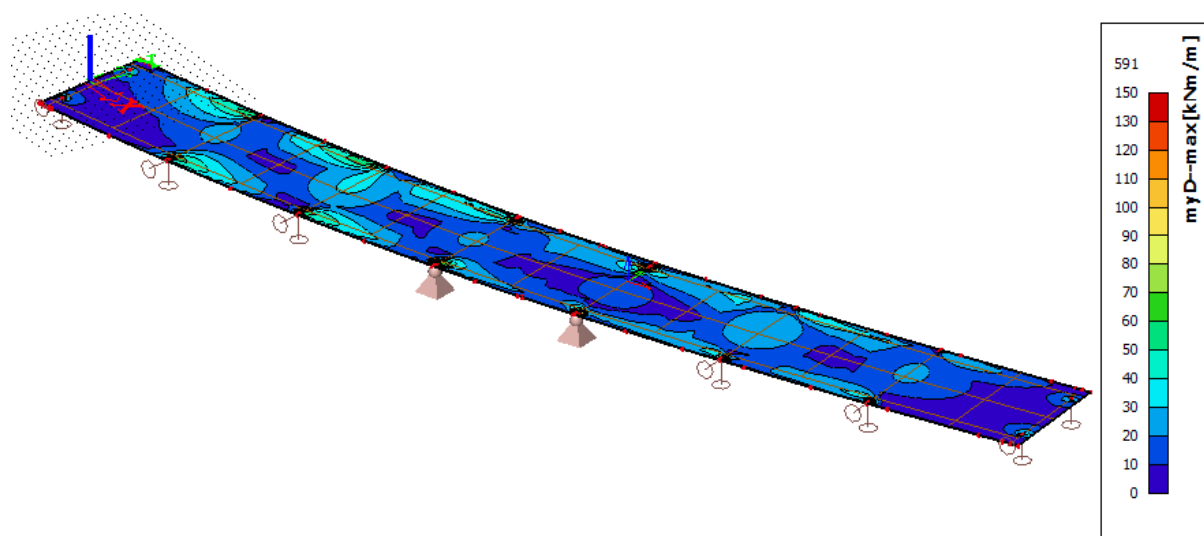




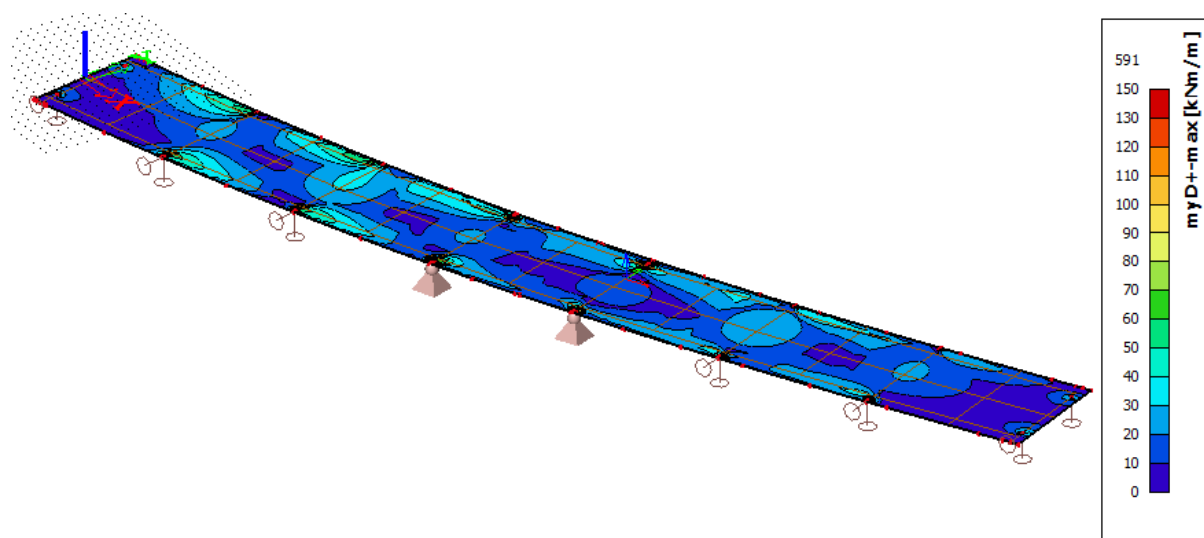
Průběh ohybových momentů m_{xD+} (horní vlákna) od poklesů podpor

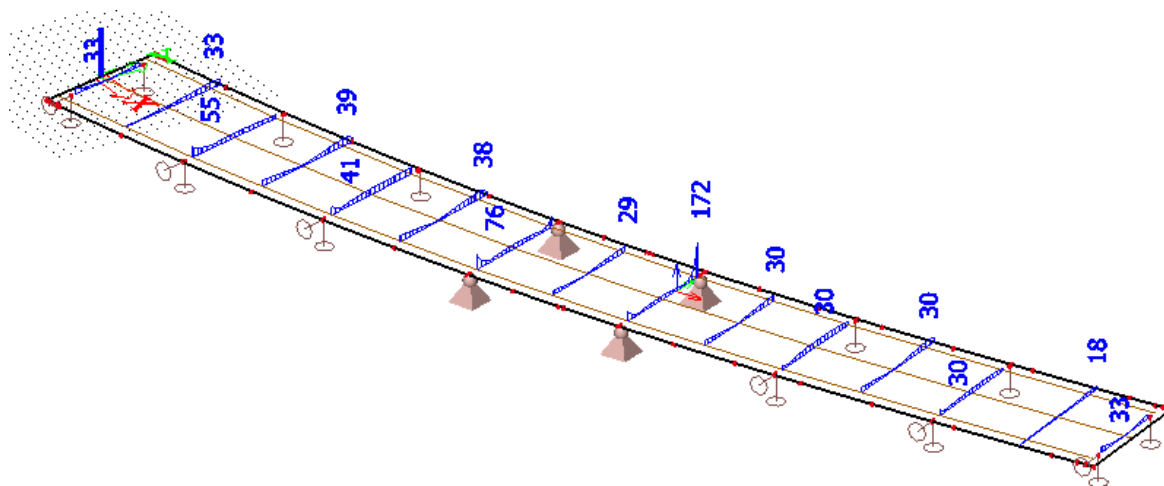


Průběh posouvající síly v_x od poklesů podpor

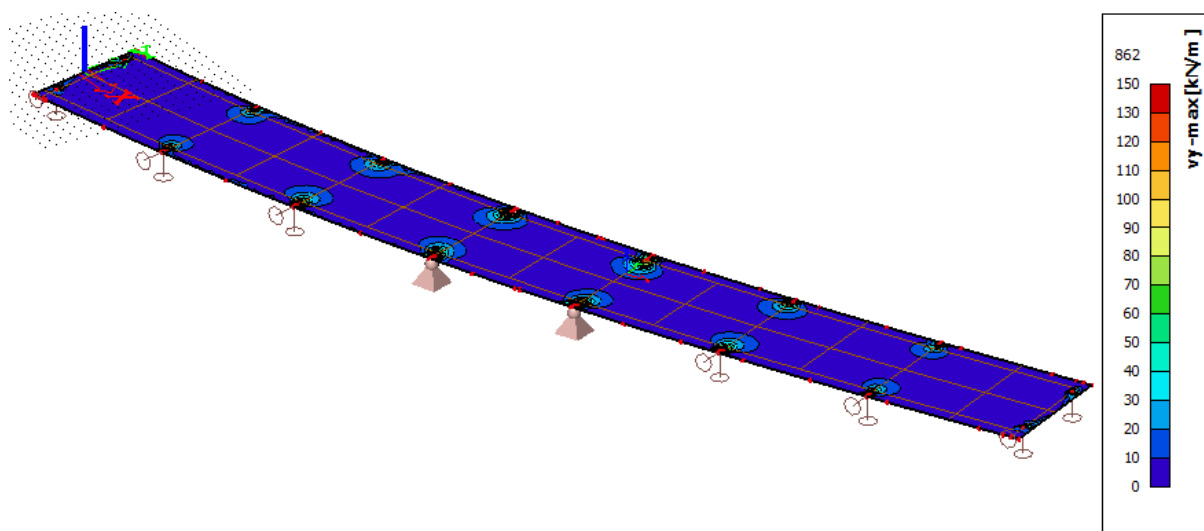
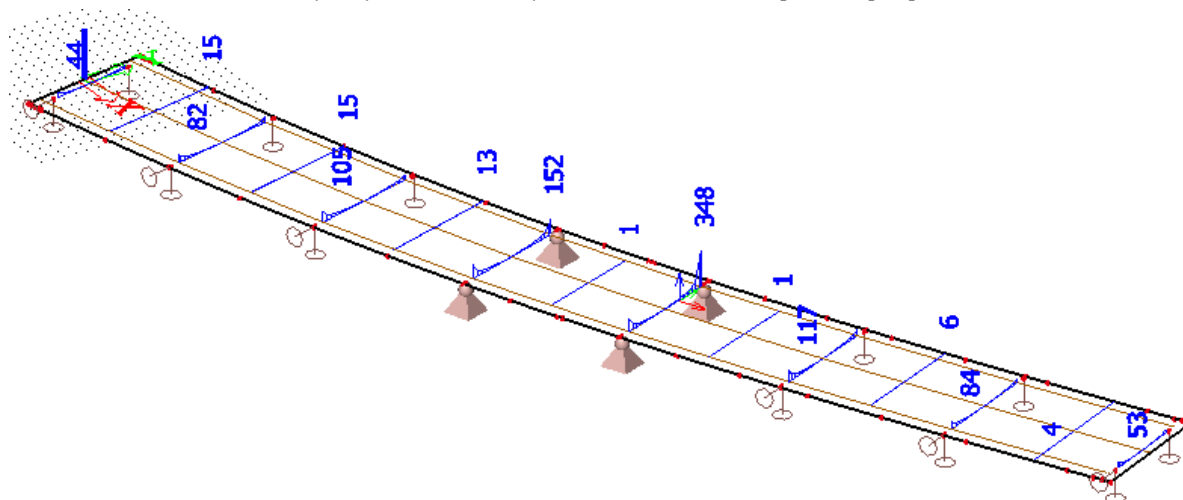


Průběh ohybových momentů m_{yD} - (dolní vlákna) od poklesů podpor

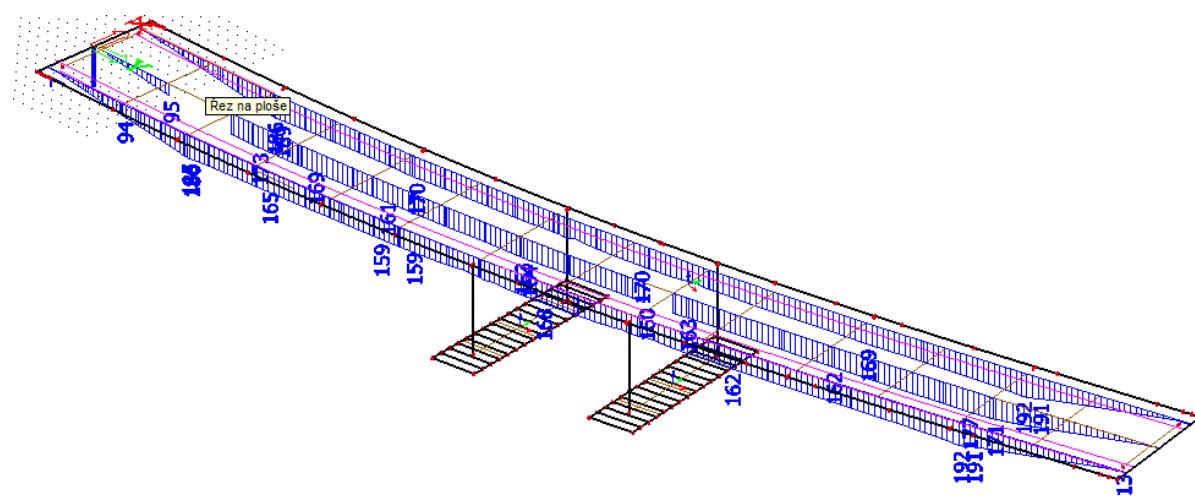
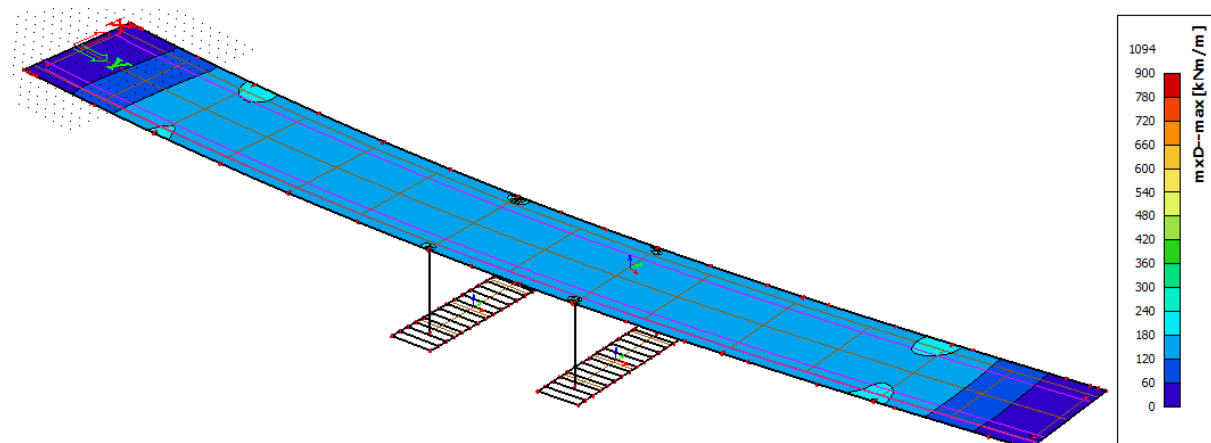




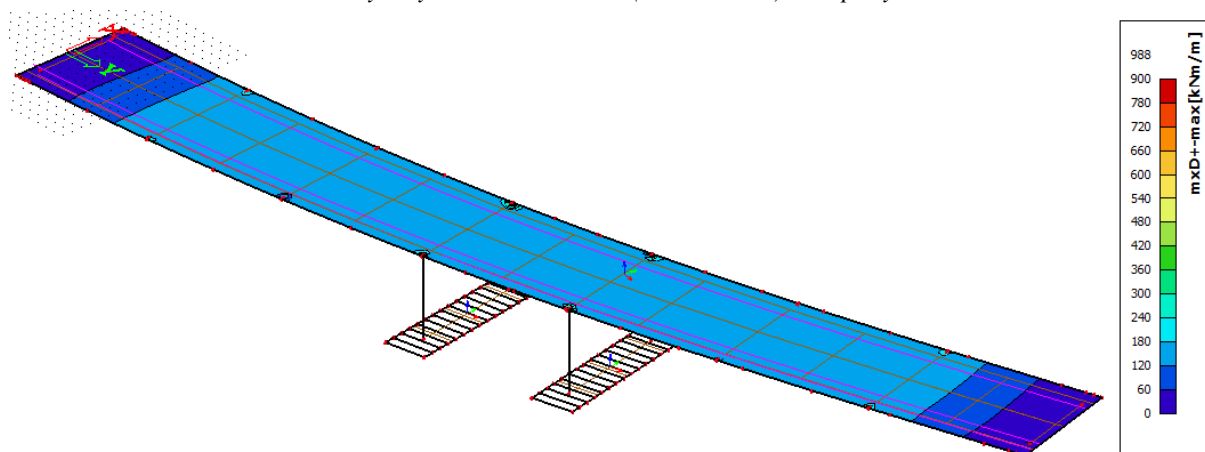
Průběh ohybových momentů m_{yD+} (horní vlákna) od poklesů podpor

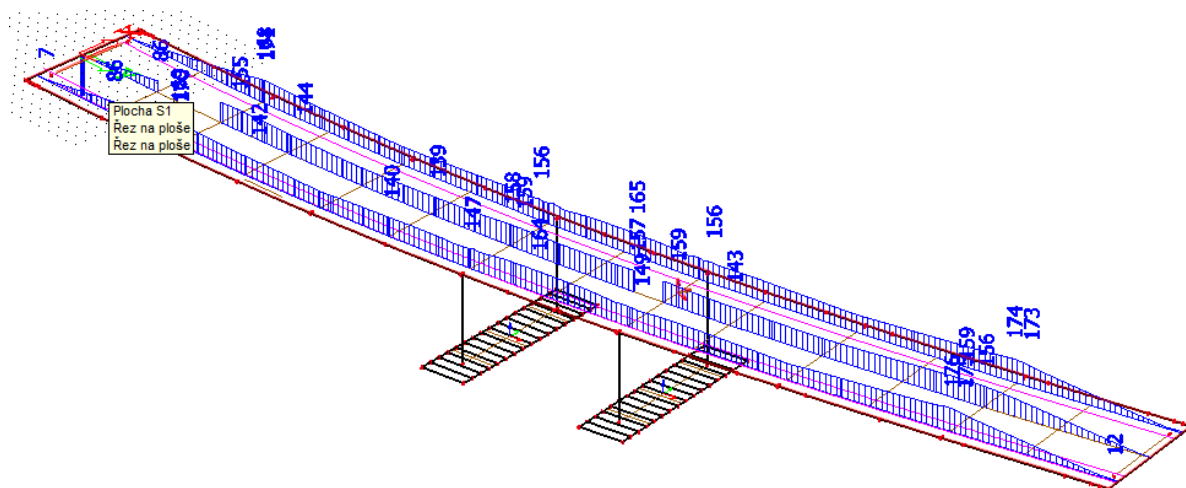


Průběh posouvající síly v_y od poklesů podpor

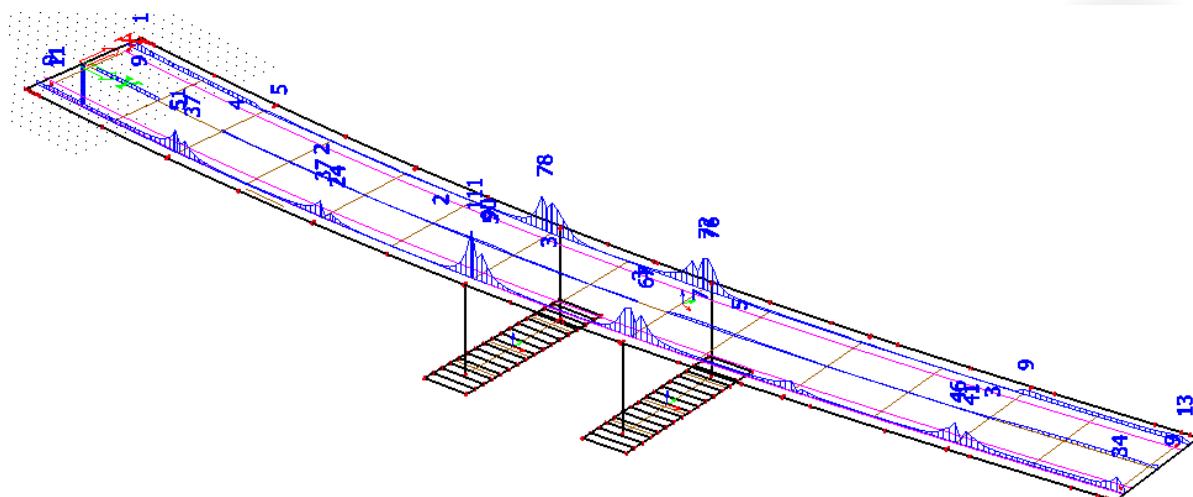
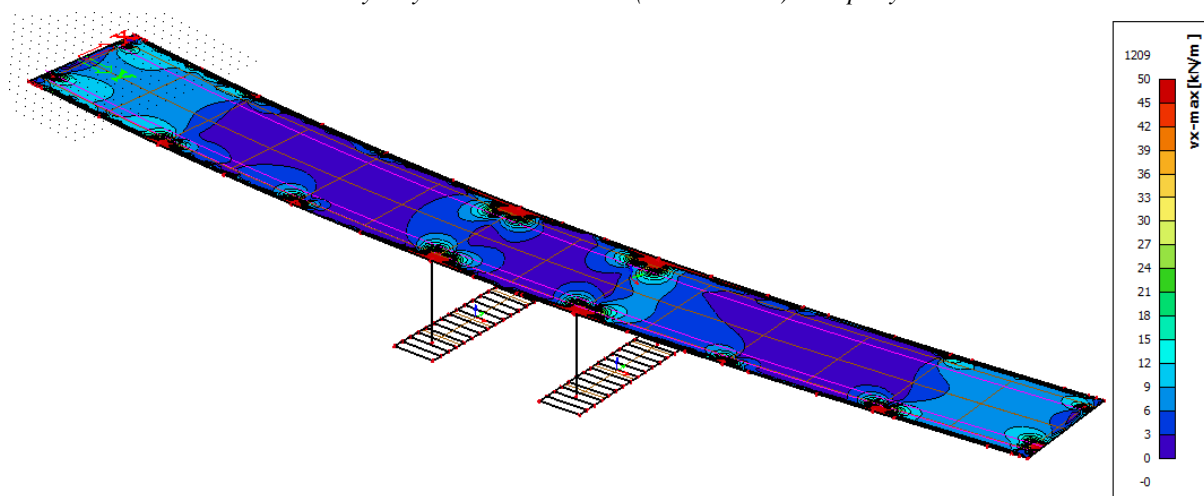


Průběh ohybových momentů m_{xD-} (dolní vlákna) od teploty

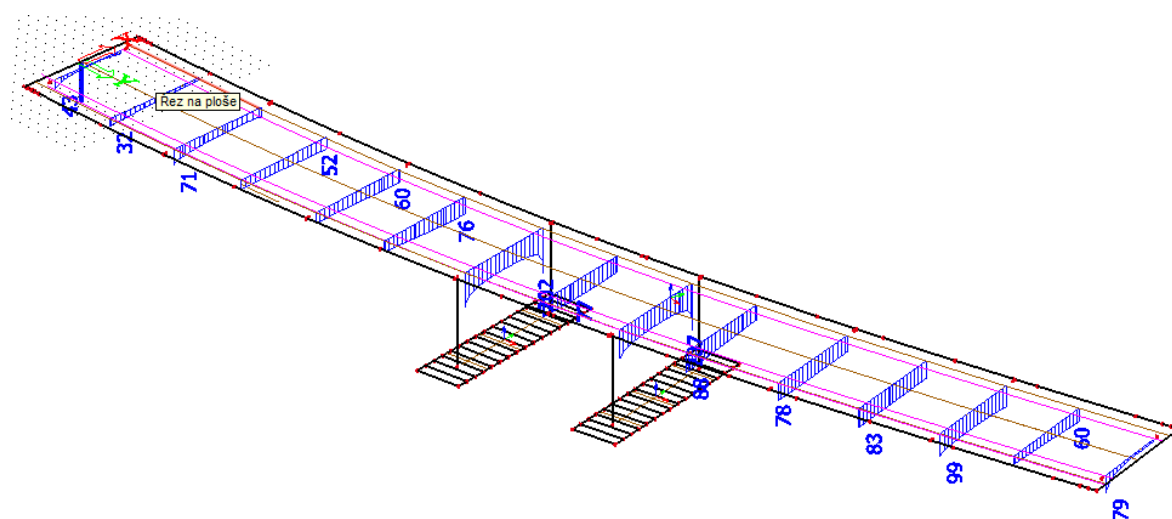
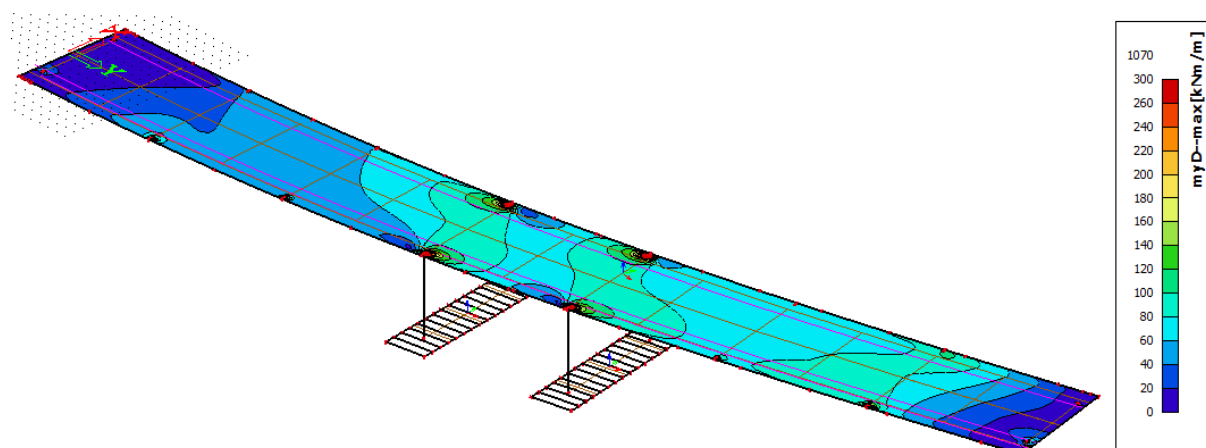




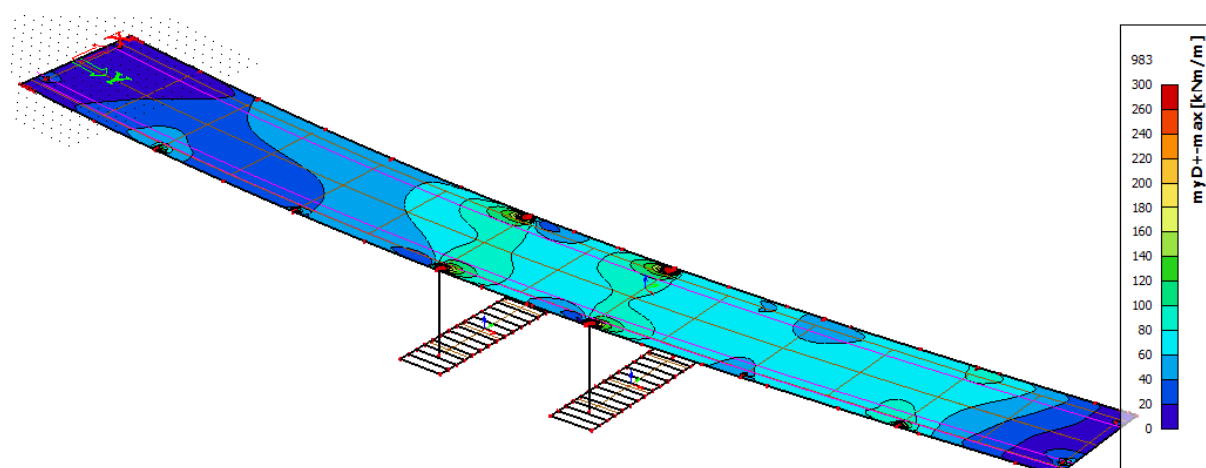
Průběh ohybových momentů m_{xD+} (horní vlákna) od teploty

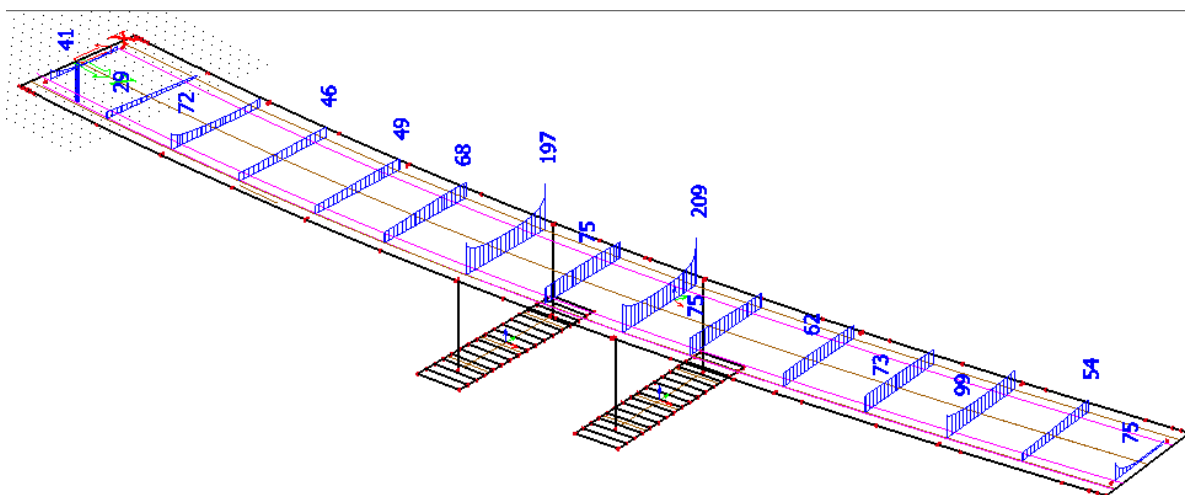


Průběh posouvajících sil v_x od teploty (obálka)

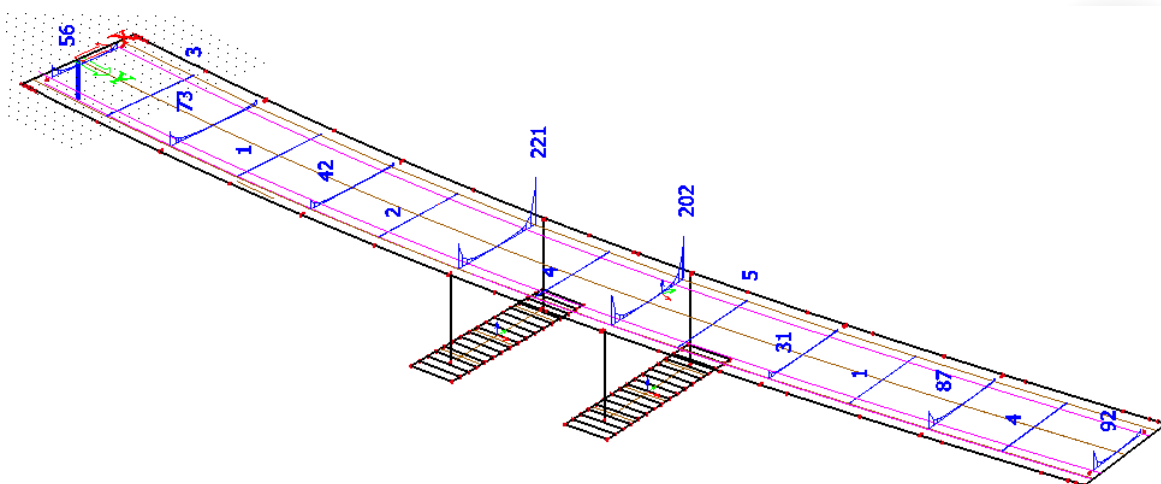
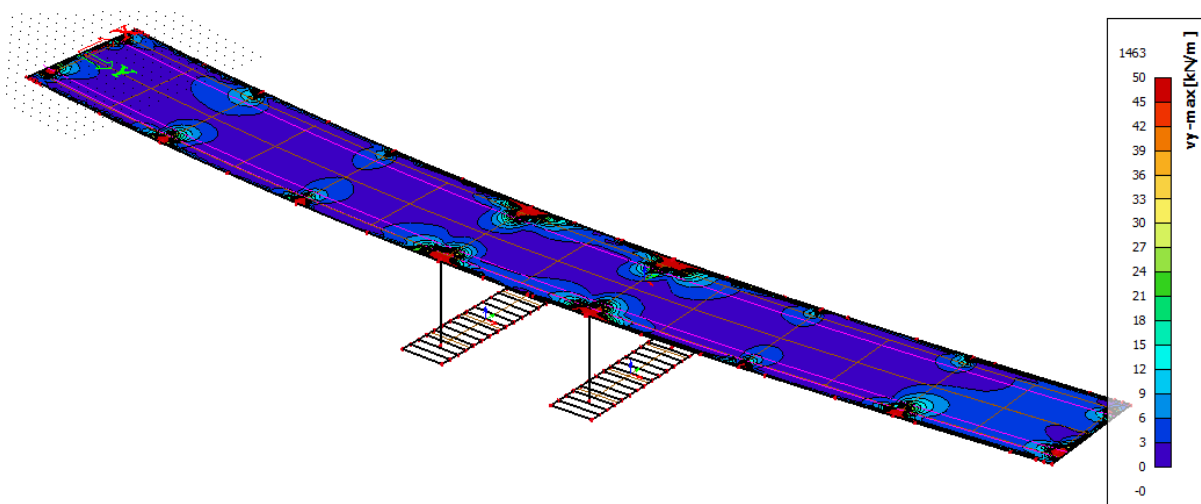


