

NÁVRH A OVĚŘENÍ VÝZTUŽE ŽB RÁMOVÉHO PODCHODU POD ŽELEZNIČNÍ TRATÍ

1. ZADÁNÍ

Proved'te návrh a ověření monolitického železobetonového podchodu pod jednokolejnou železniční tratí ze zadaných materiálů. Nosná konstrukce je tvořena rámem světlé výšky H a světlé délky L (viz zadání). Šířku nosné konstrukce uvažujte 9.0 m, osa trati je v příčném řezu umístěna v ose nosné konstrukce. Tloušťka šterkového lože je cca 500 mm. Při návrhu uvažujte zatížení vlastní tíhou nosné konstrukce a železničního spodku, proměnné zatížení dopravou modelem LM71 (součinitel klasifikovaných zatížení α viz zadání) a zatížení zemním tlakem.

Na konstrukci stanovte účinky zatížení, navrhnete a ověřte výztuž nosné konstrukce (ohybovou i smykovou), vypracujte výkres tvaru nosné konstrukce, výkres rozdělení materiálu pro ohybové momenty a posouvající síly (vč. výpočtu kotevních délek) a výkres výztuže nosné konstrukce (pouze v podélném řezu).

$H = 2,0 \text{ m}$ $L = 5,0 \text{ m}$ $\alpha = 1,33$ Beton C30/37 Výztuž B500B

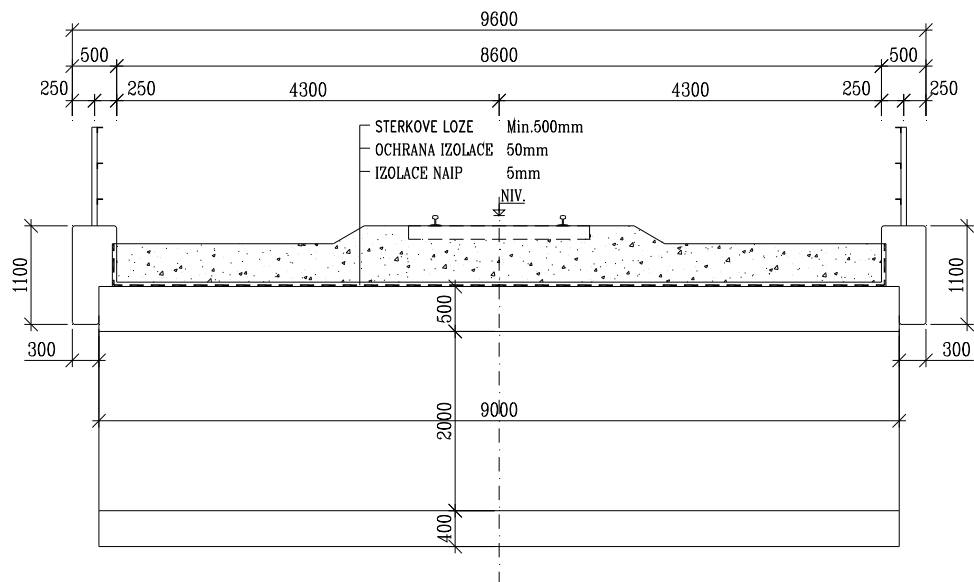
2. USPOŘÁDÁNÍ (GEOMETRIE) KONSTRUKCE

Rozměry jednotlivých prvků nosné konstrukce jsou odhadnuty podle zkušenosti. Výška jednotlivých prvků nosné konstrukce v podélném řezu je pro deskové konstrukce železničních mostů odhadem rovna cca $(1/12 \div 1/10)$ „rozpětí“ příslušného prvku.

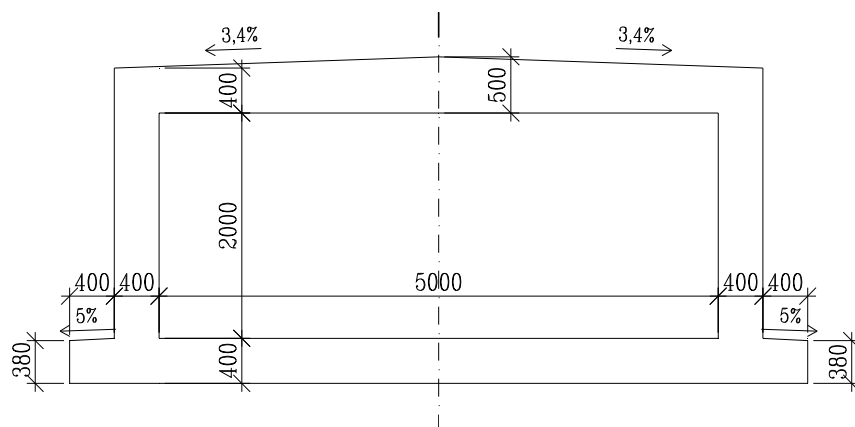
Horní a spodní deska :	$h = \frac{1}{12} \div \frac{1}{10} L_{\max} = 417 \div 500 \text{ mm}$
Stěny rámu :	$h = \frac{1}{12} \div \frac{1}{10} L_{\max} = 166 \div 200 \text{ mm}$

Protože minimální tloušťka konstrukčního prvku je, s ohledem na umístění výztuže, cca 300 mm, a protože z hlediska chování konstrukce je vhodné zachovat v rámových rozích tuhosti jednotlivých prvků stejné, jsou základní tloušťky jednotlivých prvků nosné konstrukce sjednoceny na 400 mm.

