

**ČESKÉ VYSOKÉ  
UČENÍ TECHNICKÉ  
V PRAZE**

**FAKULTA  
STAVEBNÍ**



**BAKALÁŘSKÁ  
PRÁCE**

**2022**

**STANISLAV MAŠEK**

## I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: **Mašek** Jméno: **Stanislav** Osobní číslo: **477522**  
Fakulta/ústav: **Fakulta stavební**  
Zadávající katedra/ústav: **Katedra betonových a zděných konstrukcí**  
Studijní program: **Stavební inženýrství**  
Studijní obor: **Konstrukce a dopravní stavby**

## II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce:

**Studie vlivu šikmosti na návrh integrovaného mostu**

Název bakalářské práce anglicky:

**Study of skewness influence on integral bridge design**

Pokyny pro vypracování:

Seznam doporučené literatury:

Jméno a pracoviště vedoucí(ho) bakalářské práce:

**Ing. Michal Drahorád, Ph.D. katedra betonových a zděných konstrukcí FSv**

Jméno a pracoviště druhé(ho) vedoucí(ho) nebo konzultanta(ky) bakalářské práce:

Datum zadání bakalářské práce: **21.02.2022** Termín odevzdání bakalářské práce: **09.01.2023**

Platnost zadání bakalářské práce: \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_  
Ing. Michal Drahorád, Ph.D.  
podpis vedoucí(ho) práce

\_\_\_\_\_  
doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.  
podpis vedoucí(ho) ústavu/katedry

\_\_\_\_\_  
prof. Ing. Jiří Máca, CSc.  
podpis děkana(ky)

## III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Student bere na vědomí, že je povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je třeba uvést v bakalářské práci.

\_\_\_\_\_  
Datum převzetí zadání

\_\_\_\_\_  
Podpis studenta



## Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci na téma **Studie vlivu šikmosti na návrh integrovaného mostu** zpracoval samostatně za použití uvedené literatury a pramenů a za odborného vedení bakalářské práce Ing. Michala Drahoráda, PhD.

Dále prohlašuji, že nemám závažný důvod proti užití tohoto školního díla ve smyslu § 60 zákona č. 121/2000 Sb., o právu autorském, o právech souvisejících s právem autorským a o změně některých zákonů (autorský zákon).

V Praze dne 09. 01. 2023

Stanislav Mašek

## **Poděkování**

Rád bych poděkoval panu Ing. Michalovi Drahorádovi, PhD. za jeho trpělivost, ochotu konzultovat kdykoliv to bylo jen možné, kvalitu poskytnutých rad a za předání cenných zkušeností a postřehů v oblasti projektování betonových mostů.

Poděkování patří také mé rodině a přítelkyni, kteří mi během studia byli vždy oporou a měli se mnou dostatek trpělivosti.

**Studie vlivu šikmosti na návrh  
integrovaného mostu**

Study of skewness influence on integral  
bridge design

## **Anotace**

Předmětem bakalářské práce je na základě šikmosti integrovaného mostu vyhodnotit efektivitu konstrukce a rozšířit si tím znalosti v oblasti chování konstrukcí.

Práce se věnuje integrovaným trémovým mostům přednostně budovaným z tyčových prefabrikátů s monolitickou deskou mostovky.

V rámci bakalářské práce bylo vytvořeno pět výpočetních modelů v programu SCIA Engineer s totožným konstrukčním řešením mostu, každý s jinou šikmostí. Bakalářská práce obsahuje část teorie, praktickou část a vyhodnocení.

## **Klíčová slova**

Integrovaný most, šikmost, výpočetní model, vyhodnocení, vliv šikmosti.

## **Summary**

The subject of the bachelor's thesis is based on the skewness of the integral bridge to evaluate the effectiveness of the structure and thus expand knowledge in the field of structural behavior.

The work is devoted to integrated beam bridges preferably built from bar prefabs with a monolithic deck plate.

As part of the bachelor's thesis, five computational models were created in the SCIA Engineer program with the same bridge design, each with a different skewness. The bachelor's thesis contains a part of theory, practical part and evaluation.

## **Key words**

Integral bridge, skewness, computational model, evaluation, skewness influence.

## **Seznam příloh**

1. Vzorový příčný řez

## Obsah

1. Úvod.....	11
2. Úvod do problematiky integrovaných mostů.....	12
2.1 Co je to integrovaný most.....	12
2.2 Základní názvosloví.....	13
2.3 Koncepce návrhu a řešení.....	14
2.4 Specifika návrhu integrovaných mostů.....	16
2.4.1 Zvýšené namáhání nosné konstrukce vlivem interakce se zeminou.....	16
2.4.2 Omezení posunů konců mostu.....	17
2.4.3 Dlouhodobé dohutňování zásypu přechodové oblasti a zvyšování zemního tlaku.....	17
3. Popis konstrukčního řešení a geometrie.....	17
4. Zatížení mostu.....	18
4.1 Stálé zatížení.....	18
4.1.1 Vlastní tíha.....	18
4.1.2 Ostatní stálé.....	18
4.2 Proměnné zatížení.....	19
4.2.1 Proměnné zatížení dopravou.....	19
4.2.2 Proměnné zatížení teplotou.....	21
4.3 Zatížení zemním tlakem.....	23
4.3.1 Zemní tlak v klidu.....	24
4.3.2 Aktivní zemní tlak.....	24
4.3.3 Pasivní zemní tlak.....	25
5 Kombinace zatížení.....	27
6 Popis výpočetních modelů.....	28
6.1 Základní prvky mostu.....	28
6.2 Podpory.....	30
7 Vyhodnocení vnitřních sil.....	31

7.1	Vyhodnocení normálových sil $N$ .....	32
7.2	Vyhodnocení posouvajících sil $V_y$ .....	37
7.3	Vyhodnocení posouvajících sil $V_z$ .....	39
7.4	Vyhodnocení momentů $M_x$ .....	44
7.5	Vyhodnocení momentů $M_y$ .....	46
7.6	Vyhodnocení momentů $M_z$ .....	51
8	Závěr .....	53



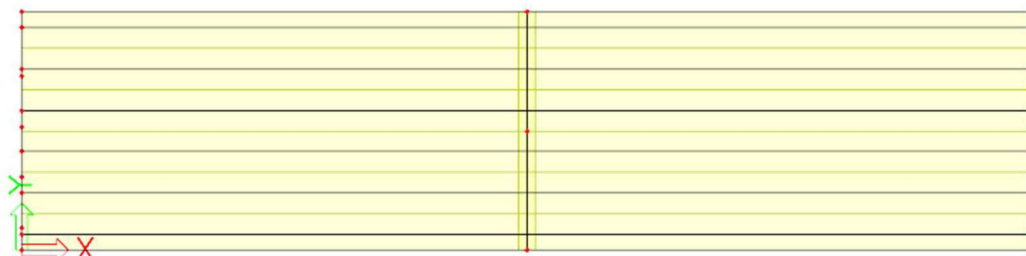
# 1. Úvod

Bakalářskou práci na téma Studie vlivu šikmosti na návrh integrovaného mostu jsem si zvolil z důvodu toho, že integrované mosty jsou v dnešní době často používanými konstrukcemi. Pro investory se jedná o výhodné řešení, jelikož integrované mosty nemají mostní závěry a mostní ložiska, jsou ve své podstatě skoro bezúdržbové, což se projeví kladně na údržbových nákladech v rámci životnosti mostu.

Práce se věnuje integrovaným trémovým mostům přednostně budovaným z tyčových prefabrikátů s monolitickou deskou mostovky.

V rámci této práce jsem vytvořil pět výpočetních modelů v programu SCIA Engineer mostu stejného statického uspořádání, avšak každý s jinou šikmostí ( $90^\circ$ ,  $75^\circ$ ,  $60^\circ$ ,  $45^\circ$ ,  $30^\circ$ ). V každém modelu je namodelované stejné zatížení, odlišují se od sebe pouze změnou šikmosti analytického modelu.

Hlavním cílem této práce je porovnání efektivity konstrukce v návaznosti na její uspořádání (šikmost mostu).



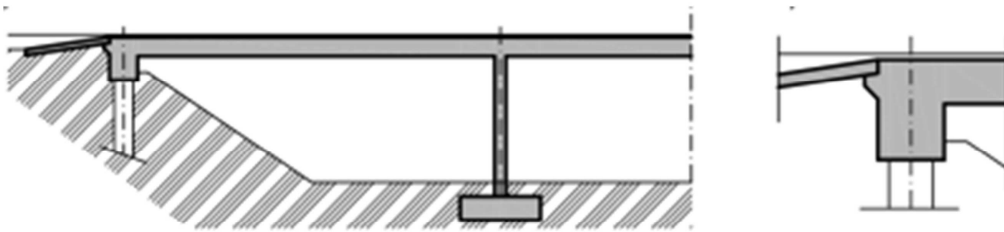
Obr.1.1: Půdorys modelu o šikmosti  $90^\circ$  [vlastní tvorba]

## 2. Úvod do problematiky integrovaných mostů

V následujících podkapitolách přiblížím problematiku způsobu řešení a návrhu integrovaných mostů společně s některými základními pojmy.

### 2.1 Co je to integrovaný most

**Integrovaný most** je definován jako most, jehož nosná konstrukce spolupůsobí společně se spodní stavbou a je ovlivňována zemním tělesem, které se nachází v přechodové oblasti. Nosná konstrukce je trvale neposuvně propojena se spodní stavbou [9].



Obr.2.1: Příklad podélného řezu integrovaného mostu [9]

Zvláštností integrovaných mostů je absence mostních závěrů a mostních ložisek. Díky tomu, že most nemá ložiska ani mostní závěry jsou odstraněny nejvíce poruchové detaily na mostě. Jelikož tyto části mají nižší životnost než most samotný, vedou k častějším výměnám a tím velmi negativně přispívají k celkovým nákladům na údržbu mostu v rámci celé jeho životnosti. Náklady na údržbu integrovaného mostu v průběhu jeho životnosti závisí především na kvalitě provedení přechodových oblastí a detailů v místě opěr.

**Výhodou** návrhu integrovaného mostu jsou tedy především nižší náklady na údržbu v rámci celé životnosti mostu. Další výhodou je způsob údržby, pokud dojde k poruchám ve vozovce, může se oprava dlouhodobě naplánovat, zatímco pokud dojde k poruše např. mostního závěru, je nutno tuto závadu opravit neodkladně. Tím, že se dá oprava vozovky naplánovat dlouhodobě dopředu, ji lze provádět v období s menší intenzitou dopravy.

**Nevýhodou** integrovaného mostu jsou vysoké nároky na provedení přechodových oblastí, resp. pokud nebudou udělány kvalitně, dojde ke znehodnocení jízdního komfortu případnými poklesy a trhlinami ve vozovce na rozhraní zeminy s opěrou.

Dalšími nevýhodami jsou zvýšené namáhání nosné konstrukce vlivem interakce se zemínou, omezení posunů konců mostu nebo např. dlouhodobé dohutňování zásypu

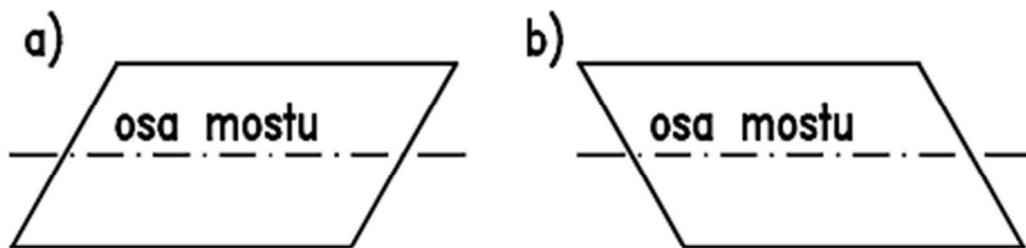
přechodové oblasti vlivem cyklického zatížení teplotou a tím zvyšování zemního tlaku v rámci životního cyklu mostu.

## 2.2 Základní názvosloví

**Most** je mostní objekt nebo jeho část, která má kolmou světlost větší než 2 m. Slouží k převedení dopravních cest, vodních koryt nebo i jen ke stavebně montážním účelům. Most je tvořen jednou nebo více nosnými konstrukcemi, spodní stavbou, mostním svrškem, mostním vybavením a přidruženými částmi jako jsou například opěrné zdi [9].

**Trámový most** je typ mostu, jehož hlavní nosná konstrukce je tvořena z trámů, které působí převážně v podélném směru a z mostovkové desky [11].

**Šikmost** mostu je pojem, který na základě půdorysného uspořádání rozeznává most kolmý a šikmý. Kolmý most má všechny úložné úhly rovny  $90^\circ$ . O šikmý most se tedy jedná v případě, pokud se alespoň jeden z úložných úhlů nerovná úhlu pravému. V rámci šikmosti se rozeznává šikmost levá a pravá viz Obr.2.2 [9].



Obr.2.2: Šikmost mostu (a-levá; b-pravá) [11]

Šikmost mostu má mnoho dopadů na chování celé konstrukce, především má za následek nadlehčování ostrých rohů, kvůli kterým může přispět ke vzniku kladných tahových reakcí v jejich místě. V místech tupých rohů dochází naopak k jejich přitěžování.

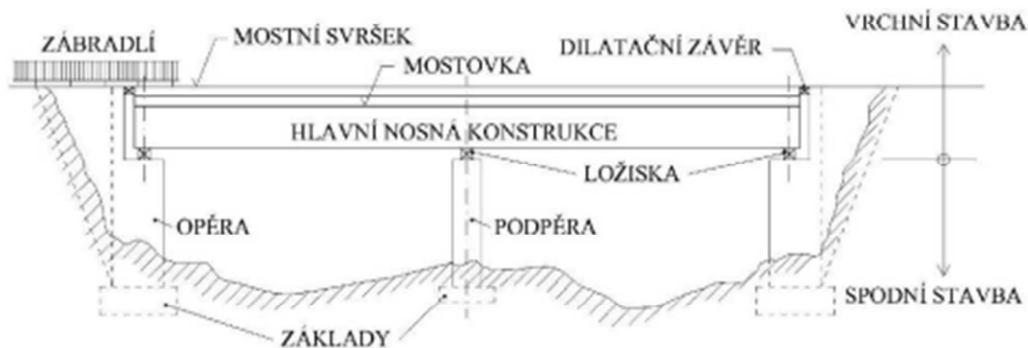
**Nosná konstrukce mostu** je ta část mostu, která přenáší účinky zatížení z mostního svršku do spodní stavby mostu. Součástími nosné konstrukce je hlavní nosná konstrukce, která je ukládána na podpěry, dále do součástí patří také mostovka, ztužení, ložiska a mostní závěry [11]

**Spodní stavba mostu** je část mostu, kterou tvoří základy, podpěry, kotevní bloky, závěrné zdi a mostní křídla [11]

**Mostní svršek** je část mostu, která je přímo nebo nepřímo uložená na nosnou konstrukci mostu a jeho složení závisí na druhu převáděné dopravní cesty [11].

**Mostní vybavení** je soubor zařízení, kterými se most vybavuje hlavně kvůli zvýšení bezpečnosti jeho uživatelů, k usnadnění mostních prohlídek a údržby, a tedy

k prodloužení jeho životnosti. Mezi jeho součásti patří záchytné bezpečnostní vybavení, odpadní zařízení, zábrany a osvětlovací či revizní zařízení [11]



Obr.2.3: Základní části mostu [11]

**Integrovaná podpěra** je taková podpěra, která je neposuvně spojena s nosnou konstrukcí mostu [9].

**Maximální přípustný posun konce mostu** je maximální hodnota posunu konce mostu v závislosti na použitém typu integrovaného mostu a na výkonové třídě komunikace [9]

**Výkonová třída komunikace** je ukazatel dopravního významu a zatížení převáděné komunikace, z hlediska návrhu integrovaných mostů se rozeznávají dvě výkonové třídy [9].

**Pevný bod** je bod na nosné konstrukci integrovaného mostu, jehož vodorovný posun od všech stálých a proměnných nedopravních zatížení a vlivů je nulový [9].

**Dilatující délka** je vzdálenost mezi pevným bodem a koncem nosné konstrukce [9].

**Maximální přípustná dilatující délka** je maximální délka stanovená na základě kritéria maximálního možného posunu konce mostu [9].

## 2.3 Koncepce návrhu a řešení

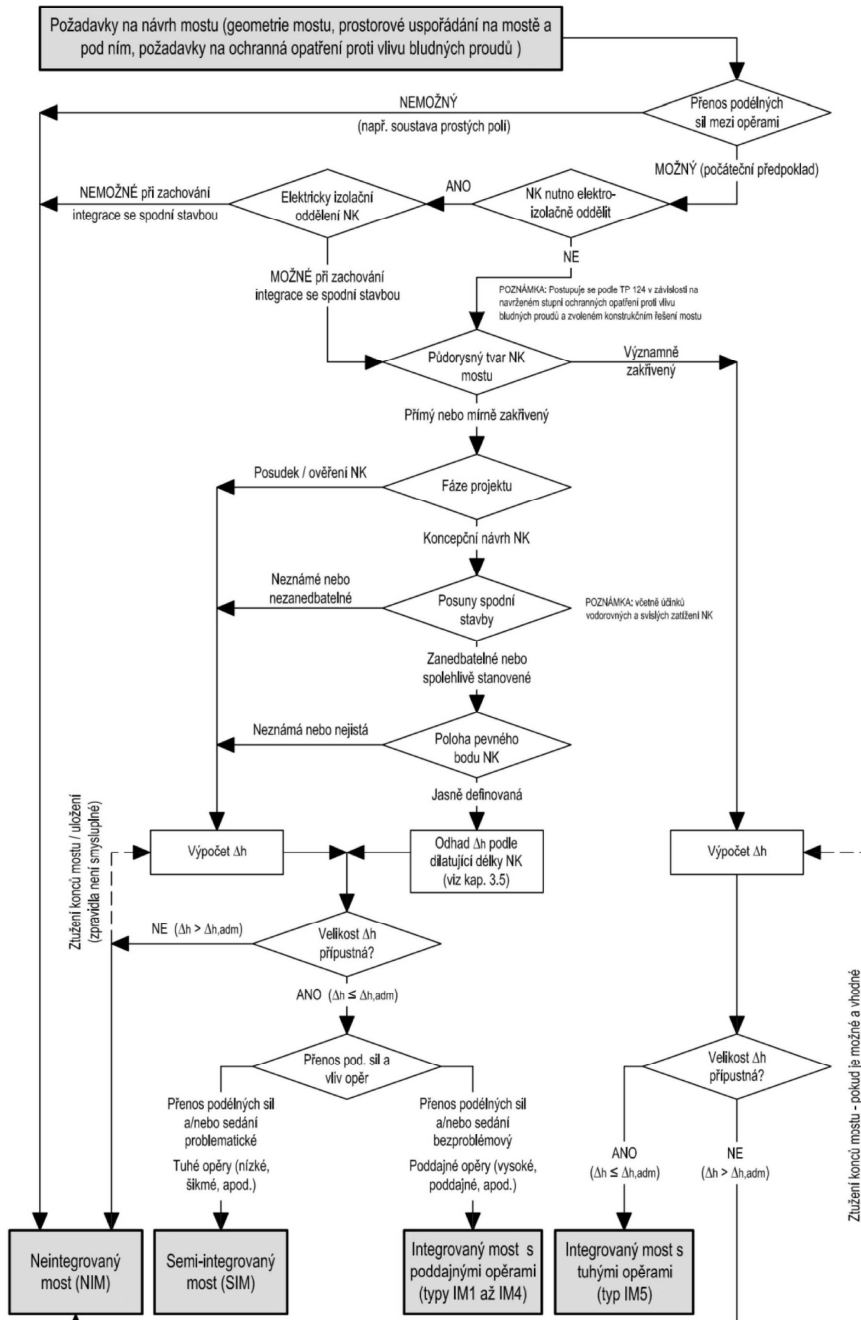
Základními kritérii návrhu jsou:

- Spolehlivost konstrukce
- Použitelnost konstrukce (zejména tedy zajištění jízdního komfortu a omezení deformací)
- Trvanlivost konstrukce
- Hospodárnost
- Estetika

Nejprve je nutné rozhodnout o tom, zda můžeme most navrhnout jako integrovaný

a zároveň v souvislosti s tím musíme zajistit, aby navržená konstrukce splňovala výše uvedené požadavky ve všech návrhových situacích.

Základním podkladem pro posouzení možnosti provedení integrovaného mostu je geometrie mostu a prostorové uspořádání na mostě i pod ním. Na základě prostorového uspořádání na mostě a pod ním, umístění podpěr, typu nosné konstrukce a materiálů se navrhne vyhovující řešení. Takto navržená konstrukce se podle metodiky TP 261 prověří, zda je možné ji navrhnout. [9]



Obr.2.4: Schéma obecné metodiky volby/ověření typu mostu [9]

V našem případě se pohybujeme v oblasti integrovaného mostu s poddajnými opěrami.

Pokud konstrukční systém mostu umožňuje přenos podélných namáhání, je pro volbu typu mostu rozhodujícím parametrem velikost vodorovného posunu mezi čelem konstrukce a tělesem komunikace.