Průběh ohybových momentů m_{yD} - (dolní vlákna) od teploty



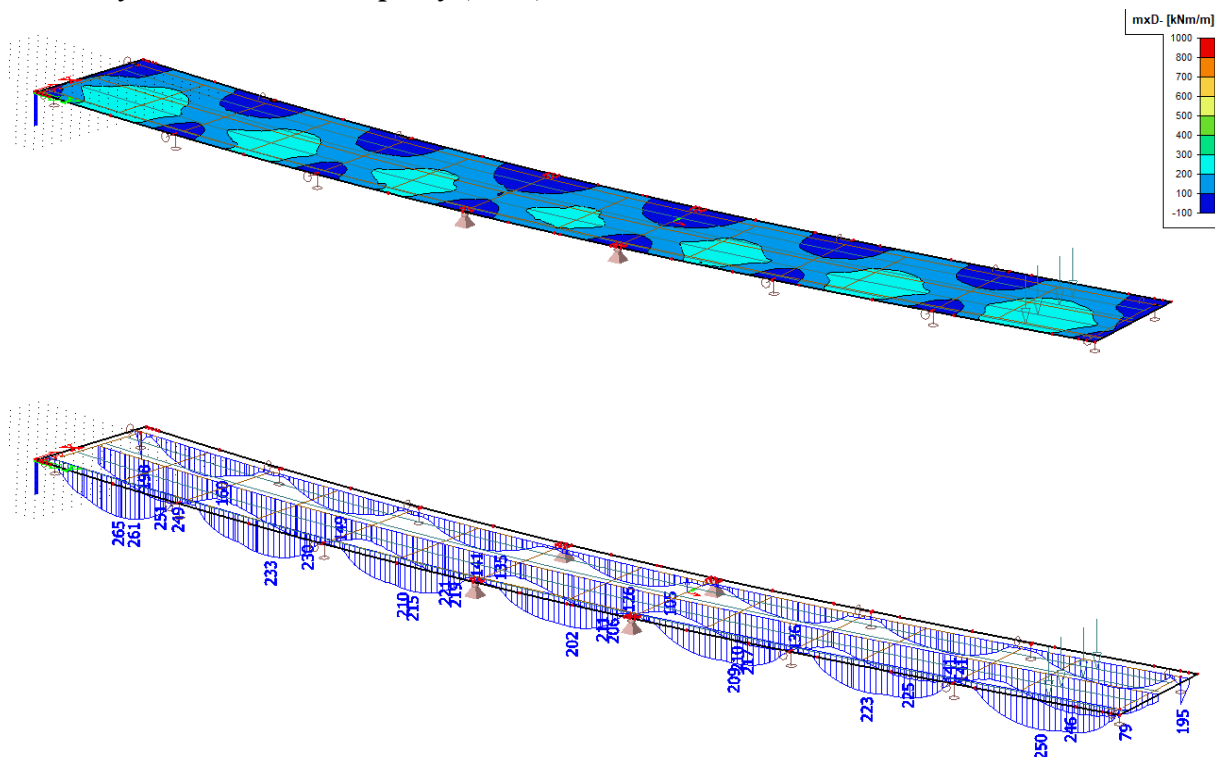


Průběh ohybových momentů m_{yD+} (horní vlákna) od teploty

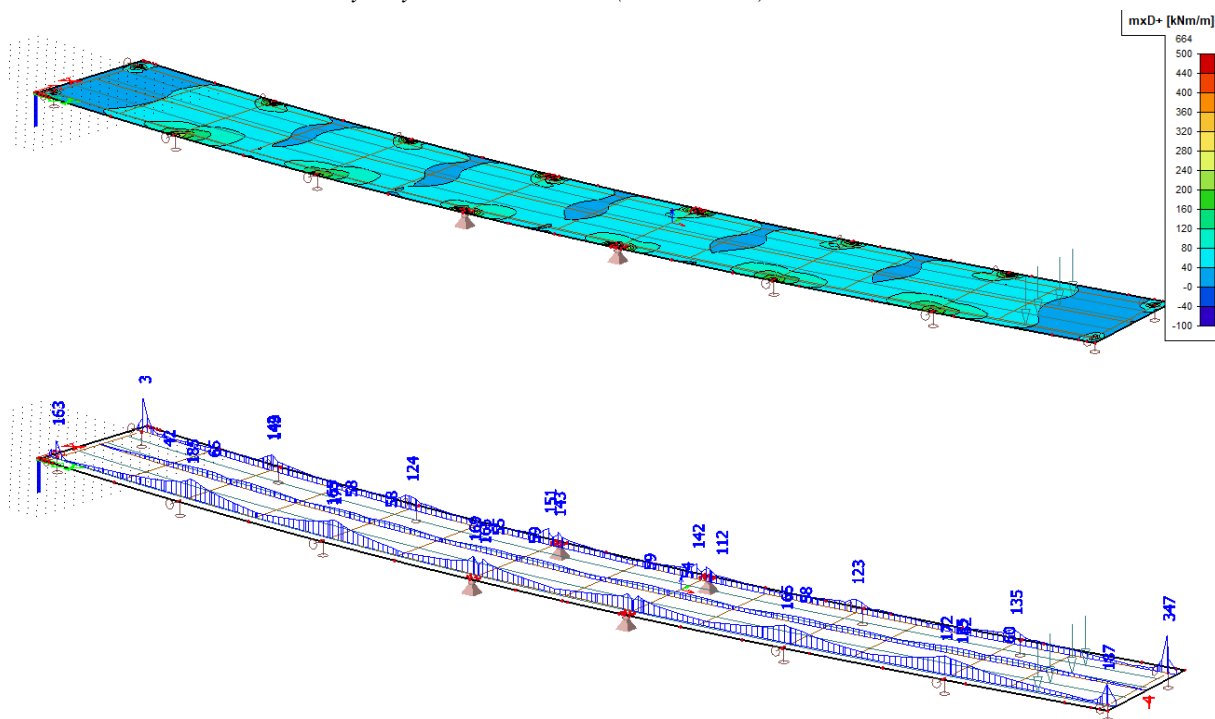


Průběh posouvajících sil v_y od teploty (obálka)

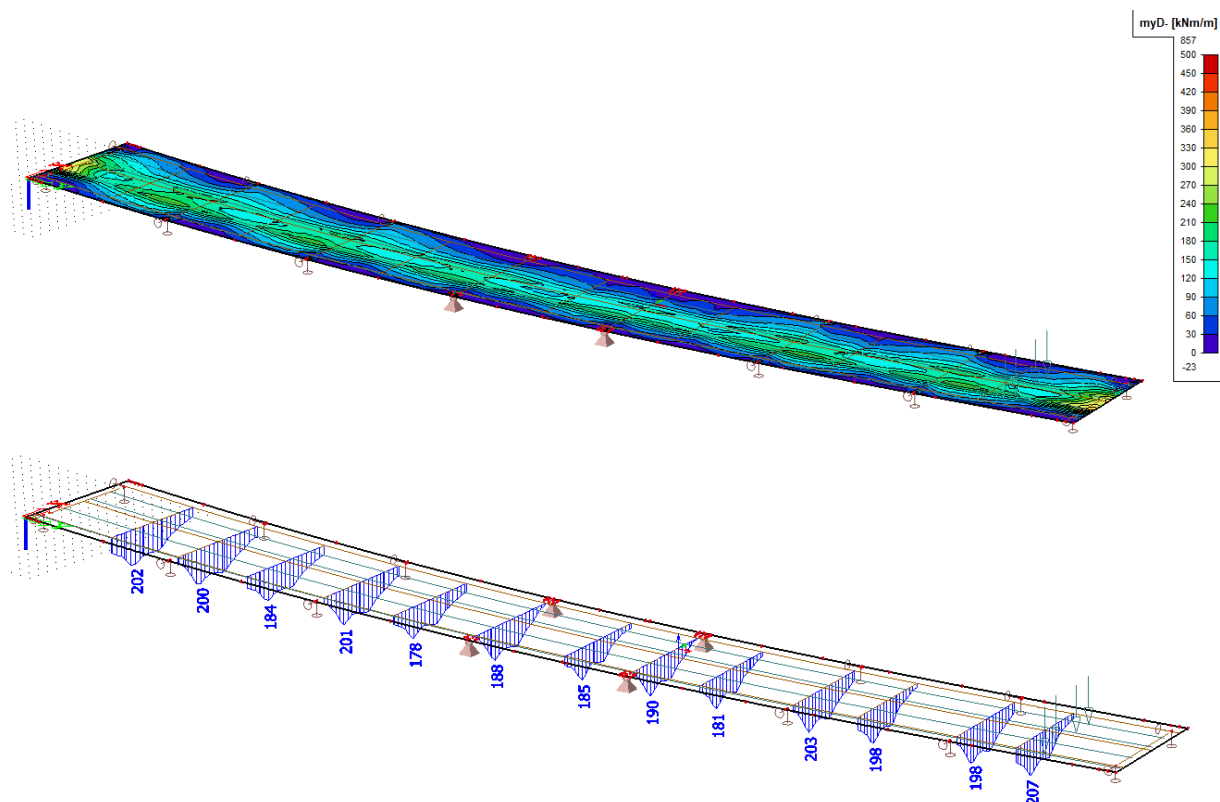
Průběhy vnitřních sil od dopravy (LM1)



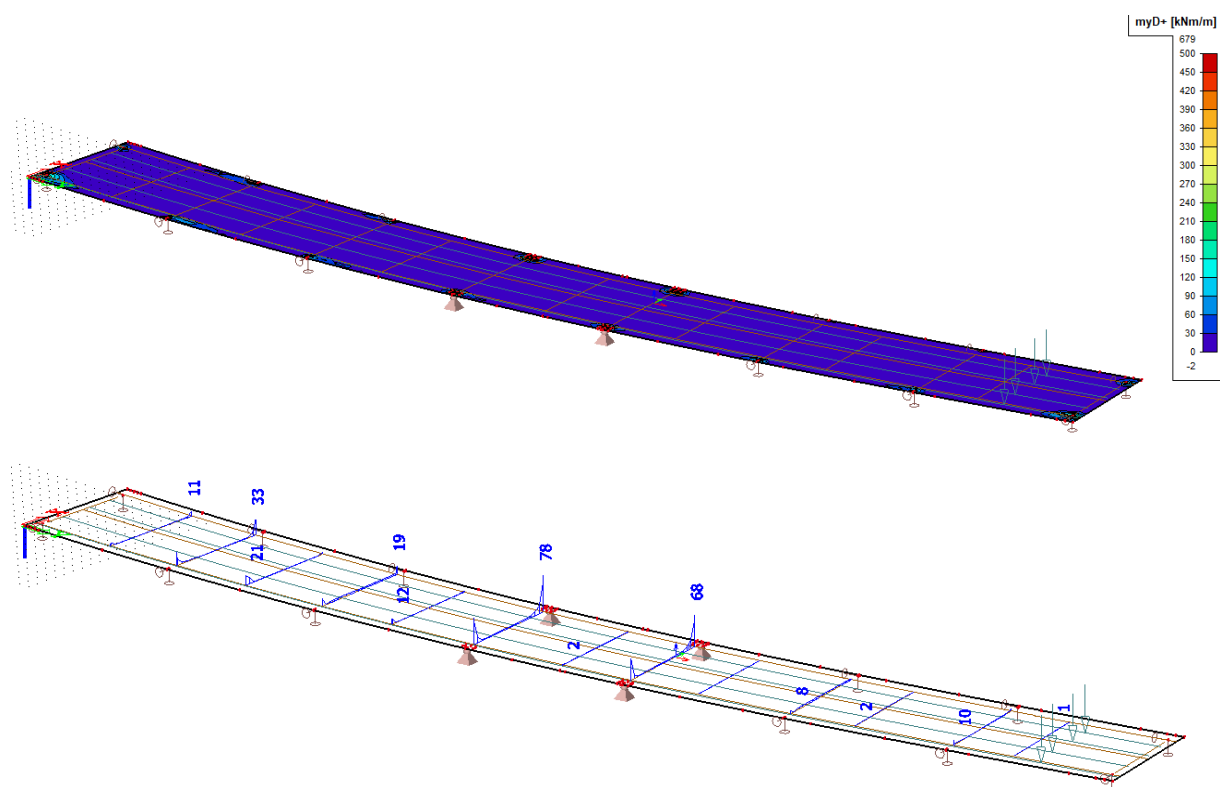
Průběh ohybových momentů $mxD-$ (dolní vlákna) od LM1 – TS



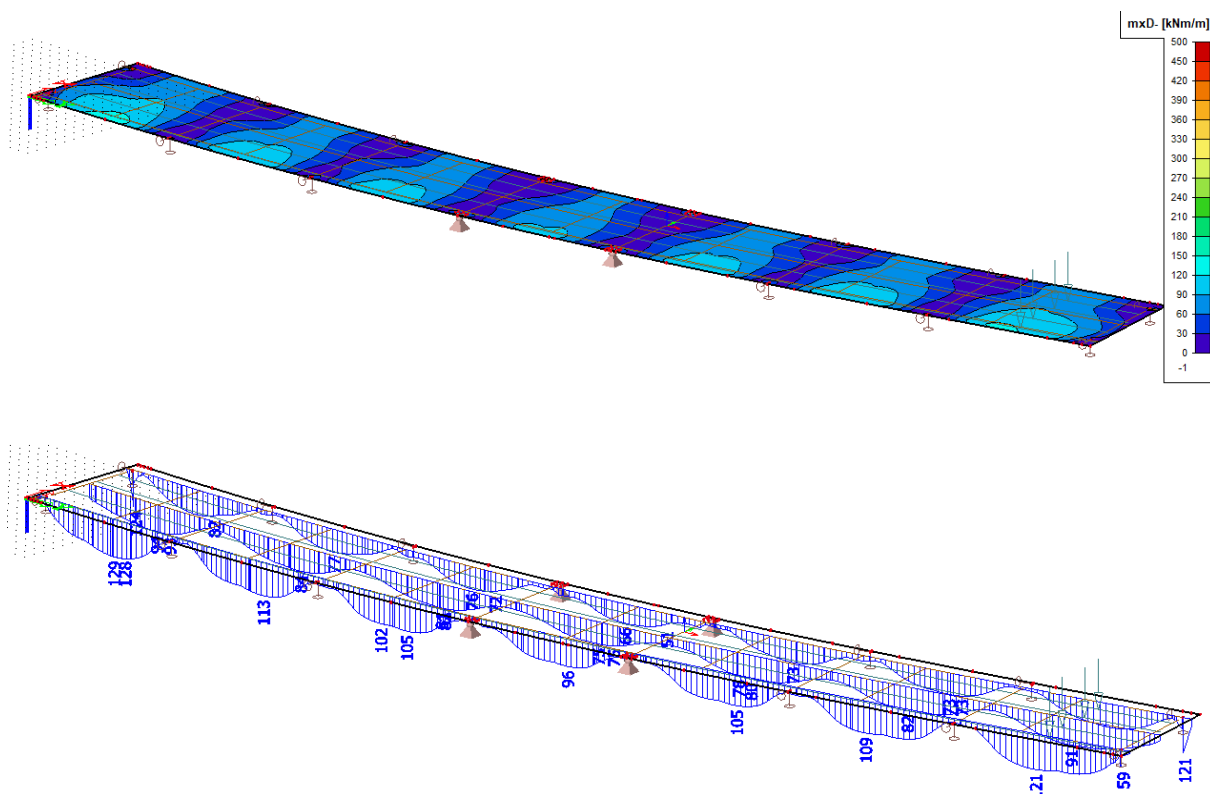
Průběh ohybových momentů $mxD+$ (horní vlákna) od LM1 – TS



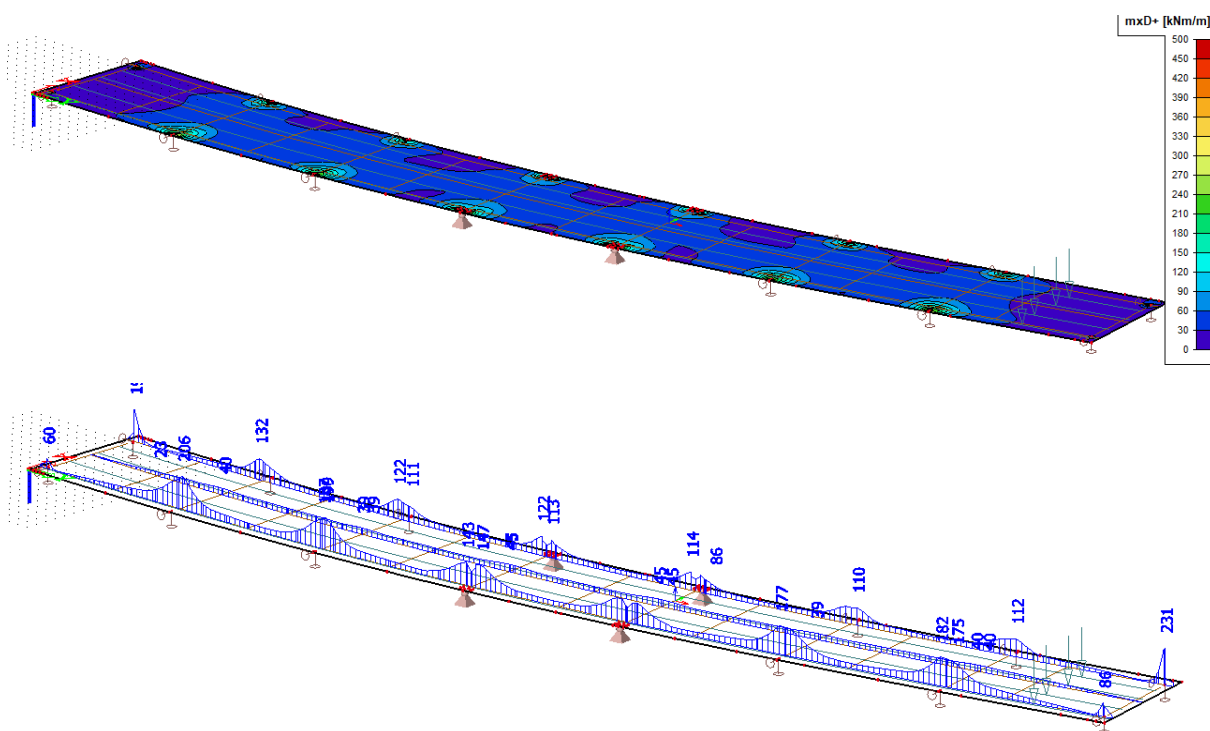
Průběh ohybových momentů myD- (dolní vlákna) od LM1 – TS



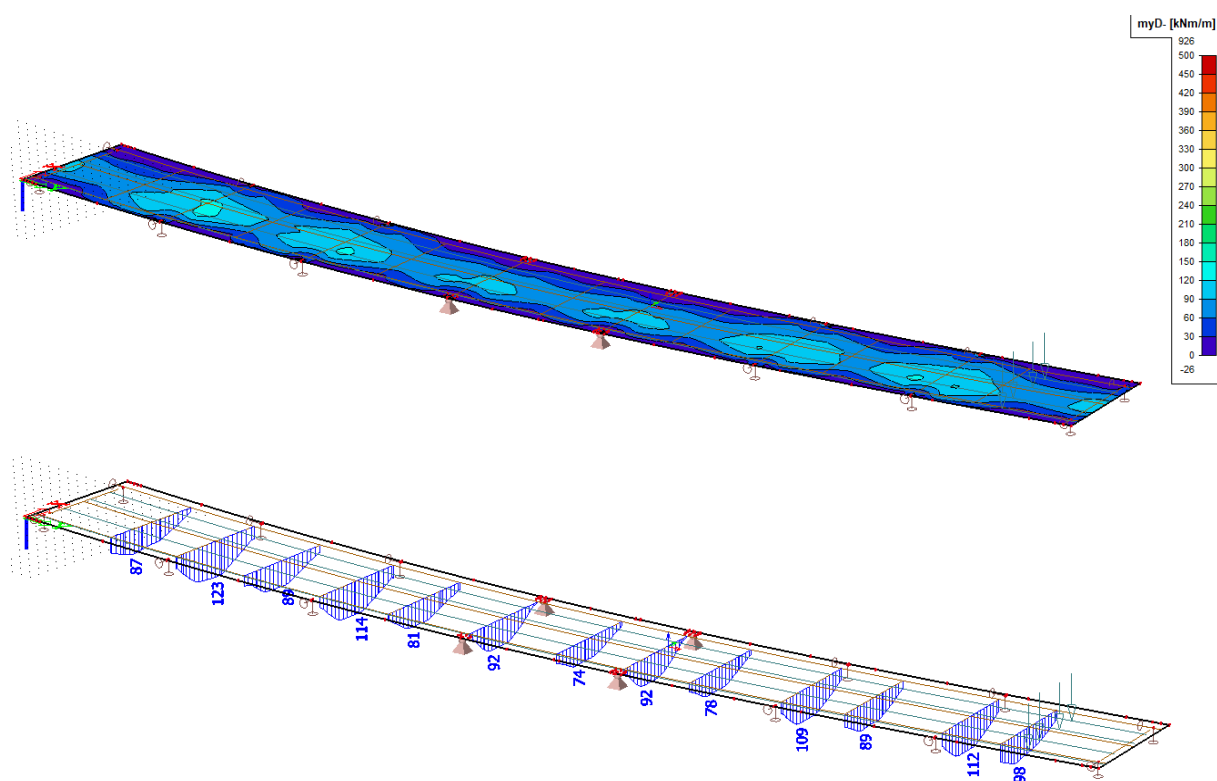
Průběh ohybových momentů myD+ (horní vlákna) od LM1 – TS



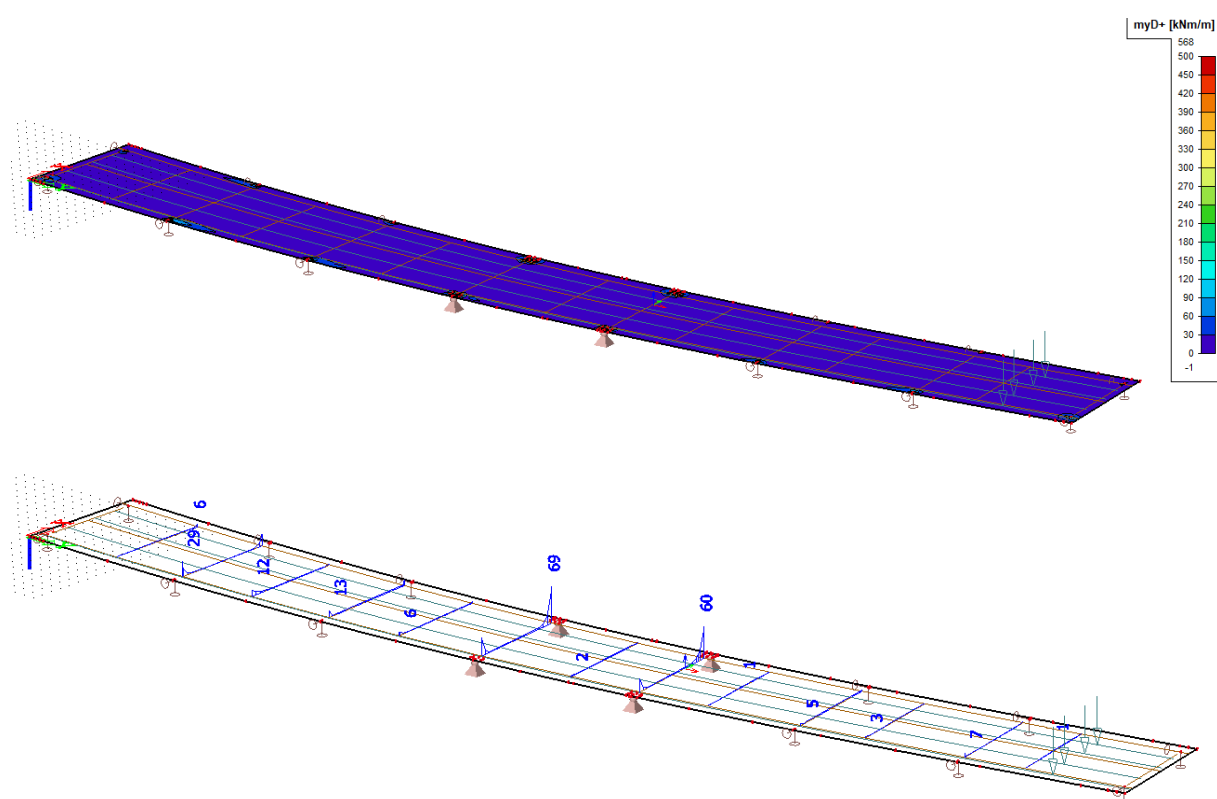
Průběh ohybových momentů m_{xD-} (dolní vlákna) od LM1 – UDL



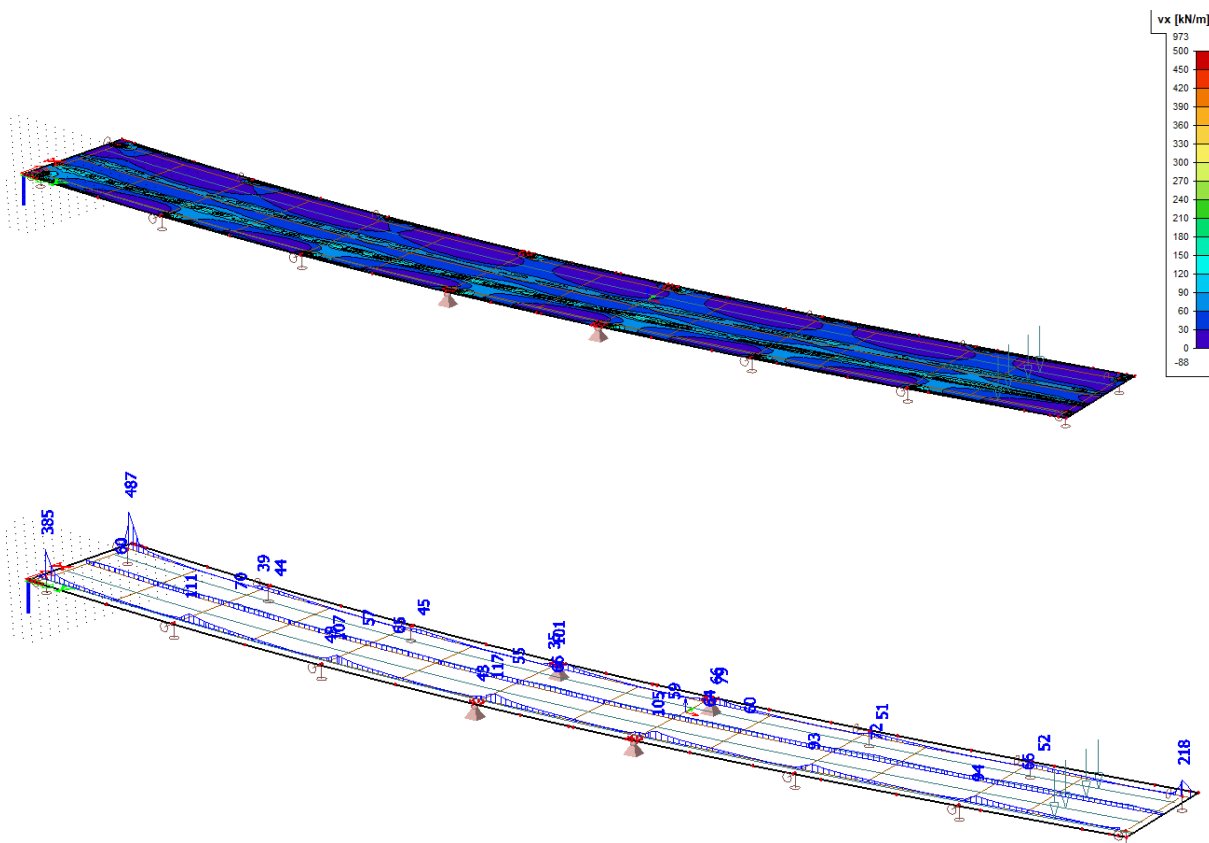
Průběh ohybových momentů m_{xD+} (horní vlákna) od LM1 – UDL



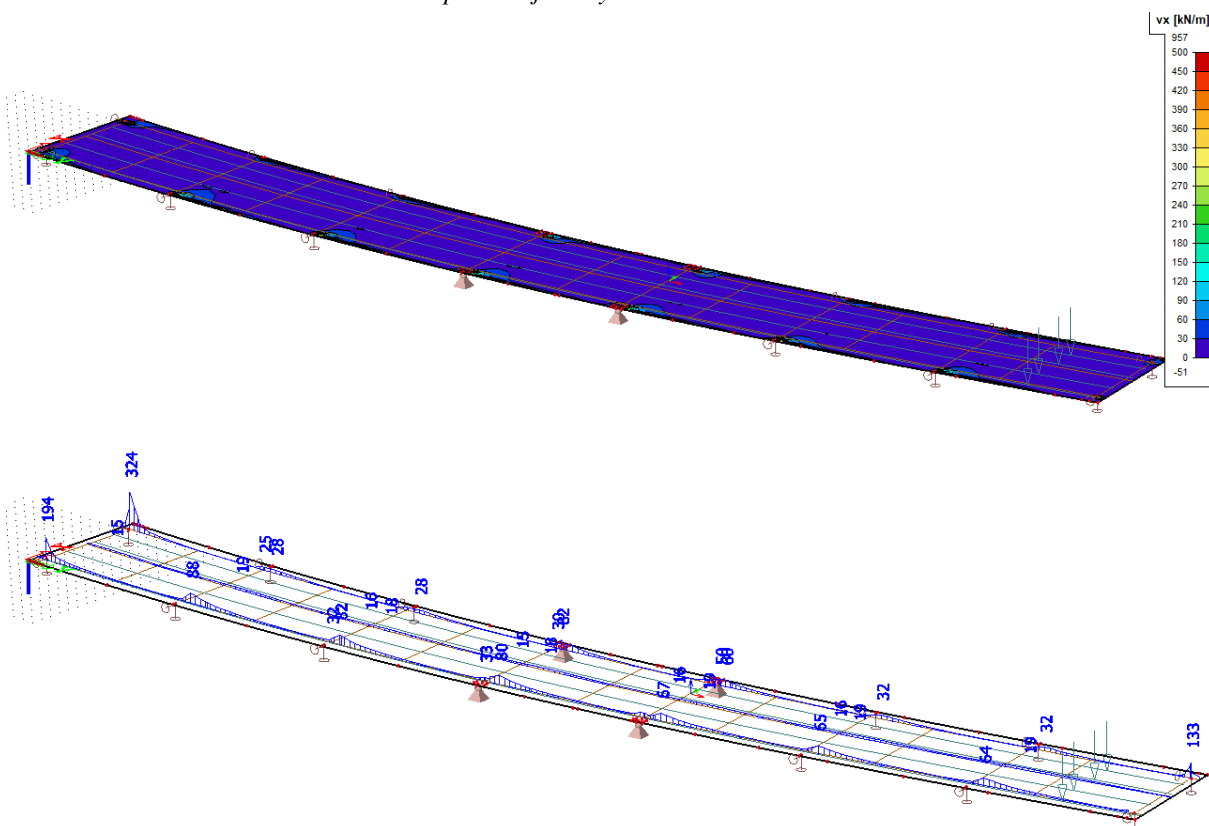
Průběh ohybových momentů myD- (dolní vlákna) od LM1 – UDL