Na horních površích nosné konstrukce jsou navíc navrženy v podélném směru spády, které zajišťují odvedení prosáklé vody z nosné konstrukce. V horní desce je z hlediska uspořádání konstrukce navržen střešovitý spád 3,4 % (viz Obr.1b).



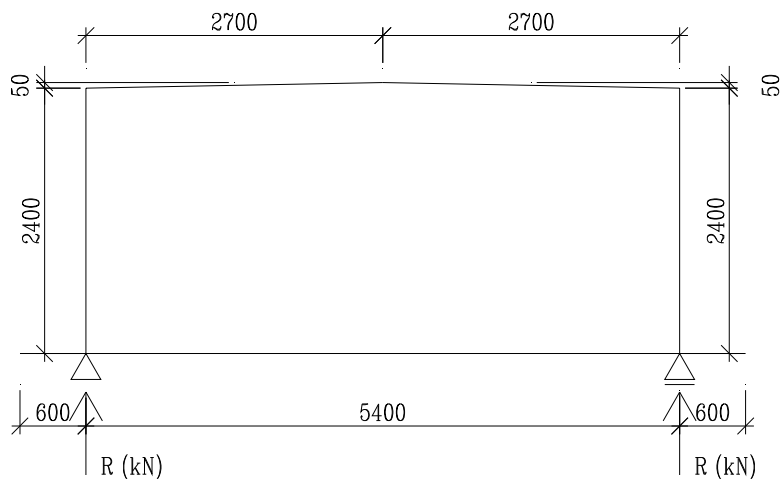
Obr.1a – Příčný řez nosnou konstrukcí v polovině rozpětí



Obr.1b – Podélný řez v ose nosné konstrukce

3. MODEL PRO STANOVENÍ ÚČINKŮ ZATÍŽENÍ

Výpočetní (numerický) model konstrukce musí vystihnout skutečné chování konstrukce. Protože je osa převáděné trati v ose nosné konstrukce, postačí pro výpočet účinků zatížení (z hlediska vystižení chování jednotlivých nosných prvků) prutový model rámového výseku zahrnující 1m šířky nosné konstrukce (viz Obr.2).

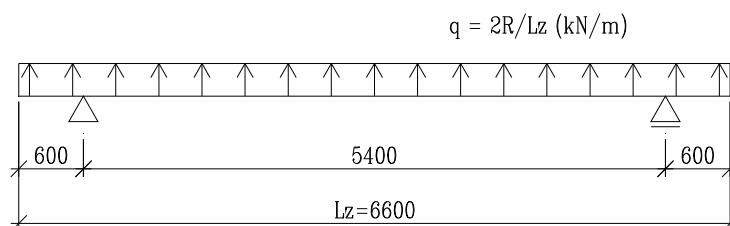


Obr.2 – Statické schéma pro výpočet vnitřních sil

Podepření modelu musí (stejně jako jeho celkové chování) odpovídat skutečnému působení konstrukce. Z hlediska výpočtu je zvolena zjednodušená metoda náhradního

zatížení. Konstrukce je nejprve podepřena staticky určité tak, aby nebylo bráněno pootočení podepřených průřezů (v tomto případě je zvolené podepření NK naznačeno na Obr.2). Aby bylo zachováno skutečné chování konstrukce (plošné založení na pružném podloží) zavede se do výpočtu náhradní zatížení působící na základ konstrukce s velikostí výslednice odpovídající velikosti výslednice všech působících zatížení. Tím dojde k „vynulování“ reakcí v místech podepření a k získání realistického průběhu vnitřních sil na nosné konstrukci.

Prakticky je rozdělení náhradního zatížení na základové desce konstrukce pro tento příklad zvoleno rovnoměrné (rozměry konstrukce jsou relativně malé a tuhost podloží se předpokládá relativně malá). Velikost náhradního zatížení odpovídá příslušnému zatěžovacímu stavu a jeho výslednice je v těžišti (středu) základové spáry (což ovšem vyžaduje i symetrii působících zatížení – viz kapitola zatížení). Směr náhradního zatížení je opačný než směr zatížení konstrukce a jeho velikost je rovna podílu reakce od působících zatížení R_{celk} a šířce základu b_z – viz Obr.3.