Velikost vodorovného posunu konstrukce je nejvíce ovlivněna následujícími parametry:

- Půdorysný tvar mostu
- Dilatující délka
- Typ a tvar nosného systému mostu
- Materiál nosné konstrukce
- Provedení a tuhosti spodní stavby mostu a přechodových oblastí
- Tuhost založení
- Postup výstavby

Maximální přípustná velikost vodorovného posunu konce mostu se stanoví na základě použitého typu integrovaného mostu, resp. navrženého přechodu mostu na těleso komunikace. [9]

V případě velkých rozdílů sedání mezi pilíři a opěrami je nutno zvolit jiný typ mostu např. semi-integrovaný most. Základní podmínkou pro návrh integrovaného mostu je splnění maximálních možných hodnot vodorovných posunů obou konců mostu.

Pokud tuto podmínku splníme, závisí podrobná volba typu integrovaného mostu na tuhosti spodní stavby. Pro poddajnou spodní stavbu tzn. vysoké a štíhlé podpěry nebo nízké podpěry na jedné řadě pilot je vhodný integrovaný most. Pro tuhou spodní stavbu nebo v případě očekávaných poklesů podpor je vhodnější spíše semi-integrovaná konstrukce. [9]

## **2.4 Specifika návrhu integrovaných mostů**

Vyloučení mostních závěrů a mostních ložisek s sebou přináší řadu specifických problémů, které je nutné při návrhu mostní konstrukce zohlednit. [9]

Mezi tyto specifické problémy patří zejména:

### **2.4.1 Zvýšené namáhání nosné konstrukce vlivem interakce se zemí**

Vlivem částečného omezení dilatačních pohybů mostu, které je způsobeno opřením opěr mostu o zásyp přechodové oblasti, vznikají v důsledku zatížení v nosné konstrukci

přídavná napětí, která mohou mít nezanedbatelný vliv na spolehlivost mostu a proto je nutné je při návrhu zohlednit. [9]

### **2.4.2 Omezení posunů konců mostu**

Vlivem konečné tuhosti spodní stavby dochází vlivem zatížení nosné konstrukce k dilatačním pohybům konců mostu. Pohyby mostu mohou vést k poškození přechodové oblasti mostu a tím ke vzniku trhlin v místě napojení mostu na vozovku.

Velikost těchto pohybů lze rozdělit na dva druhy. Prvním druhem je monotónní část, která vzniká reologickými vlivy jako jsou např. smršťování a dotvarování betonu. Druhým druhem je cyklická část, která vzniká zejména cyklickým zatížením teplotou a dopravním zatížením.

Omezení posunů konců mostu, resp. zajištění dlouhodobé spolehlivosti přechodové oblasti je tedy základním předpokladem pro zajištění dlouhodobé požadované životnosti integrovaného mostu. [9]

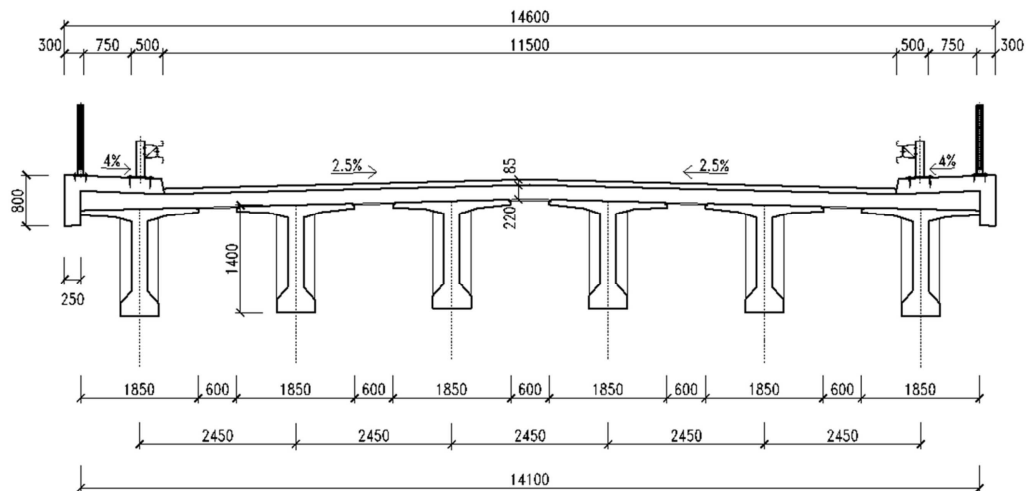
### **2.4.3 Dlouhodobé dohutňování zásypu přechodové oblasti a zvyšování zemního tlaku**

Vlivem cyklického zatížení teplotou v kombinaci s dopravním zatížením dochází k dohutňování přechodových oblastí a tím v rámci celé životnosti mostu ke zvyšování zemního tlaku za opěrami, tento vliv je důležitý zejména u vysokých opěr mostů bez přechodových desek. [9]

## **3. Popis konstrukčního řešení a geometrie**

Pro potřeby bakalářské práce byl navržen integrovaný trémový most o dvou polích. Každé mostní pole má rozpětí 30 m. Hlavní nosná konstrukce je tvořena šesti předem předpjatými tyčovými prefabrikáty typu SMP – Petra v osové vzdálenosti 2,45 m a výšky 1,4 m z betonu C45/55 a spřaženou monolitickou deskou výšky 0,22 m z betonu C30/37. Prefabrikované nosníky jsou na obou svých koncích vetknuty do podpěr, resp. na jedné straně do opěry a na druhé straně jsou zmonolitněny společně s příčnickem a pilířem. Záporné ohybové momenty nad pilířem budou vykryty betonářskou výztuží, nebude použit kabel spojitosti, každý nosník je předepnut samostatně, a proto jsem v této práci výpočet předpětí neuvažoval.

Příčné uspořádání na mostě a šířka mostu vyplývá z kategoriální šířky převáděné komunikace, která je S11,5/90. Vzhledem k tomu, že most je delší než 50 m jsem na obou stranách mostu navrhl revizní chodník šířky 0,75 m.



Obr.3.1.: Příčné uspořádání mostu [vlastní tvorba]

Geometrii opěr a pilířů jsem v rámci této práce navrhl dle konstrukcí podobných rozměrů. Délka opěr a příčnicku nad pilířem vyplývá ze šířky nosné konstrukce, šířku opěr a pilíře s příčnickem jsem navrhl dle konstrukcí podobných rozměrů. Vzhledem ke snaze rámového působení celé konstrukce jsem opěry navrhl široké 0,8m, šířku příčnicku a pilíře jsem navrhl 1 m. Výška opěr a pilíře je 5,5 m, výšku příčnicku jsem zvolil na základě výšky prefabrikovaných nosníků a připočetl dostatečný prostor pro uložení nosníků ve spodní části nosníků, celkem je tedy příčnick vysoký 1,8 m.

## 4. Zatížení mostu

Zatížení mostu jsem pro své potřeby vyhodnocování vnitřních sil pojal konzervativně, zanedbal jsem reologické vlivy jako je smršťování a dotvarování, dále jsem zanedbal poklesy podpor a zatížení teplotou jsem uvažoval pouze rovnoměrné na celé konstrukci. Zatížení mostu je tedy zjednodušené a je nutné ho vnímat s rezervou.

### 4.1 Stálé zatížení

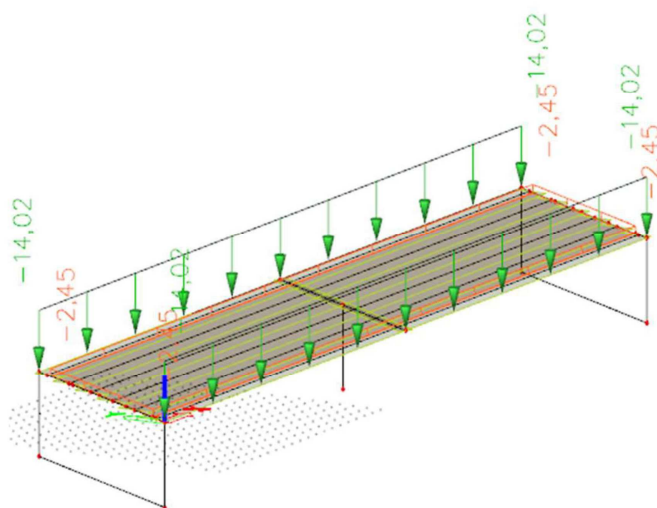
#### 4.1.1 Vlastní tíha

Vlastní tíhu konstrukce počítá SCIA Engineer.

#### 4.1.2 Ostatní stálé



Římsa	A [m <sup>2</sup> ]	0,501
	f <sub>k</sub> [kN/m]	12,519
	svodidlo a zábradlí – odhad [kN/m]	1,500
	<u>CELKEM SVISLÉ</u>	<u>14,019</u>
Hydroizolace	tloušťka vrstvy [m]	0,005
	<u>f<sub>k</sub> [kN/m<sup>2</sup>]</u>	<u>0,120</u>
Asfaltové vrstvy	tloušťka vrstev [m]	0,080
	rezerva 20% tloušťky	
	tloušťka s rezervou [m]	0,096
	f <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	2,304
	<u>CELKEM PLOŠNÉ</u>	<u>2,424</u>



Obr.4.1: Ostatní stálé zatížení – šikmost 60° [vlastní tvorba]

Zatížení římsou, svodidlem a zábradlím je v modelu namodelováno na každé straně jako liniové zatížení na hraně plochy, zatížení vozovkovým souvrstvím je modelováno jako volné plošné zatížení.

## 4.2 Proměnné zatížení

### 4.2.1 Proměnné zatížení dopravou

Dle ČSN EN 1991-2 ed. 2 (12/2018) Zatížení mostů dopravou [4], bylo uvažováno pro skupinu pozemních komunikací 1 model zatížení LM1.

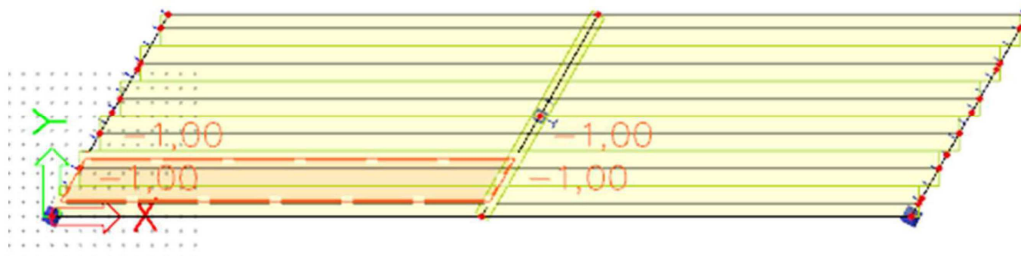
Skupina pozemních komunikací	1
Rozpětí polí	30 m
Průjezdová šířka	11,5 m

Počet zatěžovacích pruhů	3
Šířka zatěžovacích pruhů	w1= 3 m
	w2= 3 m
	w3= 3 m
zbývající plocha	w4= 2,5 m

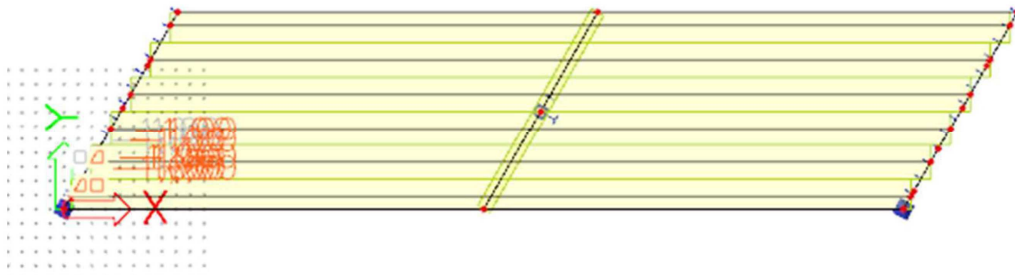
Svislé síly:

Nápravy TS pruh 1	600 kN
Nápravy TS pruh 2	400 kN
Nápravy TS pruh 3	200 kN
Celkem:	1200 kN
Rovnoměrné zatížení UDL pruh 1	9 kN/m
Rovnoměrné zatížení UDL pruh 2	6 kN/m
Rovnoměrné zatížení UDL pruh 3	3 kN/m
Rovnoměrné zatížení UDL zbývající plochy	3 kN/m

Pro zjednodušení výpočetních modelů jsem šířku zbývající plochy uvažoval jako 3 m místo skutečné plochy 2,5 m, toto umělé navýšení slouží hlavně při kombinování zatížení, pro účely výpočetního modelu mi to značně snížilo počet kombinací a tím i pracnost celého modelu. Umělé navýšení je však na straně bezpečné. Rovnoměrné zatížení UDL pro model LM1 jsem v modelu definoval jako volné plošné zatížení vždy pro jednotlivé pole a jednotlivý pruh, při 2 polích a 4 pruzích jsem tedy definoval celkem 8 rovnoměrných zatížení UDL. Zatížení nápravami pro model LM1 jsem stanovil pomocí pojezdů zatěžovacích soustav, krok pojezdu jsem zvolil 2 m. Zatížení UDL i zatížení od dvounápravy TS jsem v modelu stanovil jako jednotkové, později při vytváření kombinací zatěžovacích stavů jsem pomocí aktivních součinitelů toto zatížení definoval.



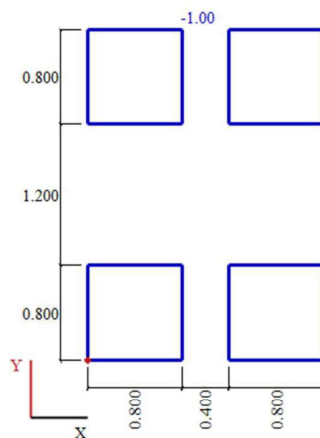
Obr.4.2: Rovnoměrné zatížení UDL pro model LM1-pole 1 pruh 1 - šikmost 60° [vlastní tvorba]



Obr.4.3: Zatížení dvounápravou TS pro model LM1-pruh 1 – šikmost 60° [vlastní tvorba]

Šablonu pro zatížení dvounápravou TS pro model LM1 jsem vytvořil pro působení ve střednici desky tzn., že ze základního rozměru 0,4 x 0,4 m jsem vytvořil pod roznášecím úhlem 45° a při tloušťce desky 0,22 m a tloušťce vozovky 0,085 m plochu odpovídající zaokrouhleně 0,8 x 0,8 m.

Hodnotu 0,8 m jsem stanovil následovně:  $0,4 + 2 \times (0,22/2 + 0,085) = 0,79$  m, hodnotu jsem konzervativně zaokrouhlil na 0,8 m.

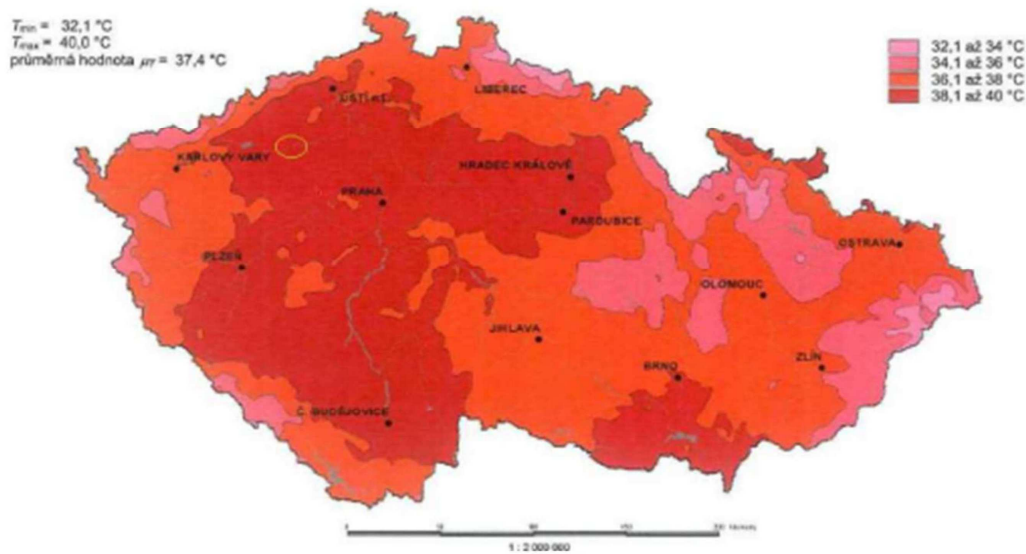


Obr.4.4: Šablona pro zatížení dvounápravou TS pro model LM1 [vlastní tvorba]

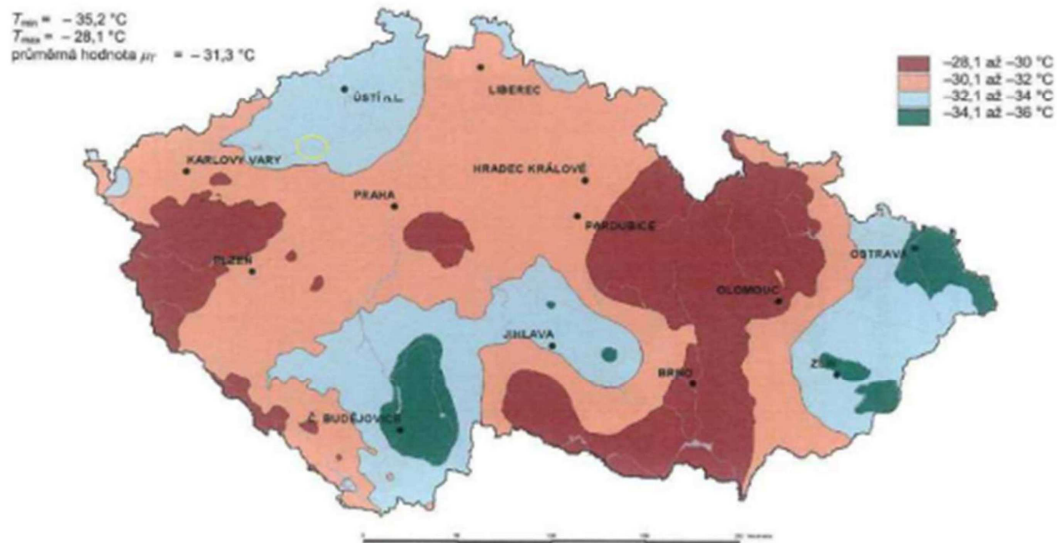
#### 4.2.2 Proměnné zatížení teplotou

Zatížení bylo uvažováno dle ČSN EN 1991-1-5 Zatížení teplotou [3]. V rámci této práce jsem zanedbal nerovnoměrnou složku teploty a je tedy uvažována pouze rovnoměrná složka teploty.

Pro výpočet rovnoměrné složky teploty jsem maximální a minimální hodnoty teplot ve stínu odečetl z teplotních map dle ČSN EN 1991-1-5 [3]. Lokalitu mostu jsem zvolil v Žatci, což je v Ústeckém kraji. Stanovené hodnoty teplot jsem určil jako  $T_{\max} = 39$  °C a  $T_{\min} = -31$  °C.



Obr.4.5: Mapa maximálních teplot ve stínu [3]



Obr.4.6: Mapa minimálních teplot ve stínu [3]

Dle ČSN EN 1991-1-5 Zatížení teplotou [3] se v tomto případě jedná o 3. typ nosné konstrukce (betonová nosná konstrukce). Maximální a minimální rovnoměrné složky teploty  $T_{e,max}$  a  $T_{e,min}$  jsem určil z následujících vztahů.

$$T_{e,max} = T_{max} + 1,5 \text{ °C} = 41,5 \text{ °C}$$

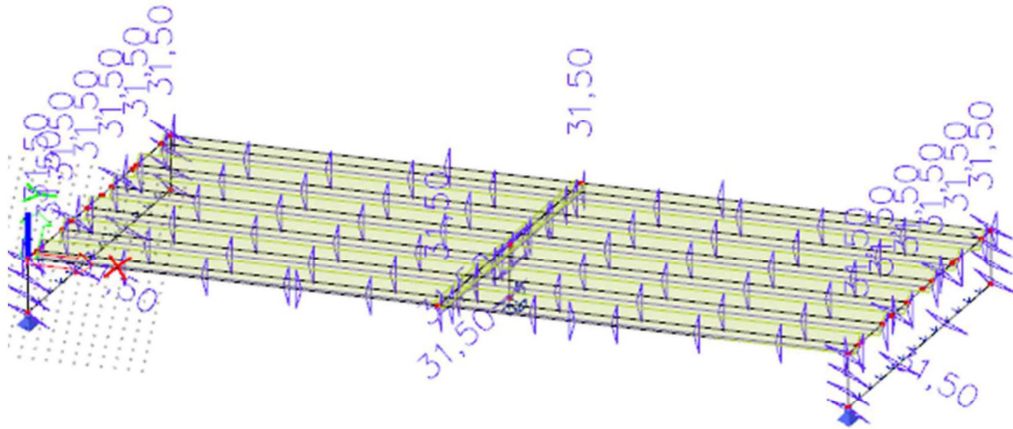
$$T_{e,min} = T_{min} + 8 \text{ °C} = -23 \text{ °C}$$

Výchozí teplota mostu  $T_0$  v čase, kdy byla mostní konstrukce budována, jsem uvažoval jako  $T_0 = 10 \text{ °C}$ . Charakteristickou teplotu maximálního rozsahu rovnoměrné

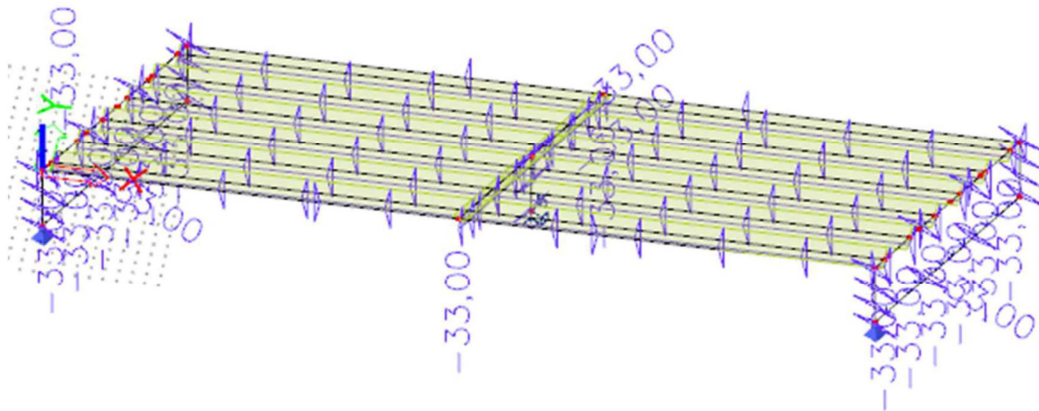
složky teploty pro výpočet prodloužení a zkrácení mostu jsem určil z následujících vztahů:

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 31,5 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = -33 \text{ } ^\circ\text{C}$$



Obr.4.7: Oteplení celého mostu-šikmost 60° [vlastní tvorba]



Obr.4.8: Ochlazení celého mostu-šikmost 60° [vlastní tvorba]

Pro zjednodušení modelu a usnadnění práce jsem rovnoměrnou složku teploty vyvodil na celé konstrukci.