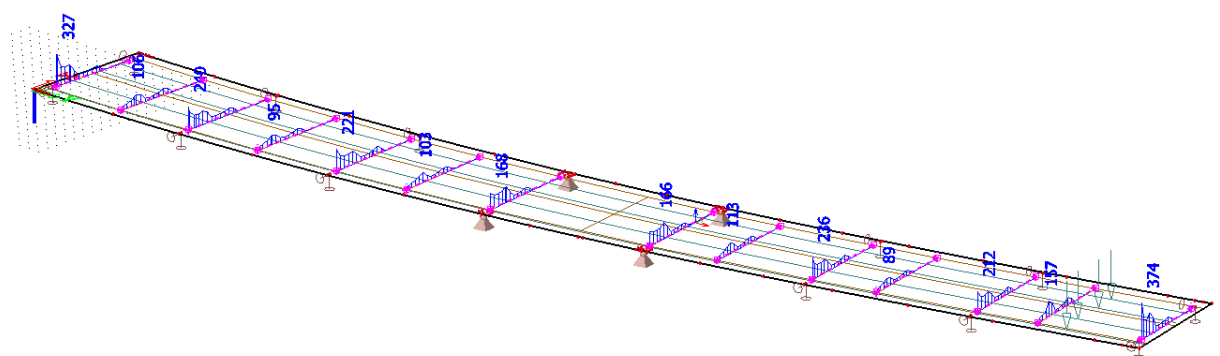
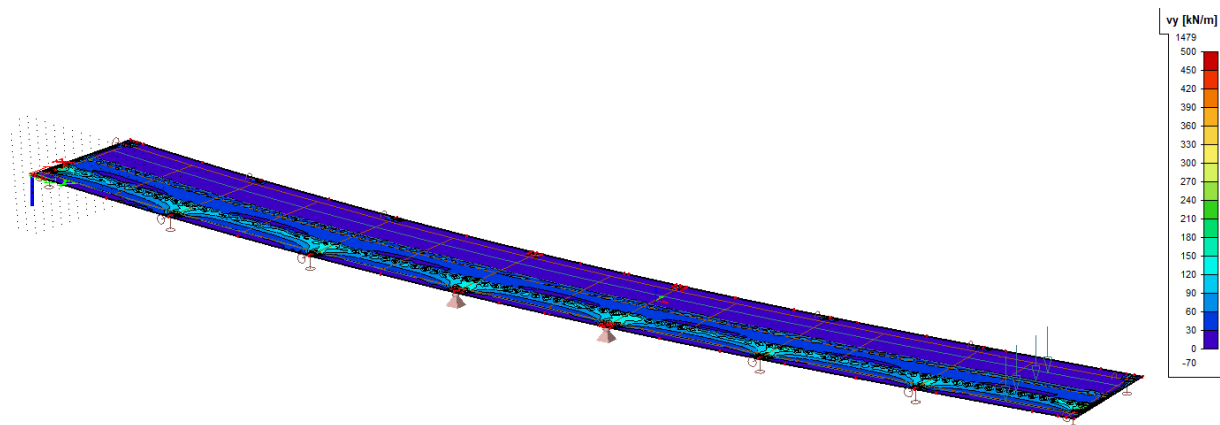
Průběh ohybových momentů myD+ (horní vlákna) od LM1 - UDL



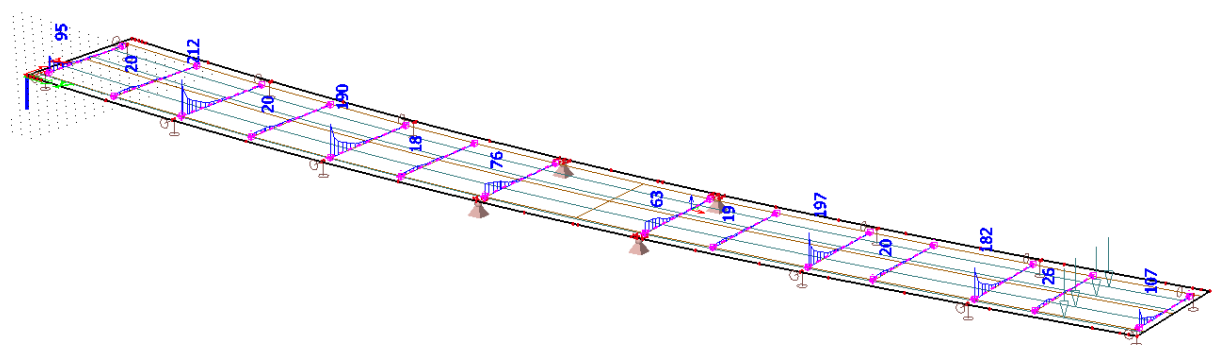
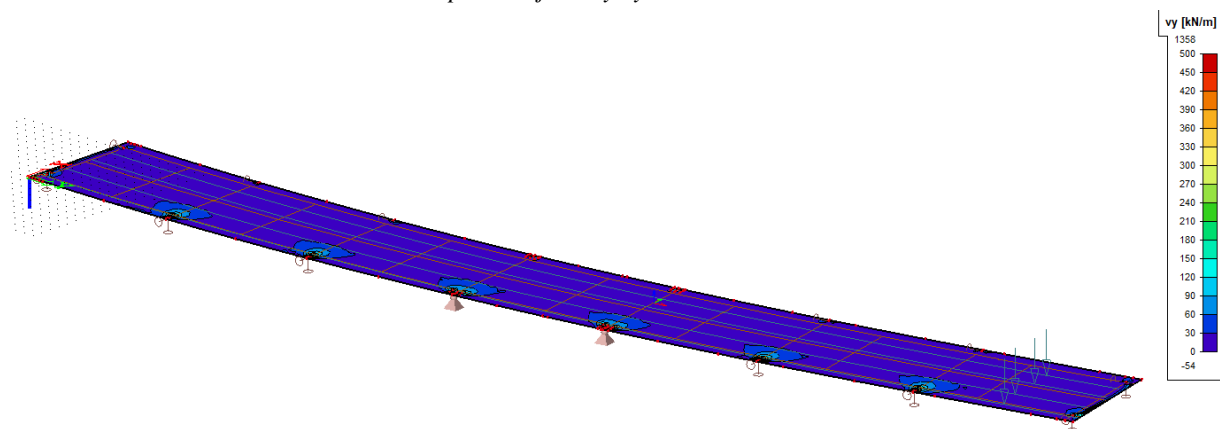
Průběh posouvající síly v_x od LM1 – TS



Průběh posouvající síly v_x od LM1 – UDL



Průběh posouvající síly v_y od LM1 – TS

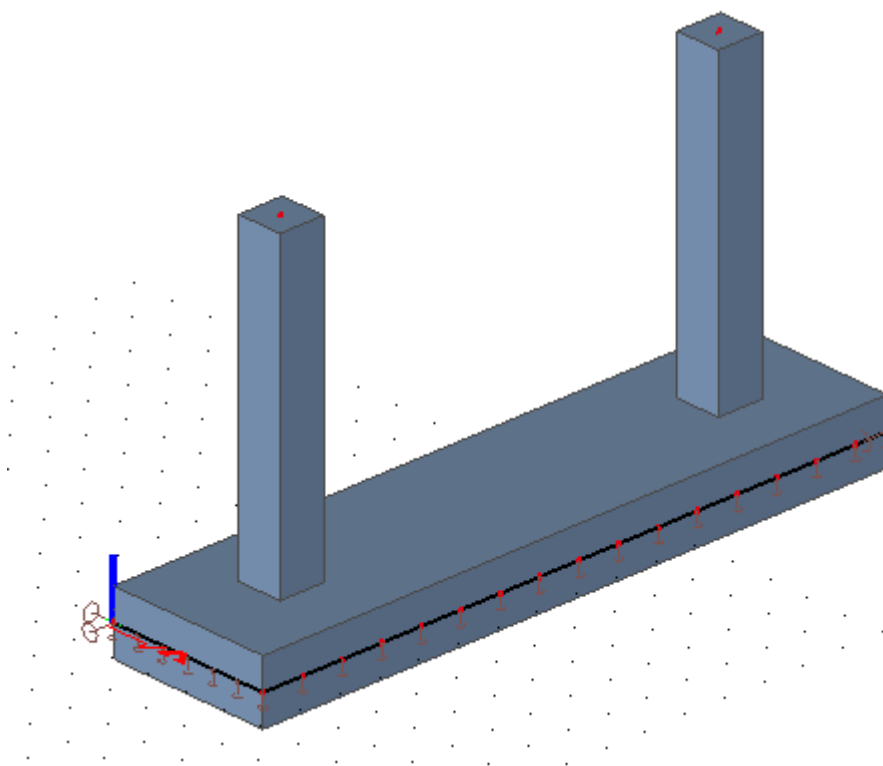


Průběh posouvající síly v_y od LM1 - UDL

8.3 Vnitřní síly na pilířích

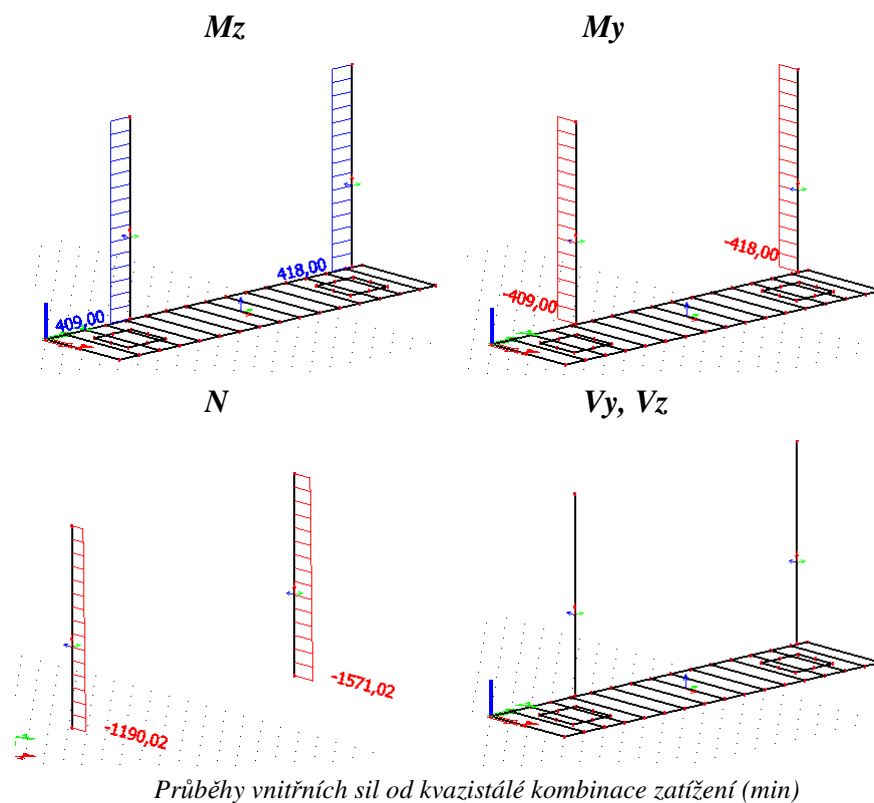
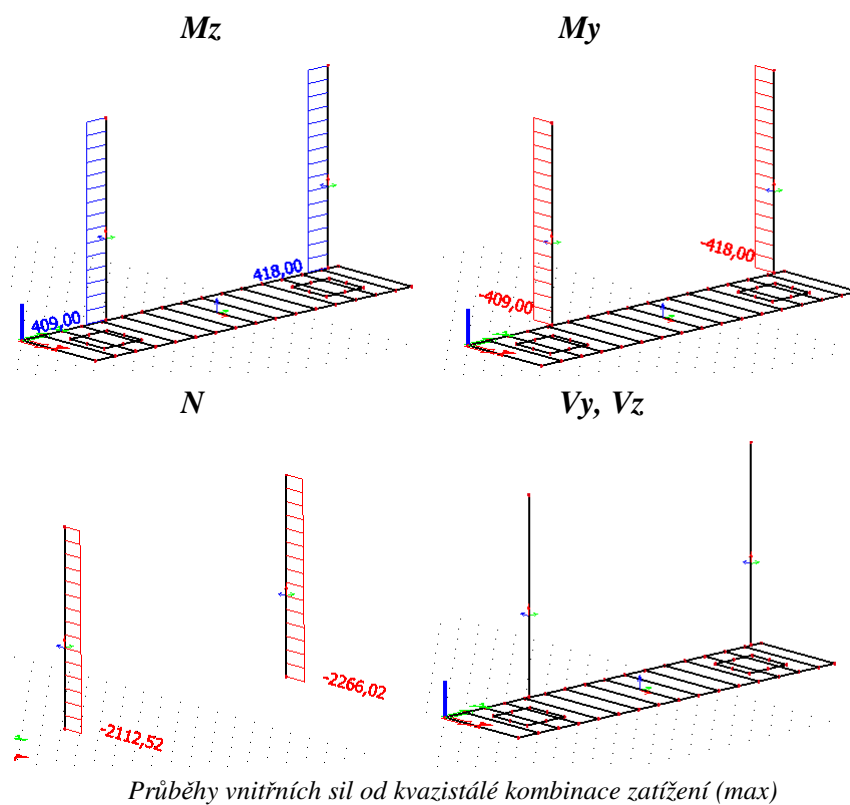
Z hlediska statického návrhu konstrukce a návrhu betonářské výztuže byly vnitřní podpěry rozděleny na dvě skupiny. První skupinou jsou pilíře s pevnými ložisky. Jedná se o pilíře P4 a P5. Druhou skupinou pilířů jsou pilíře P2-P3 a P6-P7, na kterých je nosná konstrukce uložena pomocí podélně posuvného resp. všesměrně posuvného ložiska. Pilíře byly zatíženy reakcemi z nosné konstrukce (viz kapitola 8.1). Pilíře s pevnými ložisky byly ještě doplněny o zatížení teplotou, rozdílovým třením, brzdnými a odstředivými silami a podélným a příčným větrem. Pro přehlednost jsou v této kapitole uvedeny už jen průběhy vnitřních sil kombinací jednotlivých zatížení.

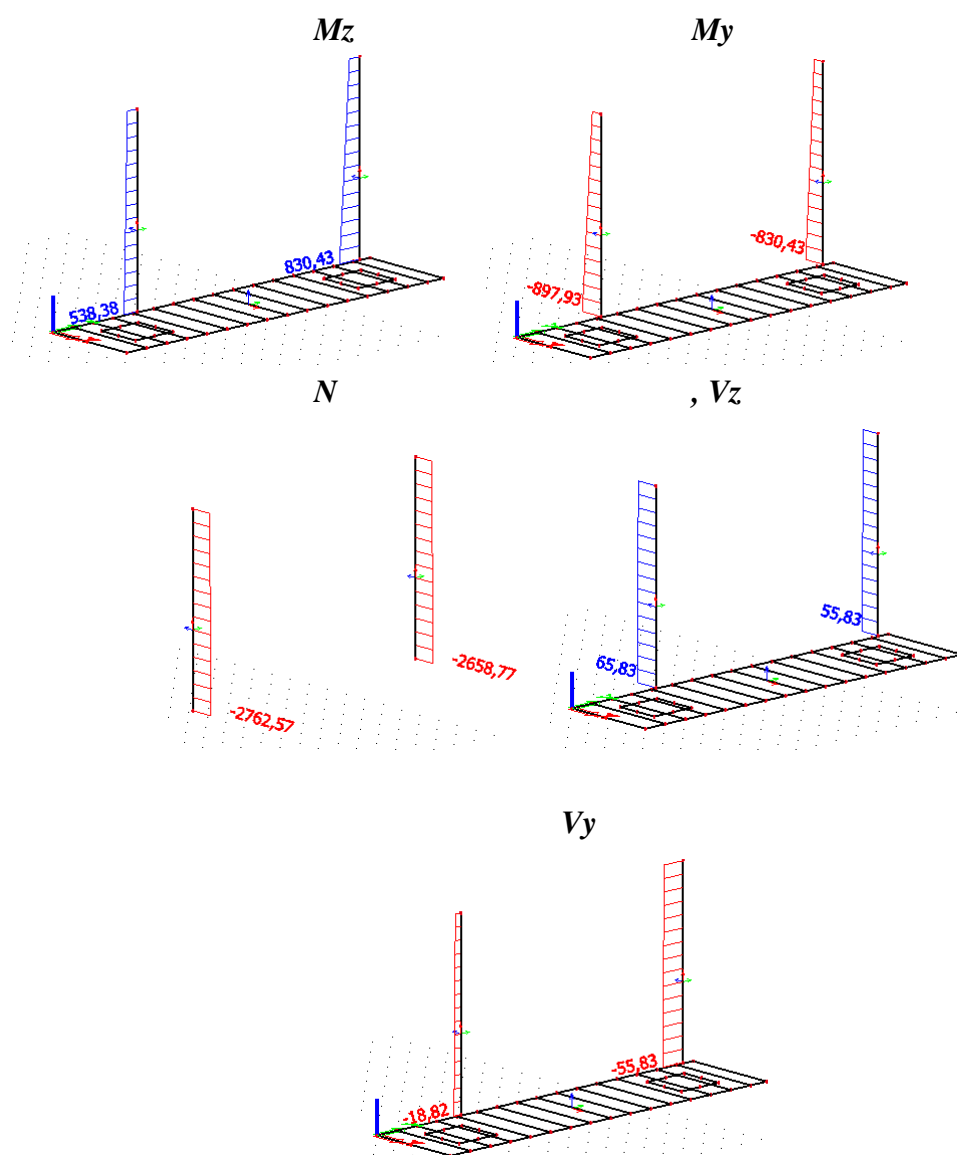
Pro výpočet vnitřních sil byly vnitřní podpěry modelovány společně se základem v programu Scia Engineer jako deskostěnový model. Dimenze a vyztužení jednotlivých betonových prvků byly posouzeny v programu Idea. Základová spára byla posouzena v programu GEO (viz dále).



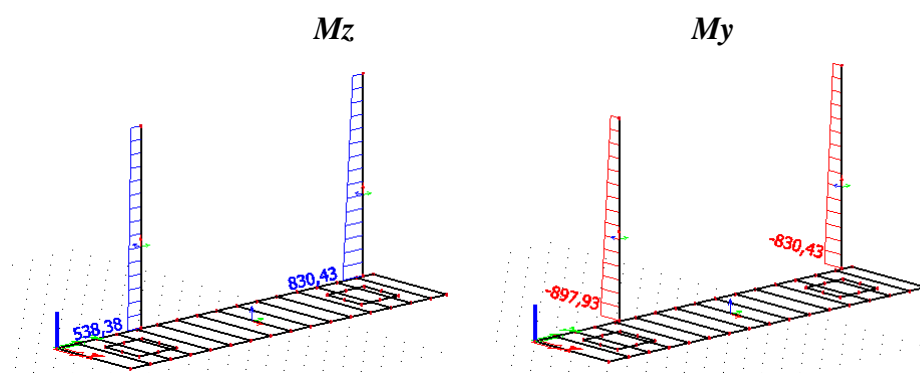
Uvažovaný výpočetní model pilíře společně se základy v programu Scia Engineer

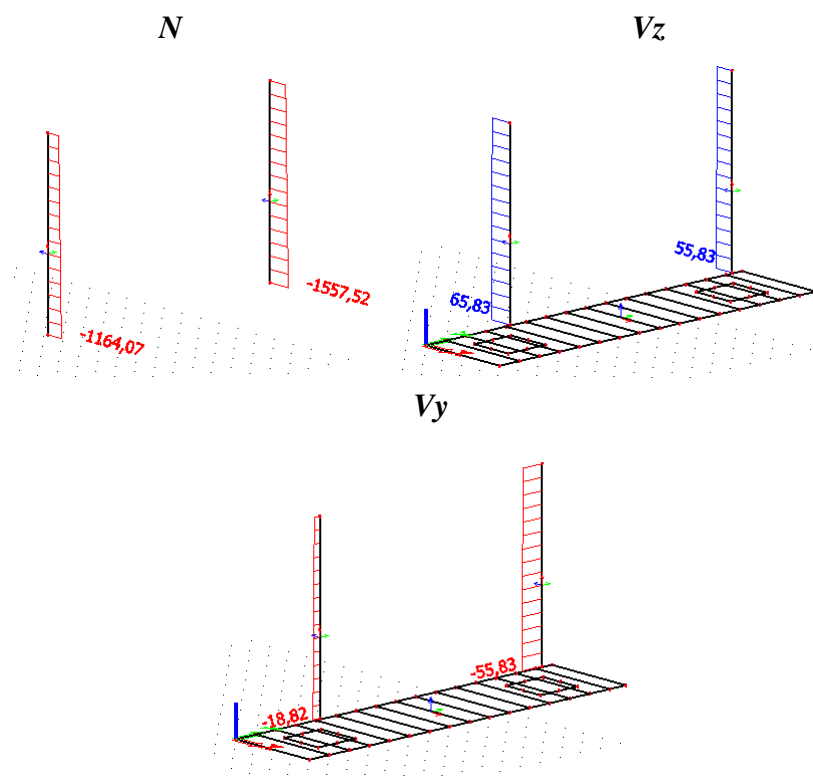
Průběh vnitřních sil na nejméně příznivě zatíženém pilíři skupiny 1 (pilíř s podélně posuvným a všesměrným ložiskem)



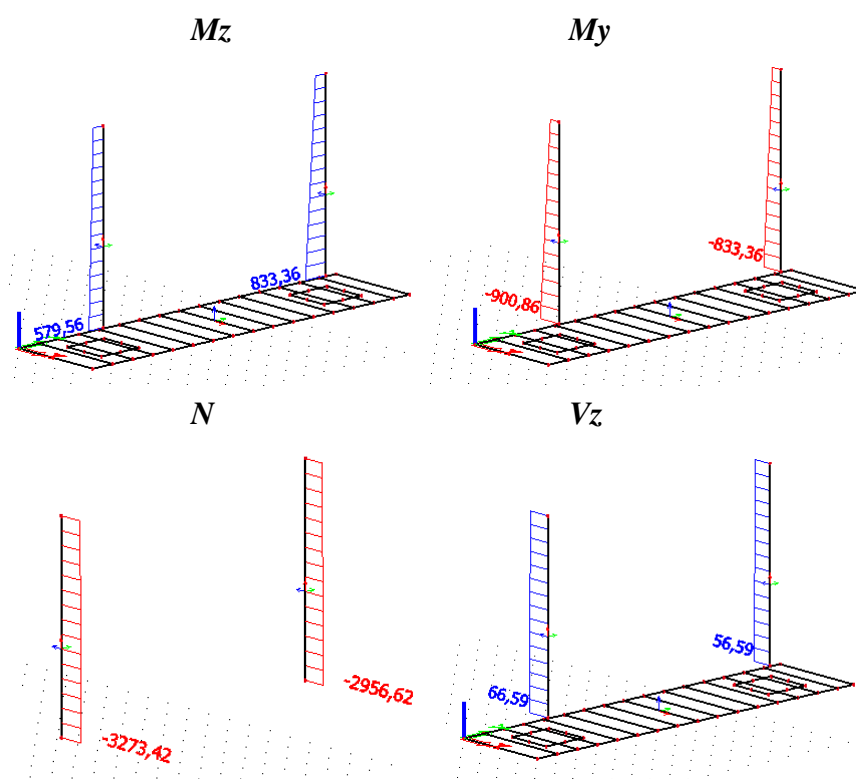


Průběhy vnitřních sil od časté kombinace zatížení (max)

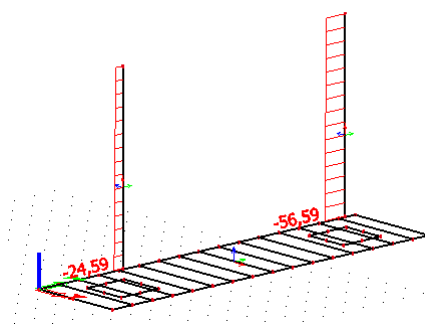




Průběhy vnitřních sil od časté kombinace zatížení (min)

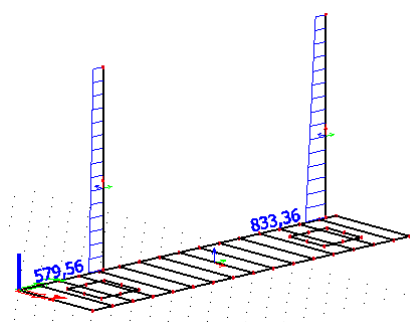


V_y

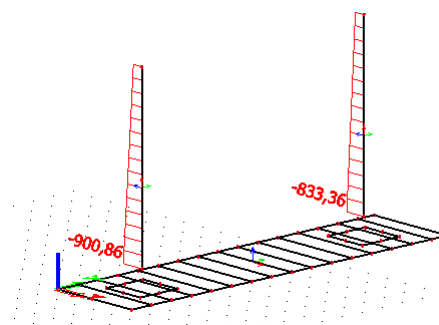


Průběhy vnitřních sil od charakteristické kombinace zatížení (max)

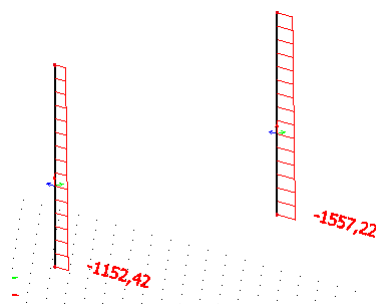
M_z



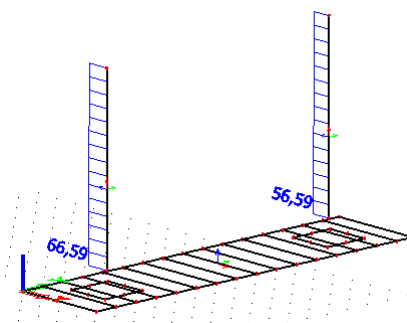
M_y



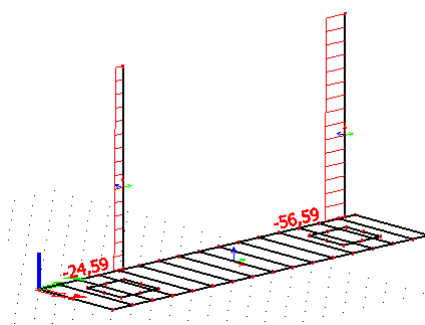
N



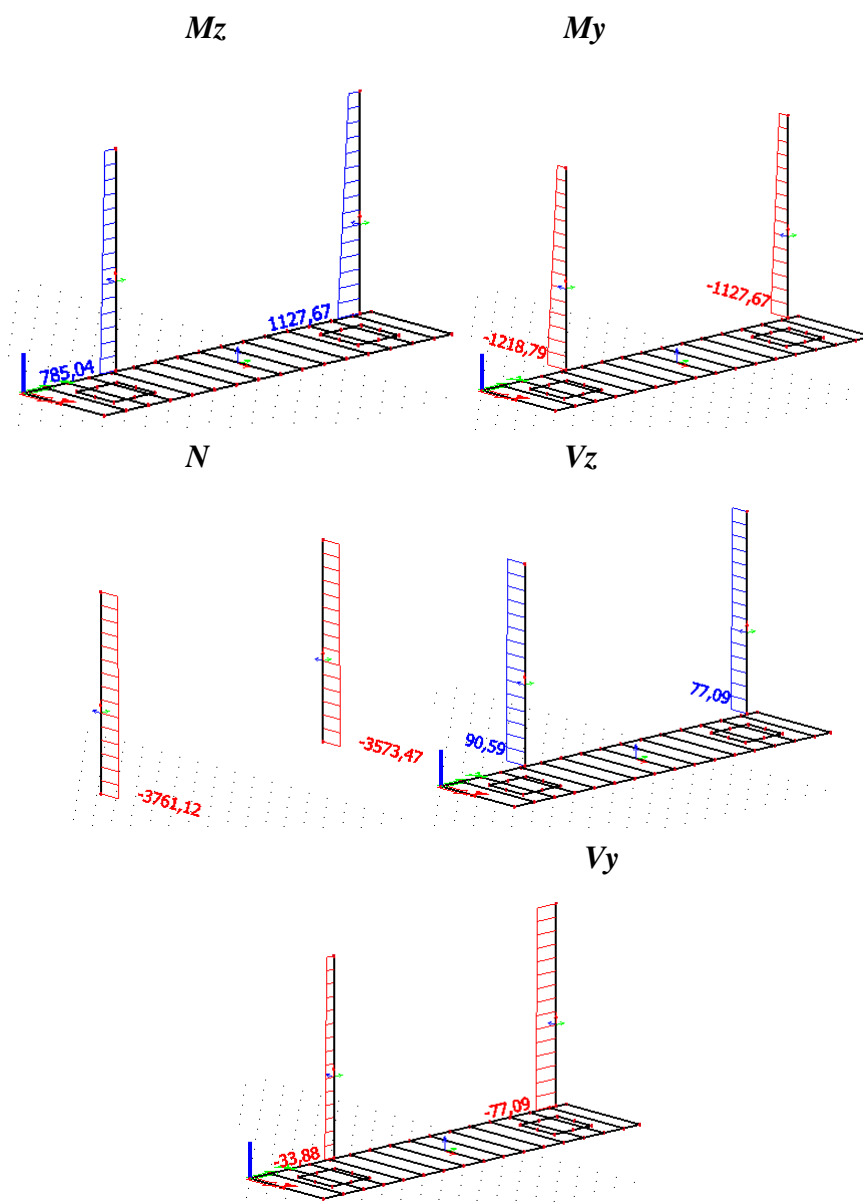
V_z



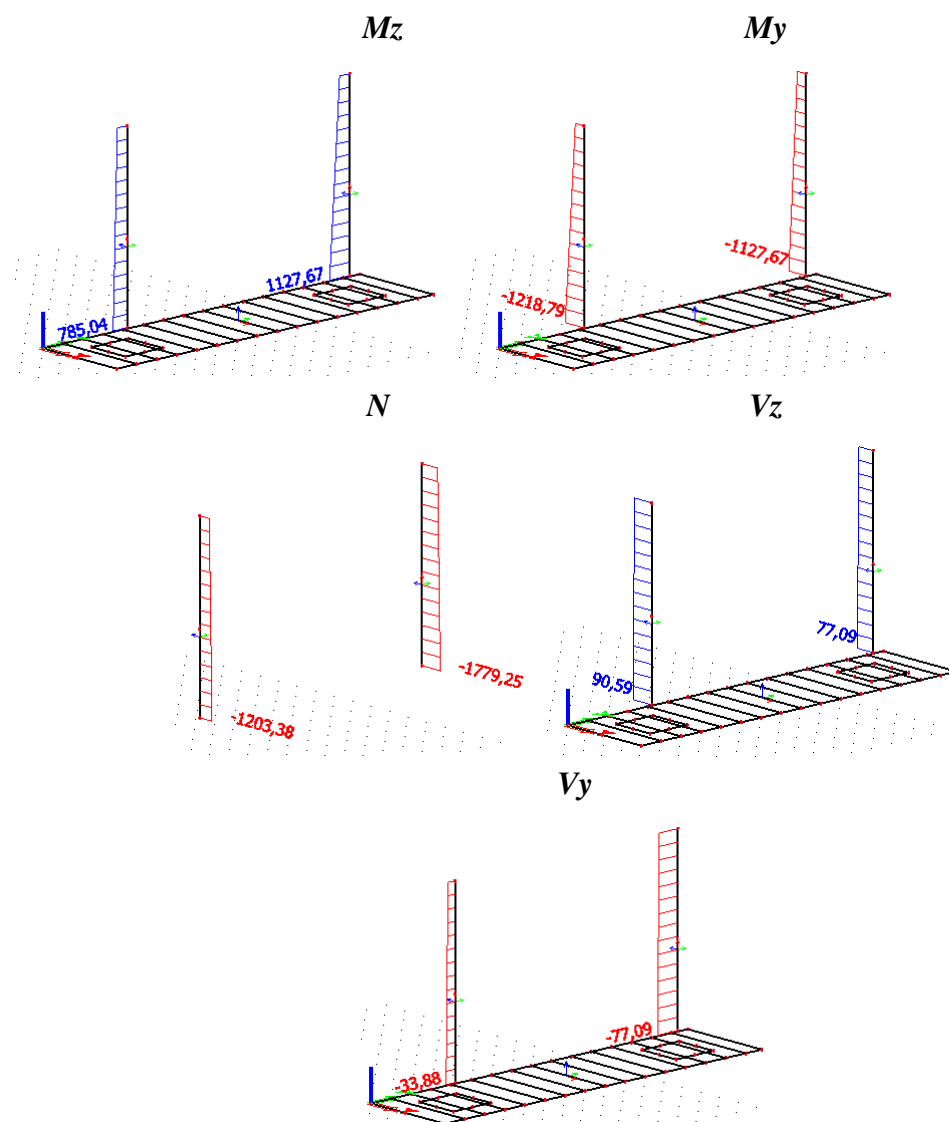
V_y



Průběhy vnitřních sil od charakteristické kombinace zatížení (min)