Obr.3 – Stanovení náhradního spojitého zatížení

Aby bylo zahrnuto i deskové chování konstrukce v příčném směru, které má za následek „rozlití“ namáhání do větší šířky desky, než by odpovídalo šířce zatížení, použije se pro stanovení účinků zatížení v tomto příkladu zjednodušený koncept vzdorující šířky podle ČSN 73 6206 (již neplatná). Výsledky výpočtu touto metodikou se ve vnitřní oblasti desky (odpovídá umístění osy trati v ose NK a zvolené šířce NK rovné 9 m) liší od přesného řešení o cca 2÷5 %. Pro zatížení rovnoměrná na celé ploše desky se předpokládá, že působí rovnoměrně (a stejnou hodnotou) i na prutovém modelu.

Stanovení vzdorující šířky b pro proměnné zatížení dopravou je provedeno v kapitole Zatížení.

4. ZATÍŽENÍ KONSTRUKCE

Zatížení konstrukce je stanoveno s ohledem na ČSN EN 1990/A2 (Zásady zatížení konstrukcí), ČSN EN 1991-1-1 (Objemové tíhy,...) a ČSN EN 1991-2 (Zatížení mostů dopravou). Uvedeny jsou charakteristické hodnoty zatížení, kombinace pro stanovení návrhových hodnot jsou uvedeny v kap.4.

ZATÍŽENÍ STÁLÉ

Zatížení stálé je představováno jednak zatížením vlastní tíhou konstrukce a jednak zatížením ostatním stálým, tedy celkovou tíhou nenosných částí konstrukce a mostního svršku.

Zatížení ostatní stálé :

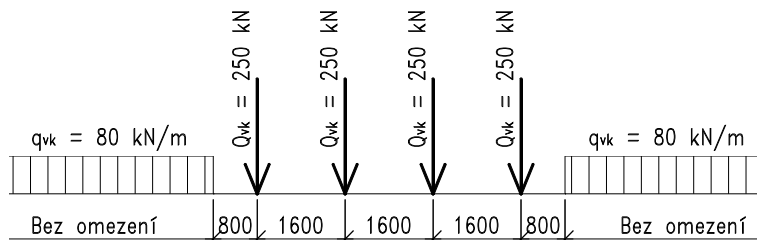
Štěrkové lože	$0,68 \cdot 20 \cdot 1,3 = 17,68 \text{ kN/m}^2$
Ochrana izolace	$0,05 \cdot 23 = 1,15 \text{ kN/m}^2$
Kolejový rošt (odhad)	$5,0 \text{ kN/m}^2$
Celkem	$23,83 \text{ kN/m}^2$

Podle ČSN EN 1991-1-1 se má při výpočtu zatížení štěrkovým ložem uvažovat ještě proměnnost tloušťky lože $\pm 30\%$, která může být způsobena úpravami směrového a výškového vedení koleje v průběhu životnosti konstrukce, příp. nedokonalým udržováním trati.

ZATÍŽENÍ KOLEJOVOU DOPRAVOU (PROMĚNNÉ)

Zatížení kolejovou dopravou je definováno ČSN EN 1991-2. Základním seskupením zatížení je model zatížení 71, který se použije pro návrh a posouzení navrhované konstrukce. V uvedeném předpisu jsou definována i další seskupení zatížení (SW/0, SW/2, ...), která nebudou v tomto příkladu uvažována.

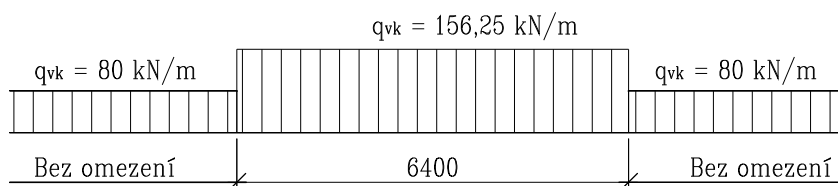
Model zatížení 71 – Svislé účinky zatížení



Obr.4 – Model zatížení LM71 – základní charakteristické hodnoty zatížení

Roznos svislého zatížení – podélný směr

Dle ČSN EN se může osamělá síla v modelu zatížení LM71 roznášet do tří za sebou jdoucích podporových bodů kolejnice (pražců), a to tak, že krajní pražce přenášejí vždy $\frac{1}{4}$ svislé síly a střední pražec potom $\frac{1}{2}$ svislé síly. Jelikož se běžná vzdálenost pražců pohybuje mezi 600 až 900 mm, můžeme osamělé síly nahradit rovnoměrným spojitým zatížením s hodnotou odpovídající velikosti nápravové síly dělené vzdáleností mezi těmito silami (viz Obr.5). Pro získání klasifikovaných hodnot charakteristického zatížení je třeba vynásobit základní hodnoty zatížení klasifikačním součinitelem zatížení α – viz níže.