### 4.3 Zatížení zemním tlakem

Zemní tlaky působící na opěry je nutno uvažovat jako zatížení konstrukce, které je závislé na její deformaci. Pro účely této práce jsem uvažoval se třemi zatěžovacími stavy, zemní tlak aktivní, zemní tlak pasivní a zemní tlak v klidu. Tyto zemní tlaky jsem následně kombinoval s těmi zatěžovacími stavy, které vyvolávají deformaci potřebnou právě pro vznik jednotlivých zemních tlaků.



Dle ČSN 73 6244 [5] jsem při stanovení zemních tlaků vycházel z řádně provedené přechodové oblasti, která je zhotovena z vhodných materiálů.

Pro stanovení charakteristik zemin jsem předpokládal její následující vlastnosti:

Úhel vnitřního tření:  $\varphi_{ef,d} = 30^\circ$

Soudržnost:  $c = 0$  kPa

Objemová tíha:  $\gamma_z = 20$  kN/m<sup>3</sup>

Tyto charakteristiky zemin jsem v rámci práce navrhl dle běžně používaných zemin do zásypů přechodových oblastí.

### 4.3.1 Zemní tlak v klidu

Klidový zemní tlak nastane tehdy, pokud nedochází k žádným vodorovným posunům konstrukce, tedy v kombinacích bez teplotních účinků a bez vodorovných sil od dopravy. Zemní tlak v klidu jsem stanovil na základě použití součinitele  $K_0$ . Ve výpočtu jsem uvažoval vliv překonsolidace materiálu vlivem hutnění za opěrou. Pro přechodové oblasti hutněné po vrstvách výšky 300 mm uvažuji napětí od hutnění 150kPa. [10]

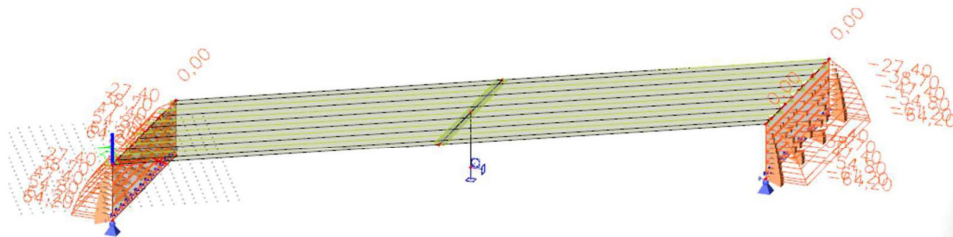
Hodnoty zemního tlaku jsem stanovil pomocí těchto vztahů:

$$K_{0,OC} = (1 - \sin \varphi) * OCR^{sin \varphi} \leq K_p$$

$$\sigma_{z,real} = \gamma_z * z \quad OCR = \frac{\sigma_{z,max}}{\sigma_{z,real}} \quad f_{z,0} = K_0 * z * \gamma_z$$

	$\gamma_z$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\sigma_{z,max}$ [kPa]	$\varphi_{ef,d}$		
	20	150	30	$f_{z,0}$	$f_{z,0}$
z [m]	$\sigma_{z,real}$ [kPa]	OCR	$K_{0,oc}$	[kPa]	[kPa]
0,00	0	0	0,0000	0,000	0,0
1,00	20	7,500	1,3693	27,386	27,4
2,00	40	3,750	0,9682	38,730	38,7
3,00	60	2,500	0,7906	47,434	47,4
4,00	80	1,875	0,6847	54,772	54,8
5,00	100	1,500	0,6124	61,237	61,2
5,50	110	1,364	0,5839	64,226	64,2

Tabulka č. 1: Výpočet hodnot zemního tlaku v klidu [vlastní tvorba]



Obr.4.9: Zemní tlak v klidu-šikmost 60° [vlastní tvorba]

### 4.3.2 Aktivní zemní tlak

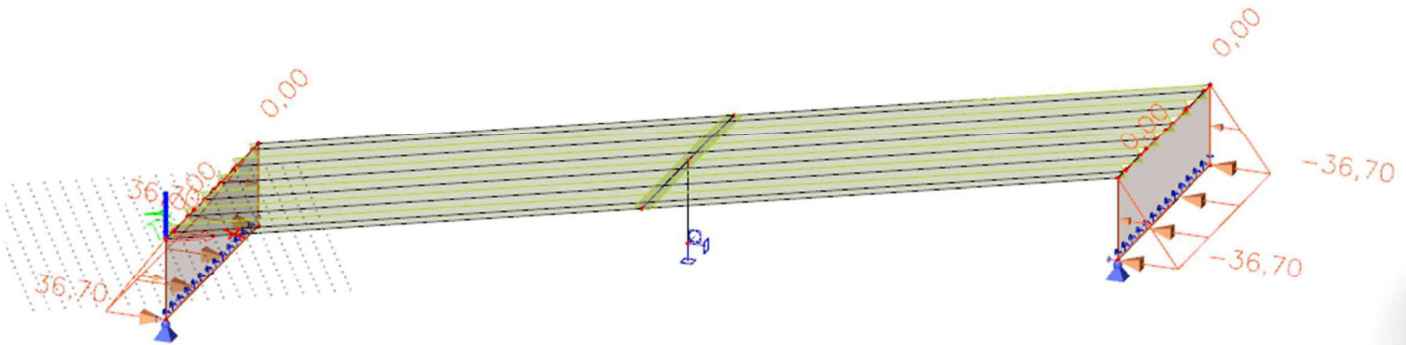
Aktivní zemní tlak nastane tehdy, pokud se konstrukce oddaluje od zeminy (vliv ochlazení, smršťování). S ohledem na to, že pro integrovaný most je aktivní zemní tlak spodní mezí zatížení zeminou, nezkoumal jsem, zda je dosaženo dostatečné deformace konstrukce pro jeho plnou mobilizaci. Plnou hodnotu aktivního zemního tlaku jsem stanovil na základě Rankineho teorie zemních tlaků, uvažoval jsem ho jako lineárně závislý na svislém napětí v příslušné hloubce pod terénem. [10] Pro výpočet jsem použil součinitel aktivního tlaku, který je daný vztahem:

$$K_a = \tan^2(45 - \varphi/2)$$

$$\sigma_{A,y} = \sigma_{z,real} * K_a$$

z [m]	$\gamma_z$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$K_a$	$\sigma_{A,y}$ [kPa]	$\sigma_{A,y}$ [kPa]
	20			
0,00	0	0,33	0,000	0,0
1,00	20	0,33	6,667	6,7
2,00	40	0,33	13,333	13,3
3,00	60	0,33	20,000	20,0
4,00	80	0,33	26,667	26,7
5,00	100	0,33	33,333	33,3
5,50	110	0,33	36,667	36,7

Tabulka č. 2: Výpočet hodnot aktivního zemního tlaku [vlastní tvorba]



Obr.4.10: Aktivní zemní tlak-šikmost 60° [vlastní tvorba]

### 4.3.3 Pasivní zemní tlak

Pasivní zemní tlak nastane tehdy, pokud se konstrukce deformuje směrem do zemního tělesa (oteplení). Stanovil jsem ho na základě Vogtovy teorie, velikost působícího

zemního tlaku je závislý na očekávaném zatlačení konstrukce do zeminy.[10]

Očekávanou hodnotu zatlačení jsem stanovil dle následujícího vztahu:

$$\Delta L_{max} = \Delta T_{max} * L/2 * \alpha = s_h = 39 * \frac{30}{2} * 0,00001 = 0,00585 \text{ m}$$

Hodnotu mobilizovaného pasivního tlaku jsem poté stanovil ze vtaů:

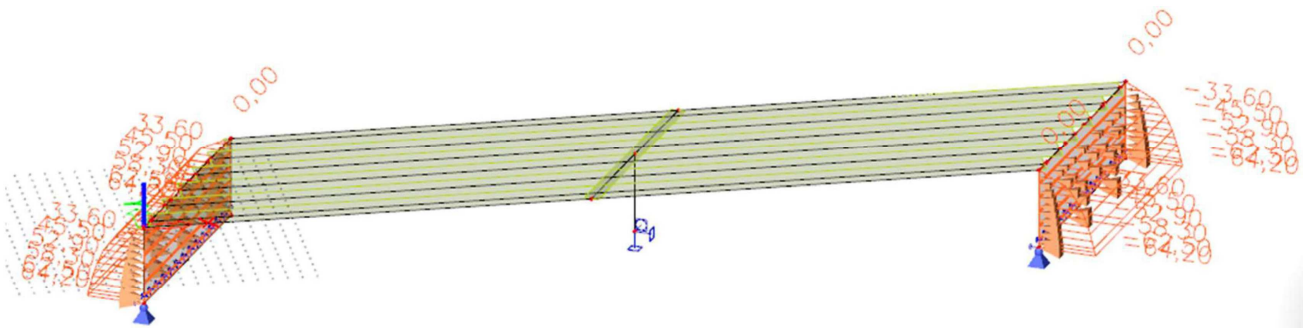
$$K_{p,mob}(z) = K_0 + (K_p - K_0) * \frac{\frac{v(z)}{z}}{a + \frac{v(z)}{z}}$$

$$K_p = tg^2(45 + \varphi/2)$$

$$v(z) = s_h * \left(1 - \frac{z}{h}\right)$$

z [m]	K <sub>p</sub>	K <sub>0</sub>	v(z)	K <sub>p,mob</sub>	F <sub>y,p</sub> [kPa]	F <sub>y,p</sub> [kPa]
0,00	3,00	0,0000	0,005850	0	0	0
1,00	3,00	1,3693	0,004786	1,684201	33,68402	33,7
2,00	3,00	0,9682	0,003723	1,141237	45,649499	45,6
3,00	3,00	0,7906	0,002659	0,884332	53,059919	53,1
4,00	3,00	0,6847	0,001595	0,729926	58,394056	58,4
5,00	3,00	0,6124	0,000532	0,625003	62,50031	62,5
5,50	3,00	0,5839	0,000000	0,583874	64,226163	64,2

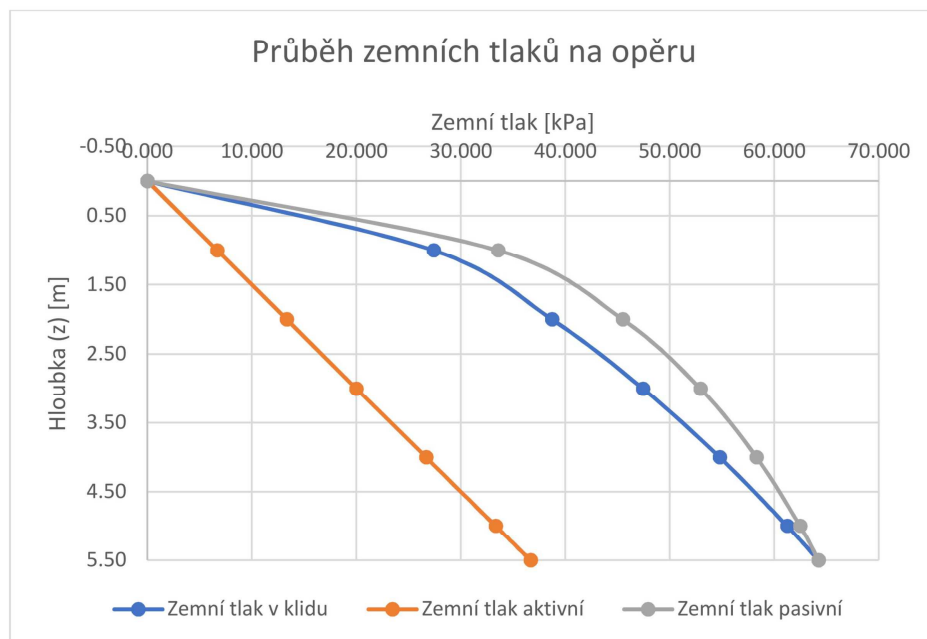
Tabulka č. 3: Výpočet hodnot pasivního zemního tlaku [vlastní tvorba]



Obr.4.11: Pasivní zemní tlak-šikmost 60° [vlastní tvorba]

V následujícím grafu jsem porovnal hodnoty účinků všech zemních tlaků působící na opěru.





Graf č. 1: Porovnání zemních tlaků [vlastní tvorba]

Z grafu lze vidět, že mobilizovaný aktivní zemní tlak je spodní mezní hodnotou pro zatížení integrovaného mostu zemním tlakem (oranžový průběh). Dále lze vidět hodnotu klidového zemního tlaku (modrý průběh) a nakonec mobilizovaný pasivní zemní tlak, který je horní mezní hodnotou zatížení zemním tlakem pro integrovaný most (šedý průběh). Průběh aktivního zemního tlaku je lineární po celé výšce opěry, průběh klidového a pasivního zemního tlaku je to hloubky cca 1 m lineární a narůstá výrazně, od hloubky 1 m do hloubky 5,5 m narůst zemního tlaku postupně klesá. Klidový zemní tlak s pasivním zemním tlakem se stýkají v jednom bodě, jelikož pasivní zemní tlak je závislý na deformaci konstrukce a nekonečně blízko nad základovou spárou je nulový.

## 5 Kombinace zatížení

Vzhledem k tomu, že v rámci této práce potřebuji pouze vzniklé vnitřní síly a konstrukci nebudu posuzovat na MSP ani MSÚ, kombinoval jsem zatížení takovým způsobem, aby na celé konstrukci vyvolalo maximální možné vnitřní síly.

V modelech mám tři pomyslné skupiny kombinací, odlišují se na základě toho, jaký se v konkrétní kombinaci objevuje zemní tlak.

Každá kombinace obsahuje:

- Vlastní tíhu,
- ostatní stálé zatížení,

- rovnoměrné zatížení UDL pro model LM1,
  - zatížení od dvounápravy TS pro model LM1.
1. skupina obsahuje navíc oteplení konstrukce a pasivní zemní tlak.
  2. skupina obsahuje navíc ochlazení konstrukce a aktivní zemní tlak.
  3. skupina obsahuje pouze zemní tlak v klidu, bez teplot.

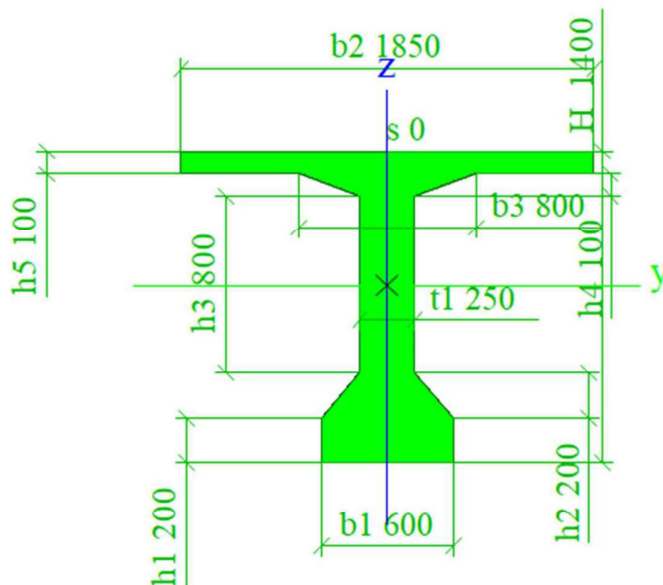
V každém modelu a v každé skupině kombinací jsem vytvořil na základě rovnoměrného zatížení UDL kombinaci pro model LM1, podle toho, jaký konkrétní pruh rovnoměrného zatížení UDL je zrovna dominantní.

## 6 Popis výpočetních modelů

V této kapitole se budu zabývat popisem výpočetních modelů v programu SCIA Engineer. Pomocí obrázků popíšu, jak jsem modely vytvářel a jak jsou definované jednotlivé konstrukční části mostu.

### 6.1 Základní prvky mostu

Konstrukce je modelována pomocí desky, ke které jsou připojena žebra. Žebra jsou nosníky s vlastnostmi tyčových prefabrikátů SMP – Petra. Opěry jsem modeloval jako stěny vetknuté s nosníky a deskou. Příčník nad pilířem je modelovaný jako žebro a pilíř jsem namodeloval jako sloup.

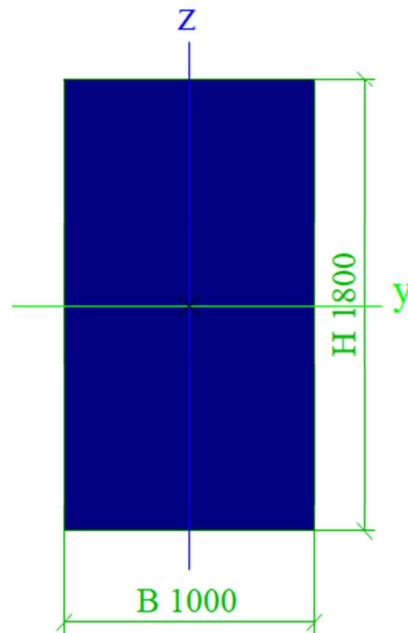


Orb.6.1: Žebro desky s rozměry a vlastnostmi SMP-Petra [vlastní tvorba]

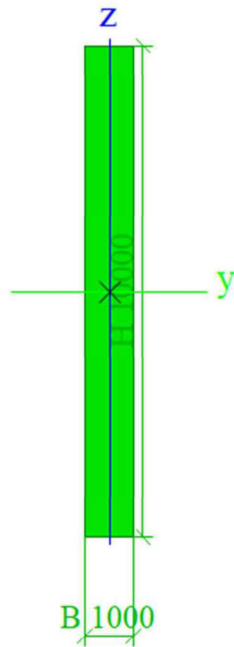


Obr.6.2: Opěra vymodelovaná pomocí stěny [vlastní tvorba]

Délka opěry je v každém modelu jiná, vlivem šikmosti mostu se od nejkratší opěry, která je v modelu se šikmostí  $90^\circ$  postupně prodlužuje. Geometrii každého mostu jsem si předem nakreslil v programu AutoCAD, následně jsem si veškeré důležité body modelu vyhledával pomocí funkce ID, která mi řekla přesné souřadnice, díky kterým jsem byl schopný model přesně zadat souřadnicemi.



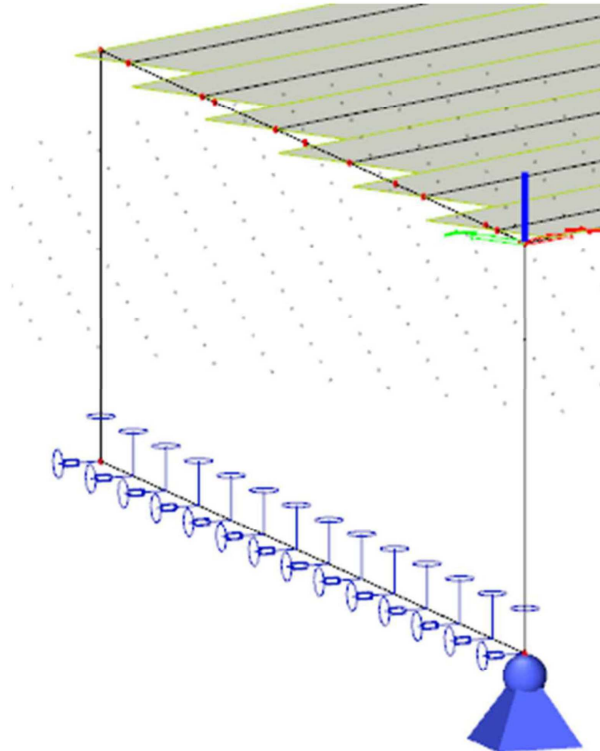
Obr.6.3: Podélný řez příčnickem nad pilířem [vlastní tvorba]



Obr.6.4: Přídorys pilíře [vlastní tvorba]

## 6.2 Podpory

Podpory na opěrách jsem modeloval jako liniové podpory, které zabraňují pohybu v podélném směru mostu a ve svislém směru. Liniová podpora ve svislém směru mostu je tuhá a v podélném směru mostu jsem ji namodeloval jako pružnou, zahrnul jsem tedy vliv reakce podloží. Vzhledem k tomu, že se jedná o liniovou podporu, která se ve skutečnosti nemůže potočit ve své vodorovné a svislé rovině, má v modelu podpora definované pootočení jako volné. Pohyb v příčném směru mostu jsem nechal volný z důvodu roztažnosti opěr vlivem teploty, model pak funguje, jak má. Na spodní roh obou opěr jsem vložil pevný kloub jako pevný bod, opěra se tedy může volně roztahovat či smršťovat. Modul  $K_h$  jsem stanovil na základě již zmíněných charakteristik zemin, založení mostu je hlubinné na mikropilotách.