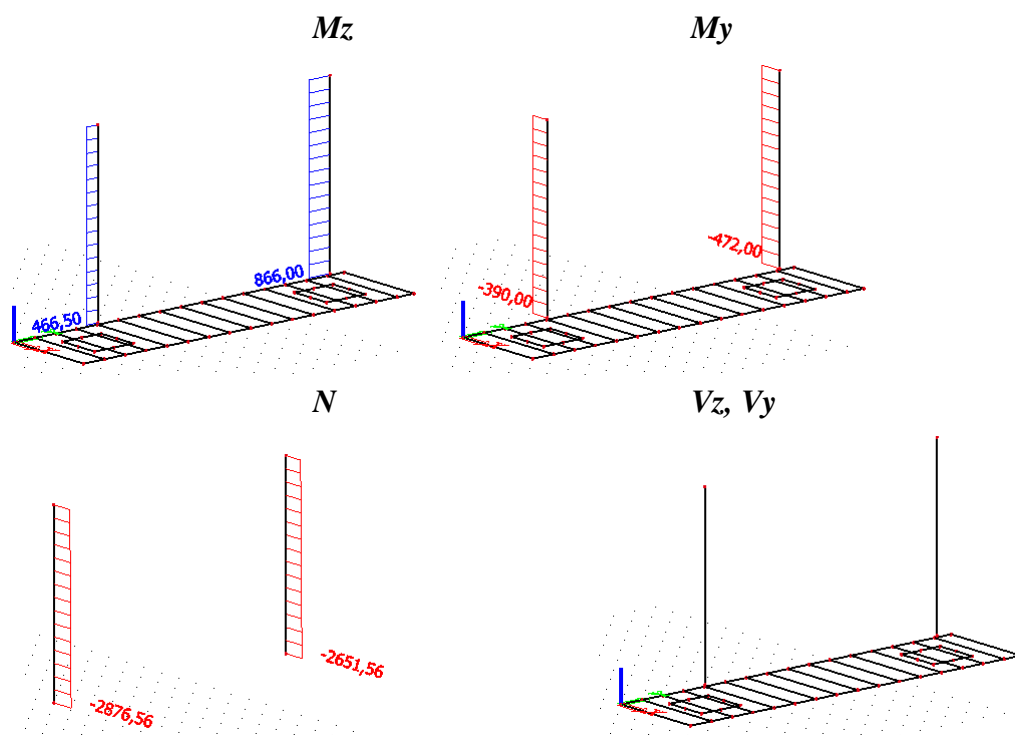


Průběhy vnitřních sil od kombinace zatížení MSU (max)

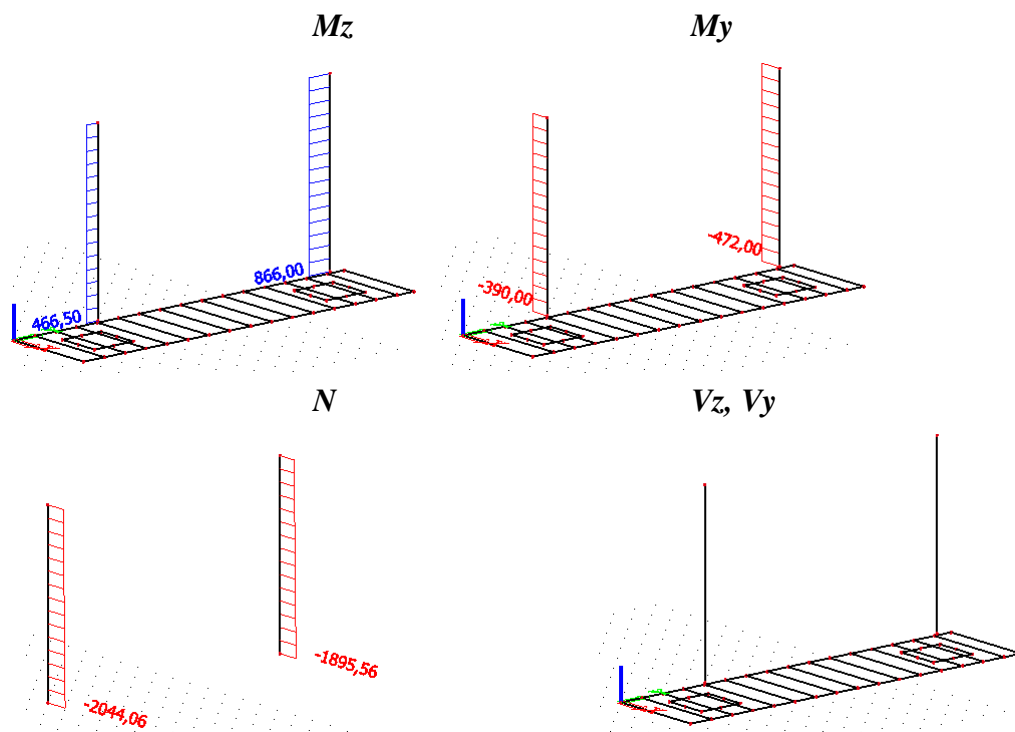


Průběhy vnitřních sil od kombinace zatížení MSU (min)

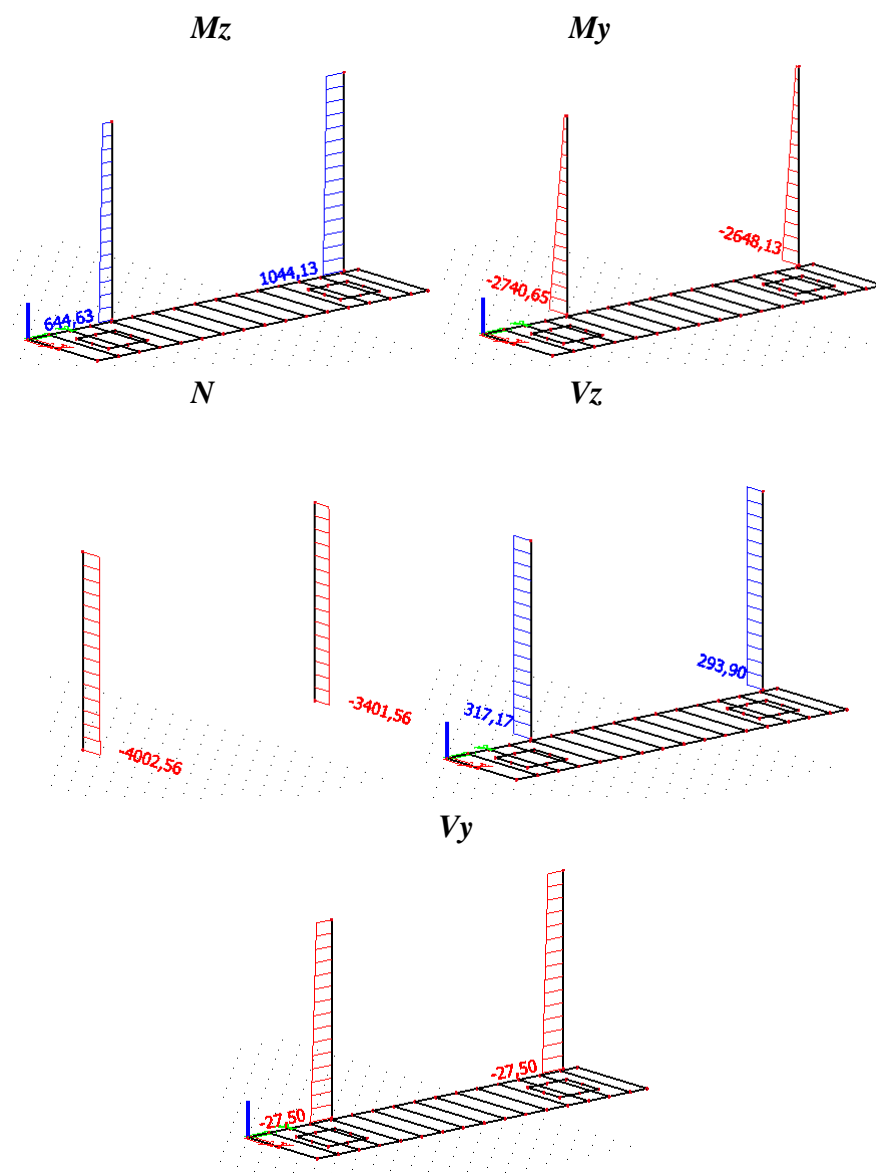
Průběh vnitřních sil na nejméně příznivě zatíženém pilíři skupiny 2 (pilíř s pevnými ložisky)



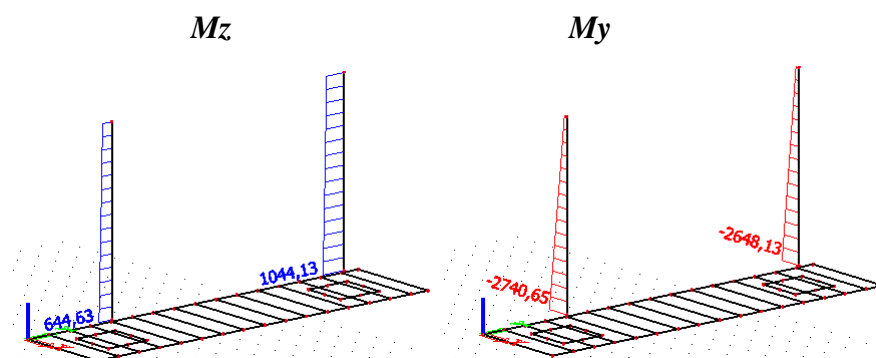
Průběhy vnitřních sil od kvazistálé kombinace zatížení (max)

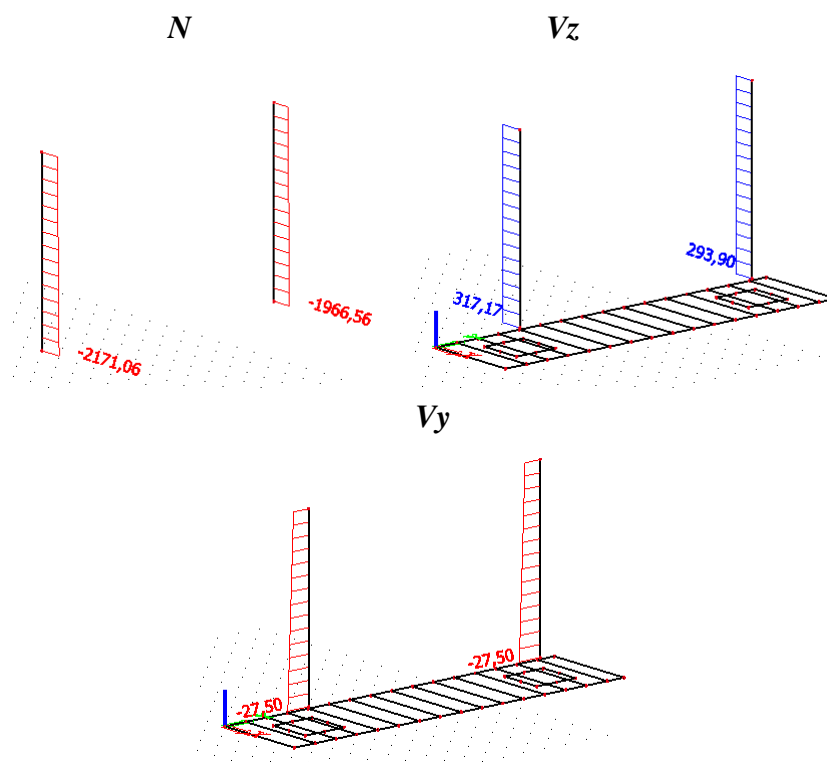


Průběhy vnitřních sil od kvazistálé kombinace zatížení (min)

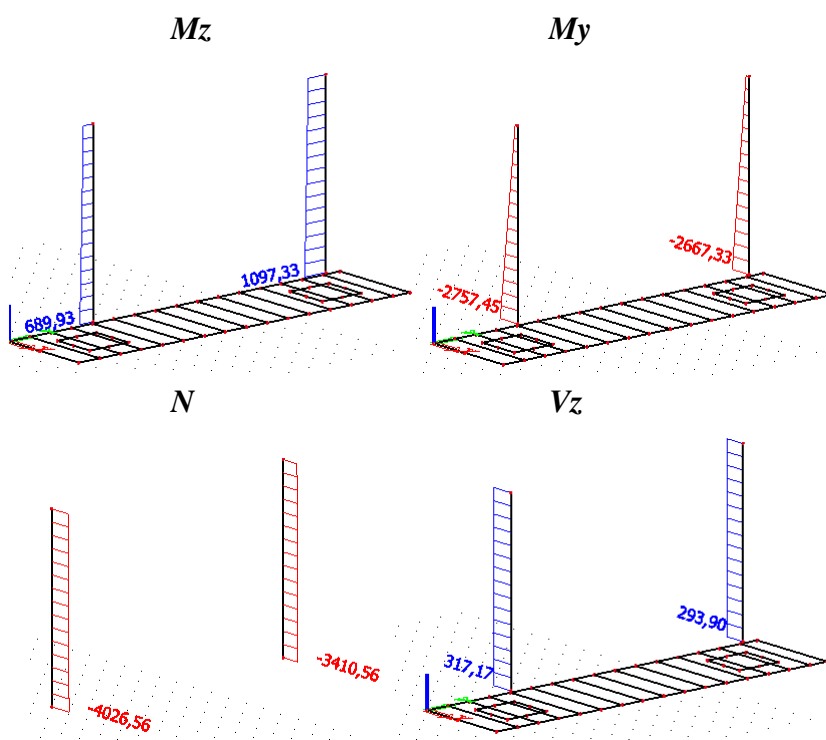


Průběhy vnitřních sil od časté kombinace zatížení (max)

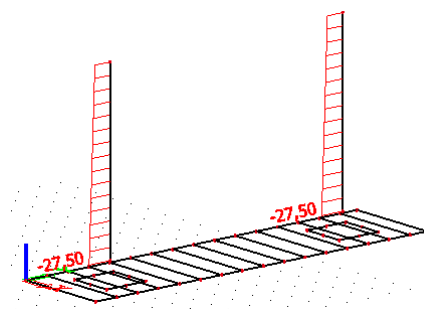




Průběhy vnitřních sil od časté kombinace zatížení (min)



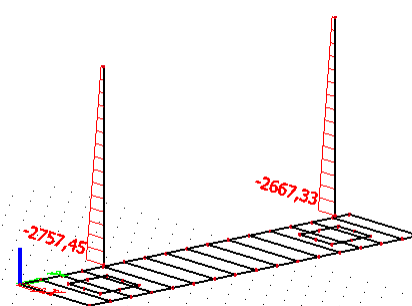
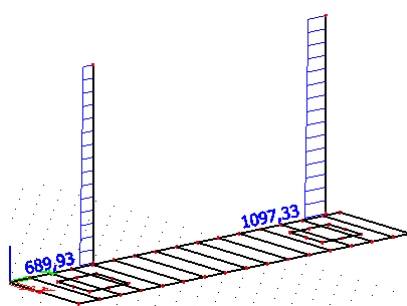
V_y



Průběhy vnitřních sil od charakteristické kombinace zatížení (max)

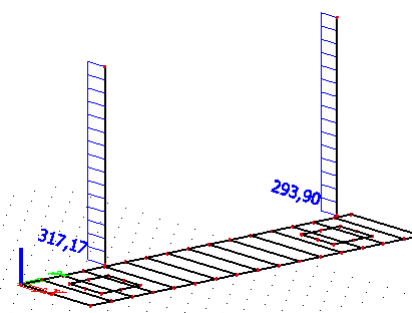
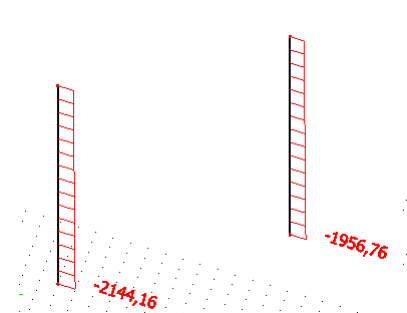
M_z

M_y

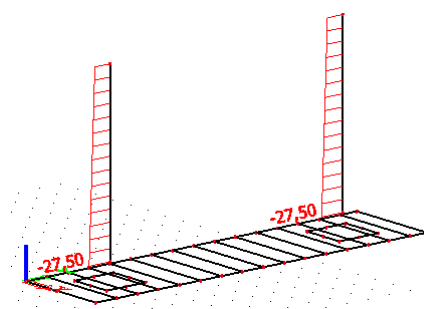


N

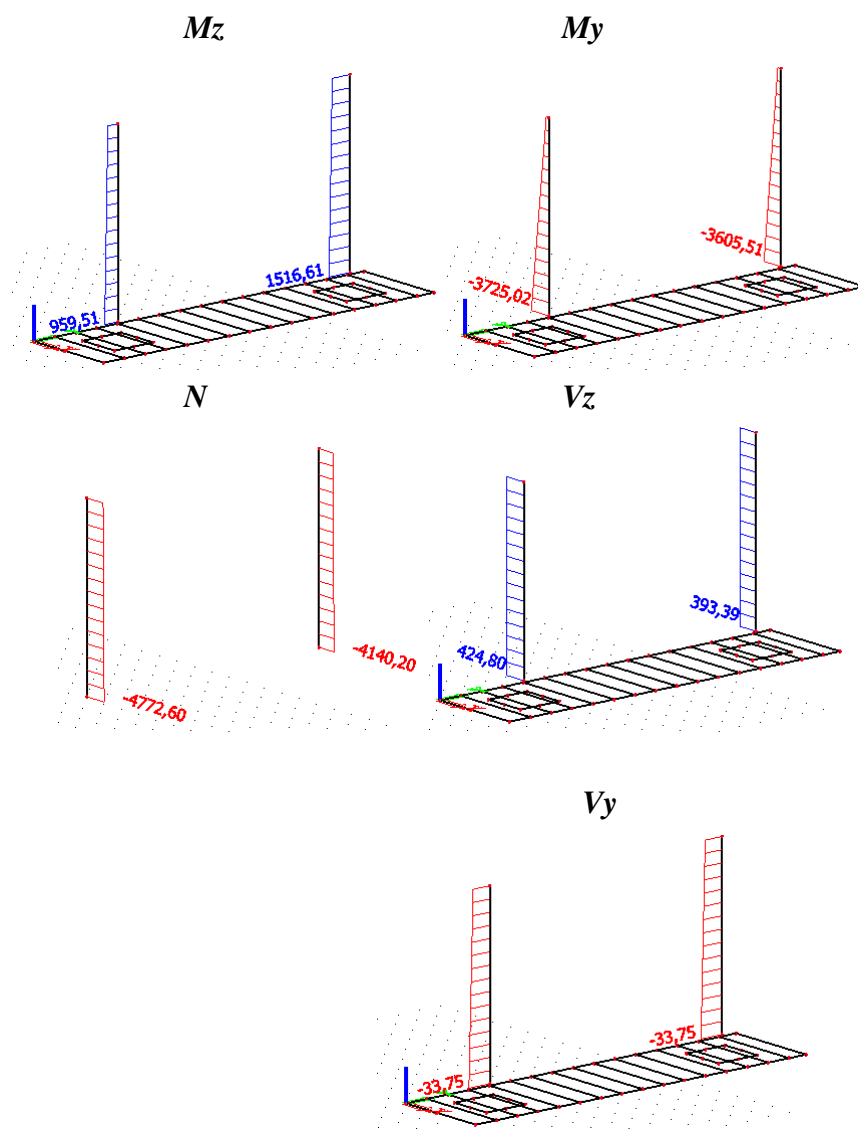
V_z



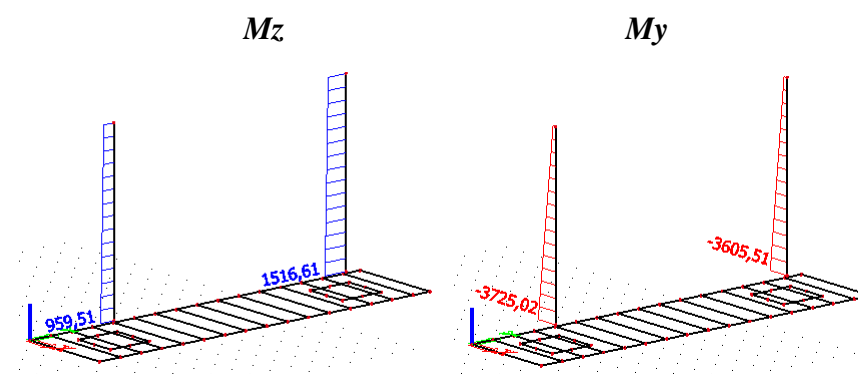
V_y

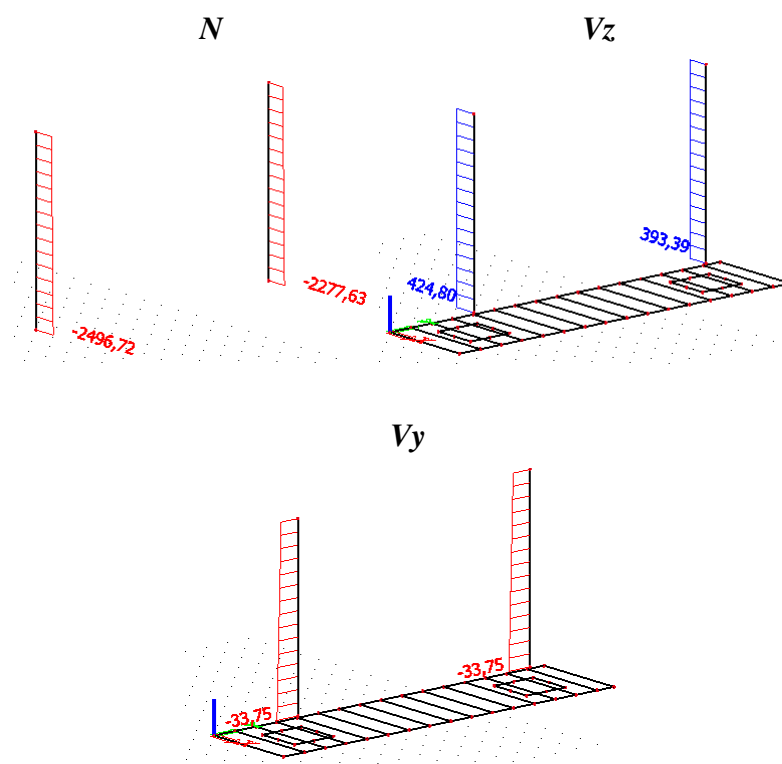


Průběhy vnitřních sil od charakteristické kombinace zatížení (min)



Průběhy vnitřních sil od kombinace zatížení MSU (max)





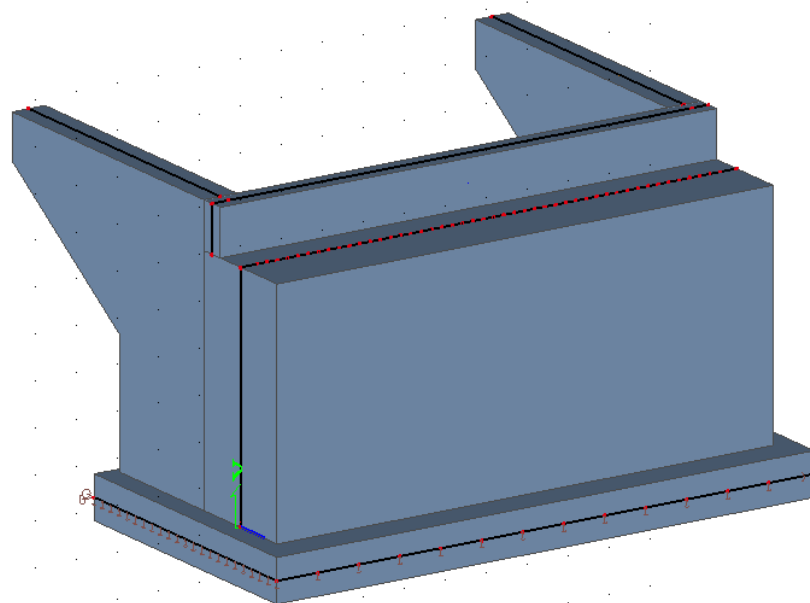
Průběhy vnitřních sil od kombinace zatížení MSU (min)

8.4 Vnitřní síly na opěrách

Zatížení opěr

Vnitřní síly na opěrách byly vyšetřovány na deskostěnovém modelu v programu Scia Engineer. Jednotlivé železobetonové prvky opěry byly posouzeny v programu Idea. Opěra byla zatížena reakcemi z NK, dále zemním tlakem, dopravou za mostem, třením v ložiskách atd. Níže jsou uvedeny jednotlivé zatěžovací stavy a průběhy vnitřních sil od jednotlivých kombinací. Vlastní tíha opěry byla generována programem Scia Engineer.

Protože opěry mají podobné rozměry, je zde posouzena pouze vyšší z opěr O1.



Deskostěnový výpočetní model opěry v programu Scia Engineer

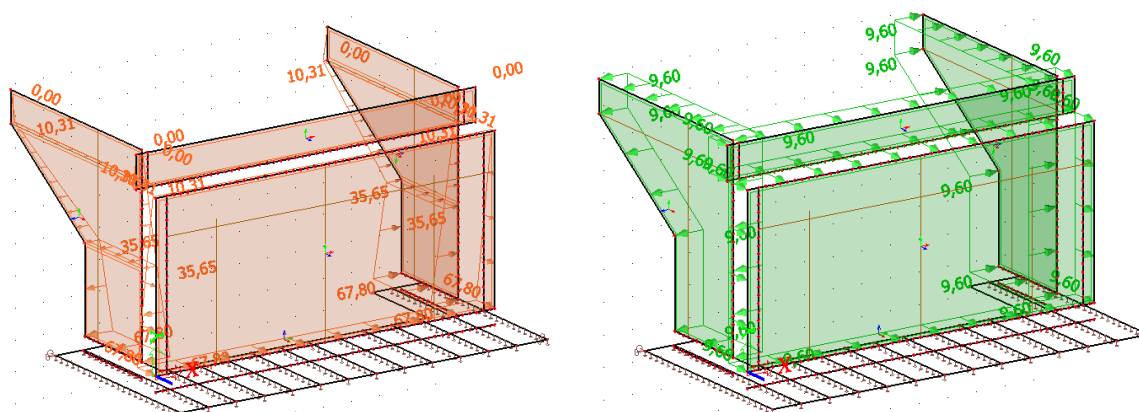


Schéma zatížení opěry zemním tlakem (vlevo) a zatížením od dopravy za mostem (vpravo)

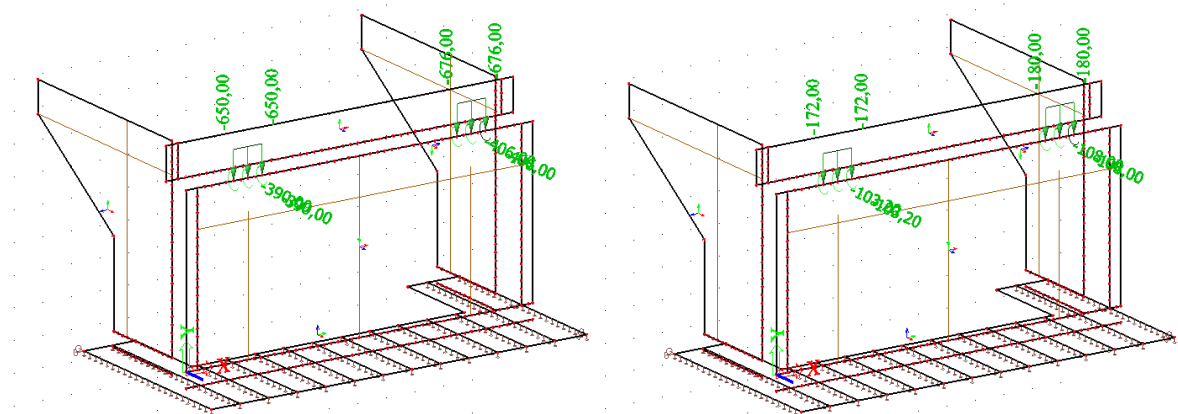


Schéma zatížení opěry od vlastní tíhy NK (vlevo) a zatížením od ostatního stálého (str. hodnot.) (vpravo)

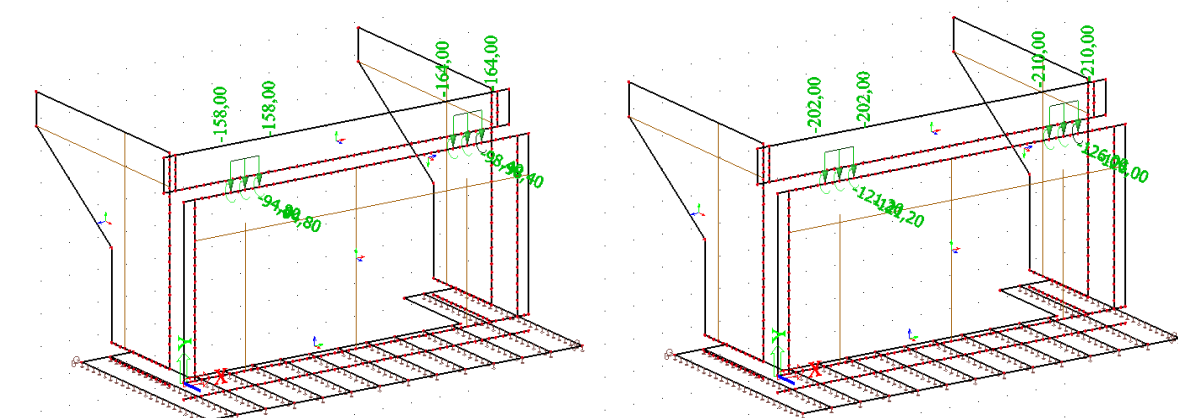


Schéma zatížení opěry od ost. stálého (min. hodnot.) (vlevo) a zatížením od ost. stálého (max. hodnot.) (vpravo)

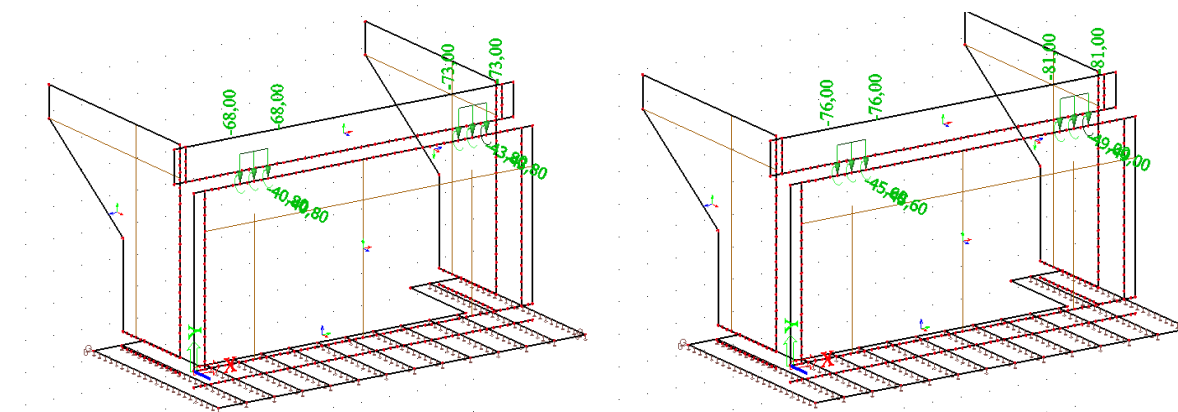


Schéma zatížení opěry od poklesů (max) (vlevo) a zatížením od teploty (max) (vpravo)