Obr.6.5: Podpory modelu u opěr [vlastní tvorba]

Výpočet náhradní vodorovné tuhosti mikropilot jsem stanovil na základě ČSN 73 1004. Výpočet jsem stanovil pro zeminu S3 s  $E_{def} = 12 \text{ MPa}$ , předpokládaný průměr vrtu mikropiloty jsem navrhl 150 mm.

$$k_{hk} = 2 \times \frac{E_{def}}{3d}$$

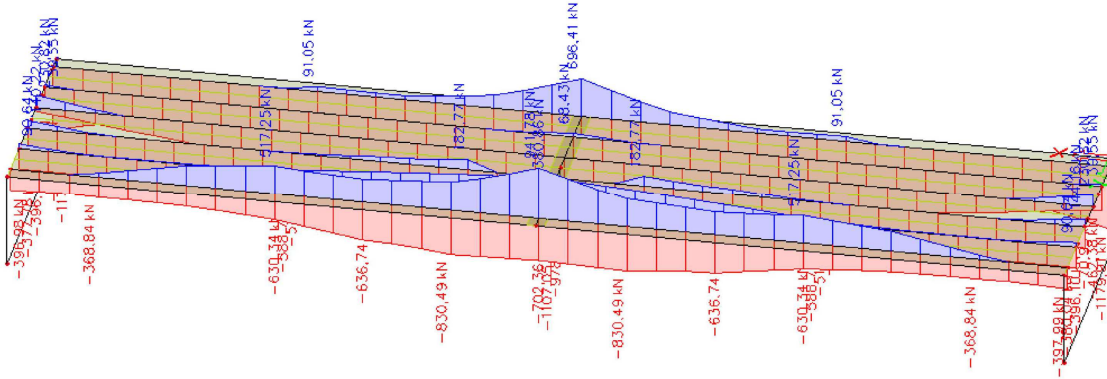
$$k_{hk} = ((2 \times 12) / (3 \times 150)) \times 10^3 = 53,333 \text{ MN/m}$$

## 7 Vyhodnocení vnitřních sil

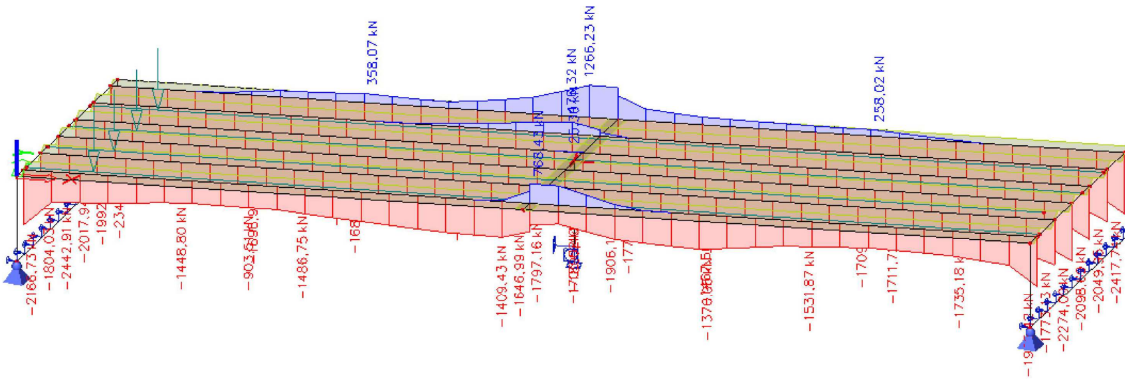
V této kapitole porovnám vznik všech vnitřních sil na pěti modelech o různé šířnosti. Porovnávání vnitřních sil budu dělat na nosnících, resp. na žebrech modelu v místech nad opěrou, v polovině rozpětí pole a nad pilířem. Porovnání budu provádět pomocí obálky vnitřních sil, kterou jsem nadefinoval pomocí skupiny výsledků. V této kapitole vyobrazím všechny obálky všech vnitřních sil a poté shrnu výsledky do přehledných tabulek.

## 7.1 Vyhodnocení normálových sil N

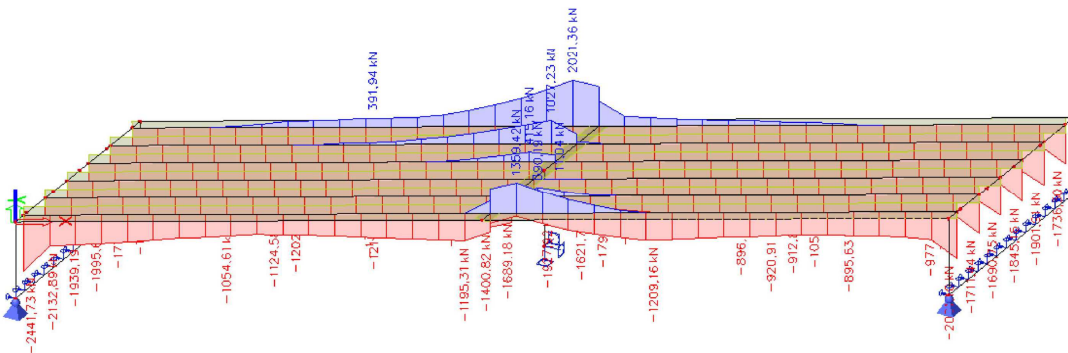
V této podkapitole zobrazím všechny obálky normálových sil a jejich shrnutí v tabulce pro průřezy nad opěrou, v polovině rozpětí, nad pilířem a pilíř.



Obr.7.1: Obálka normálových sil-šikmost 90° [vlastní tvorba]

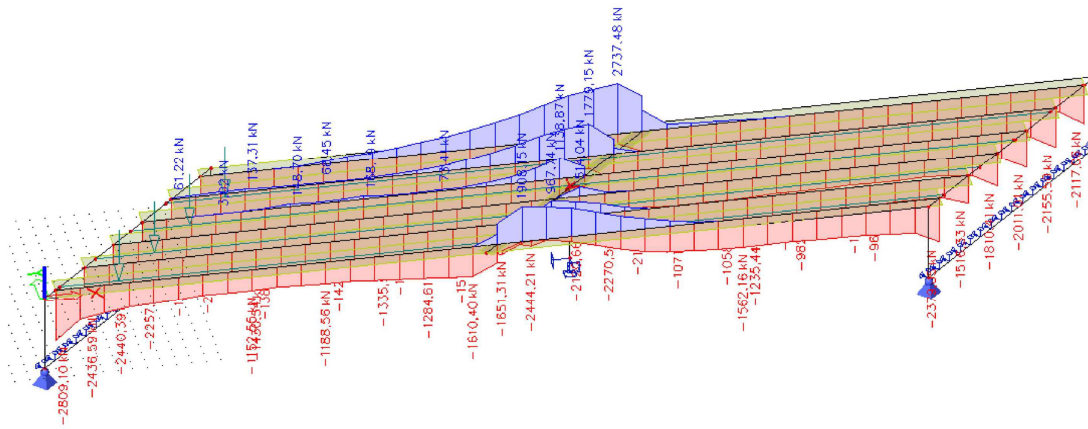


Obr.7.2: Obálka normálových sil-šikmost 75° [vlastní tvorba]

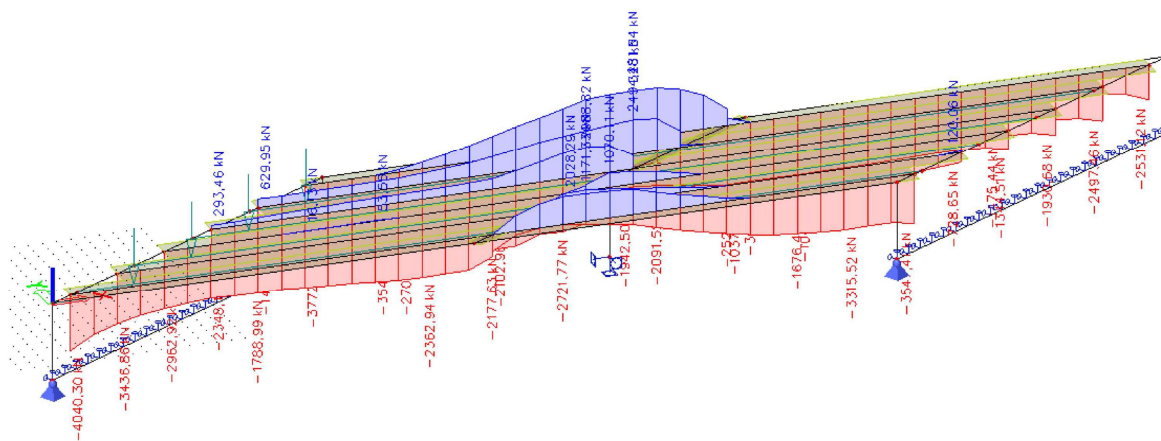


Obr.7.3: Obálka normálových sil-šikmost 60° [vlastní tvorba]





Obr.7.4: Obálka normálových sil-šikmost 45° [vlastní tvorba]

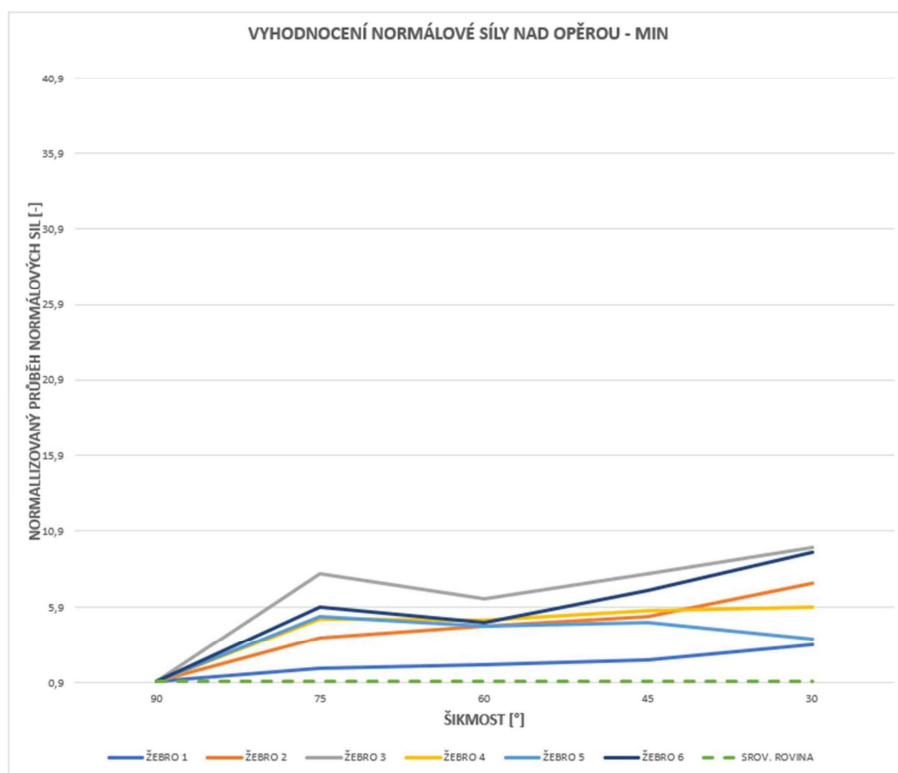


Obr.7.5: Obálka normálových sil-šikmost 30° [vlastní tvorba]

ŠIKMOST	POSUZOVANÉ MÍSTO	ŽEBRO 1		ŽEBRO 2		ŽEBRO 3		ŽEBRO 4		ŽEBRO 5		ŽEBRO 6		
		MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
90°	NAD OPĚROU	-1179,91	0	-462,38	39,55	-301	230,82	-396,1	44,16	-380,04	90,64	-397,99	0	
	1/2 L	-449,74	91,053	-536,15	0	-518,02	0	-588,77	8,59	-630,34	64,44	-484,38	517,25	
	NAD PILÍŘEM	ZLEVA	-560,87	696,41	-535,9	68,43	-978,88	0	-1107,05	0	-702,36	380,86	-782,52	941,78
	ZPRAVA	-560,87	696,41	-535,9	68,43	-978,88	0	-1107,05	0	-702,36	380,86	-782,52	941,78	
75°	NAD OPĚROU	-2166,73	0	-1804,03	0	-2442,91	0	-2017,97	0	-1992,65	0	-2348,43	0	
	1/2 L	-902,82	0	-1486,75	0	-1582,99	0	-1637,25	0	-1689,99	0	-1355,91	358,07	
	NAD PILÍŘEM	ZLEVA	-1117,27	478,62	-1454,97	0	-1638,17	0	-1895,4	25,3	-1433,13	244,99	-1062,45	1252,35
	ZPRAVA	-855,26	768,43	-1356,35	0	-1705,02	0	-1746,03	0	-1569,14	136,1	-1230,42	931,2	
60°	NAD OPĚROU	-2441,73	0	-2132,89	0	-1939,19	0	-1995,64	0	-1775,72	0	-1949,08	0	
	1/2 L	-875,97	0	-1032,59	0	-1105,29	0	-1183,09	0	-1317,3	62,02	-1437,68	391,94	
	NAD PILÍŘEM	ZLEVA	-812,44	558,59	-1170,57	0	-1606,63	0	-1927,92	279,55	-1388,33	423,52	-963,42	1731,9
	ZPRAVA	-422,53	1102,89	-887,72	0	-1567,54	0	-1585,11	0	-1594,89	100,12	-1313,94	1099,74	
45°	NAD OPĚROU	-2809,1	0	-2436,59	0	-2440,39	0	-2257,42	0	-1863,31	61,22	-2776,46	0	
	1/2 L	-1093,02	0	-1353,44	0	-1271,59	0	-1413,68	168,19	-1832,04	114,37	-1975,92	655,61	
	NAD PILÍŘEM	ZLEVA	-1007,43	554,75	-1050,89	0	-2077,75	0	-2120,66	532,96	-1443,41	810,8	-1088,85	1904,79
	ZPRAVA	-457,75	1139,48	-860,11	131,45	-1653,37	2,01	-1936,61	0	-1575,19	318,31	-1531,29	1150,98	
30°	NAD OPĚROU	-4040,3	0	-3436,86	0	-2962,92	0	-2348,19	293,46	-1431,6	629,95	-3772,22	0	
	1/2 L	-1768,69	0	-2009,92	0	-1857,6	53,56	-2049,81	613,02	-2600,78	1046,97	-2721,69	2100,28	
	NAD PILÍŘEM	ZLEVA	-1577,29	0	-1583,43	0	-2337,16	372,8	-1942,5	1012,13	-1571,88	1217,02	-2025,31	1224,19
	ZPRAVA	-1206,93	0	-873,61	196,69	-1571,16	471,99	-1709,8	0	-2037,79	205,42	-2394,23	546,68	

Tabulka č. 4: Vyhodnocení normálových sil [vlastní tvorba]

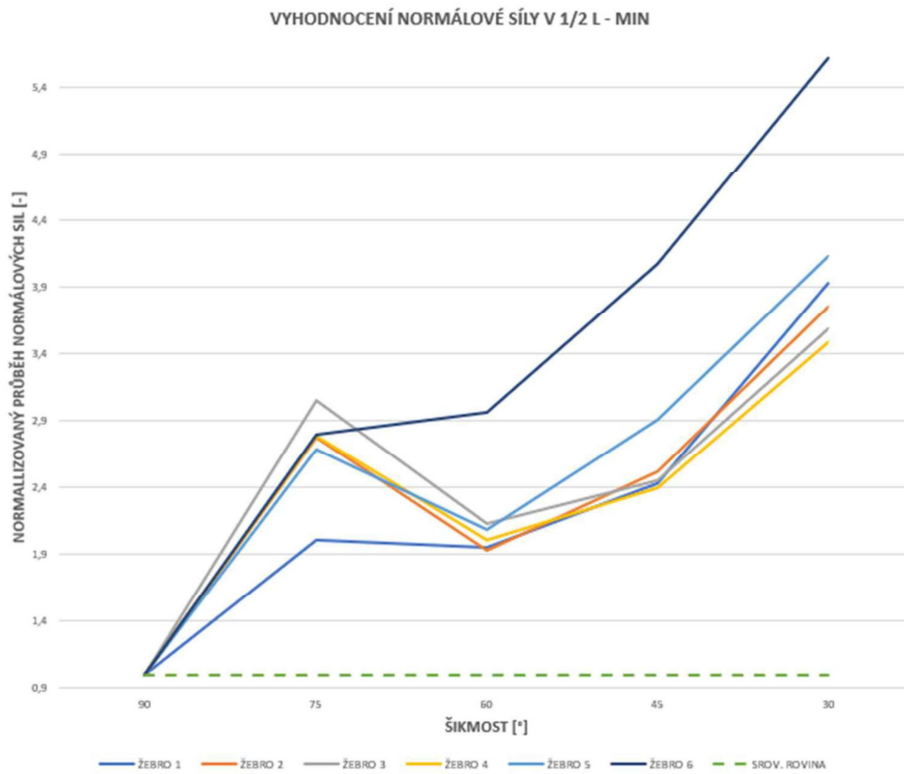
Slovní popis viz konec kapitoly.



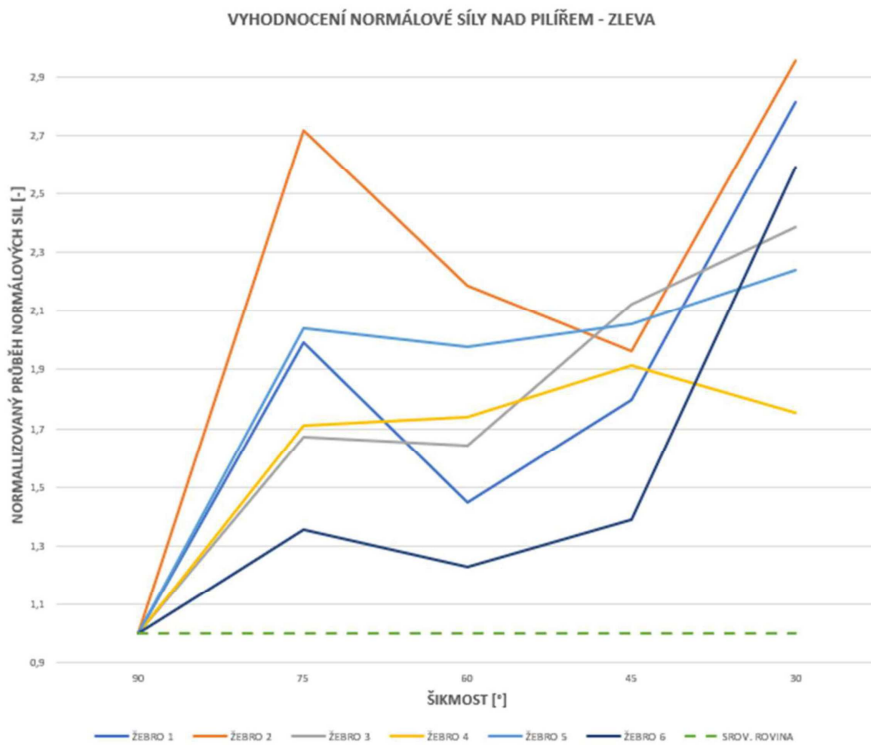
Graf č.2: Grafické vyhodnocení normálové síly nad opěrou – normalizovaný průběh tlaku

[vlastní tvorba]



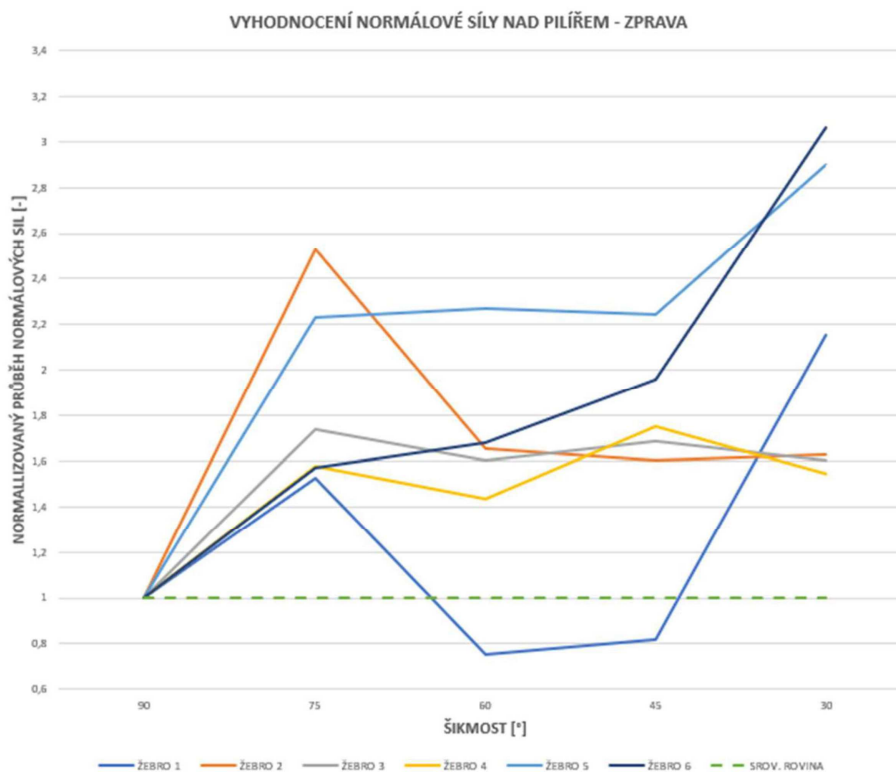


Graf č.3: Grafické vyhodnocení normálové síly v 1/2L – normalizovaný průběh tlaku [vlastní tvorba]



Graf č.4: Grafické vyhodnocení normálové síly nad pilířem – normalizovaný průběh zleva

[vlastní tvorba]



Graf č.5: Grafické vyhodnocení normálové síly nad pilířem – normalizovaný průběh zprava

[vlastní tvorba]

Průběh normalizovaných grafů se odvíjí od hodnot vnitřních sil u mostu se šikmostí 90°, je to poměr vnitřní síly v posuzovaném místě, resp. modelu s jinou šikmostí než 90°, podělený vnitřní silou, která vzniká právě u mostu se šikmostí 90° vztážený ke srovnávací rovině.

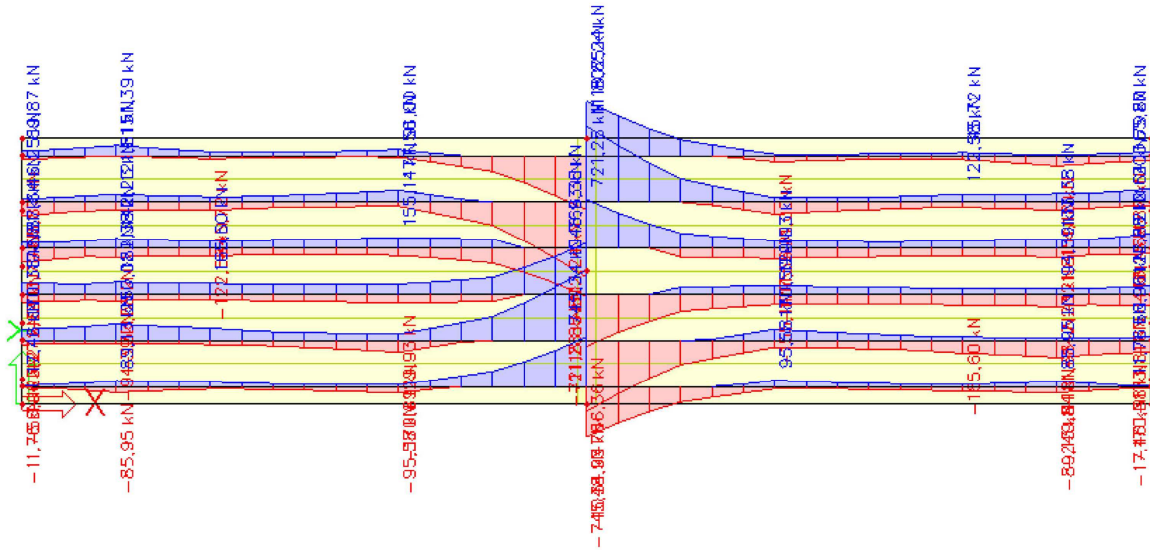
Z číselných hodnot v tabulce č. 4 lze říct, že vlivem šikmosti dochází k velkým změnám normálových sil v nosnících. Pro srovnání budu vycházet z hodnot modelu o šikmosti 90°. Lze vidět, jak tlak v nosnících nad opěrou značně narostl při změně šikmosti z 90° na 75° a postupně se vlivem šikmosti zvyšuje. Další velký nárůst vzniká mezi šikmostí 45° a 30°. To samé lze říct i o tlaku uprostřed pole, dále pozoruji, že uprostřed pole u žebra 4, 5 a 6 se zvyšující se šikmostí vzniká čím dál větší tah. U žebra 5 a 6 je toto pozorování nejvíce vidět, zejména tedy skokový nárůst tahu mezi šikmostí 45°

a 30°. Nad pilířem se tlak zvýšil skokově ze šikmosti 90° a 75°, poté se zvedá nebo snižuje značně menším rozdílem, s výjimkou u žebra 6 mezi šikmostí 45° a 30°, kde se přibližně zdvojnásobil. Tah nad pilířem je poměrně konstantní u žebra 1, žebro 2 není

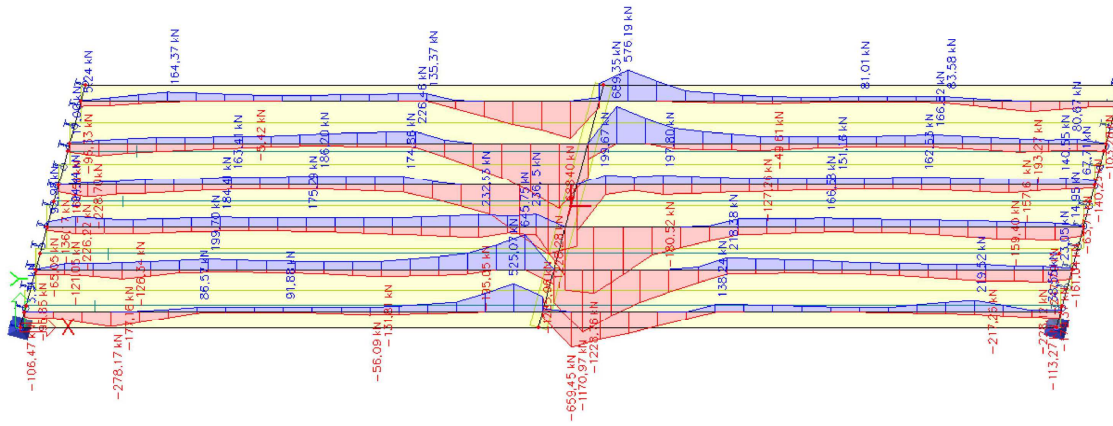
skoro vůbec taženo, u žebra 3 vzniká tah až při šikmosti 30°, u žeber 4, 5 a 6 vzniká značný tah postupně se zvyšující s narůstající šikmostí. Tlak v pilíři se zdá skoro nijak ovlivněný šikmostí.

## 7.2 Vyhodnocení posouvajících sil $V_y$

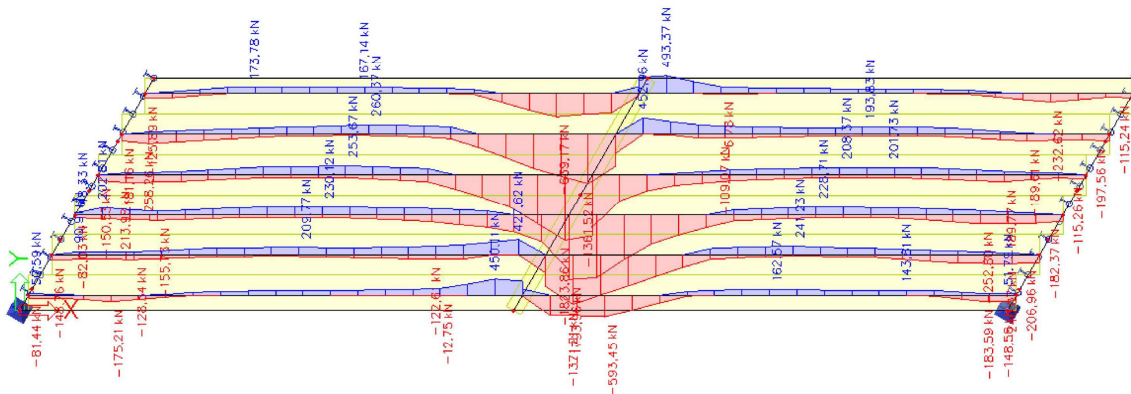
Síly  $V_y$  nejsou pro konstrukci rozhodující, její účinky budou zachyceny spřaženou deskou, která je ve své rovině velmi tuhá. Průběh  $V_y$  vykreslen pouze pro celistvost práce.



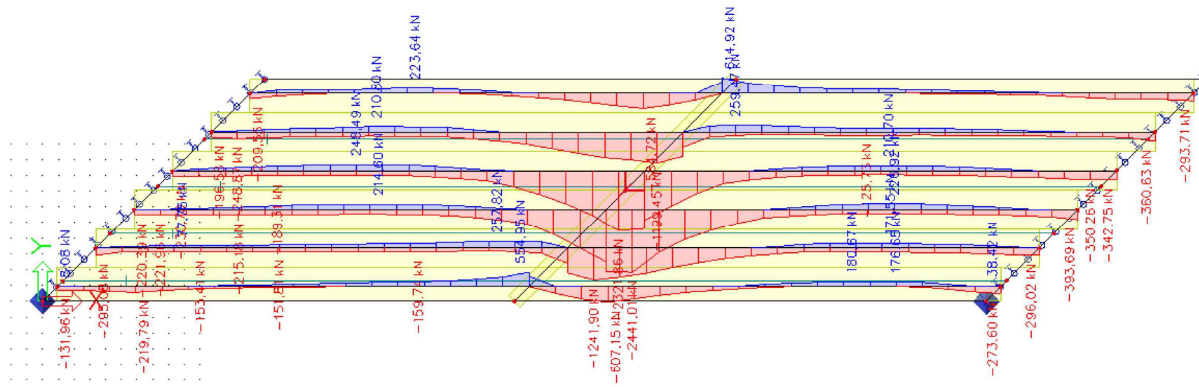
Obr.7.6: Obálka posouvající síly  $V_y$ -šikmost 90° [vlastní tvorba]



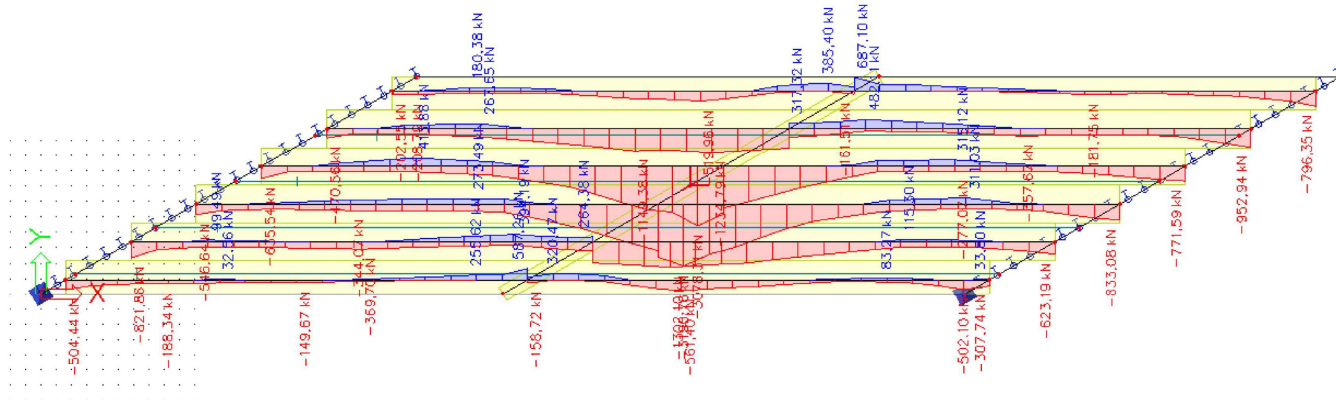
Obr.7.7: Obálka posouvajících síly Vy-šíkmost 75° [vlastní tvorba]



Obr.7.8: Obálka posouvajících síly Vy-šíkmost 60° [vlastní tvorba]



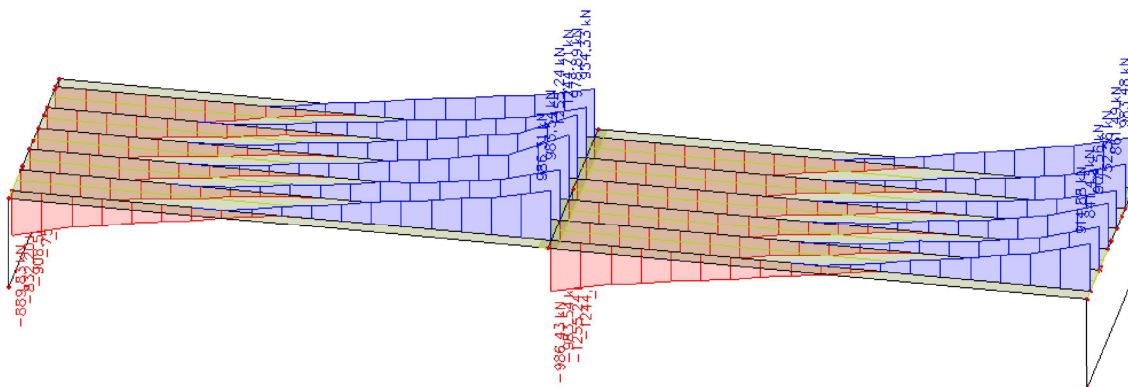
Obr.7.9: Obálka posouvajících síly Vy-šíkmost 45° [vlastní tvorba]



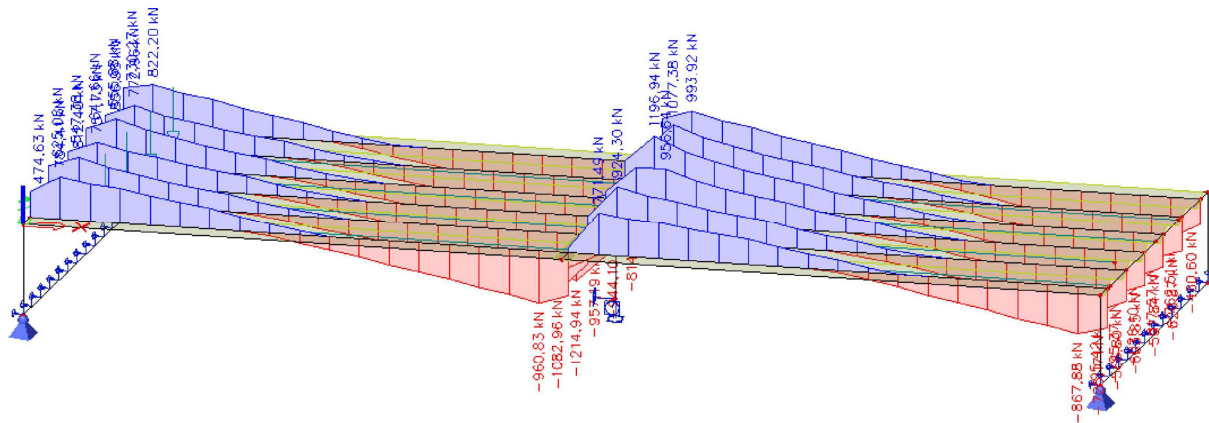
Obr.7.10: Obálka posouvající síly  $V_y$ -šikmost  $30^\circ$  [vlastní tvorba]

### 7.3 Vyhodnocení posouvajících sil $V_z$

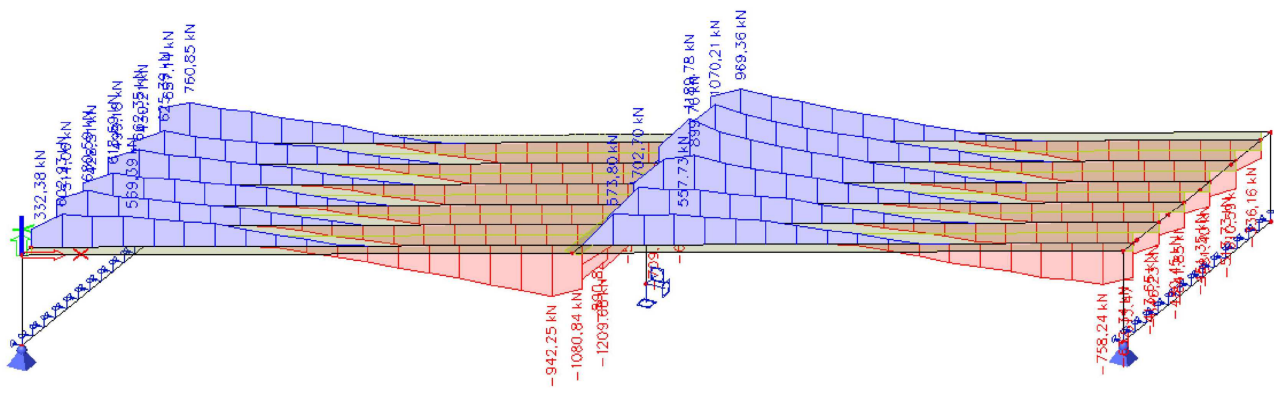
V této podkapitole zobrazím všechny obálky posouvajících sil  $V_z$  a jejich shrnutí v tabulce pro průřezy nad opěrou, v polovině rozpětí a nad pilířem.



Obr.7.11: Obálka posouvající síly  $V_z$ -šikmost  $90^\circ$  [vlastní tvorba]

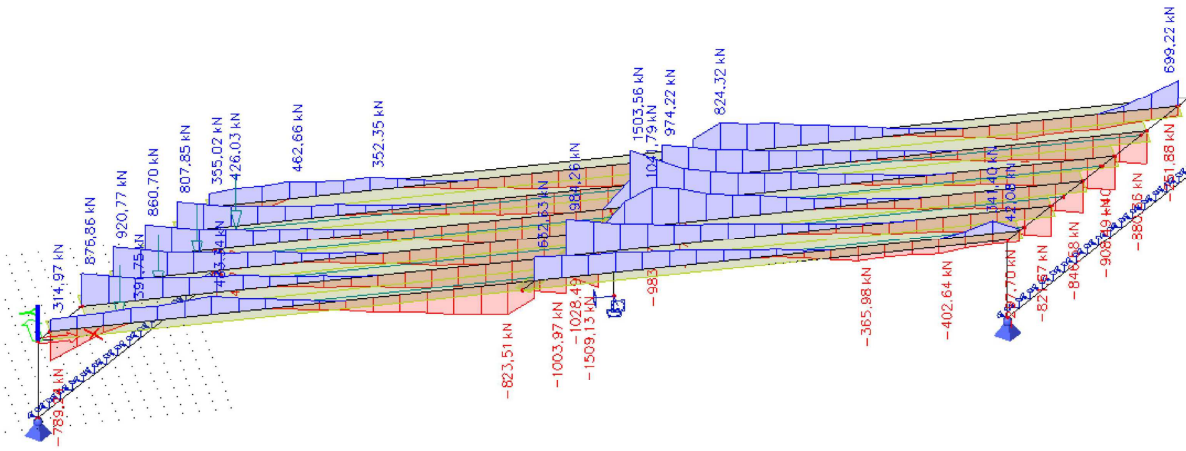


Obr.7.12: Obálka posouvající síly Vz-šikmost 75° [vlastní tvorba]

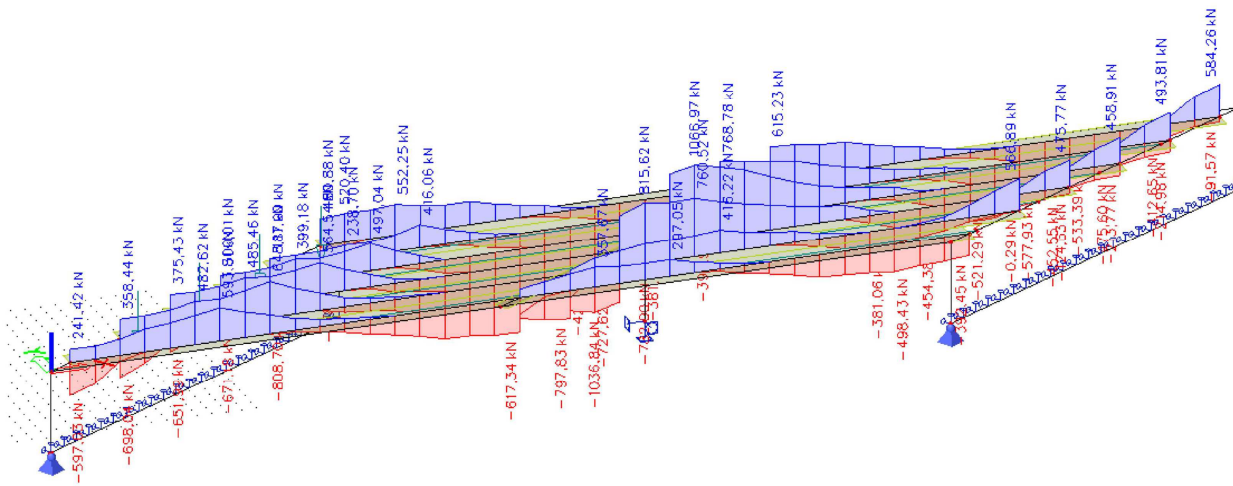


Obr.7.13: Obálka posouvající síly Vz-šikmost 60° [vlastní tvorba]