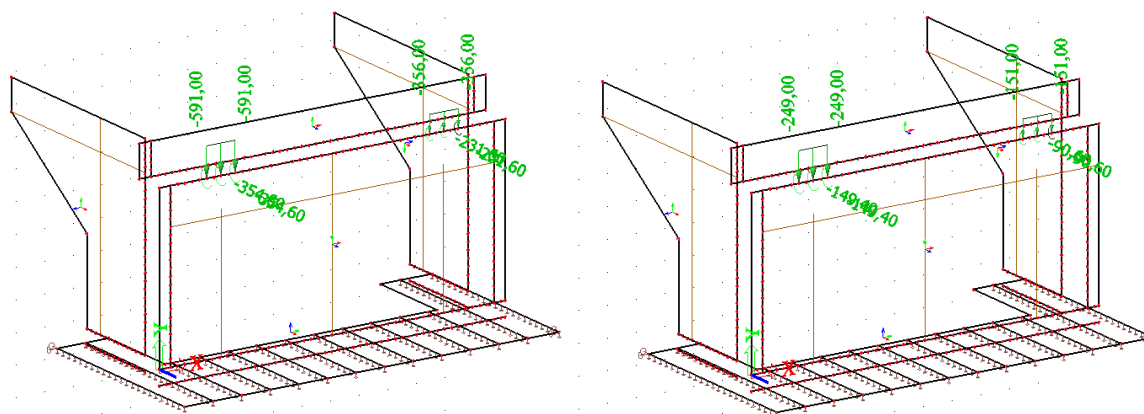


Schéma zatížení opěry od LM1-TS (max) (vlevo) a LM1-UDL (max) (vpravo)

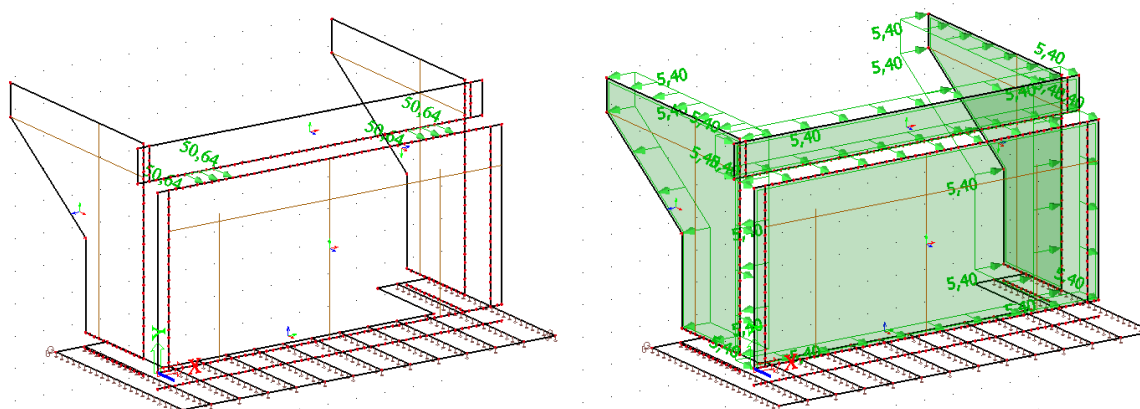


Schéma zatížení opěry od tření v ložiskách (max) (vlevo) a zatížením od dopravy na mostě (max) (vpravo)

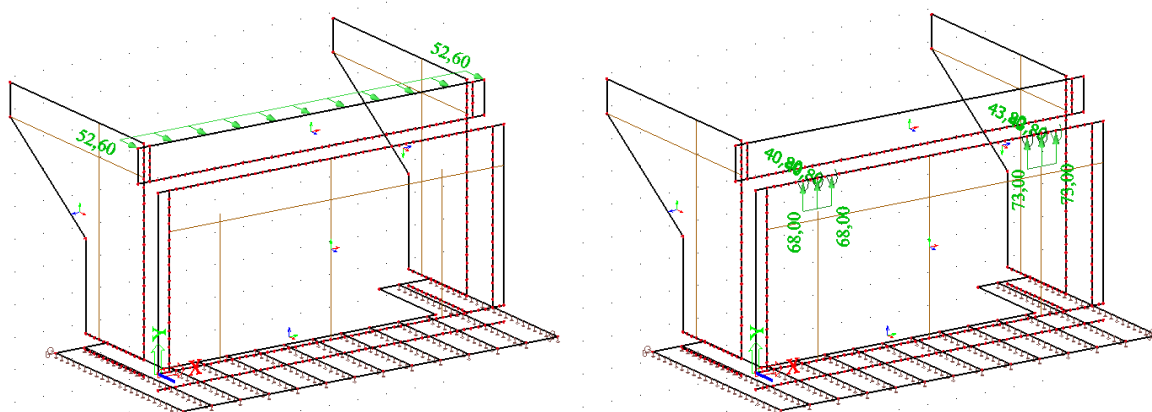


Schéma zatížení opěry od brzdě síly (max) (vlevo) a zatížením od poklesů (min) (vpravo)

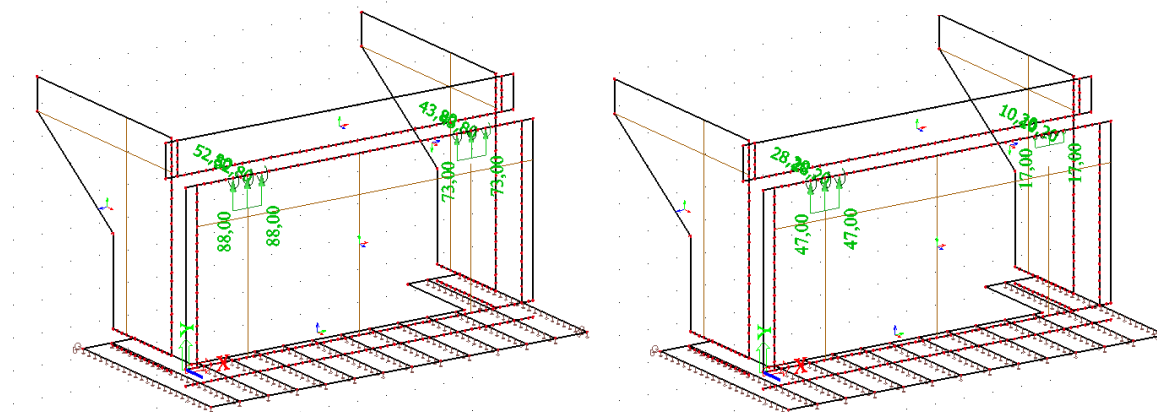


Schéma zatížení opěry od teploty (min) (vlevo) a od LM1-TS (min) (vpravo)

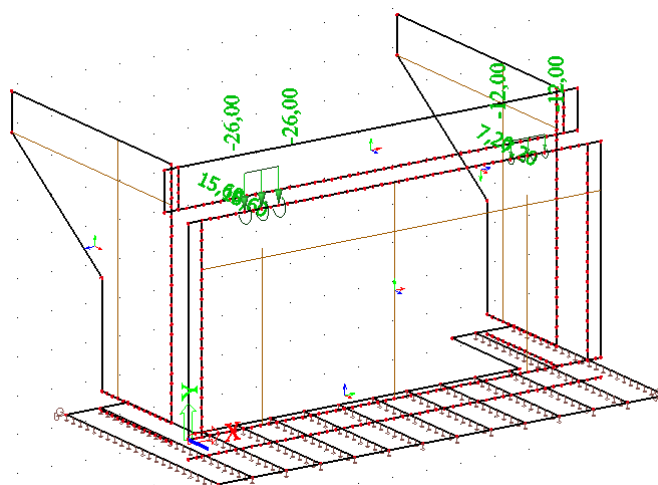
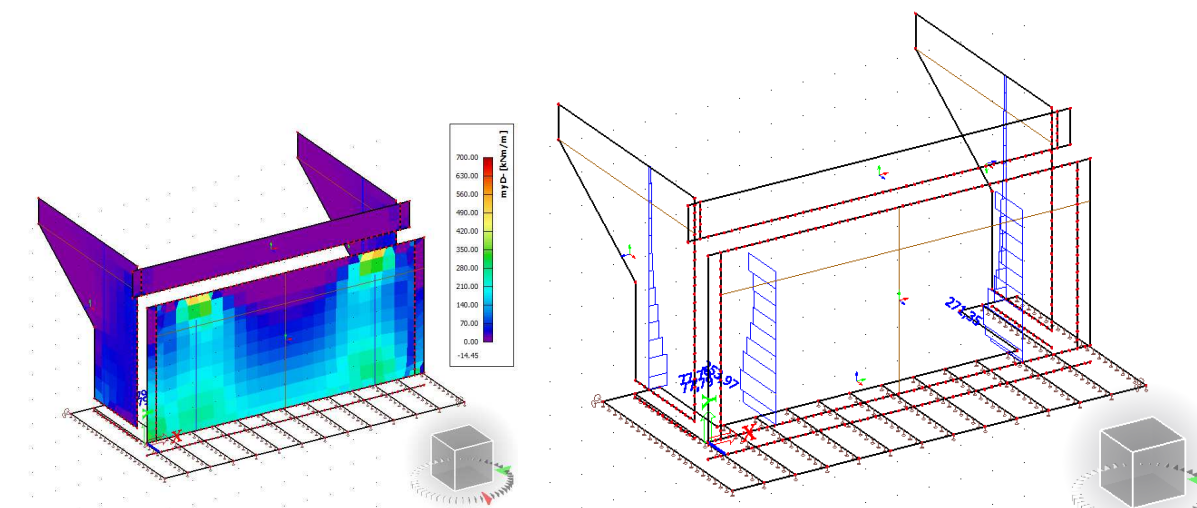
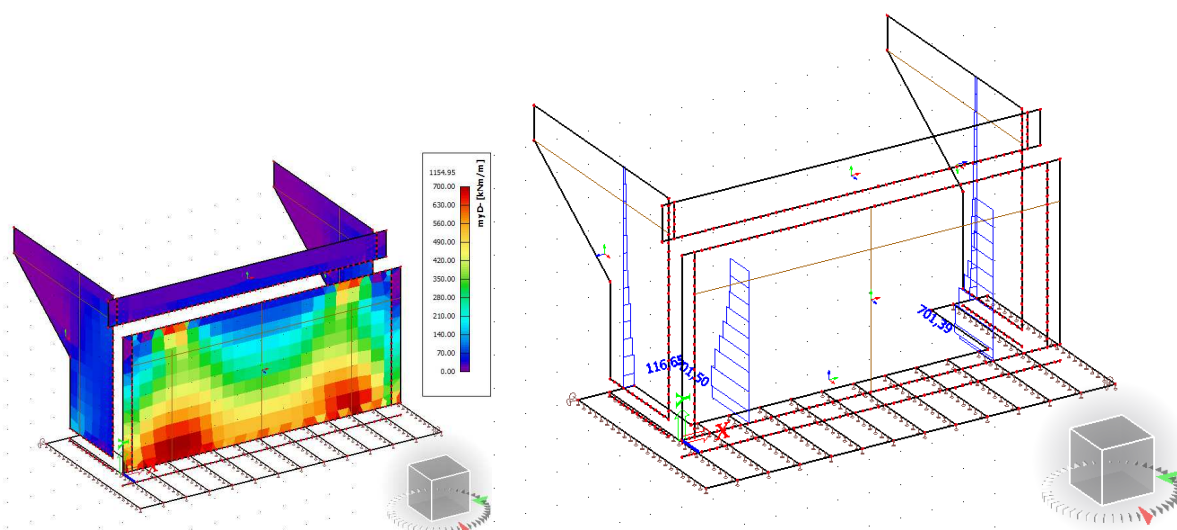


Schéma zatížení opěry od LM1-UDL (min) (vpravo)

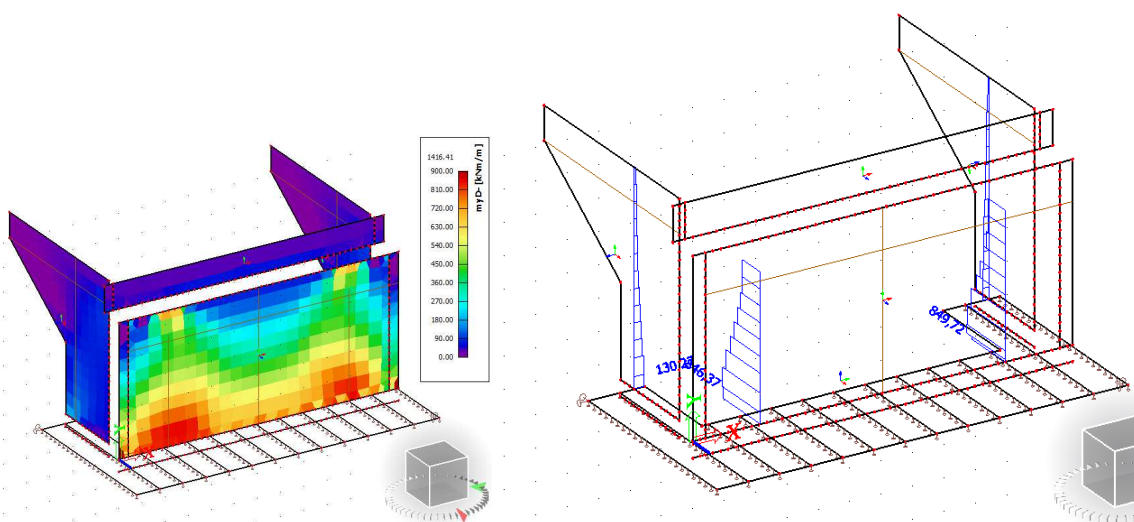
Kombinace vnitřních sil na opěrách



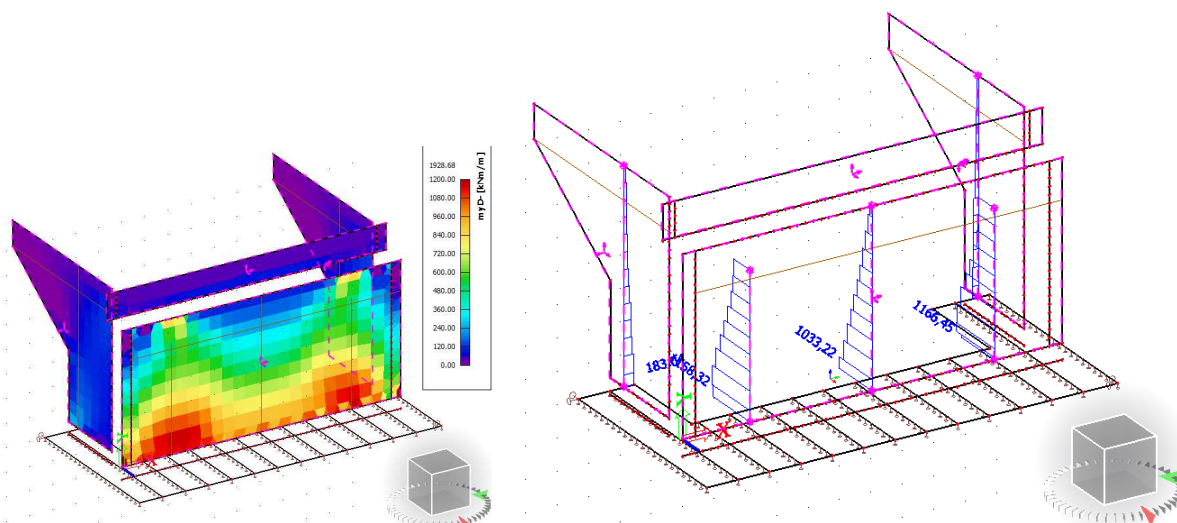
Průběh ohybových momentů myd- od kvazistálé kombinace zatížení (obálka)



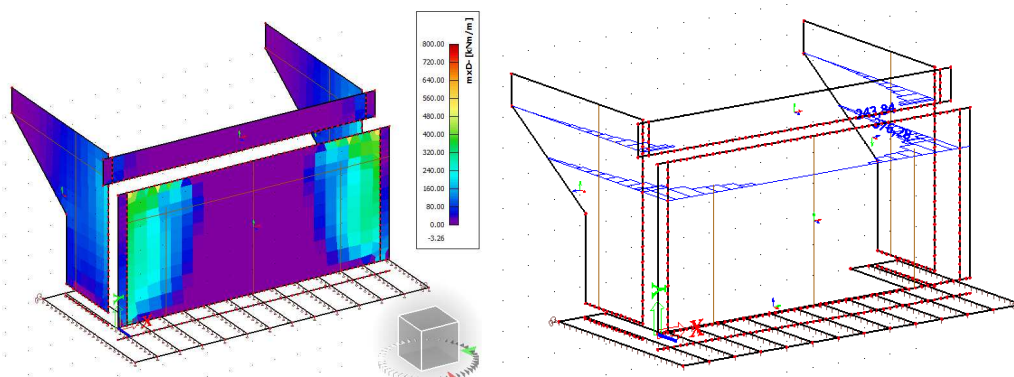
Průběh ohybových momentů myd- od časté kombinace zatížení (obálka)



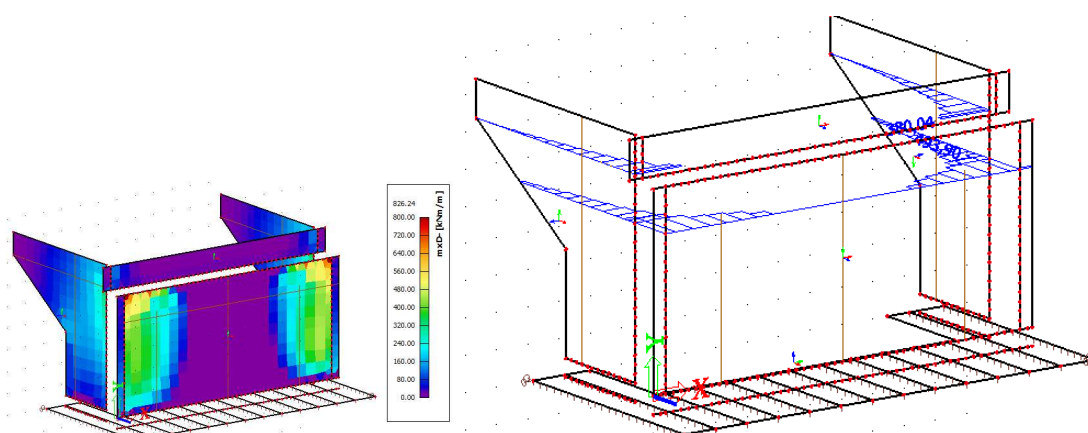
Průběh ohybových momentů myd- od charakteristické kombinace zatížení (obálka)



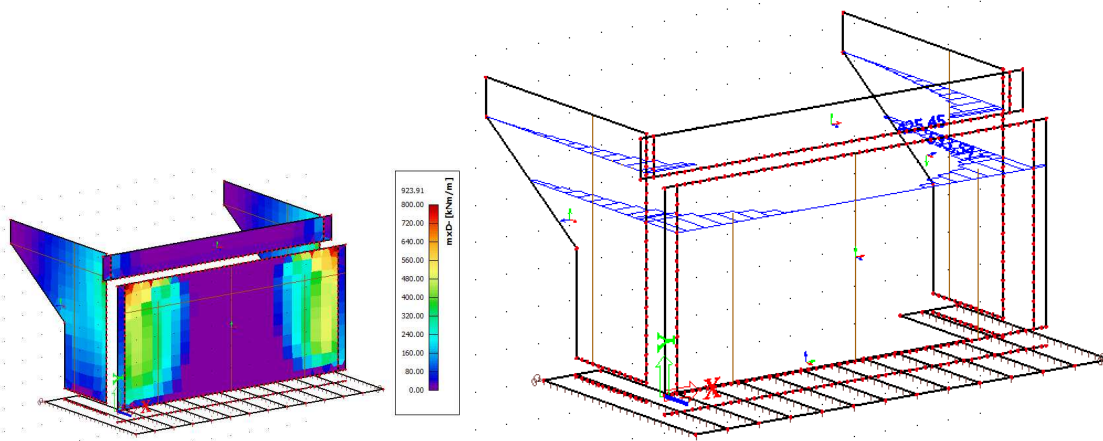
Průběh ohybových momentů myd- od kombinace MSU zatížení (obálka)



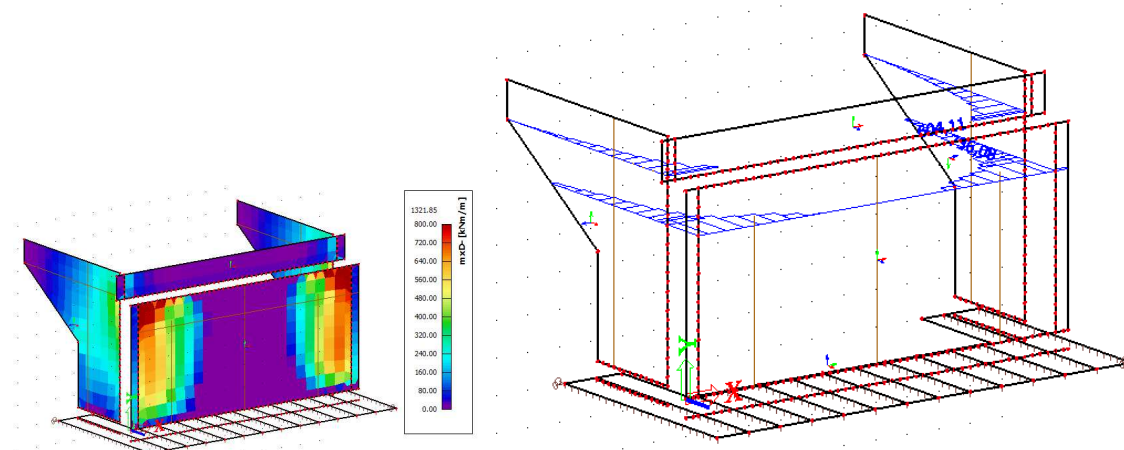
Průběh ohybových momentů m_{xd} - od kvazistálé kombinace zatížení (obálka)



Průběh ohybových momentů m_{xd} - od časté kombinace zatížení (obálka)



Průběh ohybových momentů m_{xd} - od charakteristické kombinace zatížení (obálka)



Průběh ohybových momentů m_{xd} - od kombinace MSU zatížení (obálka)

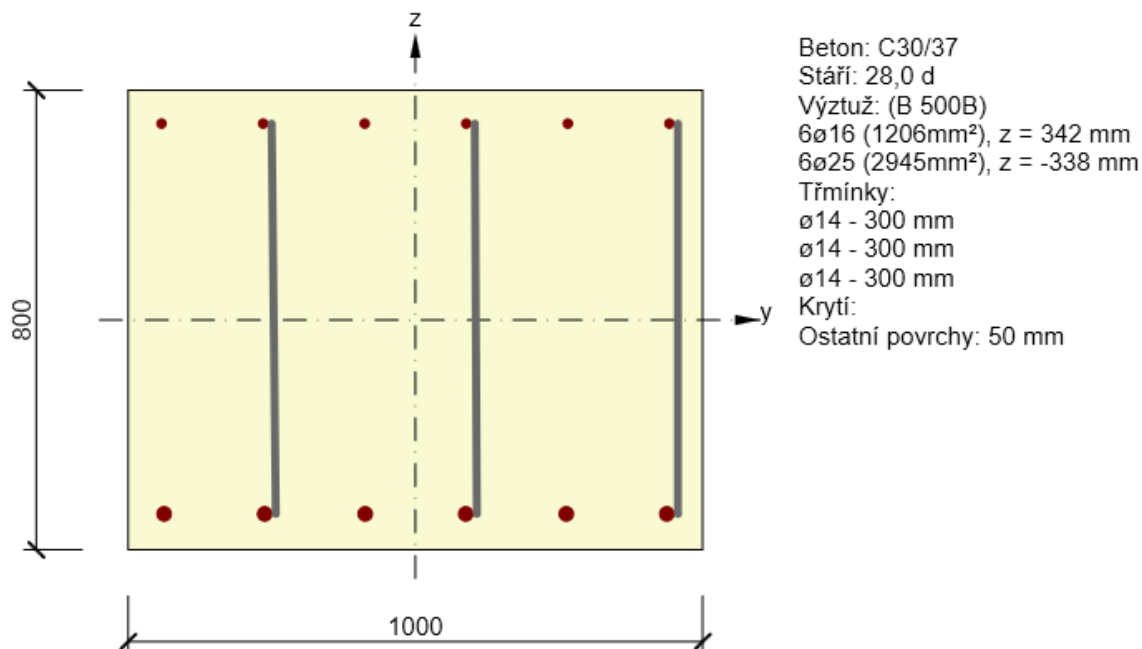
9 Posouzení konstrukce

Konstrukce byla posouzena v rozhodujících řezech v příčném i podélném směru jako desko-stěnový prvek s uvažováním všech složek vnitřních sil. Železobetonové prvky byly posouzeny v programu Idea.

9.1 Posouzení opěry

Křídlo – směr x

Vyztužený průřez: R 8



Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	0,0	604,1	0,0	153,0	0,0	73,0	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	604,1	0,0			63,8	OK
Smyk	0,0			153,0	0,0	36,7	OK
Kroucení					0,0	0,0	OK
Interakce	0,0	604,1	0,0	153,0	0,0	73,0	OK
Omezení napětí	0,0	425,5	0,0			54,1	OK
Šířka trhliny	0,0	243,8	0,0			41,2	OK
Osa				I_0 [m]	λ [-]	λ_{lim} [-]	
Štíhlost $y^\perp$				14,00	60,62	75,00	
Štíhlost $z^\perp$				14,00	48,50	75,00	

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Únosnost N-M-M

Výsledky prezentovány pro kombinaci : Základní MSÚ

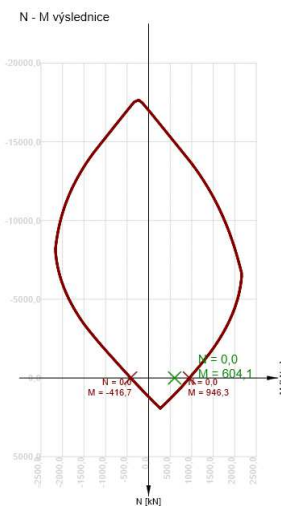
N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	Typ	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
0,0	604,1	0,0	Nu-Mu-Mu	63,8	100,0	OK

Návrhová únosnost při působení ohybového momentu a normálové síly

Typ	F_{Ed}	F_{Rd1}	F_{Rd2}
N [kN]	0,0	0,0	0,0
M_y [kNm]	604,1	946,3	-416,7
M_z [kNm]	0,0	0,0	0,0

Přepočet vnitřních sil (účinky druhého řádu a imperfekcí)

Osa	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y/z}$ [kNm]	$M_{0,y/z}$ [kNm]	$M_{0Ed,y/z}$ [kNm]	$M_{2,y/z}$ [kNm]
Y	0,0	604,1	604,1	604,1	0,0
Z	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0



Smyk

Výsledky prezentovány pro kombinaci : Základní MSÚ

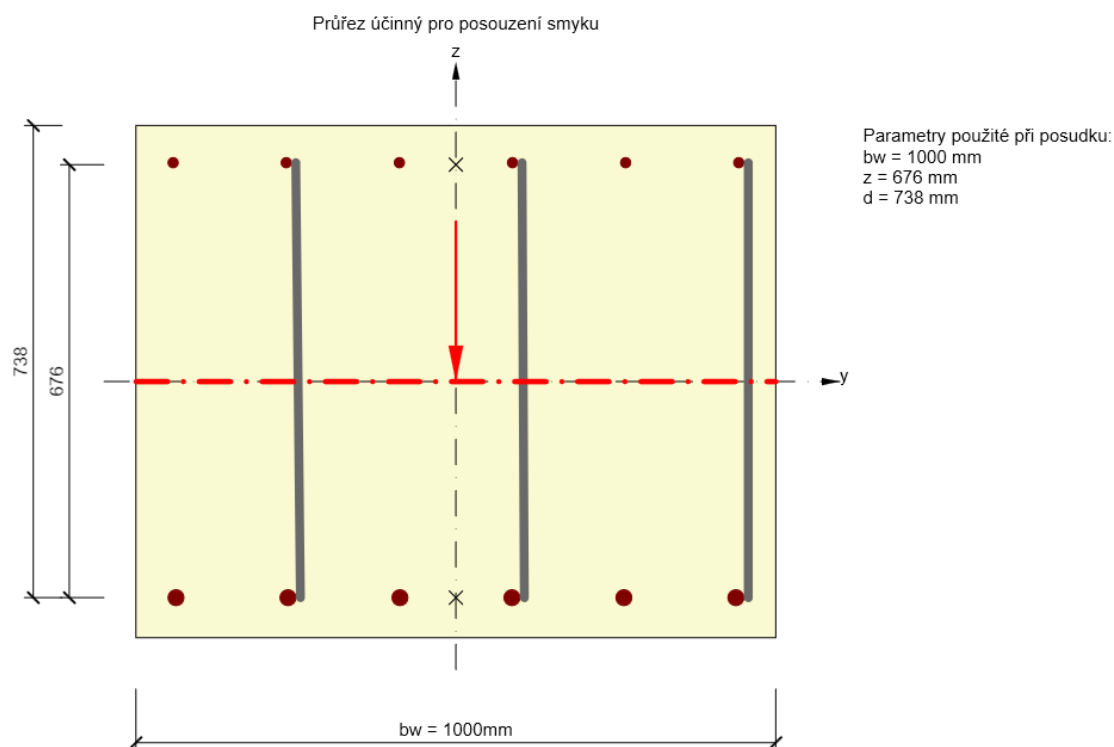
V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	Posudek zóny	Článek	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
153,0	0,0	416,5	bez redukce	6.2.3(3)	36,7	100,0	OK

Návrhové hodnoty posouvající síly a únosnosti ve smyku

V_{Ed} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Rd,r}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Rd} [kN]
153,0	308,0	4058,1	3894,0	416,5	416,5

Vstupní hodnoty a mezivýsledky posouzení smyku

n_c	a_{sw} [mm ² /m]	A_{sl} [mm ²]	b_w [mm]	d [mm]	z [mm]	θ [°]	α [°]	α_{cw} [-]
3	1539	2945	1000	738	676	45,0	90,0	1,00
$C_{Rd,c}$ [-]	k [-]	k_1 [-]	ρ_l [-]	σ_{cp} [MPa]	σ_{wd} [MPa]	V_{min} [MPa]	v [-]	v_1 [-]
0,12	1,52	0,15	0,00	0,0	147,0	0,4	0,53	0,60



Interakce

Výsledky prezentovány pro kombinaci : Základní MSÚ

N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota V+T [%]	Hodnota V+T+M [%]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
0,0	604,1	0,0	153,0	0,0	33,8	73,0	73,0	100,0	OK

Přepoččet vnitřních sil (účinky druhého řádu a imperfekcí)

Osa	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y/z}$ [kNm]	$M_{0,y/z}$ [kNm]	$M_{0Ed,y/z}$ [kNm]	$M_{2,y/z}$ [kNm]
Y	0,0	604,1	604,1	604,1	0,0
Z	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Posouzení interakce posouvající síly a kroucení (beton)