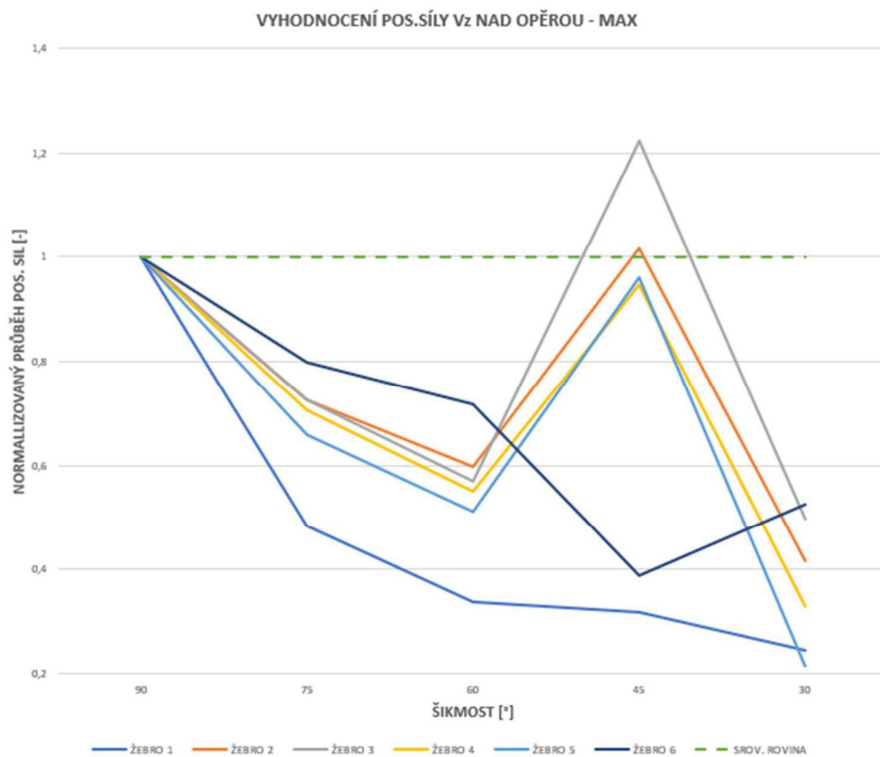
Obr.7.14: Obálka posouvající síly Vz-šikmost 45° [vlastní tvorba]



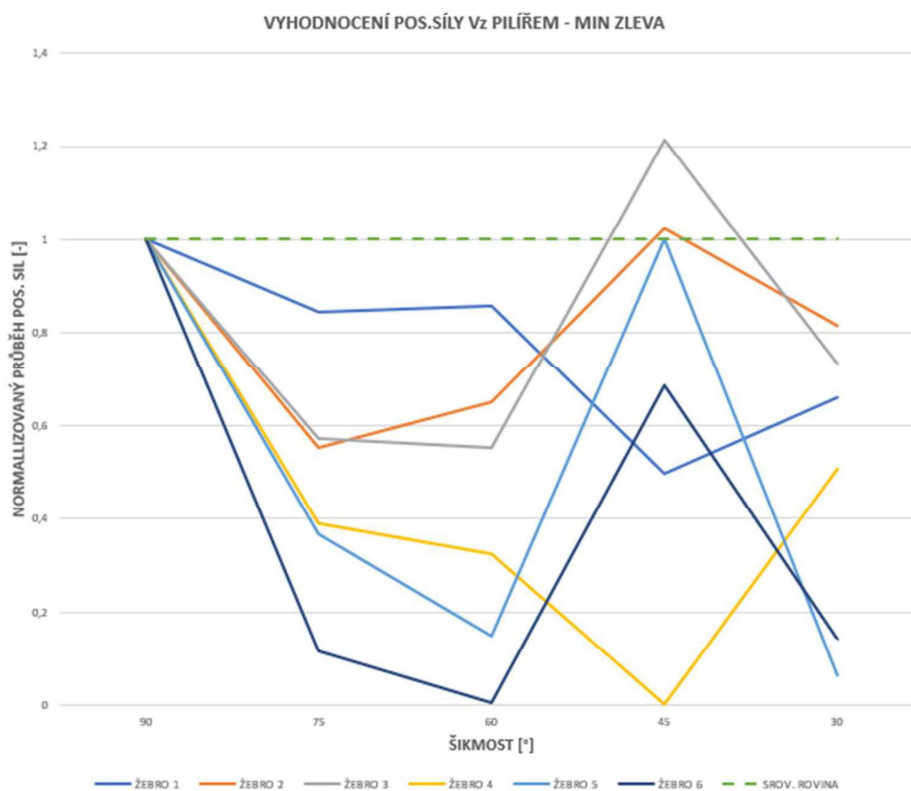
Obr.7.15: Obálka posouvající síly Vz-šikmost 30° [vlastní tvorba]

ŠIKMOST	POSUZOVANÉ MÍSTO	ŽEBRO 1		ŽEBRO 2		ŽEBRO 3		ŽEBRO 4		ŽEBRO 5		ŽEBRO 6	
		MIN [kN]	MAX [kN]	MIN [kN]	MAX [kN]	MIN [kN]	MAX [kN]	MIN [kN]	MAX [kN]	MIN [kN]	MAX [kN]	MIN [kN]	MAX [kN]
90°	NAD OPĚROU	0	983,48	0	861,49	0	752,56	0	908,56	0	841,43	0	914,88
	1/2 L	-167,03	61,96	-199,8	59,37	-211,52	35,74	-213,34	30,38	-204,92	31,99	-180,71	5,83
	PILÍŘEM	ZLEVA	-934,33	0	-978,89	0	-1244,71	0	-1255,24	0	-983,54	0	-986,43
75°	NAD OPĚROU	0	474,63	0	625,08	0	547,38	0	641,66	0	555,88	0	730,27
	1/2 L	-156,46	81,14	-214,58	64,75	-219,39	52,93	-233,84	111,22	-204,6	56,93	-203,66	11,34
	PILÍŘEM	ZLEVA	-791,23	0	-539,38	0	-712,46	0	-490,86	180,23	-361,02	141,1	-113,46
60°	NAD OPĚROU	0	332,38	0	514,06	0	428,51	0	499,18	0	430,21	0	657,14
	1/2 L	-119,8	124,7	-198,61	80,72	-206,04	64,59	-211,66	56,02	-185,6	69,59	-202,08	5,27
	PILÍŘEM	ZLEVA	-802,34	0	-636,34	0	-688,52	0	-407,38	168,51	-146,92	305,75	-4,07
45°	NAD OPĚROU	-789,24	314,97	0	876,86	0	920,77	0	860,7	0	807,85	-137,89	355,02
	1/2 L	-85,34	175,6	-168,78	138,77	-194,44	98,43	-223,32	68,97	-205,15	73,96	-179,63	21,29
	PILÍŘEM	ZLEVA	-464,69	0	-1003,97	0	-1509,13	0	-3,89	715,23	-983,97	0	-675,72
30°	NAD OPĚROU	-597,03	241,42	-698,04	358,44	-651,99	375,43	-671,18	300,01	-808,7	181,9	-178,45	480,88
	1/2 L	-34,46	209,53	-97,31	159,9	-154,9	78,66	-238,3	0	-199,47	54,93	-52,43	148,96
	PILÍŘEM	ZLEVA	-617,34	0	-797,83	0	-914,39	0	-635,81	0	-63,83	410,18	-141,44
	ZPRAVA	-299,9	152,21	-427,65	68,14	0	641,56	0	972,78	0	768,78	0	615,23

Tabulka č. 5: Vyhodnocení posouvajících sil Vz [vlastní tvorba]

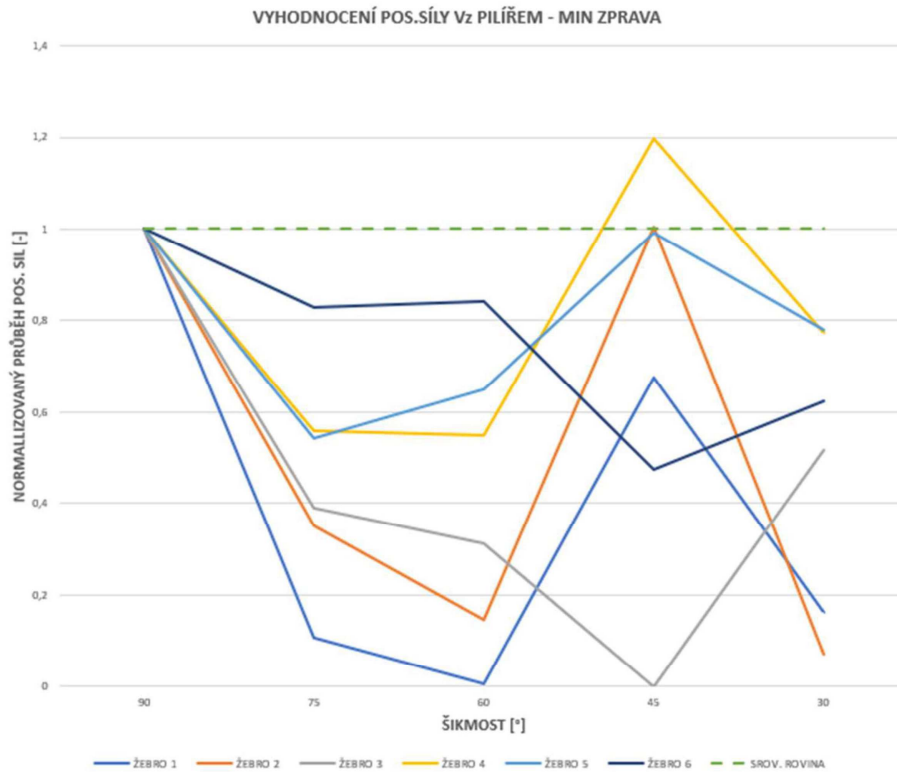


Graf č. 6: Grafické vyhodnocení posouvající síly Vz nad opěrou – normalizovaný průběh max.hodnot [vlastní tvorba]



Graf č. 7: Grafické vyhodnocení posouvající síly Vz nad pilířem – normalizovaný průběh max.hodnot zleva [vlastní tvorba]



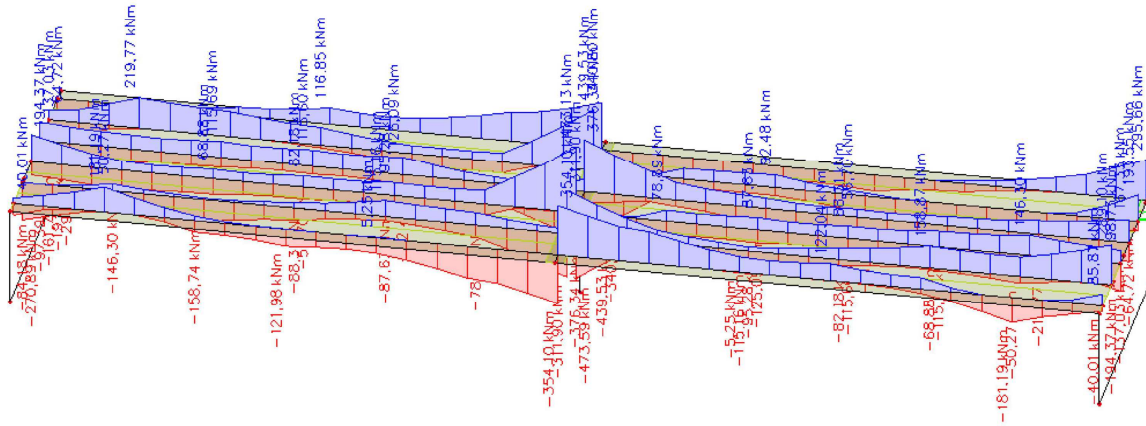


Graf č. 8: Grafické vyhodnocení posouvající síly Vz nad pilířem – normalizovaný průběh max. hodnot zprava [vlastní tvorba]

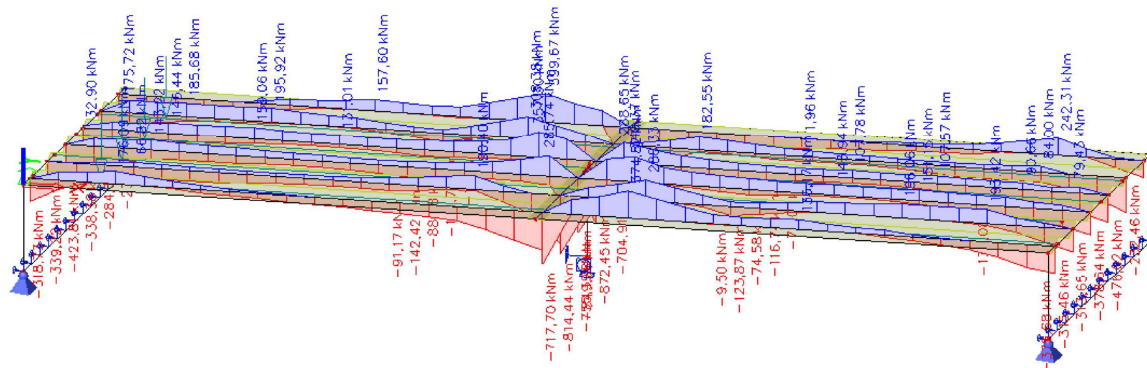
Z tabulky č. 6 je zřejmé, že nad opěrou se posouvající síly vlivem šikmosti snižují, až na výjimku u šikmosti 45°, kde hodnoty posouvajících sil náhle skokově narostly. Posouvající síly uprostřed pole jsou malé a zanedbatelné, hodnoty se vlivem šikmosti skoro nemění. Hodnoty posouvající síly nad pilířem ať už zleva či zprava na různých žebrech buď klesají nebo stoupají, skokové snížení je zjevné mezi šikmostí 90° a 75°. Na stativech jsou na jednotlivých žebrech posouvající síly řádově podobné. Posouvající síla na pilíři je vlivem šikmosti skoro neovlivněna, s výjimkou šikmosti 30°, kde je pětinasobná oproti šikmosti 90°.

## 7.4 Vyhodnocení momentů Mx

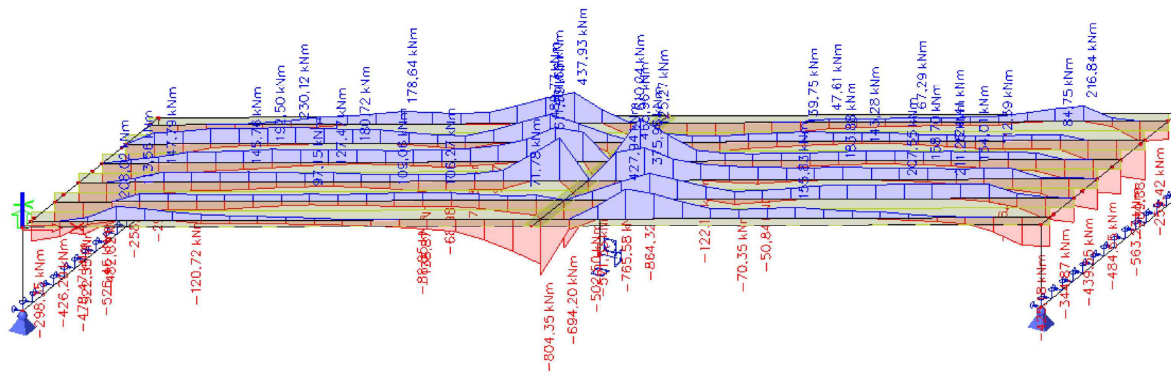
Momenty Mx nejsou pro konstrukci rozhodující, její účinky budou zachyceny příčnou ohybovou výztuží v desce, která poskytuje nosníkům podporu proti pootočení. Průběh Mx vykreslen pouze pro celistvost práce.



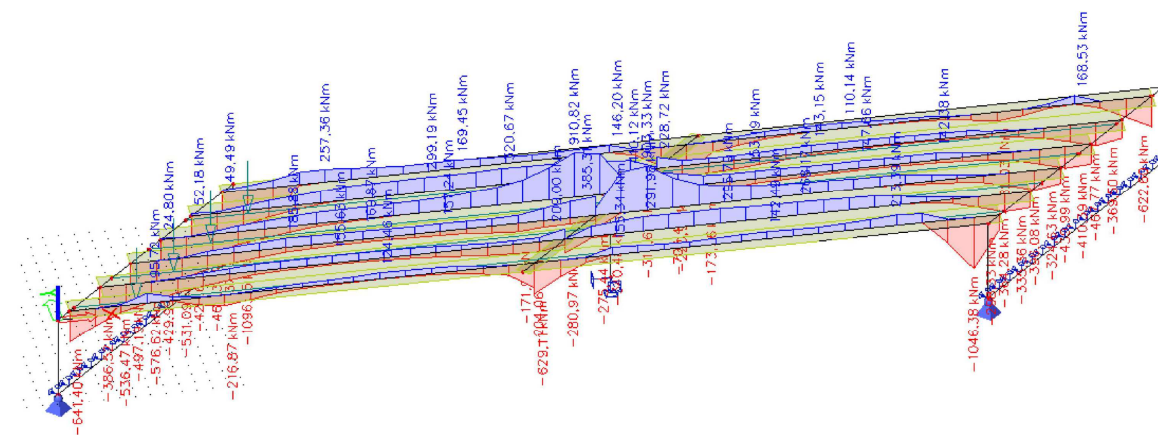
Obr.7.16: Obálka momentu Mx-šikmost 90° [vlastní tvorba]



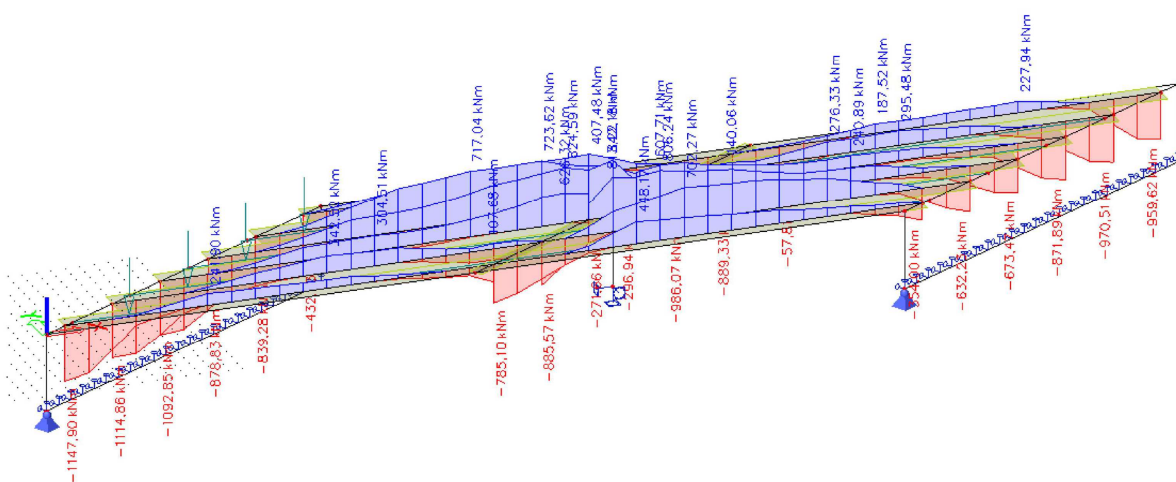
Obr.7.17: Obálka momentu Mx-šikmost 75° [vlastní tvorba]



Obr.7.18: Obálka momentu  $M_x$ -šikmost 60° [vlastní tvorba]



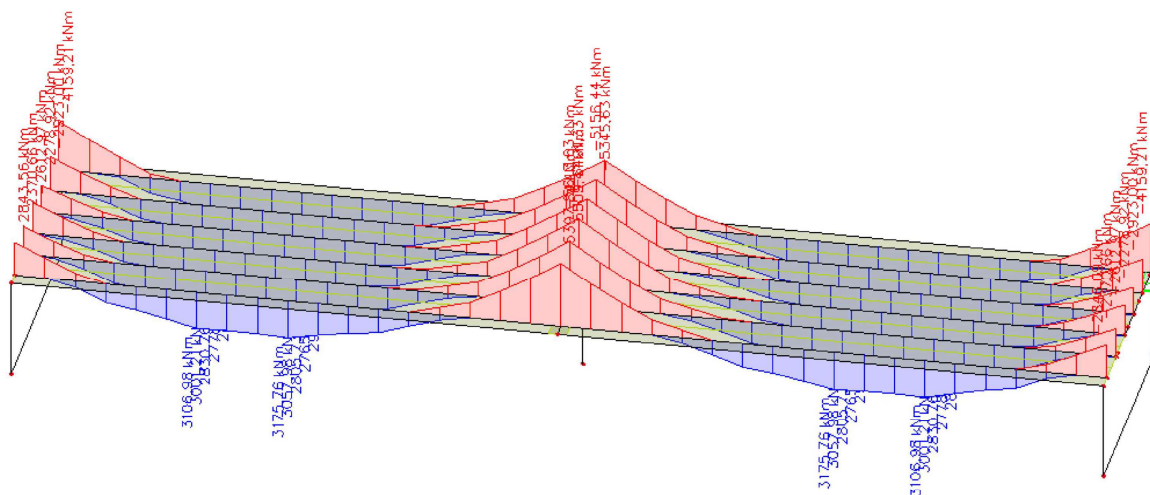
Obr.7.19: Obálka momentu  $M_x$ -šikmost 45° [vlastní tvorba]



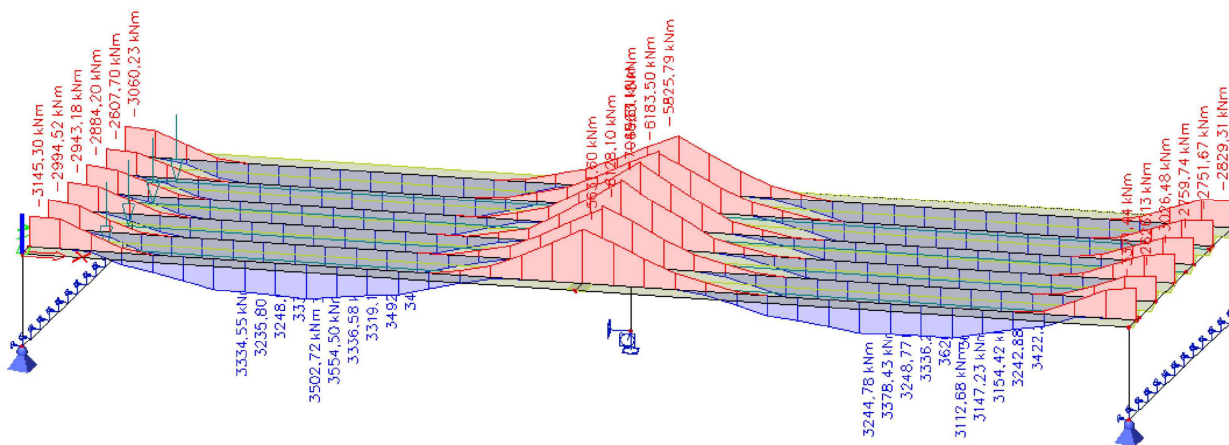
Obr.7.20: Obálka momentu  $M_x$ -šikmost 30° [vlastní tvorba]

## 7.5 Vyhodnocení momentů $M_y$

V této podkapitole zobrazím všechny obálky momentů  $M_y$  a jejich shrnutí v tabulce pro průřezy nad opěrou, v polovině rozpětí a nad pilířem.

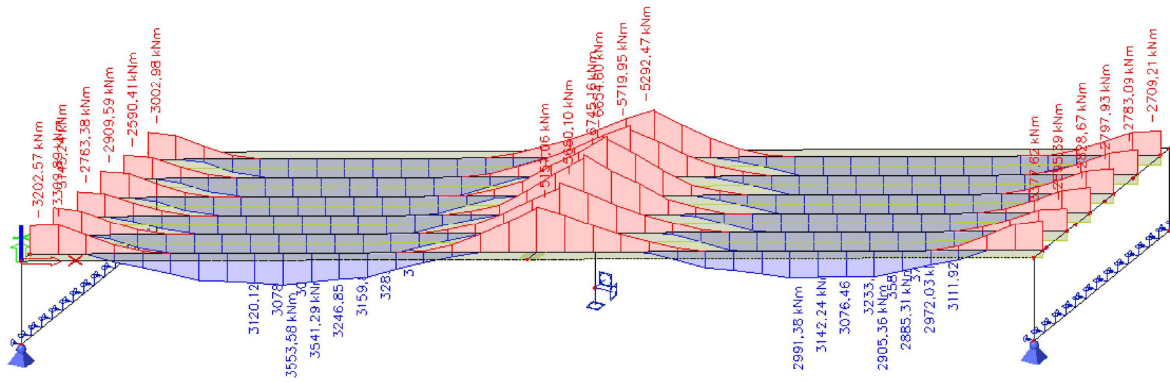


Obr.7.21: Obálka momentu  $M_y$ -šikmost 90° [vlastní tvorba]

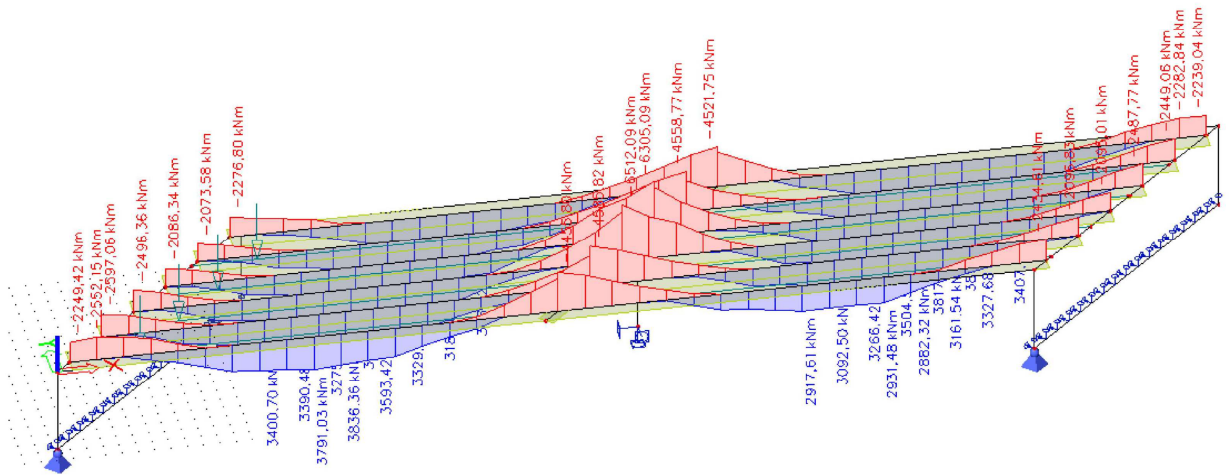


Obr.7.22: Obálka momentu  $M_y$ -šikmost 75° [vlastní tvorba]

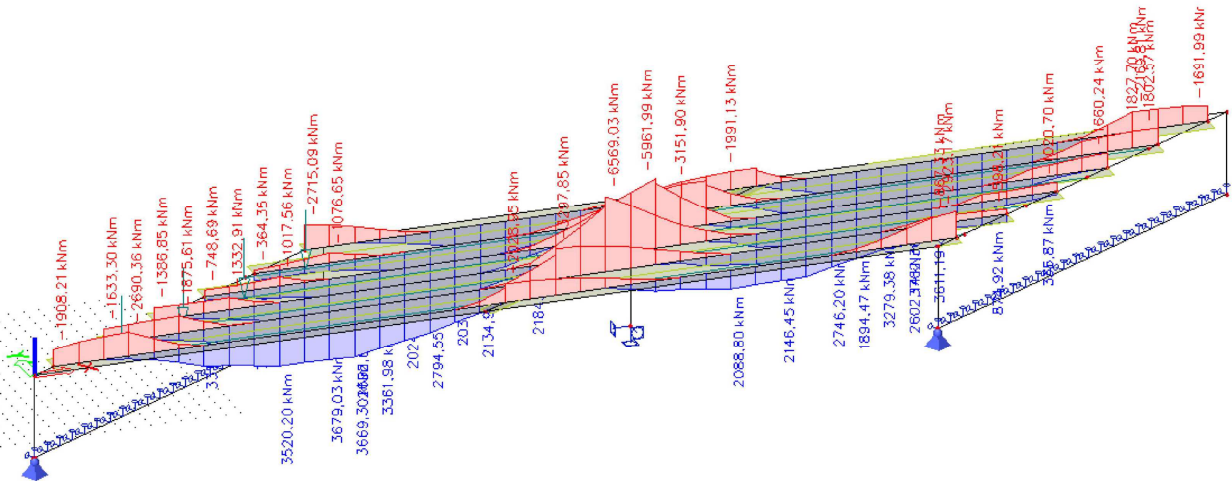




Obr.7.23: Obálka momentu  $M_y$ -šikmost 60° [vlastní tvorba]



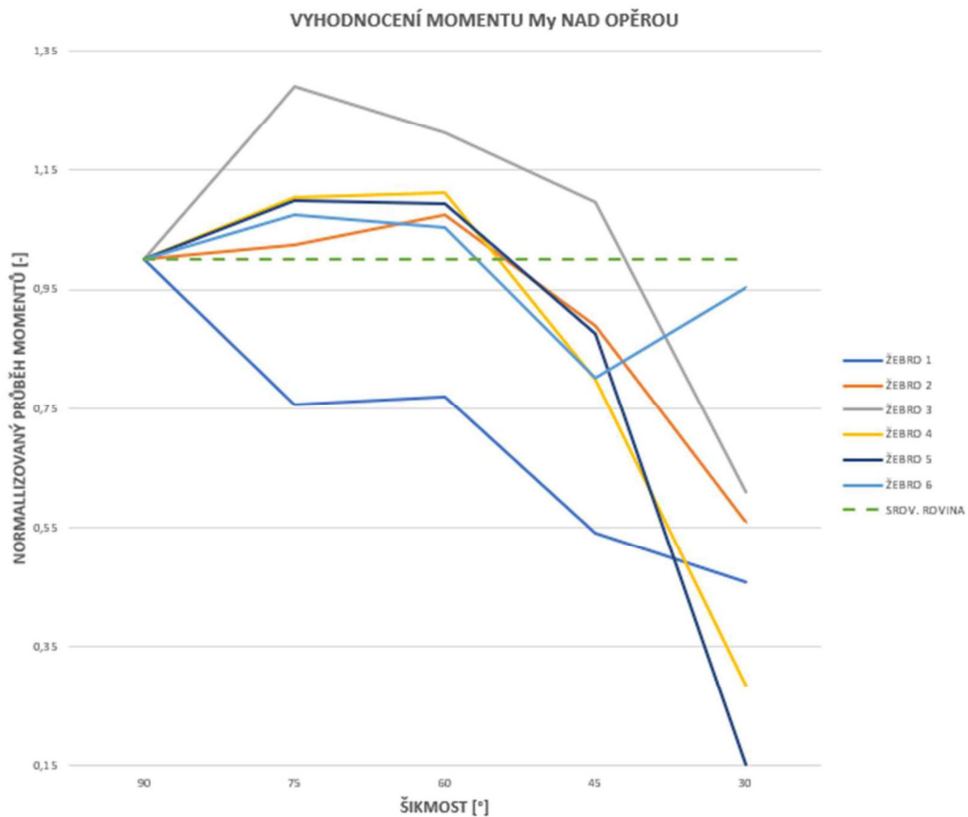
Obr.7.24: Obálka momentu  $M_y$ -šikmost 45° [vlastní tvorba]



Obr.7.25: Obálka momentu  $M_y$ -šikmost 30° [vlastní tvorba]

ŠIKMOST	POSUZOVANÉ MÍSTO	ŽEBRO 1		ŽEBRO 2		ŽEBRO 3		ŽEBRO 4		ŽEBRO 5		ŽEBRO 6	
		MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX
		[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
90°	NAD OPĚROU	-4159,21	0	-2923	0	-2278,92	0	-2612,97	0	-2370,66	0	-2846,09	0
	1/2 L	0	2951,25	0	2967,1	0	2765,78	0	2805,73	0	3057,98	0	3175,76
	NAD PILÍŘEM	ZLEVA	-5159,44	0	-5345,63	0	-5491,33	0	-5613,03	0	-5509,41	0	-5397,84
	ZPRAVA	-5159,44	0	-5345,63	0	-5491,33	0	-5613,03	0	-5509,41	0	-5397,84	0
75°	NAD OPĚROU	-3145,3	0	-2994,52	0	-2943,18	0	-2884,2	0	-2607,7	0	-3060,23	0
	1/2 L	0	3502,72	0	3554,5	0	3336,58	0	3319,11	0	3492,34	0	3458,85
	NAD PILÍŘEM	ZLEVA	-5596,28	0	-5804,57	0	-6838,89	0	-6963,18	0	-6183,5	0	-5825,79
	ZPRAVA	-5631,6	0	-6128,1	0	-7048,81	0	-6792,23	0	-5891,04	0	-5810,41	0
60°	NAD OPĚROU	-3202,57	0	-3145,24	0	-2763,38	0	-2909,59	0	-2590,41	0	-3002,98	0
	1/2 L	0	3553,58	0	3541,29	0	3246,85	0	3059,27	0	3283,97	0	3191,6
	NAD PILÍŘEM	ZLEVA	-5015,79	0	-5116,47	0	-6285,59	0	-6654,6	0	-5719,95	0	-5292,47
	ZPRAVA	-5157,06	0	-5680,1	0	-6745,16	0	-6281,74	0	-5173,5	0	-5192,1	0
45°	NAD OPĚROU	-2249,42	0	-2597,06	0	-2496,36	0	-2086,34	0	-2073,58	0	-2276,8	0
	1/2 L	0	3791,03	0	3836,36	0	3593,42	0	3329,09	0	3184,65	0	3039,5
	NAD PILÍŘEM	ZLEVA	-3766,96	0	-3494,69	0	-5668,54	0	-6305,09	0	-4558,77	0	-4521,75
	ZPRAVA	-4455,8	0	-4585,82	0	-6512,09	0	-5653,46	0	-3529,4	0	-3890,64	0
30°	NAD OPĚROU	-1908,21	0	-1633,3	0	-1386,85	0	-748,69	335,52	-364,35	784,99	-2715,09	0
	1/2 L	0	3520,2	0	3679,03	0	3361,98	0	2794,55	0	2134,97	0	2184,96
	NAD PILÍŘEM	ZLEVA	-1593,01	0	-2630,81	0	-5444,2	0	-5961,99	0	-3133,94	0	-1973
	ZPRAVA	-2028,95	0	-3297,85	0	-6569,03	0	-5444,47	0	-2705,94	0	-1694,03	0

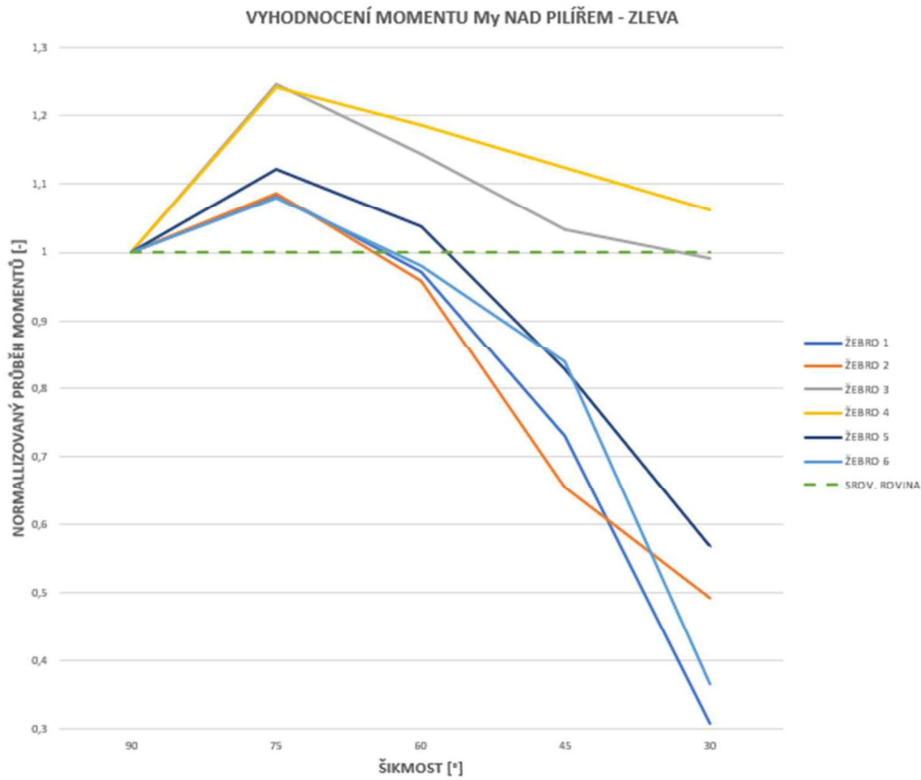
Tabulka č.6: Vyhodnocení momentů My [vlastní tvorba]



Graf č. 9: Grafické vyhodnocení momentu My nad opěrou – normalizovaný průběh [vlastní tvorba]

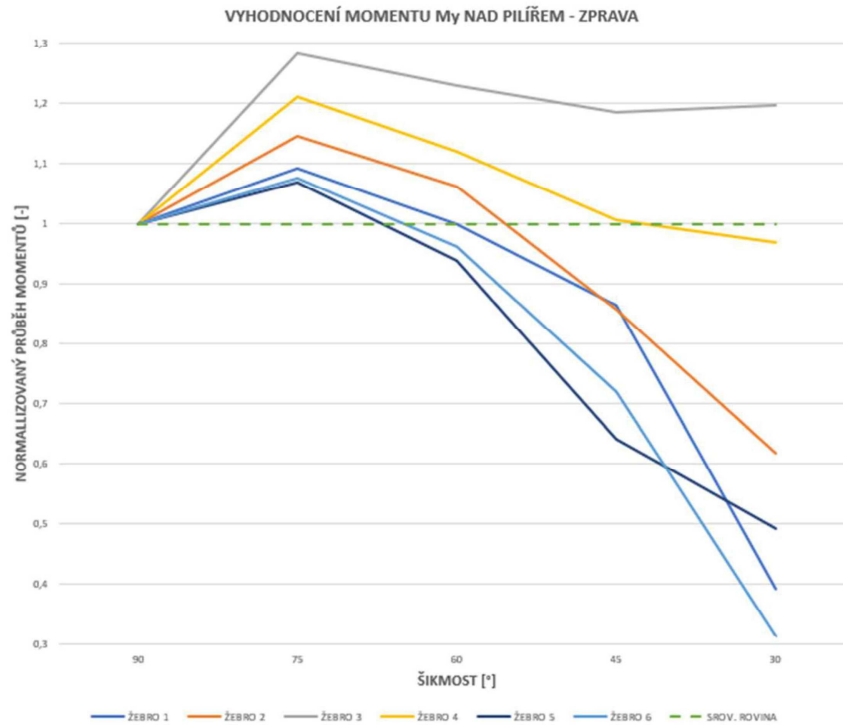


Graf č. 10: Grafické vyhodnocení momentu  $M_y$  v 1/2L – normalizovaný průběh [vlastní tvorba]



Graf č. 11: Grafické vyhodnocení momentu  $M_y$  nad pilířem – normalizovaný průběh zleva

[vlastní tvorba]



Graf č. 12: Grafické vyhodnocení momentu  $M_y$  nad pilířem – normalizovaný průběh zprava

[vlastní tvorba]

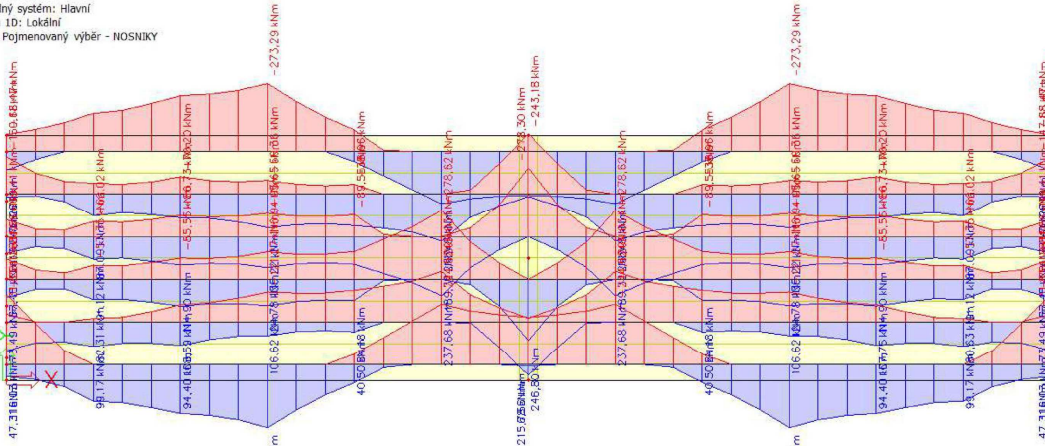
Z číselných hodnot v obrázku 6.30 lze říct, že záporný ohybový moment nad opěrou vlivem šikmosti výrazně klesá v ostrém rohu, což je zřejmé například z hodnot u žebra 1. U žebra 2, 3, 4 a 5 je pokles patrný až při šikmosti 30°, naopak u žebra 6 je pokles nevýrazný. Kladný ohybový moment v poli narůstá se zvyšující se šikmostí u žebra 1, 2 a 3. U ostatních žebra se zdá být nárůst či pokles kladného ohybového momentu v poli zanedbatelný, s výjimkou šikmosti 30°, tam kladný ohybový moment klesl dokonce pod hodnotu kladného ohybového momentu mostu se šikmostí 90°. Záporný ohybový moment nad pilířem se vlivem šikmosti u žebra 1, 2, 5 postupně snižuje, u žebra 3 a 4 je pokles či navýšení nevýrazné a u žebra 6 je pokles zřejmý až u šikmosti 30°. Nicméně nelze zanedbat obrovský nárůst ohybových momentů, které vznikají v pilíři. Kladný ohybový moment v patě pilíře mostu o šikmosti 90° je skoro šestinásobně menší, než u mostu se šikmostí 30°, v hlavě pilíře je tento nárůst více než trojnásobný. Ohybový moment na stavivu převažuje zejména záporný, vlivem šikmosti poměrně velice značně narůstá, u mostu se šikmostí 30° je ohybový moment skoro dvojnásobný, než u mostu se šikmostí 90°.