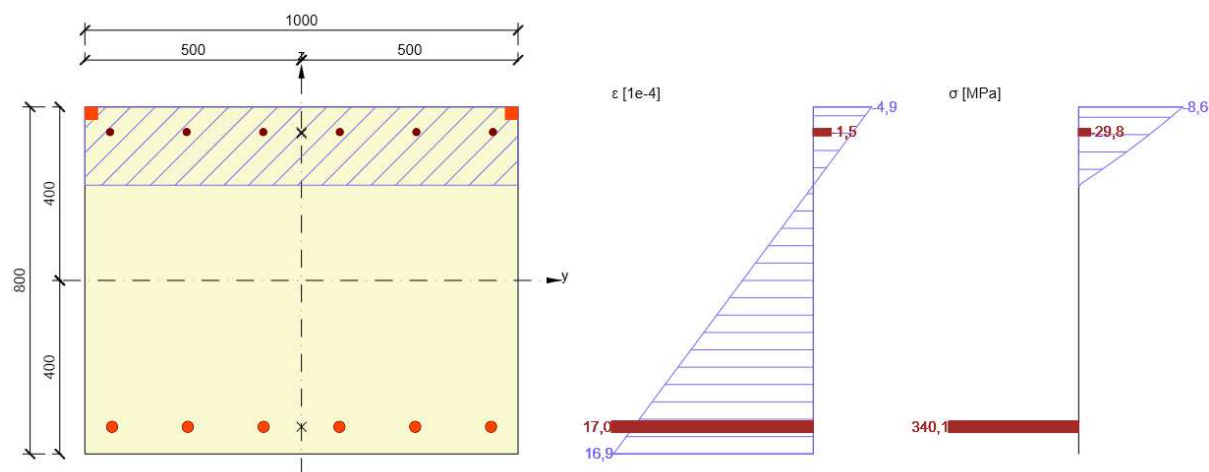
$V_{Rd,c}$ [kN]	$T_{Rd,c}$ [kNm]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$T_{Rd,max}$ [kNm]	rce. 6.31 [%]	rce. 6.29 [%]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
308,0	270,0	4058,1	1054,6	49,7	3,8	3,8	100,0	OK

Posouzení interakce posouvající síly, kroucení, ohybu a normálové síly

F_b [kN]	$\Delta F_{td,s}$ [kN]	$\Delta F_{td,t}$ [kN]	$\Delta \epsilon_s$ [1e-4]	$\Delta \epsilon_t$ [1e-4]	Extrém ve vložce	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
812,7	153,0	0,0	1,8	0,0	1	73,0	100,0	OK

Podrobné posouzení výztuže

Vložka	y_l [mm]	z_l [mm]	$\Delta \epsilon_{st}$ [1e-4]	ϵ [1e-4]	ϵ_{lim} [1e-4]	$\Delta \sigma_{st}$ [MPa]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
1	-438	-338	1,8	17,0	450,0	36,9	340,1	465,9	73,0	OK



Omezení napětí

Omezení napětí - krátkodobé účinky

Typ posudku	Část průřezu	Index	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
7.2(5)-Char	Výztužná vložka	3	209,5	400,0	52,4	100,0	OK

Omezení napětí - dlouhodobé účinky

Typ posudku	Část průřezu	Index	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
7.2(5)-Char	Výztužná vložka	1	216,4	400,0	54,1	100,0	OK

Podrobné posouzení betonu - krátkodobé účinky

Typ posudku	Vlákno	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(2)-Char	4	-500	400	0,0	425,5	0,0	-8,2	-18,0	45,5	OK
7.2(3)-Quasi	3	500	400	0,0	243,8	0,0	-4,7	-13,5	34,8	OK

Podrobné posouzení výztuže - krátkodobé účinky

Typ posudku	Vložka	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(5)-Char	3	-88	-338	0,0	425,5	0,0	209,5	400,0	52,4	OK

Podrobné posouzení betonu - dlouhodobé účinky

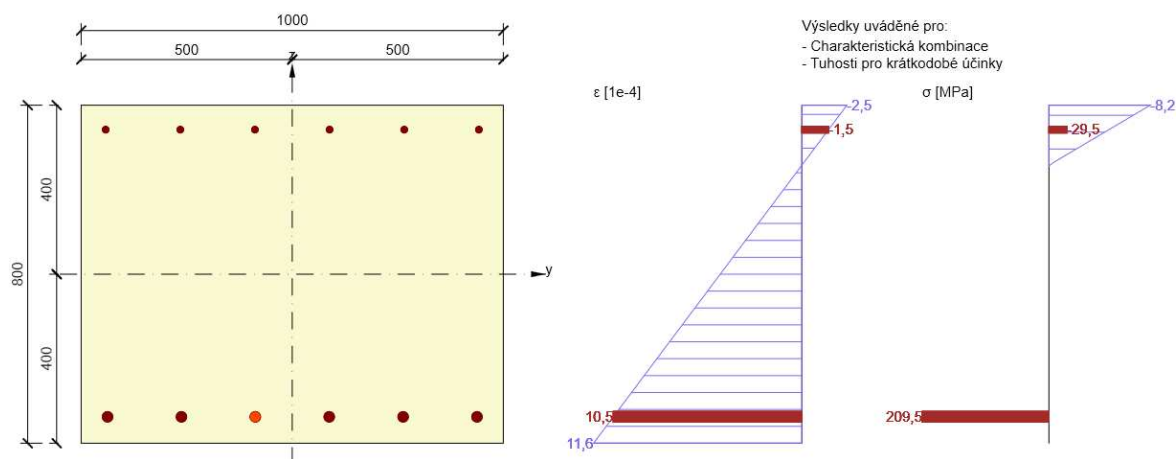
Typ posudku	Vlákno	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(2)-Char	3	500	400	0,0	425,5	0,0	-5,2	-18,0	28,9	OK
7.2(3)-Quasi	3	500	400	0,0	243,8	0,0	-3,0	-13,5	22,1	OK

Podrobné posouzení výztuže - dlouhodobé účinky

Typ posudku	Vložka	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(5)-Char	1	-438	-338	0,0	425,5	0,0	216,4	400,0	54,1	OK

Součinitel dotvarování

Způsob určení	h_0 [mm]	A_c [mm ²]	u [mm]	t [d]	t_0 [d]	t_s [d]	RH [%]	Použít γ_{it}	$\varphi(t, t_0)$ [-]
Automatické	444	800000	3600	18250,0	28,0	7,0	65	Ne	1,80



Šířka trhlin

Šířka trhlin - krátkodobé účinky

Kombinace	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	w _k [mm]	w _{lim} [mm]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
Kvazi	0,0	243,8	0,0	0,120	0,300	39,9	100,0	OK

Šířka trhlin - dlouhodobé účinky

Kombinace	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	w _k [mm]	w _{lim} [mm]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
Kvazi	0,0	243,8	0,0	0,124	0,300	41,2	100,0	OK

Mezivýsledky a součinitele pro výpočet šířky trhlin - krátkodobé účinky

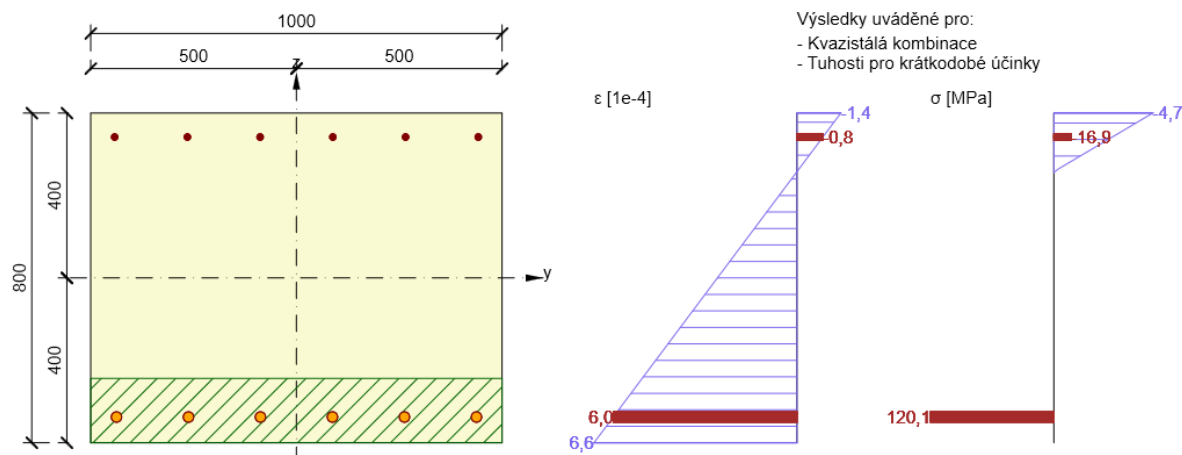
x [mm]	h _{c,eff} [mm]	d [mm]	A _{c,eff} [mm ²]	A _{s,eff} [mm ²]	ρ _{p,eff} [-]
142	156	738	156250	2945	0,02
k _t [-]	ε _{am} -ε _{cm} [1e-4]	k ₁ [-]	k ₂ [-]	k ₃ [-]	k ₄ [-]
0,40	3,6	0,80	0,50	2,14	0,43
c [mm]	ε ₁ [1e-4]	ε ₂ [1e-4]	s _{r,max} [mm]	Φ [mm]	σ _s [MPa]
50	6,6	-1,4	333	25	120,1

Mezivýsledky a součinitele pro výpočet šířky trhlin - dlouhodobé účinky

x [mm]	h _{c,eff} [mm]	d [mm]	A _{c,eff} [mm ²]	A _{s,eff} [mm ²]	ρ _{p,eff} [-]
215	156	738	156250	2945	0,02
k _t [-]	ε _{am} -ε _{cm} [1e-4]	k ₁ [-]	k ₂ [-]	k ₃ [-]	k ₄ [-]
0,40	3,7	0,80	0,50	2,14	0,43
c [mm]	ε ₁ [1e-4]	ε ₂ [1e-4]	s _{r,max} [mm]	Φ [mm]	σ _s [MPa]
50	6,9	-2,5	333	25	124,0

Součinitel dotvarování

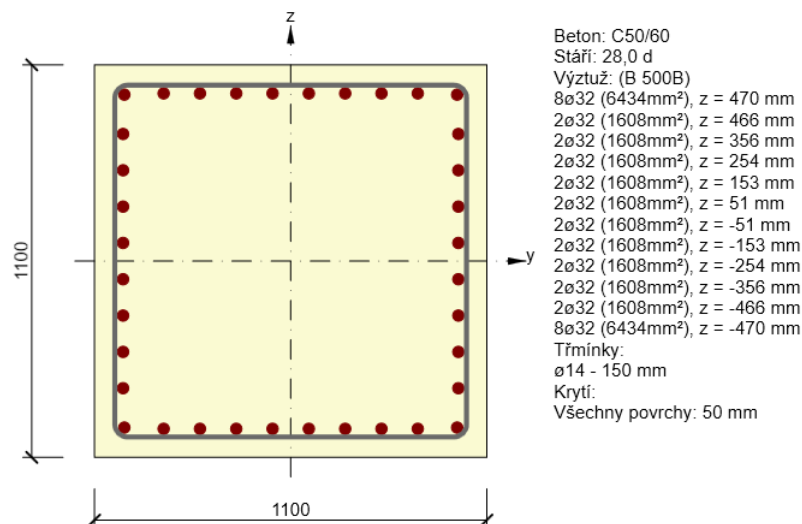
Způsob určení	h ₀ [mm]	A _c [mm ²]	u [mm]	t [d]	t ₀ [d]	t _s [d]	RH [%]	Použit γ _{lt}	φ(t,t ₀) [-]
Automatické	444	800000	3600	18250,0	28,0	7,0	65	Ne	1,80



9.2 Posouzení pilíře s pevným ložiskem

Byl posouzen pilíř s pevným ložiskem, nejvyšší výškou (posouzení maximálních hodnot ohybových momentů) a minimální normálovou silou. Níže je zobrazeno posouzení nejméně příznivě zatíženého pilíře.

Vyztužený průřez: R 1



Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	-1956,8	-2757,5	1097,3			93,6	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-2496,7	-3786,2	1541,5			59,0	OK
Smyk	-2496,7			394,8	0,0	34,6	OK
Kroucení					0,0	0,0	OK
Interakce	-2496,7	-3786,2	1541,5	394,8	0,0	81,9	OK
Omezení napětí	-1956,8	-2757,5	1097,3			93,6	OK
Šířka trhliny	-1895,6	-472,0	866,0			11,9	OK
Osa			I_0 [m]	λ [-]	λ_{lim} [-]		
Štíhlost $y \perp$			14,00	44,09	57,73		
Štíhlost $z \perp$			14,00	44,09	57,73		

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Únosnost N-M-M

Výsledky prezentovány pro kombinaci : Základní MSÚ

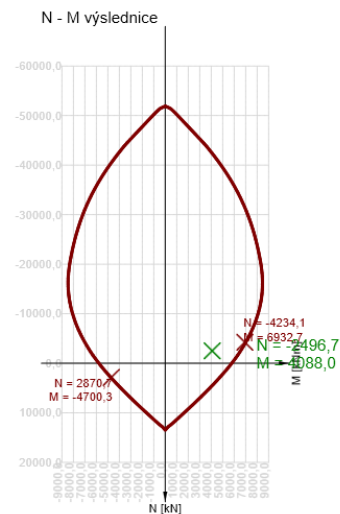
N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	Typ	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
-2496,7	-3786,2	1541,5	Nu-Mu-Mu	59,0	100,0	OK

Návrhová únosnost při působení ohybového momentu a normálové síly

Typ	F_{Ed}	F_{Rd1}	F_{Rd2}
N [kN]	-2496,7	-4234,1	2870,7
M_y [kNm]	-3786,2	-6420,9	4353,3
M_z [kNm]	1541,5	2614,2	-1772,4

Přepočet vnitřních sil (účinky druhého řádu a imperfekcí)

Osa	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y/z}$ [kNm]	$M_{0,y/z}$ [kNm]	$M_{0Ed,y/z}$ [kNm]	$M_{2,y/z}$ [kNm]
Y	-2496,7	-3786,2	-3725,0	-3786,2	0,0
Z	-2496,7	1541,5	1516,6	1541,5	0,0



Smyk

Výsledky prezentovány pro kombinaci : Základní MSÚ

V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	Posudek zóny	Článek	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
394,8	-2496,7	1142,5	bez redukce	6.2.2(1)	34,6	100,0	OK

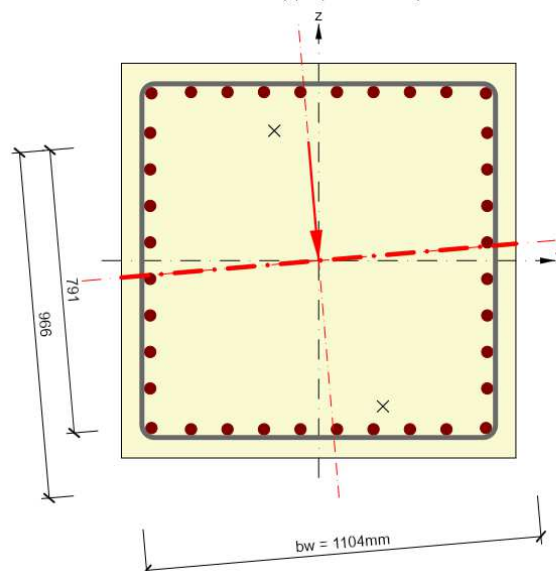
Návrhové hodnoty posouvající síly a únosnosti ve smyku

V_{Ed} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Rd,r}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Rd} [kN]
394,8	1142,5	9216,2	8535,2	647,3	1142,5

Vstupní hodnoty a mezivýsledky posouzení smyku

n_c	a_{sw} [mm ² /m]	A_{sl} [mm ²]	b_w [mm]	d [mm]	z [mm]	θ [°]	α [°]	σ_{cw} [-]
2	2045	17693	1104	966	791	45,0	90,0	1,05
$C_{Rd,c}$ [-]	k [-]	k_1 [-]	ρ_1 [-]	σ_{cp} [MPa]	σ_{wd} [MPa]	V_{min} [MPa]	v [-]	v_1 [-]
0,12	1,45	0,15	0,02	2,1	244,0	0,4	0,48	0,60

Průřez účinný pro posouzení smyku



Parametry použité při posudku:
 $b_w = 1104 \text{ mm}$
 $z = 791 \text{ mm}$
 $d = 966 \text{ mm}$

Interakce

Výsledky prezentovány pro kombinaci : Základní MSÚ

N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota V+T [%]	Hodnota V+T+M [%]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
-2496,7	-3786,2	1541,5	394,8	0,0	34,6	81,9	81,9	100,0	OK

Přepočít vnitřních sil (účinky druhého řádu a imperfekci)

Osa	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y/z}$ [kNm]	$M_{0,y/z}$ [kNm]	$M_{0Ed,y/z}$ [kNm]	$M_{2,y/z}$ [kNm]
Y	-2496,7	-3786,2	-3725,0	-3786,2	0,0
Z	-2496,7	1541,5	1516,6	1541,5	0,0

Posouzení interakce posouvající síly a kroucení (beton)

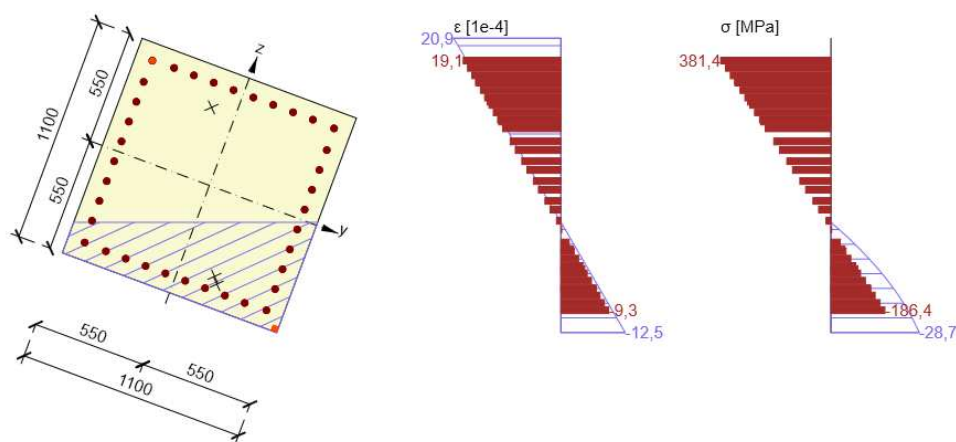
$V_{Rd,c}$ [kN]	$T_{Rd,c}$ [kNm]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$T_{Rd,max}$ [kNm]	rce. 6.31 [%]	rce. 6.29 [%]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
1142,5	711,3	9216,2	3159,0	34,6	4,3	4,3	100,0	OK

Posouzení interakce posouvající síly, kroucení, ohybu a normálové síly

F_D [kN]	$\Delta F_{D,s}$ [kN]	$\Delta F_{D,t}$ [kN]	$\Delta \epsilon_s$ [1e-4]	$\Delta \epsilon_t$ [1e-4]	Extrém ve vložce	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
2428,0	394,8	0,0	0,7	0,0	1	81,9	100,0	OK

Podrobné posouzení výztuže

Vložka	y_i [mm]	z_i [mm]	$\Delta \epsilon_{st}$ [1e-4]	ϵ [1e-4]	ϵ_{lim} [1e-4]	$\Delta \sigma_{st}$ [MPa]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
1	-466	466	0,7	19,1	450,0	13,6	381,4	465,9	81,9	OK



Omezení napětí

Omezení napětí - krátkodobé účinky

Typ posudku	Část průřezu	Index	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
7.2(2)-Char	Vláknobetonu	2	-28,1	-30,0	93,6	100,0	OK

Omezení napětí - dlouhodobé účinky

Typ posudku	Část průřezu	Index	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
7.2(5)-Char	Výztužná vložka	1	271,6	400,0	67,9	100,0	OK

Podrobné posouzení betonu - krátkodobé účinky

Typ posudku	Vláknobetonu	y_1 [mm]	z_1 [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(2)-Char	2	550	-550	-1956,8	-2757,5	1097,3	-28,1	-30,0	93,6	OK
7.2(3)-Quasi	2	550	-550	-1895,6	-472,0	866,0	-8,9	-22,5	39,4	OK

Podrobné posouzení výztuže - krátkodobé účinky

Typ posudku	Vložka	y_1 [mm]	z_1 [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(5)-Char	1	-466	466	-1956,8	-2757,5	1097,3	239,5	400,0	59,9	OK

Podrobné posouzení betonu - dlouhodobé účinky

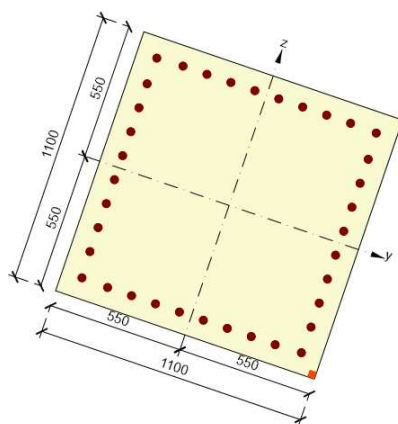
Typ posudku	Vláknobetonu	y_1 [mm]	z_1 [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(2)-Char	2	550	-550	-1956,8	-2757,5	1097,3	-19,0	-30,0	63,2	OK
7.2(3)-Quasi	2	550	-550	-1895,6	-472,0	866,0	-6,7	-22,5	29,7	OK

Podrobné posouzení výztuže - dlouhodobé účinky

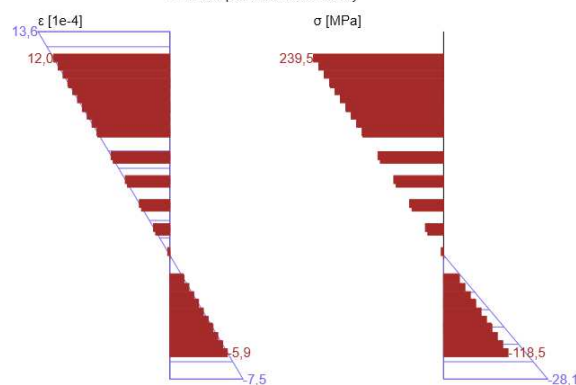
Typ posudku	Vložka	y_1 [mm]	z_1 [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(5)-Char	1	-466	466	-1956,8	-2757,5	1097,3	271,6	400,0	67,9	OK

Součinitel dotvarování

Způsob určení	h_e [mm]	A_e [mm ²]	u [mm]	t [d]	t_0 [d]	t_s [d]	RH [%]	Použití γ_{it}	$\phi(t, t_0)$ [-]
Automatické	550	1210000	4400	18250,0	28,0	7,0	65	Ne	1,21



Výsledky uváděné pro:
- Charakteristická kombinace
- Tuhosti pro krátkodobé účinky



Šířka trhlin

Šířka trhlin - krátkodobé účinky

Kombinace	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	w _k [mm]	w _{lim} [mm]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
Kvazi	-1895,6	-472,0	866,0	0,029	0,300	9,8	100,0	OK

Šířka trhlin - dlouhodobé účinky

Kombinace	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	w _k [mm]	w _{lim} [mm]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
Kvazi	-1895,6	-472,0	866,0	0,036	0,300	11,9	100,0	OK

Mezivýsledky a součinitele pro výpočet šířky trhlin - krátkodobé účinky

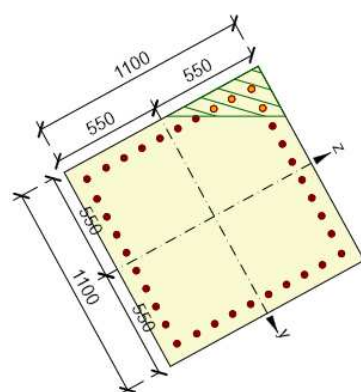
x [mm]	h _{c,eff} [mm]	d [mm]	A _{c,eff} [mm ²]	A _{s,eff} [mm ²]	ρ _{p,eff} [-]
747	249	1322	73494	3217	0,04
k _t [-]	ε _{sm} -ε _{cm} [1e-4]	k ₁ [-]	k ₂ [-]	k ₃ [-]	k ₄ [-]
0,40	1,2	0,80	0,50	1,75	0,43
c [mm]	ε ₁ [1e-4]	ε ₂ [1e-4]	s _{r,max} [mm]	Φ [mm]	σ _s [MPa]
68	2,4	-2,4	243	32	40,4

Mezivýsledky a součinitele pro výpočet šířky trhlin - dlouhodobé účinky

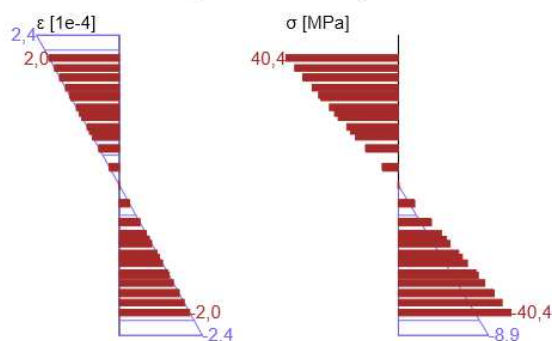
x [mm]	h _{c,eff} [mm]	d [mm]	A _{c,eff} [mm ²]	A _{s,eff} [mm ²]	ρ _{p,eff} [-]
822	225	1325	59488	3217	0,05
k _t [-]	ε _{sm} -ε _{cm} [1e-4]	k ₁ [-]	k ₂ [-]	k ₃ [-]	k ₄ [-]
0,40	1,6	0,80	0,50	1,75	0,43
c [mm]	ε ₁ [1e-4]	ε ₂ [1e-4]	s _{r,max} [mm]	Φ [mm]	σ _s [MPa]
68	3,3	-4,0	219	32	54,3

Součinitel dotvarování

Způsob určení	h ₀ [mm]	A _c [mm ²]	u [mm]	t [d]	t ₀ [d]	t _s [d]	RH [%]	Použit γ _{it}	φ(t,t ₀) [-]
Automatické	550	1210000	4400	18250,0	28,0	7,0	65	Ne	1,21

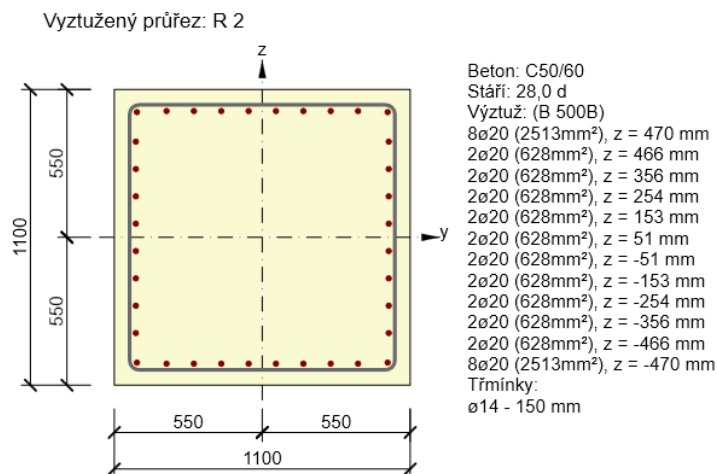


Výsledky uváděné pro:
- Kvazistálá kombinace
- Tuhosti pro krátkodobé účinky



9.3 Posouzení pilíře s posuvným ložiskem

Byl posouzen pilíř s posuvným ložiskem, nejvyšší výškou (posouzení maximálních hodnot ohybových momentů) a minimální normálovou silou. Níže je zobrazeno posouzení nejméně příznivě zatíženého pilíře.



Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-1203,4	-1242,2	1149,3	119,0	0,0	69,6	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-1203,4	-1242,2	1149,3			46,7	OK
Smyk	-1203,4			119,0	0,0	21,9	OK
Kroucení					0,0	0,0	OK
Interakce	-1203,4	-1242,2	1149,3	119,0	0,0	69,6	OK
Omezení napětí	-1152,4	-900,9	833,4			64,1	OK
Šířka trhliny	-1190,0	418,0	-418,0			19,8	OK
Osa				I_0 [m]	Λ [-]	Λ_{lim} [-]	
Štíhlost y-L				14,00	44,09	72,77	
Štíhlost z-L				14,00	44,09	72,77	

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Upozornění

Únosnost N-M-M

Výsledky prezentovány pro kombinaci : Základní MSÚ

N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	Typ	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
-1203,4	-1242,2	1149,3	Nu-Mu-Mu	46,7	100,0	OK

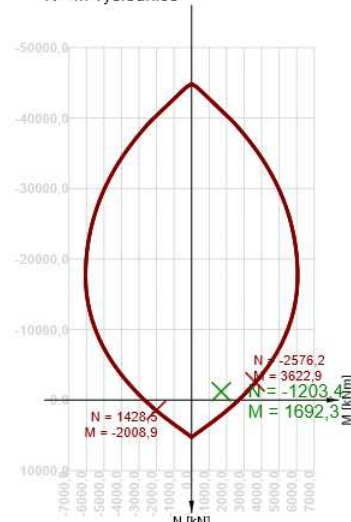
Návrhová únosnost při působení ohybového momentu a normálové síly

Typ	F_{Ed}	F_{Rd1}	F_{Rd2}
N [kN]	-1203,4	-2576,2	1428,5
M_y [kNm]	-1242,2	-2659,2	1474,5
M_z [kNm]	1149,3	2460,4	-1364,3

Přepočet vnitřních sil (účinky druhého řádu a imperfekcí)

Osa	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y/z}$ [kNm]	$M_{0,y/z}$ [kNm]	$M_{Ed,y/z}$ [kNm]	$M_{2,y/z}$ [kNm]
Y	-1203,4	-1242,2	-1218,8	-1242,2	0,0
Z	-1203,4	1149,3	1127,7	1149,3	0,0

N - M výslednice



Smyk

Výsledky prezentovány pro kombinaci : Základní MSÚ

V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	Posudek zóny	Článek	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
119,0	-1203,4	544,3	bez redukce	6.2.3(3)	21,9	100,0	OK

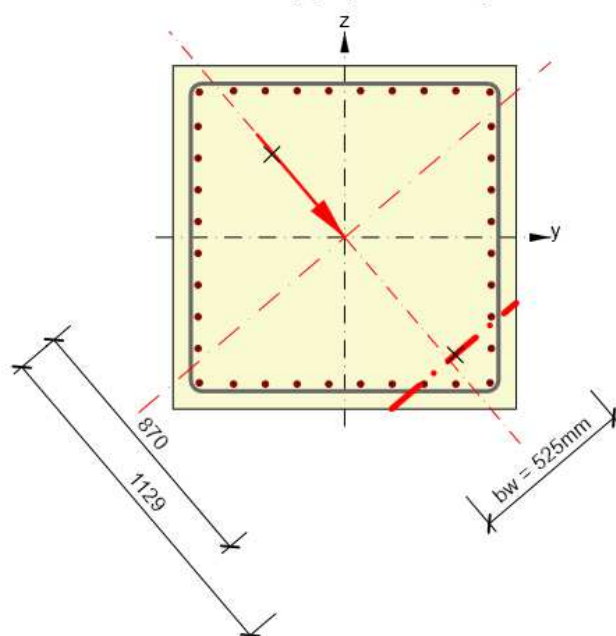
Návrhové hodnoty posouvající síly a únosnosti ve smyku

V_{Ed} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Rd,r}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Rd} [kN]
119,0	497,1	4695,5	4739,0	544,3	544,3

Vstupní hodnoty a mezivýsledky posouzení smyku

n_c	a_{sw} [mm ² /m]	A_{sl} [mm ²]	b_w [mm]	d [mm]	z [mm]	θ [°]	α [°]	α_{cw} [-]
2	1563	7854	525	1129	870	45,0	90,0	1,03
$C_{Rd,c}$ [-]	k [-]	k_1 [-]	ρ_l [-]	σ_{cp} [MPa]	σ_{wd} [MPa]	V_{min} [MPa]	V [-]	V_1 [-]
0,12	1,42	0,15	0,01	1,0	87,4	0,4	0,48	0,60

Průřez účinný pro posouzení smyku



Parametry použité při posudku:
 $b_w = 525 \text{ mm}$
 $z = 870 \text{ mm}$
 $d = 1129 \text{ mm}$

Interakce

Výsledky prezentovány pro kombinaci : Základní MSÚ

N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota V+T [%]	Hodnota V+T+M [%]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
-1203,4	-1242,2	1149,3	119,0	0,0	20,1	69,6	69,6	100,0	OK

Přepočítání vnitřních sil (účinky druhého řádu a imperfekcí)

Osa	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y/z}$ [kNm]	$M_{0,y/z}$ [kNm]	$M_{0Ed,y/z}$ [kNm]	$M_{2,y/z}$ [kNm]
Y	-1203,4	-1242,2	-1218,8	-1242,2	0,0
Z	-1203,4	1149,3	1127,7	1149,3	0,0

Posouzení interakce posouvající síly a kroucení (beton)

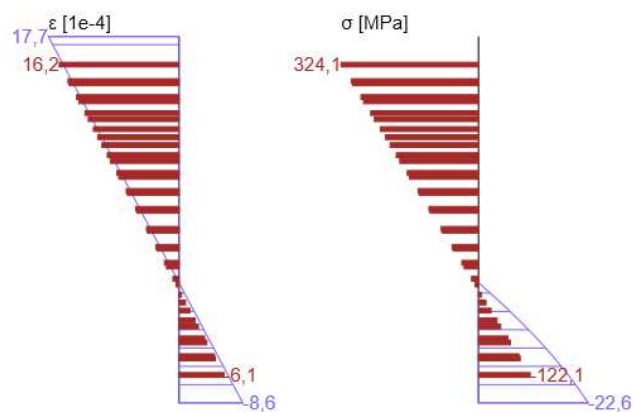
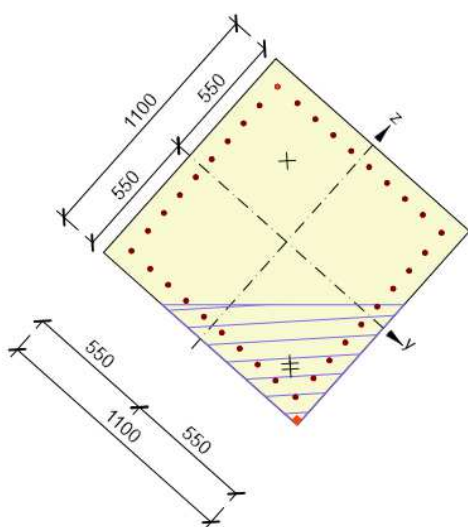
$V_{Rd,c}$ [kN]	$T_{Rd,c}$ [kNm]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$T_{Rd,max}$ [kNm]	rce. 6.31 [%]	rce. 6.29 [%]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
497,1	711,3	4695,5	3079,8	23,9	2,5	2,5	100,0	OK

Posouzení interakce posouvající síly, kroucení, ohybu a normálové síly

F_b [kN]	$\Delta F_{td,s}$ [kN]	$\Delta F_{td,t}$ [kN]	$\Delta \epsilon_s$ [1e-4]	$\Delta \epsilon_t$ [1e-4]	Extrém ve vložce	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
1023,3	119,0	0,0	0,5	0,0	1	69,6	100,0	OK

Podrobné posouzení výztuže

Vložka	y_l [mm]	z_l [mm]	$\Delta \epsilon_{st}$ [1e-4]	ϵ [1e-4]	ϵ_{lim} [1e-4]	$\Delta \sigma_{st}$ [MPa]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
1	-466	466	0,5	16,2	450,0	10,5	324,1	465,9	69,6	OK



Omezení napětí

Omezení napětí - krátkodobé účinky

Typ posudku	Část průřezu	Index	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
7.2(2)-Char	Vláknobetonu	2	-19,2	-30,0	64,1	100,0	OK

Omezení napětí - dlouhodobé účinky

Typ posudku	Část průřezu	Index	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
7.2(5)-Char	Výztužná vložka	1	219,5	400,0	54,9	100,0	OK

Podrobné posouzení betonu - krátkodobé účinky

Typ posudku	Vláknobetonu	y_l [mm]	z_l [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(2)-Char	2	550	-550	-1152,4	-900,9	833,4	-19,2	-30,0	64,1	OK
7.2(3)-Quasi	4	-550	550	-1190,0	418,0	-418,0	-7,0	-22,5	31,1	OK

Podrobné posouzení výztuže - krátkodobé účinky

Typ posudku	Vložka	y_l [mm]	z_l [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(5)-Char	1	-466	466	-1152,4	-900,9	833,4	182,4	400,0	45,6	OK

Podrobné posouzení betonu - dlouhodobé účinky

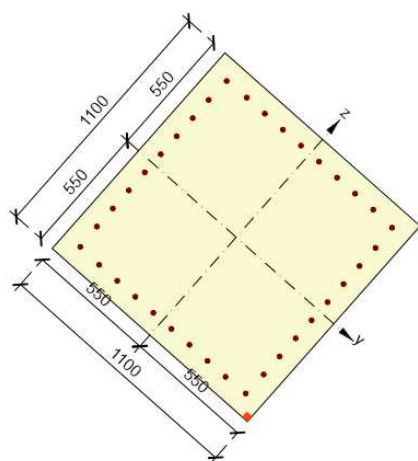
Typ posudku	Vláknobetonu	y_l [mm]	z_l [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(2)-Char	2	550	-550	-1152,4	-900,9	833,4	-13,5	-30,0	45,1	OK
7.2(3)-Quasi	4	-550	550	-1190,0	418,0	-418,0	-5,7	-22,5	25,3	OK

Podrobné posouzení výztuže - dlouhodobé účinky

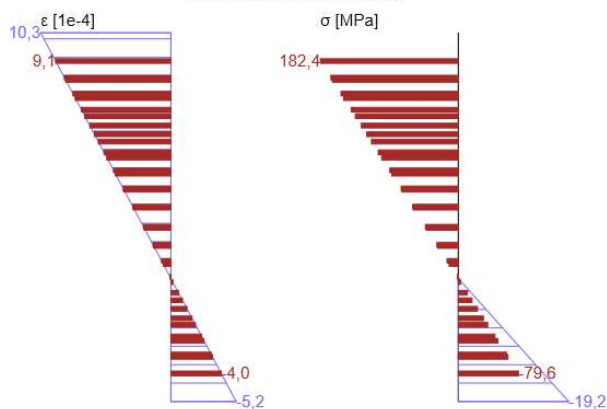
Typ posudku	Vložka	y_l [mm]	z_l [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(5)-Char	1	-466	466	-1152,4	-900,9	833,4	219,5	400,0	54,9	OK

Součinitel dotvarování

Způsob určení	h_0 [mm]	A_c [mm ²]	u [mm]	t [d]	t_0 [d]	t_s [d]	RH [%]	Použít ψ_{it}	$\phi(t, t_0)$ [-]
Automatické	550	1210000	4400	18250,0	28,0	7,0	65	Ne	1,21



Výsledky uváděné pro:
- Charakteristická kombinace
- Tuhosti pro krátkodobé účinky



Šířka trhlin

Šířka trhlin - krátkodobé účinky

Kombinace	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	w _k [mm]	w _{lim} [mm]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
Kvazi	-1190,0	418,0	-418,0	0,032	0,300	10,7	100,0	OK

Šířka trhlin - dlouhodobé účinky

Kombinace	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	w _k [mm]	w _{lim} [mm]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
Kvazi	-1190,0	418,0	-418,0	0,059	0,300	19,8	100,0	OK

Mezivýsledky a součinitele pro výpočet šířky trhlin - krátkodobé účinky

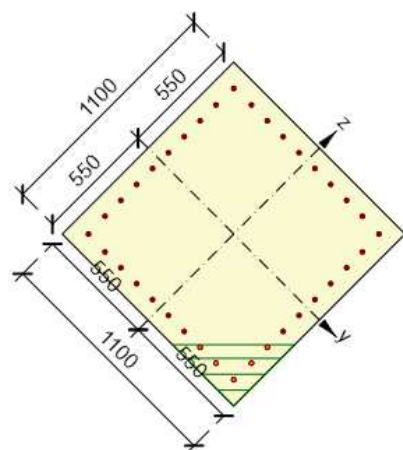
x [mm]	h _{c,eff} [mm]	d [mm]	A _{c,eff} [mm ²]	A _{s,eff} [mm ²]	ρ _{p,eff} [-]
724	277	1353	76853	1571	0,02
k _t [-]	ε _{sm} -ε _{cm} [1e-4]	k ₁ [-]	k ₂ [-]	k ₃ [-]	k ₄ [-]
0,40	1,1	0,80	0,50	1,65	0,43
c [mm]	ε ₁ [1e-4]	ε ₂ [1e-4]	s _{r,max} [mm]	Φ [mm]	σ _s [MPa]
74	2,2	-1,9	288	20	37,0

Mezivýsledky a součinitele pro výpočet šířky trhlin - dlouhodobé účinky

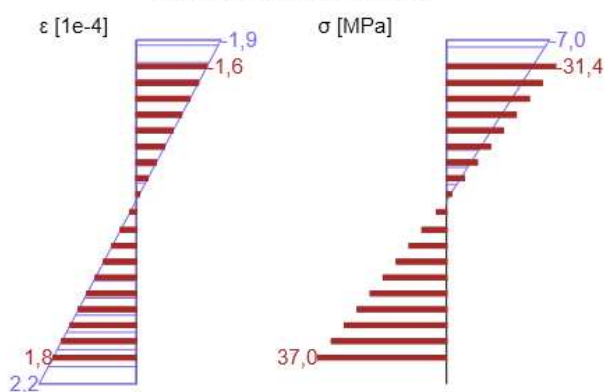
x [mm]	h _{c,eff} [mm]	d [mm]	A _{c,eff} [mm ²]	A _{s,eff} [mm ²]	ρ _{p,eff} [-]
790	255	1389	65098	942	0,01
k _t [-]	ε _{sm} -ε _{cm} [1e-4]	k ₁ [-]	k ₂ [-]	k ₃ [-]	k ₄ [-]
0,40	1,7	0,80	0,50	1,65	0,43
c [mm]	ε ₁ [1e-4]	ε ₂ [1e-4]	s _{r,max} [mm]	Φ [mm]	σ _s [MPa]
74	3,3	-3,4	357	20	55,3

Součinitel dotvarování

Způsob určení	h ₀ [mm]	A _c [mm ²]	u [mm]	t [d]	t ₀ [d]	t _a [d]	RH [%]	Použití γ _{lt}	φ(t,t ₀) [-]
Automatické	550	1210000	4400	18250,0	28,0	7,0	65	Ne	1,21



Výsledky uváděné pro:
- Kvazistálá kombinace
- Tuhosti pro krátkodobé účinky

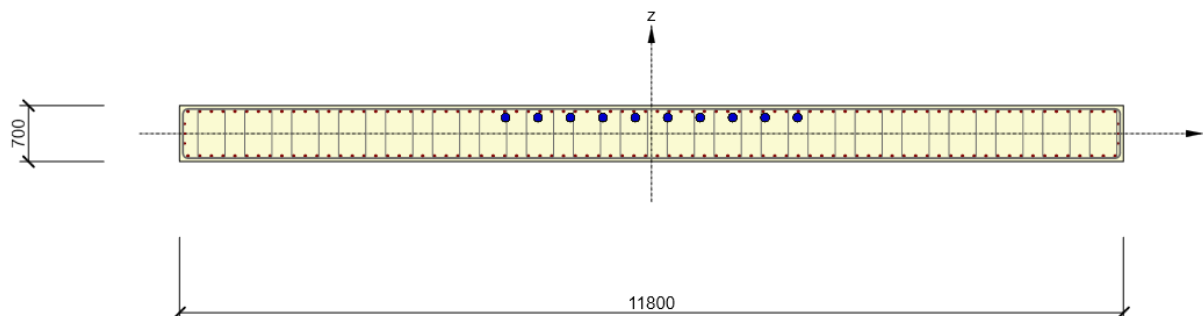


9.4 Nosná konstrukce

V nosné konstrukci je navrženo předpětí z 10-ti kabelů po 19-ti lanech. Níže je provedeno posouzení konstrukce v nejméně příznivých průřezech v poli a nad podporou

Posouzení konstrukce nad podporou

Vyztužený průřez: R 1



Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	-32503,0	-4126,5	261,6			83,6	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	-14528,2	0,0			40,8	OK
Smyk	-32503,0			9785,3	0,0	52,3	OK
Kroucení					0,0	0,0	OK
Interakce	-32503,0	-8027,6	261,6	9785,3	0,0	83,3	OK
Omezení napětí	-32503,0	-4126,5	261,6			83,6	OK
Šířka trhliny	-32503,0	-3924,7	261,6			13,9	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Smyk

Výsledky prezentovány pro kombinaci : Základní MSÚ

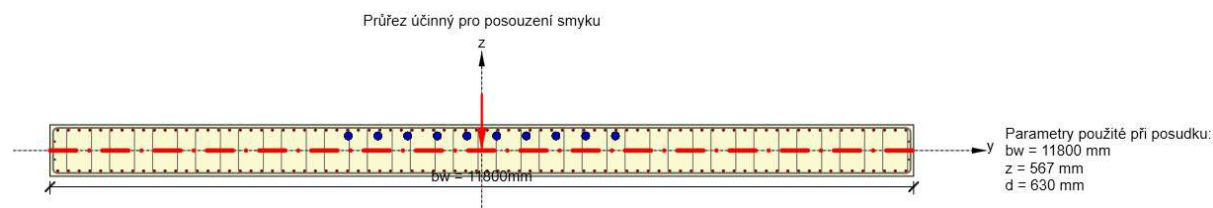
V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	Posudek zóny	Článek	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
9785,3	-32503,0	18696,8	bez redukce	6.2.3(3)	52,3	100,0	OK

Návrhové hodnoty posouvající síly a únosnosti ve smyku

V_{Ed} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Rd,r}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Rd} [kN]
9785,3	9524,5	52575,7	49956,5	18696,8	18696,8

Vstupní hodnoty a mezivýsledky posouzení smyku

n_c	a_{sw} [mm ² /m]	A_{sI} [mm ²]	b_w [mm]	d [mm]	z [mm]	θ [°]	α [°]	α_{cw} [-]
42	47595	92840	11800	630	567	30,0	90,0	1,13
$C_{Rd,c}$ [-]	k [-]	k_1 [-]	ρ_I [-]	σ_{cp} [MPa]	σ_{wd} [MPa]	V_{min} [MPa]	v [-]	v_1 [-]
0,12	1,56	0,15	0,01	3,9	209,3	0,4	0,50	0,60



Interakce

Výsledky prezentovány pro kombinaci : Základní MSÚ

N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota V+T [%]	Hodnota V+T+M [%]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
-32503,0	-8027,6	261,6	9785,3	0,0	48,1	83,3	83,3	100,0	OK

Posouzení interakce posouvající síly a kroučení (beton)

$V_{Rd,c}$ [kN]	$T_{Rd,c}$ [kNm]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$T_{Rd,max}$ [kNm]	rce. 6.31 [%]	rce. 6.29 [%]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
9524,5	4586,9	52575,7	18490,5	102,7	18,6	18,6	100,0	OK

Posouzení interakce posouvající síly a kroučení (podélná výztuž)

A_{sl} [mm ²]	F_{sl} [kN]	$F_{sl,lim}$ [kN]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
159065	16948,6	80031,4	21,2	100,0	OK

Posouzení interakce posouvající síly a kroučení (smyková výztuž)

a_{sw} [mm ² /m]	F_{sw} [kN]	$F_{sw,lim}$ [kN]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
3272	685,1	1422,8	48,1	100,0	OK

Posouzení interakce posouvající síly, kroučení, ohybu a normálové síly

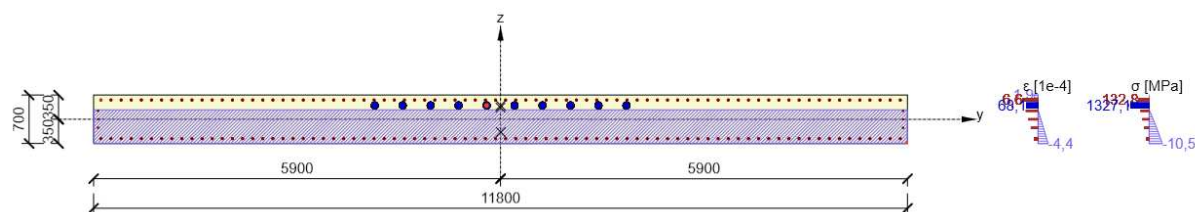
F_b [kN]	$\Delta F_{td,s}$ [kN]	$\Delta F_{td,t}$ [kN]	$\Delta \epsilon_s$ [1e-4]	$\Delta \epsilon_t$ [1e-4]	Extrém ve vložce	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
31354,6	16948,6	0,0	5,4	0,0	6	83,3	100,0	OK

Podrobné posouzení výztuže

Vložka	y_l [mm]	z_l [mm]	$\Delta \epsilon_{st}$ [1e-4]	ϵ [1e-4]	ϵ_{lim} [1e-4]	$\Delta \sigma_{st}$ [MPa]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
116	-5795	279	5,4	6,6	450,0	107,0	132,8	465,9	28,5	OK

Podrobné posouzení předpínací výztuže

Kabel	y_l [mm]	z_l [mm]	$\Delta \epsilon_{st}$ [1e-4]	ϵ [1e-4]	ϵ_{lim} [1e-4]	$\Delta \sigma_{st}$ [MPa]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
6	-203	200	5,4	68,1	315,0	104,4	1327,1	1593,2	83,3	OK



Omezení napětí

Omezení napětí

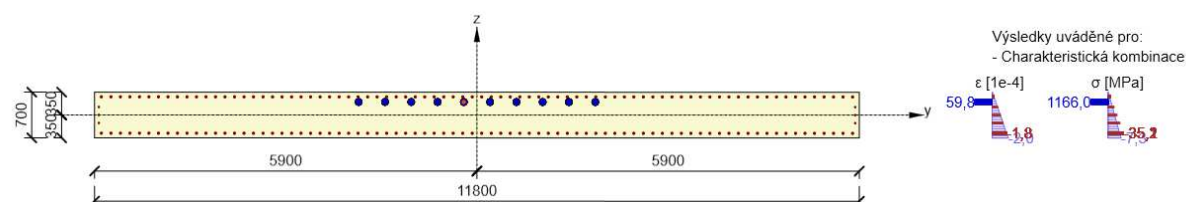
Typ posudku	Část průřezu	Index	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
7.2(5)-Char	Kabel	6	1166,0	1395,0	83,6	100,0	OK

Podrobné posouzení betonu

Typ posudku	Vlákno	y_l [mm]	z_l [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(2)-Char	2	5900	-350	-32503,0	-4126,5	261,6	-7,3	-24,0	30,4	OK
7.2(3)-Quasi	2	5900	-350	-32503,0	-3924,7	261,6	-7,1	-18,0	39,5	OK

Podrobné posouzení předpinací výztuže

Typ posudku	Kabel	y_l [mm]	z_l [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(5)-Char	6	-203	200	-32503,0	-4126,5	261,6	1166,0	1395,0	83,6	OK



Šířka trhlin

Kombinace	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	d_s [mm]	$d_{s,lim}$ [mm]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
Kvazi	-32503,0	-3924,7	261,6	180	25	13,9	100,0	OK

Výsledky výpočtu šířky trhlin pro kombinaci obsahující rsup, rinf (5.10.9)

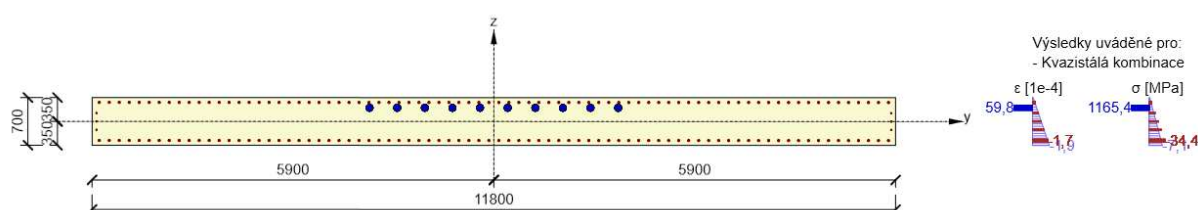
Kombinace	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	w_k	w_{lim}	Hodnota [%]	Mez [%]	Typ posudku	Posudek
Častá	-32503,0	-3924,7	261,6	0,000	0,200	0,0	100,0	ST,TN	OK

Výsledek výpočtu dekomprese pro kombinace s rsup, rinf (5.10.9)

Kombinace	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	d_s	$d_{s,lim}$	Hodnota [%]	Mez [%]	Typ posudku	Posudek
Kvazi	-32503,0	-3924,7	261,6	180,176	25,000	13,9	100,0	OD	OK
Častá	-32503,0	-3924,7	261,6	180,176	25,000	13,9	100,0	OD	OK

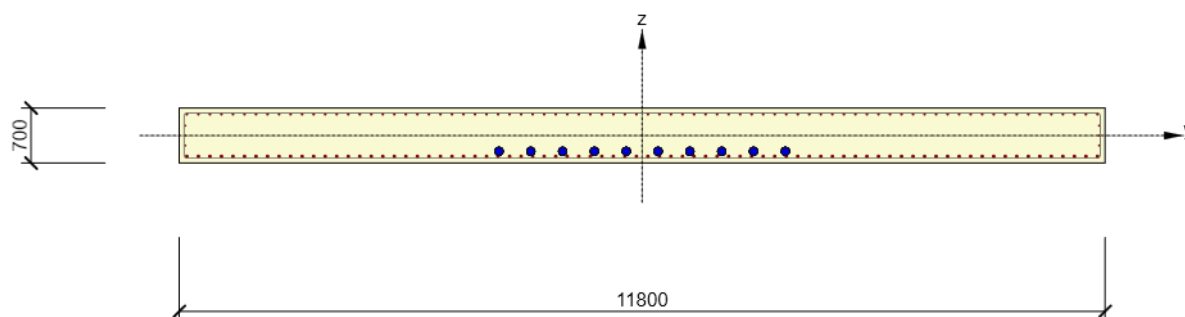
Upozornění

Upozornění	
	Pro častou kombinaci trhliny nevznikají – v nejvíce tažených vláknech nebylo překročeno efektivní tahové napětí podle čl. 7.1 (2)



Posouzení konstrukce v poli

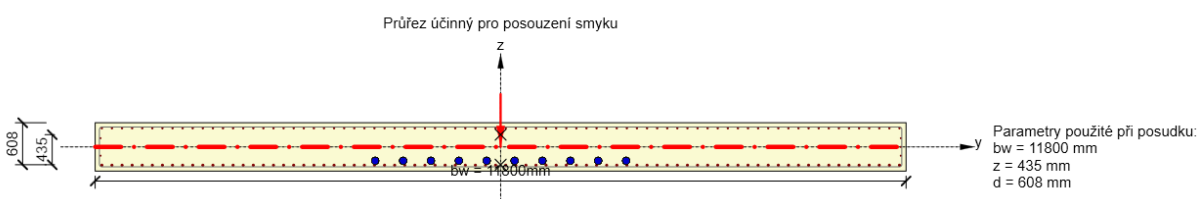
Vyztužený průřez: R 3



Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	-32718,0	4862,3	0,0			83,3	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	13439,1	0,0			41,0	OK
Smyk	-32718,0			2293,9	0,0	25,2	OK
Kroucení					0,0	0,0	OK
Interakce	-32718,0	6895,5	0,0	2293,9	0,0	77,7	OK
Omezení napětí	-32718,0	4862,3	0,0			83,3	OK
Šířka trhliny	-32718,0	3035,6	0,0			10,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %



Smyk

Výsledky prezentovány pro kombinaci : Základní MSÚ

V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	Posudek zóny	Článek	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
2293,9	-32718,0	9092,2	bez redukce	6.2.2(1)	25,2	100,0	OK

Návrhové hodnoty posouvající síly a únosnosti ve smyku

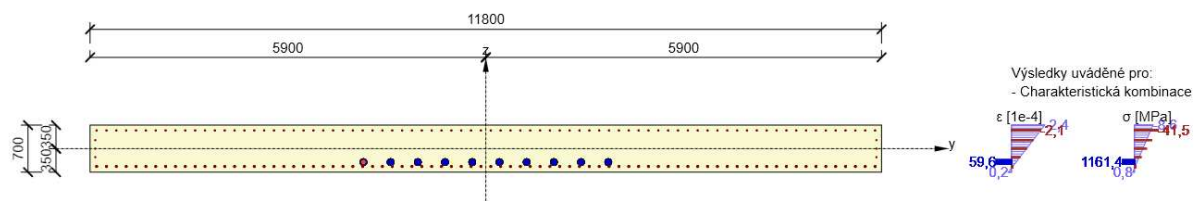
V_{Ed} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Rd,r}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Rd} [kN]
2293,9	9092,2	30994,7	43194,1	252,2	9092,2

Vstupní hodnoty a mezivýsledky posouzení smyku

n_c	a_{sw} [mm ² /m]	A_{sl} [mm ²]	b_w [mm]	d [mm]	z [mm]	θ [°]	α [°]	α_{cw} [-]
2	770	92840	11800	608	435	30,0	90,0	1,16
$C_{Rd,c}$ [-]	k [-]	k_1 [-]	ρ_l [-]	σ_{cp} [MPa]	σ_{wd} [MPa]	v_{min} [MPa]	v [-]	v_1 [-]
0,12	1,57	0,15	0,01	4,0	3954,7	0,4	0,52	0,52

Upozornění

Upozornění	
⚠	Smyk je přenesen betonem, smyková výztuž je požadována z hlediska konstrukčních zásad, viz 6.2.2



Šířka trhlin

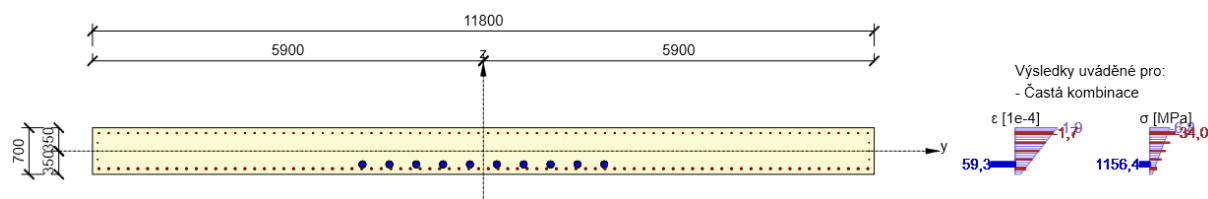
Kombinace	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	d_a [mm]	$d_{a,lim}$ [mm]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
Častá	-32718,0	3035,6	0,0	251	25	10,0	100,0	OK

Výsledky výpočtu šířky trhlin pro kombinaci obsahující rsup, rinf (5.10.9)

Kombinace	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	w_k	w_{lim}	Hodnota [%]	Mez [%]	Typ posudku	Posudek
Častá	-32718,0	3035,6	0,0	0,000	0,200	0,0	100,0	ST,TN	OK

Výsledek výpočtu dekomprese pro kombinace s rsup, rinf (5.10.9)

Kombinace	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	d_a	$d_{a,lim}$	Hodnota [%]	Mez [%]	Typ posudku	Posudek
Kvazi	-32718,0	247,3	0,0	3303,332	25,000	0,8	100,0	OD	OK
Častá	-32718,0	3035,6	0,0	250,566	25,000	10,0	100,0	OD	OK



10 Přechodová deska

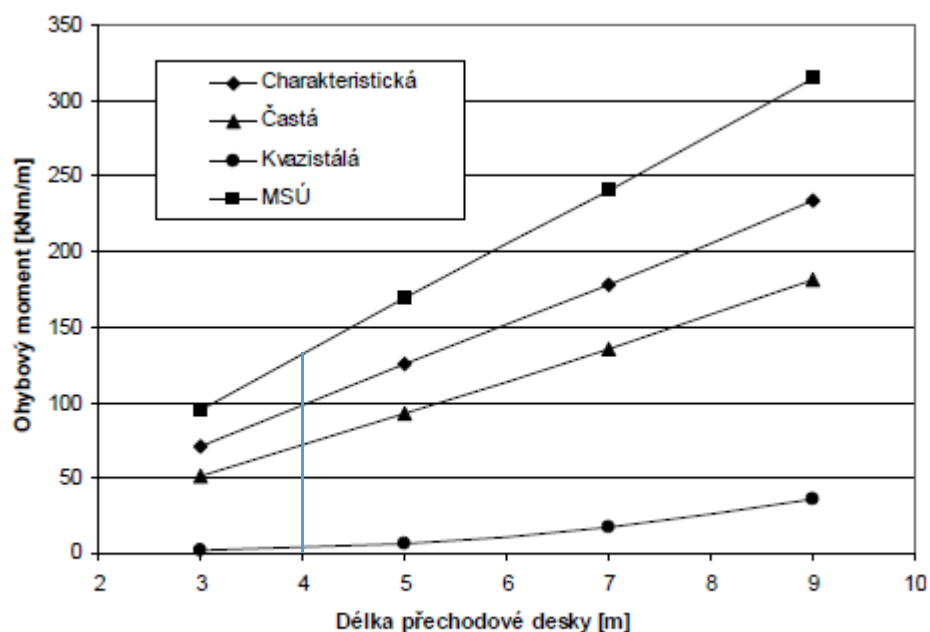
10.1 Geometrie

Délka přechodové desky – 4 m

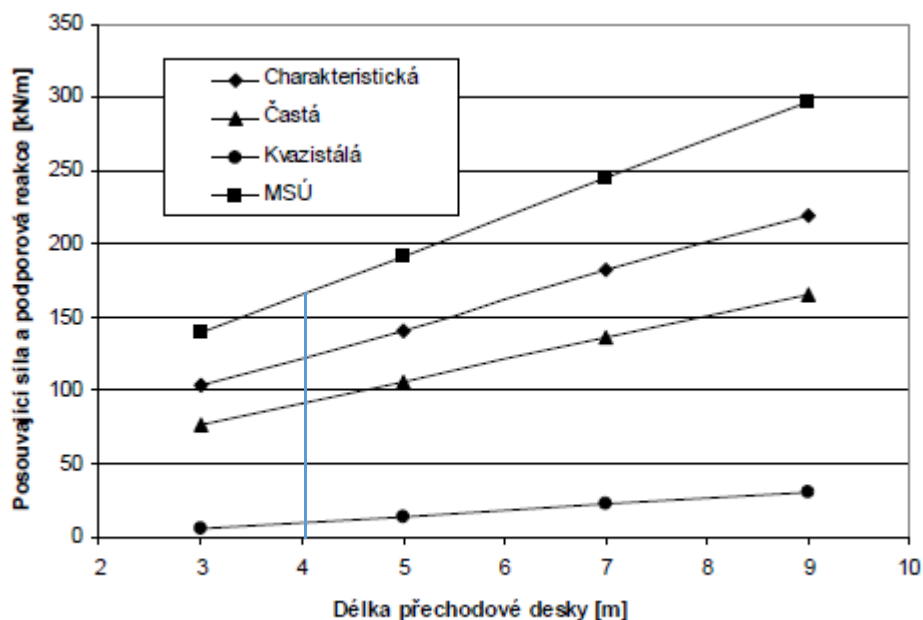
Tloušťka přechodové desky – 300 mm

10.2 Vnitřní síly

Vnitřní síly na přechodovou desku jsou uvažovány podle ČSN 73 6244 kap. 7.4.4



Obr. 4a – Diagram pro stanovení ohybových momentů v přechodové desce



Obr. 4b – Diagram pro stanovení posouvajících sil a podporových reakcí

10.3 Posouzení přechodové desky

1 Data projektu

Název projektu	-- nezadáno --
Autor	-- nezadáno --
Datum vytvoření protokolu	03.11.2017
Verze	10.1.113.54939

Národní norma

Národní norma	EN 1992-1-1:2014-12, CSN:2016-04/NA:2012-01 EN 1992-2:2008-07, CSN:2014-01/NA:2014-10
Návrhová životnost	100 let

2 Stručné shrnutí výsledků posouzení řezů

Dimenzační dílec	Počet řezů	Název extrémního řezu	Využití [%]	Status posudku
Přechodova deska (Nosníková deska)	2	Ohyb	70.2	✓

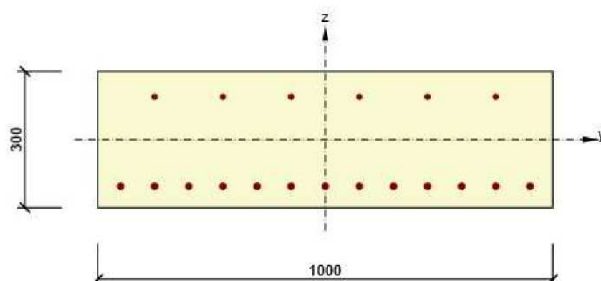
Název řezu	Dimenzační dílec	Vyztužený průřez	Využití [%]	Status posudku
Ohyb	Přechodova deska (Nosníková deska)	ohyb	70.2	✓
Smyk	Přechodova deska (Nosníková deska)	smyk	58.6	✓

3 Posouzení řezů

3.1 Řez Ohyb

3.1.1 Kritický extrém Ohyb

Dimenzační dílec	Přechodova deska
Vyztužený průřez	ohyb



Beton: C30/37
 Stáří: 28.0 d
 Výztuž: (B 500B)
 ø14-75 mm (2053mm²), z = -103 mm
 ø12-150 mm (754mm²), z = 94 mm

3.1.1.1 Souhrn

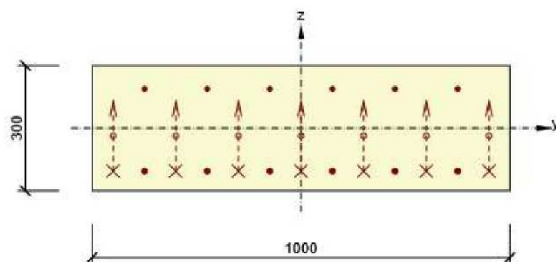
Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	0.0	100.0	0.0			70.2	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0.0	140.0	0.0			68.1	OK
Smyk	0.0			0.0	0.0	0.0	OK
Interakce	0.0	140.0	0.0	0.0	0.0	0.0	OK
Omezení napětí	0.0	100.0	0.0			70.2	OK
Šířka trhliny	0.0	10.0	0.0			6.0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

3.2 Řez Smyk

3.2.1 Kritický extrém Smyk

Dimenzační dílec	Přechodová deska
Vyztužený průřez	smyk



Beton: C25/30
Stáří: 28.0 d
Výztuž: (B 500B)
ø14-150 mm (1026mm²), z = -103 mm
ø14-150 mm (1026mm²), z = -103 mm
ø12-150 mm (754mm²), z = 94 mm
Ohyby vložek:

3.2.1.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	0.0			170.0	0.0	58.6	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0.0	0.0	0.0			0.0	OK
Smyk	0.0			170.0	0.0	58.6	OK
Interakce	0.0	0.0	0.0	170.0	0.0	38.1	OK
Omezení napětí	0.0	0.0	0.0			0.0	OK
Šířka trhliny	0.0	0.0	0.0			0.0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

11 Založení konstrukce – založení pilíře

Výpočet založení jednotlivých podpor byl proveden v programu GEO5 modulem „patka“. Pro daný geologický profil byl vytvořen model se skutečnými rozměry základu. Pod základy krajních opěr a vnitřních podpěr bude vytvořen šterkopískový polštář o mocnosti 500 mm.