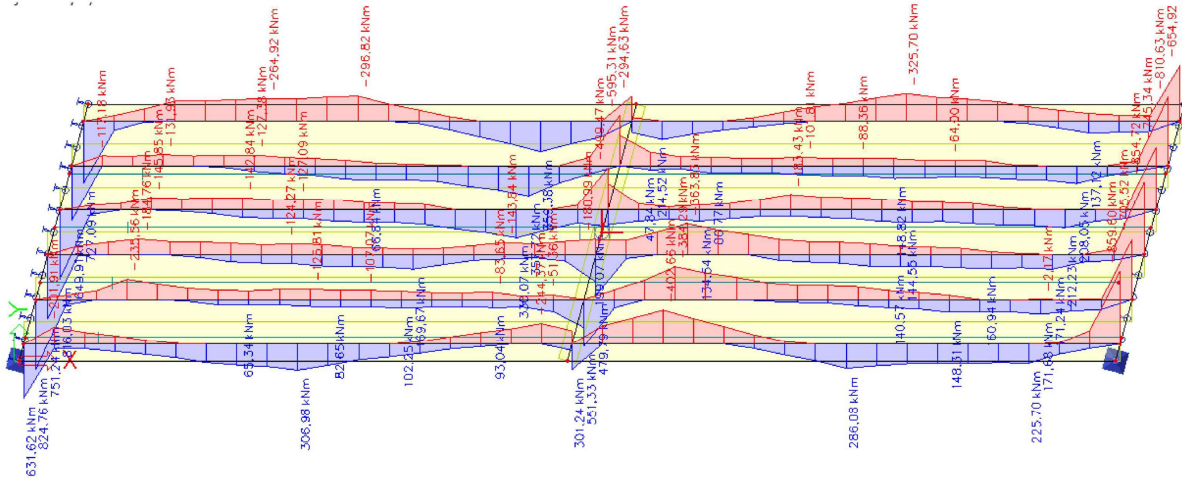
## 7.6 Vyhodnocení momentů Mz

Moment nemá na konstrukci vliv, jelikož je sprážená deska ve své rovině velmi tuhá. Průběh Mz vykreslen pouze pro celistvost práce.

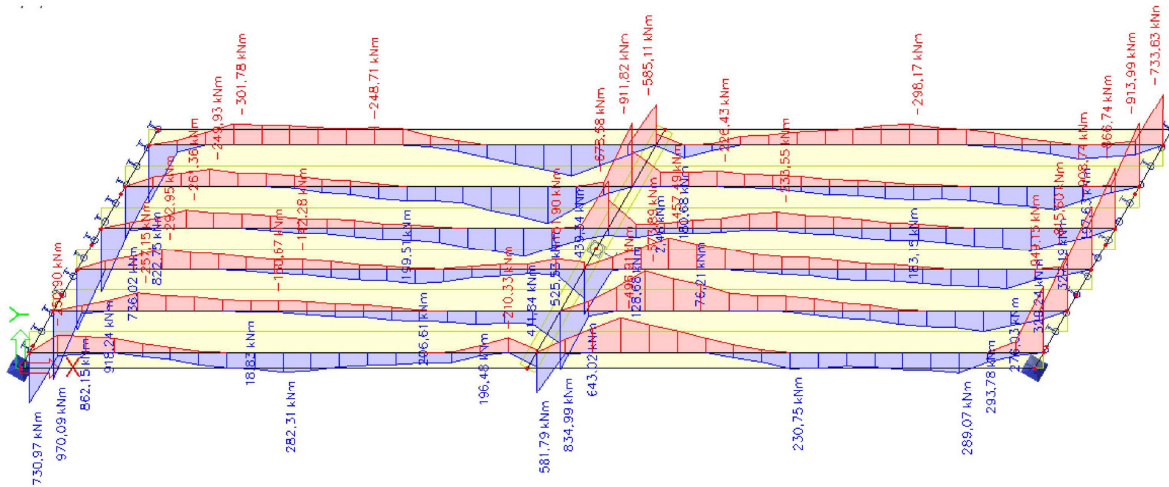
1 Hrub: Vlozka  
 Souřadný systém: Hlavní  
 Extrém ID: Lokální  
 Vyběr: Pojmenovaný výběr - NOSNIKY



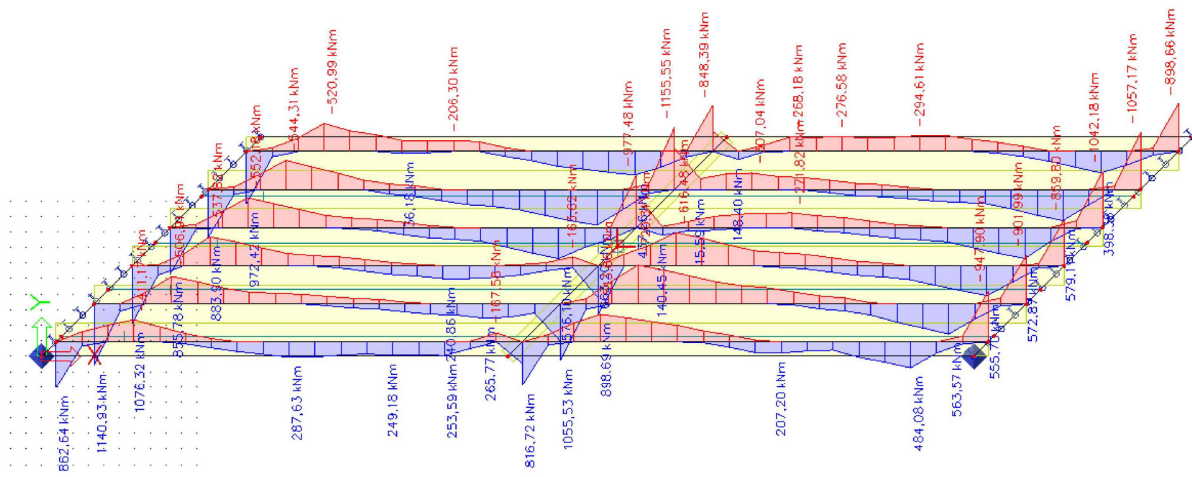
Obr.7.26: Obálka momentu Mz-šikmost 90° [vlastní tvorba]



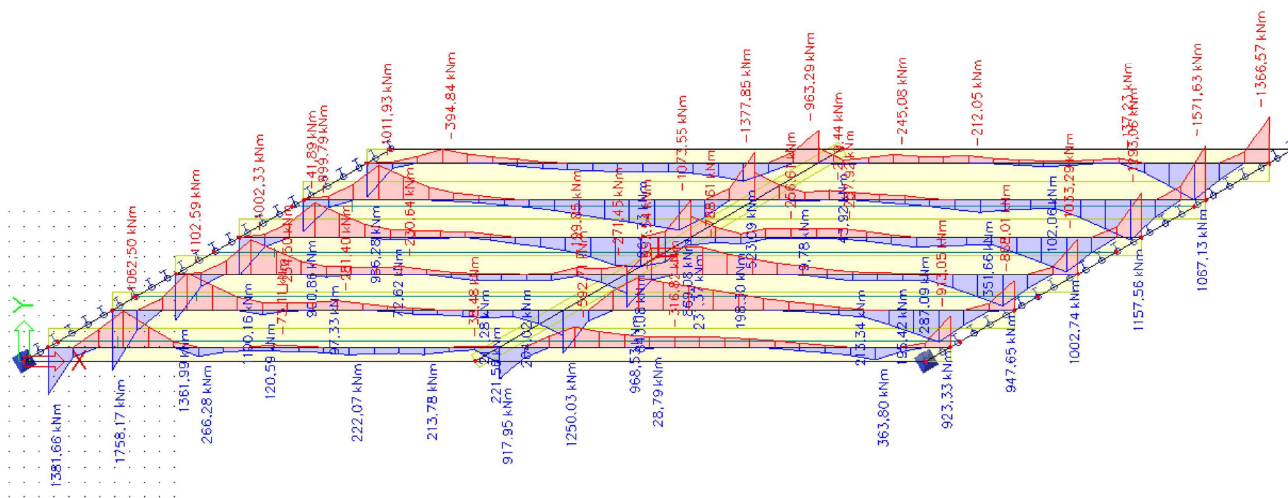
Obr.7.27: Obálka momentu Mz-šikmost 75° [vlastní tvorba]



Obr.7.28: Obálka momentu  $M_z$ -šikmost  $60^\circ$  [vlastní tvorba]



Obr.7.29: Obálka momentu  $M_z$ -šikmost  $45^\circ$  [vlastní tvorba]



Obr.6730: Obálka momentu  $M_z$ -šikmost  $30^\circ$  [vlastní tvorba]

## 8 Závěr

Cílem této práce bylo porovnat efektivitu konstrukce na základě jejího uspořádání (šikmost mostu). Základním předpokladem pro vyhodnocení efektivity konstrukce jsou vzniklé vnitřní síly, které jsou na analytických modelech velice rozdílné, a to pouze vlivem změny šikmosti analytického modelu.

V kapitole 7 jsem vyhodnotil veškeré zásadní vnitřní síly, které v konstrukci vznikají a vycházel jsem z celkových obálkových křivek, což se zdá pro účely této práce nepřilíš vhodné a vliv šikmosti se na těchto obálkových křivkách jeví nejasně, když je zkleslen i dalšími vlivy.

Proto jsem se začal zabývat jednotlivými druhy zatížení samostatně a pokusil se určit, jaký typ zatížení vlastně má na šikmost mostu ten nejvýznamnější negativní vliv, co to znamená pro konstrukci a jaké to sebou přináší důsledky pro praxi.

Po prozkoumání a postupném vyšetření všech zatěžovacích stavů samostatně, jsem dospěl k závěru, že šikmost mostu má největší vliv na účinky zatížení dopravou. Žádný jiný druh zatížení, resp. jeho účinky, nejsou tolik šikmostí ovlivněny v rozhodujících průřezech, tj. nad opěrou a v polovině rozpětí pole mostu. Zaměřil jsem se zejména na vyšetření momentu  $M_y$  v problémových místech (ostrý vs. tupý roh mostu). Šikmost mostu způsobuje, že tupý roh opěry přebírá více zatížení a ostrý roh opěry je naopak nadlehčován. Vlivem tohoto jevu se na straně tupého rohu v poli snižuje moment, a naopak na straně šikmého rohu se moment v poli zvětšuje. Data zjištěná z analytických modelů jsem následně zpracoval do tabulky níže.

ŠIKMOST	POSUZOVANÉ MÍSTO	ŽEBRO 1 (OSTRÝ ROH)	ŽEBRO 6 (TUPÝ ROH)	% (TUPÝ / OSTRÝ ROH)
		MAX RESP. MIN [kNm]	MAX RESP. MIN [kNm]	
90°	NAD OPĚROU	-1041,52	-1041,52	100,00
	1/2 ROZPĚTÍ POLE	1265,88	1265,88	100,00
75°	NAD OPĚROU	-728,93	-865,75	118,77
	1/2 ROZPĚTÍ POLE	1584,33	1355,75	116,86
60°	NAD OPĚROU	-723,83	-889,8	122,93
	1/2 ROZPĚTÍ POLE	1523,35	1256,94	121,20
45°	NAD OPĚROU	-687,35	-821,75	119,55
	1/2 ROZPĚTÍ POLE	1528,54	1173,55	130,25
30°	NAD OPĚROU	-533,87	-1091,41	204,43
	1/2 ROZPĚTÍ POLE	1340,08	964,25	138,98

Tabulka č. 7: Vyhodnocení momentu  $M_y$  od zatížení dopravou [vlastní tvorba]

V první řadě jsem se zaměřil na vyhodnocení dat v průřezu nad opěrou. Rozdíl mezi tupým a ostrým rohem u modelů v rozmezí  $90^\circ - 45^\circ$  se pohybuje okolo 20 %, u modelu se šikmostí  $30^\circ$  je tento rozdíl markantní a rozdíl je více než 100 %. Vzhledem k tomu, že záporný ohybový moment nad opěrou lze vykryt betonářskou výztuží v desce a v příčnicích, tento problém není z praktického hlediska tak výrazný. V praxi to představuje riziko chybného uložení výztuže a samozřejmě náročnější práci s vázáním.

V druhé řadě jsem se zaměřil na průřez v poli, který už nejde jen jednoduše doplnit betonářskou výztuží a problém je vyřešen, jelikož se zpravidla jedná o předem předpjaté prefabrikáty. Pro mosty o šikmosti  $90^\circ - 60^\circ$  se jedná o odchylku momentů přibližně do 20 %, což je přijatelné, naopak u modelů se šikmostí  $45^\circ$  a  $30^\circ$  tato odchylka narůstá až do zhruba 40 %, což je již z hlediska praxe nepřijatelné. Při stavbě mostu o takovémto konstrukčním řešení se snažíme, aby nosníky byly zatíženy všechny stejně nebo aby byla odchylka co nejmenší. Rozdíl mezi momenty v poli 40 % sebou přináší rozdílný návrh a provedení jednotlivých nosníků, každý z venku vypadá stejně tzn. hrozí záměna nosníků na stavbě. Dalším aspektem, který tento problém přináší jsou například ztížené podmínky na výrobu nosníků v prefě (rozdílné vedení předpínací výztuže, větší požadavky na kontrolu kvality), kvůli čemuž dojde k prodražení celého mostu.

Dle tohoto vyhodnocení je patrné, že hraniční šikmostí integrovaného mostu je zhruba  $60^\circ$ , větší šikmost sebou přináší mnoho problému a na konstrukci působí pouze negativně. Navíc se při vyšších šikmostech výrazně negativně projevují vlivy plynoucí z namáhání přechodové oblasti ve směru kolmém na osu uložení.

## Literatura

- [1] ČSN EN 1990: Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. Praha: Český normalizační institut, 2004.
- [2] ČSN EN 1991-1-1: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb. Praha: Český normalizační institut, 2004.
- [3] ČSN EN 1991-1-5: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou. Praha: Český normalizační institut, 2005.
- [4] ČSN EN 1991-2: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou. Praha: Český normalizační institut, 2005.
- [5] ČSN 73 6244: Přechody mostů pozemních komunikací. Praha: Český normalizační institut, 08/2010.
- [6] ČSN EN 1992-1-1: Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: Český normalizační institut, 2005.
- [7] ČSN EN 1992-2: Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady. Praha: Český normalizační institut, 2005.
- [8] TP 54: Technické podmínky - Železobetonové desky spřažené s prefa nosníky mostů pozemních komunikací. Praha: Ministerstvo dopravy: Odbor pozemních komunikací, 2014.
- [9] TP 261 Integrované mosty, včetně opravy č.1, č. j. 157/2017-120-TN/1

- [10] Vzorový příklad návrhu a posouzení předpjatého mostu z prefabrikovaných nosníků se spřaženou ŽB deskou mostovky, M. Drahorád & K11133, 2016 v rámci projektu RPTM podpořeného MŠMT a ČVUT, revize 10/2021 – L. Boháček
- [11] ŠAFÁŘ, Roman. *Betonové mosty 1: přednášky*. V Praze: České vysoké učení technické, 2010. ISBN 978-80-01-04661-6.
- [12] Vzorové listy staveb pozemních komunikací: VL4 - Mosty. Ministerstvo dopravy, 2015.
- [13] Burke, M. P., *Integral and Semi-integral Bridges*, Wiley-Blackwell, 2009.
- [14] *Integral concrete bridges to Eurocode 2, Commentary and a worked example of a two span bridge*, The Concrete Society, Surrey, UK, June 2010.
- [15] Ditrich, S., Foglar, M., Zíka, P., Martínek, T., Porovnání různých přístupů k uvažování interakce zeminy s konstrukcí u betonových integrovaných mostů, Sborník konference 20. Betonářské dny 2013, str. 419 - 424, Česká betonářská společnost, Hradec Králové, 2013.

## Seznam obrázků

Obr.1.1: Půdorys modelu o šikmosti 90° .....	11
Obr.2.1: Příklad podélného řezu integrovaného mostu.....	12
Obr.2.2: Šikmost mostu (a-levá; b-pravá).....	13
Obr.2.3: Základní části mostu.....	14
Obr.2.4: Schéma obecné metodiky volby/ověření typu most.....	15
Obr.3.1: Příčné uspořádání mostu.....	18
Obr.4.1: Ostatní stálé zatížení – šikmost 60° .....	19
Obr.4.2: Rovnoměrné zatížení UDL pro model LM1-pole 1 pruh 1 - šikmost 60°.....	20
Obr.4.3: Zatížení dvounápravou TS pro model LM1-pruh 1 – šikmost 60°.....	21
Obr.4.4: Šablona pro zatížení dvounápravou TS pro model LM1.....	21
Obr.4.5: Mapa maximálních teplot ve stínu.....	22
Obr.4.6: Mapa minimálních teplot ve stínu.....	22
Obr.4.7: Oteplení celého mostu-šikmost 60° .....	23
Obr.4.8: Ochlazení celého mostu-šikmost 60° .....	23
Obr.4.9: Zemní tlak v klidu-šikmost 60° .....	24
Obr.4.10: Aktivní zemní tlak-šikmost 60° .....	25
Obr.4.11: Pasivní zemní tlak-šikmost 60° .....	26
Orb.6.1: Žebro desky s rozměry a vlastnostmi SMP-Petra.....	28
Obr.6.2: Opěra vymodelovaná pomocí stěny.....	29
Obr.6.3: Podélný řez příčnickem nad pilířem.....	29
Obr.6.4: Půdorys pilíře.....	30
Obr.6.5: Podpory modelu u opěr.....	31
Obr.7.1: Obálka normálových sil-šikmost 90° .....	32
Obr.7.2: Obálka normálových sil-šikmost 75° .....	32
Obr.7.3: Obálka normálových sil-šikmost 60° .....	33
Obr.7.4: Obálka normálových sil-šikmost 45° .....	33
Obr.7.5: Obálka normálových sil-šikmost 30° .....	33
Obr.7.6: Obálka posouvajících síly Vy-šikmost 90°.....	37
Obr.7.7: Obálka posouvajících síly Vy-šikmost 75°.....	38
Obr.7.8: Obálka posouvajících síly Vy-šikmost 60° .....	38
Obr.7.9: Obálka posouvajících síly Vy-šikmost 45° .....	38
Obr.7.10: Obálka posouvajících síly Vy-šikmost 30°.....	39



Obr.7.11: Obálka posouvající síly Vz-šikmost 90°.....	39
Obr.7.12: Obálka posouvající síly Vz-šikmost 75°.....	40
Obr.7.13: Obálka posouvající síly Vz-šikmost 60°.....	40
Obr.7.14: Obálka posouvající síly Vz-šikmost 45°.....	41
Obr.7.15: Obálka posouvající síly Vz-šikmost 30°.....	41
Obr.7.16: Obálka momentu Mx-šikmost 90°.....	44
Obr.7.17: Obálka momentu Mx-šikmost 75°.....	44
Obr.7.18: Obálka momentu Mx-šikmost 60°.....	45
Obr.7.19: Obálka momentu Mx-šikmost 45°.....	45
Obr.7.20: Obálka momentu Mx-šikmost 30°.....	45
Obr.7.21: Obálka momentu My-šikmost 90°.....	46
Obr.7.22: Obálka momentu My-šikmost 75°.....	46
Obr.7.23: Obálka momentu My-šikmost 60°.....	47
Obr.7.24: Obálka momentu My-šikmost 45°.....	47
Obr.7.25: Obálka momentu My-šikmost 30°.....	47
Obr.7.26: Obálka momentu Mz-šikmost 90°.....	51
Obr.7.27: Obálka momentu Mz-šikmost 75°.....	51
Obr.7.28: Obálka momentu Mz-šikmost 60°.....	52
Obr.7.29: Obálka momentu Mz-šikmost 45°.....	52
Obr.7.30: Obálka momentu Mz-šikmost 30°.....	52



## Seznam tabulek

Tabulka č. 1: Výpočet hodnot zemního tlaku v klidu.....	24
Tabulka č. 2: Výpočet hodnot aktivního zemního tlaku.....	25
Tabulka č. 3: Výpočet hodnot pasivního zemního tlaku.....	26
Tabulka č. 4: Vyhodnocení normálových sil.....	34
Tabulka č. 5: Vyhodnocení posouvajících sil $V_z$ .....	41
Tabulka č. 6: Vyhodnocení momentů $M_y$ .....	48
Tabulka č. 7: Vyhodnocení momentů $M_y$ od zatížení dopravou.....	53

## Seznam grafů

Graf č. 1: Porovnání zemních tlaků.....	27
Graf č.2: Grafické vyhodnocení normálové síly nad opěrou – normalizovaný průběh tlaku.....	34
Graf č.3: Grafické vyhodnocení normálové síly v $1/2L$ – normalizovaný průběh tlaku.....	35
Graf č.4: Grafické vyhodnocení normálové síly nad pilířem – normalizovaný průběh zleva.....	35
Graf č.5: Grafické vyhodnocení normálové síly nad pilířem – normalizovaný průběh zprava.....	42
Graf č. 6: Grafické vyhodnocení posouvající síly $V_z$ nad opěrou – normalizovaný průběh max. hodnot.....	42
Graf č. 7: Grafické vyhodnocení posouvající síly $V_z$ v $1/2L$ – normalizovaný průběh max. hodnot.....	40
Graf č. 8: Grafické vyhodnocení posouvající síly $V_z$ nad pilířem – normalizovaný průběh max. hodnot zprava.....	43
Graf č. 10: Grafické vyhodnocení momentu $M_y$ nad opěrou – normalizovaný průběh.....	48
Graf č. 11: Grafické vyhodnocení momentu $M_y$ v $1/2L$ – normalizovaný průběh.....	49
Graf č. 12: Grafické vyhodnocení momentu $M_y$ nad pilířem – normalizovaný průběh zleva.....	59
Graf č. 13: Grafické vyhodnocení momentu $M_y$ nad pilířem – normalizovaný průběh zprava.....	50