11.1 Posouzení plošného založení

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

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 odvozené podmínky : ČSN 73 1001

Posouzení tažené patky : kuželová metoda

Dovolená excentricita : 0.333

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

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 F3, konzistence měkká		26.50	12.00	18.00	8.00	
2	PJ2 - R5		26.00	37.00	21.50	13.00	
3	PJ3 - R4		33.00	45.00	23.50	15.00	
4	Sp3 - R3		38.00	43.00	23.50	15.00	
5	Sp4 - R2		35.00	30.00	22.50	15.00	
6	Šterkopískový polštář G3, ulehlá		35.50	0.00	19.00	9.00	

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

Parametry zemín

Třída F3, konzistence měkká

Objemová tíha : $\gamma = 18.00$ kN/m³

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 26.50$ °

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 12.00$ kPa

Edometrický modul : $E_{oed} = 7.50$ MPa

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18.00$ kN/m³

PJ2 - R5

Objemová tíha : $\gamma = 21.50$ kN/m³

Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef} = 26.00^\circ$
Soudržnost zeminy :	$c_{ef} = 37.00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti :	$E_{def} = 13.00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo :	$\nu = 0.33$
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat} = 23.00 \text{ kN/m}^3$

PJ3 - R4

Objemová tíha :	$\gamma = 23.50 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef} = 33.00^\circ$
Soudržnost zeminy :	$c_{ef} = 45.00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti :	$E_{def} = 70.00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo :	$\nu = 0.23$
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat} = 25.00 \text{ kN/m}^3$

Sp3 - R3

Objemová tíha :	$\gamma = 23.50 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef} = 38.00^\circ$
Soudržnost zeminy :	$c_{ef} = 43.00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti :	$E_{def} = 200.00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo :	$\nu = 0.20$
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat} = 25.00 \text{ kN/m}^3$

Sp4 - R2

Objemová tíha :	$\gamma = 22.50 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef} = 35.00^\circ$
Soudržnost zeminy :	$c_{ef} = 30.00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti :	$E_{def} = 100.00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo :	$\nu = 0.25$
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat} = 25.00 \text{ kN/m}^3$

Štěrkopískový polštář G3, ulehlá

Objemová tíha :	$\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef} = 35.50^\circ$
Soudržnost zeminy :	$c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti :	$E_{def} = 95.00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo :	$\nu = 0.25$
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat} = 19.00 \text{ kN/m}^3$

Založení

Typ základu: centrická patka

Hloubka od původního terénu	$h_z = 1.66 \text{ m}$
Hloubka základové spáry	$d = 1.49 \text{ m}$
Tloušťka základu	$t = 0.90 \text{ m}$
Sklon upraveného terénu	$s_1 = 0.00^\circ$
Sklon základové spáry	$s_2 = 0.00^\circ$

Objemová tíha zeminy nad základem = 20.00 kN/m^3

Geometrie konstrukce

Typ základu: centrická patka

Délka patky	$x = 2.70 \text{ m}$
Šířka patky	$y = 14.25 \text{ m}$
Šířka sloupu ve směru x	$c_x = 0.90 \text{ m}$
Šířka sloupu ve směru y	$c_y = 14.25 \text{ m}$
Objem patky	$= 34.63 \text{ m}^3$

Štěrkopískový polštář

Zemina tvořící ŠP polštář - Štěrkopískový polštář G3, ulehlá

Přesah ŠP polštáře mimo základ $d_{sp} = 0.50 \text{ m}$

Hloubka šterkopiskového polštáře $h_{sp} = 0.50$ m

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 25.00$ kN/m³

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

Beton : C 25/30

Válcová pevnost v tlaku

$f_{ck} = 25.00$ MPa

Pevnost v tahu

$f_{ctm} = 2.60$ MPa

Modul pružnosti

$E_{cm} = 31000.00$ MPa

Ocel podélná : B500

Mez kluzu

$f_{yk} = 500.00$ MPa

Ocel příčná : B500

Mez kluzu

$f_{yk} = 500.00$ MPa

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	0.20	0.00 .. 0.20	Třída F3, konzistence měkká	
2	1.80	0.20 .. 2.00	PJ2 - R5	
3	0.80	2.00 .. 2.80	PJ3 - R4	
4	1.20	2.80 .. 4.00	Sp3 - R3	
5	1.00	4.00 .. 5.00	PJ3 - R4	
6	1.10	5.00 .. 6.10	Sp3 - R3	
7	1.90	6.10 .. 8.00	Sp4 - R2	
8	-	8.00 .. ∞	Sp4 - R2	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		MSU_Axial	Návrhové	3487.16	-83.02	46.83	-841.98	50.19
2	Ano		MSU_Shear-y	Návrhové	4602.41	1070.97	256.67	-588.44	292.85
3	Ano		MSU_Shear-z	Návrhové	4195.61	-114.56	409.26	1195.28	49.32
4	Ano		MSU_Moment-y	Návrhové	3685.63	-61.78	533.93	787.41	-49.54
5	Ano		MSU_Moment-z	Návrhové	4136.23	1102.84	121.03	-367.92	291.56
6	Ano		MSU_Axial	Návrhové	6941.19	-6117.26	-4.74	-745.62	-292.85
7	Ano		MSU_Shear-y	Návrhové	6932.34	-6130.75	-75.72	-745.62	-292.85
8	Ano		MSU_Shear-z	Návrhové	4195.36	-114.61	-409.45	-1197.07	49.54
9	Ano		MSU_Moment-y	Návrhové	3685.39	-61.84	-533.62	-787.06	-49.32
10	Ano		MSU_Moment-z	Návrhové	6342.17	-6130.94	-92.66	-753.42	-291.56
11	Ano		CHAR_Axial	Užitné	3523.35	-80.25	-5.47	-730.11	37.17
12	Ano		CHAR_Shear-y	Užitné	3996.95	779.91	114.97	-388.88	216.92
13	Ano		CHAR_Shear-z	Užitné	3583.29	-80.15	369.91	840.33	36.53
14	Ano		CHAR_Moment-y	Užitné	3670.36	-64.52	396.24	672.05	-36.70
15	Ano		CHAR_Moment-z	Užitné	4043.84	798.16	76.87	-376.58	215.97
16	Ano		CHAR_Axial	Užitné	5730.52	-4544.71	-65.00	-503.11	-216.92
17	Ano		CHAR_Shear-y	Užitné	5722.82	-4554.70	-112.65	-503.11	-216.92
18	Ano		CHAR_Shear-z	Užitné	3583.10	-80.19	-370.05	-841.66	36.70

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]
	nové	změna							
19	Ano		CHAR_Moment-y	Užitné	3670.18	-64.56	-396.00	-671.79	-36.53
20	Ano		CHAR_Moment-z	Užitné	5245.95	-4554.84	-152.57	-511.26	-215.97
21	Ano		KVAZ_Axial	Užitné	3626.74	-72.35	-38.07	-688.15	0.00
22	Ano		KVAZ_Shear-y	Užitné	3626.74	-72.35	-38.07	-688.15	0.00
23	Ano		KVAZ_Shear-z	Užitné	3626.74	-72.35	249.17	722.45	0.00
24	Ano		KVAZ_Moment-y	Užitné	3626.74	-72.35	249.17	722.45	0.00
25	Ano		KVAZ_Moment-z	Užitné	3626.74	-72.35	-38.07	-688.15	0.00
26	Ano		KVAZ_Axial	Užitné	3707.06	-90.47	-37.20	-688.74	0.00
27	Ano		KVAZ_Shear-y	Užitné	3626.74	-72.35	-38.07	-688.15	0.00
28	Ano		KVAZ_Shear-z	Užitné	3626.74	-72.35	-249.17	-722.45	0.00
29	Ano		KVAZ_Moment-y	Užitné	3626.74	-72.35	-249.17	-722.45	0.00
30	Ano		KVAZ_Moment-z	Užitné	3699.36	-90.47	-106.07	-688.74	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
MSU_Axial	Ano	-0.15	0.01	100.52	2583.38	3.89	Ano
MSU_Axial	Ne	-0.14	0.01	111.01	2694.63	4.12	Ano
MSU_Shear-y	Ano	-0.12	-0.21	123.27	2972.85	4.15	Ano
MSU_Shear-y	Ne	-0.11	-0.19	133.76	3037.88	4.40	Ano
MSU_Shear-z	Ano	0.11	0.01	111.54	2356.72	4.73	Ano
MSU_Shear-z	Ne	0.10	0.01	122.07	2472.18	4.94	Ano
MSU_Moment-y	Ano	0.03	0.02	97.48	2736.85	3.56	Ano
MSU_Moment-y	Ne	0.03	0.02	108.05	2832.60	3.81	Ano
MSU_Moment-z	Ano	-0.08	-0.23	111.45	3157.37	3.53	Ano
MSU_Moment-z	Ne	-0.07	-0.21	121.98	3212.02	3.80	Ano
MSU_Axial	Ano	-0.08	0.74	177.02	3082.73	5.74	Ano
MSU_Axial	Ne	-0.07	0.69	187.41	3125.06	6.00	Ano
MSU_Shear-y	Ano	-0.07	0.74	176.09	3086.13	5.71	Ano
MSU_Shear-y	Ne	-0.06	0.69	186.48	3128.33	5.96	Ano
MSU_Shear-z	Ano	-0.11	0.01	111.55	2354.78	4.74	Ano
MSU_Shear-z	Ne	-0.10	0.01	122.08	2470.37	4.94	Ano
MSU_Moment-y	Ano	-0.03	0.02	97.48	2737.24	3.56	Ano
MSU_Moment-y	Ne	-0.03	0.02	108.05	2832.96	3.81	Ano
MSU_Moment-z	Ano	-0.07	0.79	165.71	3033.49	5.46	Ano
MSU_Moment-z	Ne	-0.07	0.74	176.08	3081.82	5.71	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky G = 1892.33 kN

Spočtená tíha nadloží Z = 408.60 kN

Výpočet únosnosti stanoven pod štěrkopískovým polštářem.

Posouzení svíslé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 6. (MSU_Axial)

Parametry smykové plochy pod základem:
Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 7.04 \text{ m}$
Dosah smykové plochy $l_{sp} = 23.15 \text{ m}$

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 3125.06 \text{ kPa}$
Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 187.41 \text{ kPa}$

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0.057 < 0.333$
Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0.056 < 0.333$
Max. prostorová excentricita $e_t = 0.062 < 0.333$

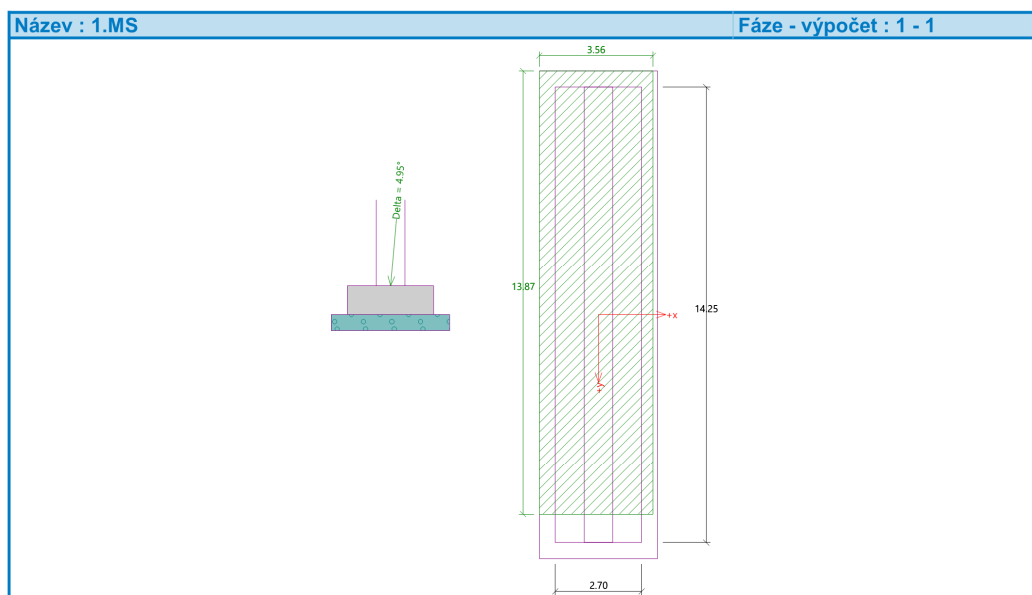
Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 8. (MSU_Shear-z)
Zemní odpor: klidový
Výpočtová velikost zemního odporu $S_{pd} = 59.19 \text{ kN}$
Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 5700.52 \text{ kN}$
Extrémní horizontální síla $H = 1198.09 \text{ kN}$

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE



Posouzení čís. 1

Sednutí a natočení základu - vstupní data

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

Spočtená vlastní tíha patky $G = 865.69 \text{ kN}$
Spočtená tíha nadloží $Z = 302.67 \text{ kN}$
Sednutí středu hrany x - 1 = 2.5 mm

Sednutí středu hrany x - 2 = 1.2 mm
Sednutí středu hrany y - 1 = 3.1 mm
Sednutí středu hrany y - 2 = 2.8 mm
Sednutí středu základu = 4.2 mm
Sednutí charakterist. bodu = 3.0 mm
(1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 123.16$ MPa
Základ je ve směru délky tuhý ($k=9.32$)
Základ je ve směru šířky poddajný ($k=0.06$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0.051 < 0.333$
Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0.052 < 0.333$
Max. prostorová excentricita $e_t = 0.055 < 0.333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu = 4.2 mm
Hloubka deformační zóny = 8.24 m
Natočení ve směru x = 0.169 ($\tan^*1000$); ($9.7E-03$ °)
Natočení ve směru y = 0.089 ($\tan^*1000$); ($5.1E-03$ °)

12 Založení konstrukce – opěr

Výpočet založení jednotlivých podpor byl proveden v programu GEO5 modulem „patka“. Pro daný geologický profil byl vytvořen model se skutečnými rozměry základu. Pod základy krajních opěr a vnitřních podpěr bude vytvořen šterkopískový polštář o mocnosti 500 mm.

12.1 Posouzení plošného založení opěr

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

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 odvozené podmínky : ČSN 73 1001

Posouzení tažené patky : kuželová metoda

Dovolená excentricita : 0.333

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

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 F3, konzistence měkká		26.50	12.00	18.00	8.00	
2	PJ2 - R5		26.00	37.00	21.50	13.00	
3	PJ3 - R4		33.00	45.00	23.50	15.00	
4	Sp3 - R3		38.00	43.00	23.50	15.00	
5	Sp4 - R2		35.00	30.00	22.50	15.00	
6	Šterkopískový polštář G3, ulehlá		35.50	0.00	19.00	9.00	

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

Parametry zemín

Třída F3, konzistence měkká

Objemová tíha : $\gamma = 18.00$ kN/m³

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 26.50$ °

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 12.00$ kPa

Edometrický modul : $E_{oed} = 7.50$ MPa

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18.00$ kN/m³

PJ2 - R5

Objemová tíha : $\gamma = 21.50$ kN/m³

Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef} = 26.00^\circ$
Soudržnost zeminy :	$c_{ef} = 37.00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti :	$E_{def} = 13.00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo :	$\nu = 0.33$
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat} = 23.00 \text{ kN/m}^3$

PJ3 - R4

Objemová tíha :	$\gamma = 23.50 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef} = 33.00^\circ$
Soudržnost zeminy :	$c_{ef} = 45.00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti :	$E_{def} = 70.00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo :	$\nu = 0.23$
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat} = 25.00 \text{ kN/m}^3$

Sp3 - R3

Objemová tíha :	$\gamma = 23.50 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef} = 38.00^\circ$
Soudržnost zeminy :	$c_{ef} = 43.00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti :	$E_{def} = 200.00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo :	$\nu = 0.20$
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat} = 25.00 \text{ kN/m}^3$

Sp4 - R2

Objemová tíha :	$\gamma = 22.50 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef} = 35.00^\circ$
Soudržnost zeminy :	$c_{ef} = 30.00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti :	$E_{def} = 100.00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo :	$\nu = 0.25$
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat} = 25.00 \text{ kN/m}^3$

Štěrkopískový polštář G3, ulehlá

Objemová tíha :	$\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef} = 35.50^\circ$
Soudržnost zeminy :	$c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti :	$E_{def} = 95.00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo :	$\nu = 0.25$
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat} = 19.00 \text{ kN/m}^3$

Založení

Typ základu: centrická patka

Hloubka od původního terénu	$h_z = 1.66 \text{ m}$
Hloubka základové spáry	$d = 1.49 \text{ m}$
Tloušťka základu	$t = 0.90 \text{ m}$
Sklon upraveného terénu	$s_1 = 0.00^\circ$
Sklon základové spáry	$s_2 = 0.00^\circ$

Objemová tíha zeminy nad základem = 20.00 kN/m³

Geometrie konstrukce

Typ základu: centrická patka

Délka patky	$x = 2.70 \text{ m}$
Šířka patky	$y = 14.25 \text{ m}$
Šířka sloupu ve směru x	$c_x = 0.90 \text{ m}$
Šířka sloupu ve směru y	$c_y = 14.25 \text{ m}$
Objem patky	$= 34.63 \text{ m}^3$

Štěrkopískový polštář

Zemina tvořící ŠP polštář - Štěrkopískový polštář G3, ulehlá

Přesah ŠP polštáře mimo základ $d_{sp} = 0.50 \text{ m}$

Hloubka šterkopiskového polštáře $h_{sp} = 0.50$ m

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 25.00$ kN/m³

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

Beton : C 25/30

Válcová pevnost v tlaku

$f_{ck} = 25.00$ MPa

Pevnost v tahu

$f_{ctm} = 2.60$ MPa

Modul pružnosti

$E_{cm} = 31000.00$ MPa

Ocel podélná : B500

Mez kluzu

$f_{yk} = 500.00$ MPa

Ocel příčná: B500

Mez kluzu

$f_{yk} = 500.00$ MPa

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	0.20	0.00 .. 0.20	Třída F3, konzistence měkká	
2	1.80	0.20 .. 2.00	PJ2 - R5	
3	0.80	2.00 .. 2.80	PJ3 - R4	
4	1.20	2.80 .. 4.00	Sp3 - R3	
5	1.00	4.00 .. 5.00	PJ3 - R4	
6	1.10	5.00 .. 6.10	Sp3 - R3	
7	1.90	6.10 .. 8.00	Sp4 - R2	
8	-	8.00 .. ∞	Sp4 - R2	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		MSU_Axial	Návrhové	3487.16	-83.02	46.83	-841.98	50.19
2	Ano		MSU_Shear-y	Návrhové	4602.41	1070.97	256.67	-588.44	292.85
3	Ano		MSU_Shear-z	Návrhové	4195.61	-114.56	409.26	1195.28	49.32
4	Ano		MSU_Moment-y	Návrhové	3685.63	-61.78	533.93	787.41	-49.54
5	Ano		MSU_Moment-z	Návrhové	4136.23	1102.84	121.03	-367.92	291.56
6	Ano		MSU_Axial	Návrhové	6941.19	-6117.26	-4.74	-745.62	-292.85
7	Ano		MSU_Shear-y	Návrhové	6932.34	-6130.75	-75.72	-745.62	-292.85
8	Ano		MSU_Shear-z	Návrhové	4195.36	-114.61	-409.45	-1197.07	49.54
9	Ano		MSU_Moment-y	Návrhové	3685.39	-61.84	-533.62	-787.06	-49.32
10	Ano		MSU_Moment-z	Návrhové	6342.17	-6130.94	-92.66	-753.42	-291.56
11	Ano		CHAR_Axial	Užitné	3523.35	-80.25	-5.47	-730.11	37.17
12	Ano		CHAR_Shear-y	Užitné	3996.95	779.91	114.97	-388.88	216.92
13	Ano		CHAR_Shear-z	Užitné	3583.29	-80.15	369.91	840.33	36.53
14	Ano		CHAR_Moment-y	Užitné	3670.36	-64.52	396.24	672.05	-36.70
15	Ano		CHAR_Moment-z	Užitné	4043.84	798.16	76.87	-376.58	215.97
16	Ano		CHAR_Axial	Užitné	5730.52	-4544.71	-65.00	-503.11	-216.92
17	Ano		CHAR_Shear-y	Užitné	5722.82	-4554.70	-112.65	-503.11	-216.92
18	Ano		CHAR_Shear-z	Užitné	3583.10	-80.19	-370.05	-841.66	36.70

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]
	nové	změna							
19	Ano		CHAR_Moment-y	Užitné	3670.18	-64.56	-396.00	-671.79	-36.53
20	Ano		CHAR_Moment-z	Užitné	5245.95	-4554.84	-152.57	-511.26	-215.97
21	Ano		KVAZ_Axial	Užitné	3626.74	-72.35	-38.07	-688.15	0.00
22	Ano		KVAZ_Shear-y	Užitné	3626.74	-72.35	-38.07	-688.15	0.00
23	Ano		KVAZ_Shear-z	Užitné	3626.74	-72.35	249.17	722.45	0.00
24	Ano		KVAZ_Moment-y	Užitné	3626.74	-72.35	249.17	722.45	0.00
25	Ano		KVAZ_Moment-z	Užitné	3626.74	-72.35	-38.07	-688.15	0.00
26	Ano		KVAZ_Axial	Užitné	3707.06	-90.47	-37.20	-688.74	0.00
27	Ano		KVAZ_Shear-y	Užitné	3626.74	-72.35	-38.07	-688.15	0.00
28	Ano		KVAZ_Shear-z	Užitné	3626.74	-72.35	-249.17	-722.45	0.00
29	Ano		KVAZ_Moment-y	Užitné	3626.74	-72.35	-249.17	-722.45	0.00
30	Ano		KVAZ_Moment-z	Užitné	3699.36	-90.47	-106.07	-688.74	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
MSU_Axial	Ano	-0.15	0.01	100.52	2583.38	3.89	Ano
MSU_Axial	Ne	-0.14	0.01	111.01	2694.63	4.12	Ano
MSU_Shear-y	Ano	-0.12	-0.21	123.27	2972.85	4.15	Ano
MSU_Shear-y	Ne	-0.11	-0.19	133.76	3037.88	4.40	Ano
MSU_Shear-z	Ano	0.11	0.01	111.54	2356.72	4.73	Ano
MSU_Shear-z	Ne	0.10	0.01	122.07	2472.18	4.94	Ano
MSU_Moment-y	Ano	0.03	0.02	97.48	2736.85	3.56	Ano
MSU_Moment-y	Ne	0.03	0.02	108.05	2832.60	3.81	Ano
MSU_Moment-z	Ano	-0.08	-0.23	111.45	3157.37	3.53	Ano
MSU_Moment-z	Ne	-0.07	-0.21	121.98	3212.02	3.80	Ano
MSU_Axial	Ano	-0.08	0.74	177.02	3082.73	5.74	Ano
MSU_Axial	Ne	-0.07	0.69	187.41	3125.06	6.00	Ano
MSU_Shear-y	Ano	-0.07	0.74	176.09	3086.13	5.71	Ano
MSU_Shear-y	Ne	-0.06	0.69	186.48	3128.33	5.96	Ano
MSU_Shear-z	Ano	-0.11	0.01	111.55	2354.78	4.74	Ano
MSU_Shear-z	Ne	-0.10	0.01	122.08	2470.37	4.94	Ano
MSU_Moment-y	Ano	-0.03	0.02	97.48	2737.24	3.56	Ano
MSU_Moment-y	Ne	-0.03	0.02	108.05	2832.96	3.81	Ano
MSU_Moment-z	Ano	-0.07	0.79	165.71	3033.49	5.46	Ano
MSU_Moment-z	Ne	-0.07	0.74	176.08	3081.82	5.71	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky G = 1892.33 kN

Spočtená tíha nadloží Z = 408.60 kN

Výpočet únosnosti stanoven pod štěrkopískovým polštářem.

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejpříznivější zatěžovací stav číslo 6. (MSU_Axial)

Parametry smykové plochy pod základem:
Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 7.04 \text{ m}$
Dosah smykové plochy $l_{sp} = 23.15 \text{ m}$

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 3125.06 \text{ kPa}$
Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 187.41 \text{ kPa}$

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0.057 < 0.333$
Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0.056 < 0.333$
Max. prostorová excentricita $e_t = 0.062 < 0.333$

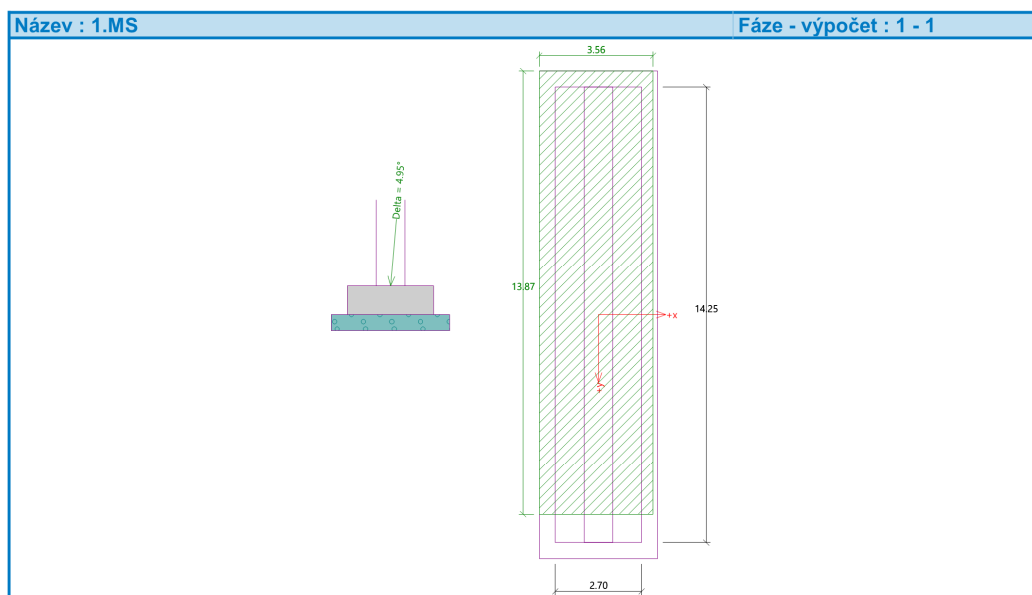
Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 8. (MSU_Shear-z)
Zemní odpor: klidový
Výpočtová velikost zemního odporu $S_{pd} = 59.19 \text{ kN}$
Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 5700.52 \text{ kN}$
Extrémní horizontální síla $H = 1198.09 \text{ kN}$

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE



Posouzení čís. 1

Sednutí a natočení základu - vstupní data

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

Spočtená vlastní tíha patky $G = 865.69 \text{ kN}$
Spočtená tíha nadloží $Z = 302.67 \text{ kN}$
Sednutí středu hrany x - 1 = 2.5 mm

Sednutí středu hrany x - 2 = 1.2 mm
Sednutí středu hrany y - 1 = 3.1 mm
Sednutí středu hrany y - 2 = 2.8 mm
Sednutí středu základu = 4.2 mm
Sednutí charakterist. bodu = 3.0 mm
(1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 123.16$ MPa
Základ je ve směru délky tuhý ($k=9.32$)
Základ je ve směru šířky poddajný ($k=0.06$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0.051 < 0.333$
Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0.052 < 0.333$
Max. prostorová excentricita $e_t = 0.055 < 0.333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu = 4.2 mm
Hloubka deformační zóny = 8.24 m
Natočení ve směru x = 0.169 ($\tan^*1000$); ($9.7E-03$ °)
Natočení ve směru y = 0.089 ($\tan^*1000$); ($5.1E-03$ °)

13 Závěr

Ve statické výpočtu byla navržena a posouzena železobetonová nosná konstrukce v podélném a příčném směru, bylo navrženo a posouzeno založení konstrukce a byly stanoveny deformace konstrukce pro případné nadvýšení konstrukce.

Výsledky tohoto výpočtu prokazují spolehlivost, bezpečnost a použitelnost konstrukce. Všechny prvky konstrukce byly navrženy a posouzeny podle platných norem ČSN a ČSN EN. Navržená konstrukce je stabilní a vyhovuje pro nejnepříznivější kombinaci vnitřních sil.

Výpočet je proveden v rozsahu PDPS a neslouží k realizaci konstrukce jako takové. Pro další stupeň (RDS) je nutné provést zpřesňující statický výpočet

V Praze Duben 2020

Ing. Michal Brada
Novák & partner, s.r.o.