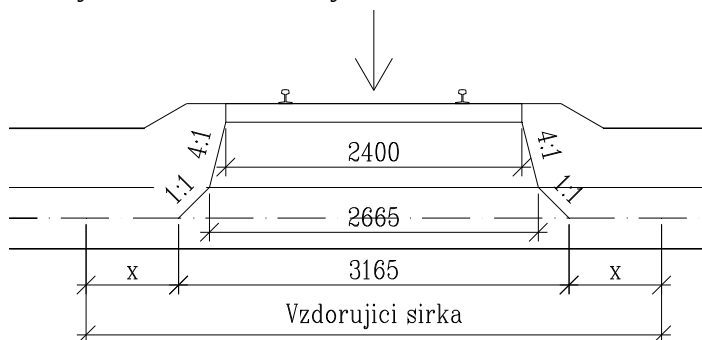


Obr.5 – Upravený model zatížení 71 – základní charakteristické hodnoty zatížení

Vzdorující šířky desky – roznášení zatížení v příčném směru

Pro zjednodušení stanovení účinků zatížení, resp. za účelem použití prutového modelu konstrukce, se proměnné zatížení uvažuje rovnoměrně působící na vzdorující šířce desky (viz kapitola Model ...).

Vzdorující šířka se stanoví zvlášť pro působení posouvající síly a zvlášť pro působení ohybových momentů. Stanovení vzdorující šířky je naznačeno na Obr.6. Nejprve se stanoví roznesená šířka zatížení (do střednice desky) a následně se k této šířce přidá část desky x v závislosti na vyhodnocované vnitřní síle.



Obr.6 – Stanovení vzdorující šířky

Při výpočtu účinku posouvajících sil na deskové konstrukci se uvažuje

vzdorující šířka podle vztahu :

$$b = b_1 + \frac{2}{3} x_{zat},$$

kde b_1 – roznesená šířka zatížení,

x_{zat} – vzdálenost břemene (resp. jeho výslednice) od podpory v níž se stanovuje účinek posouvající síly.

Při výpočtu účinků ohybových momentů se uvažuje vzdorující šířka podle vztahu :

$$b = b_1 + \frac{1}{3} l,$$

kde b_1 – roznesená šířka zatížení,

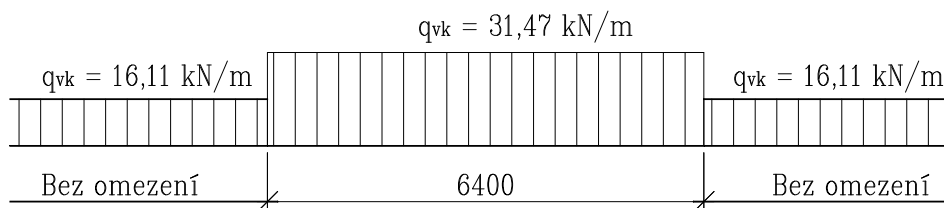
l – rozpětí desky.

Vyčíslením uvedených vztahů se získají tyto hodnoty vzdorujících šířek :

$$\text{Posouvající síly : } b_Q = 3,165 + \frac{2}{3} 2,7 = 4,965 \text{ m}$$

$$\text{Ohybové momenty : } b_M = 3,165 + \frac{1}{3} 5,4 = 4,965 \text{ m}$$

Pro výpočet vnitřních sil se potom proměnné zatížení dopravou vztáhne na uvažovanou šířku prutového modelu, v tomto případě 1,0 m – viz Obr.7.



Obr.7 – Model zatížení 71 – charakteristické hodnoty zatížení na prutovém modelu při zahrnutí vzdorující šířky

Zatížení konstrukce je dále třeba zvětšit klasifikačním součinitelem zatížení α , zohledňujícím návrhové zatížení příslušné trati (v tomto příkladu $\alpha = 1,33$), kterým se násobí všechny účinky zatížení modelem 71 na nosné konstrukci. Dále je třeba v zatížení zohlednit dynamické účinky, a to dynamickým součinitelem Φ . V tomto případě se dynamický součinitel uvažuje hodnotou pro standardně udržovanou kolej :

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,73$$

$$\text{Přičemž musí platit : } 1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00$$

kde L_Φ je náhradní délka konstrukce, která se pro uzavřené rámy počítá jako pro spojitý nosník o třech polích. Rozpětí jednotlivých polí se uvažuje jako rozpětí svislých a vodorovných prvků rámu (stojek a horní příče). Náhradní délka L_Φ se stanoví ze vztahu :

$$L_\Phi = 1,3L_m,$$

$$\text{kde } L_m = 1/3(L_1 + L_2 + L_3)$$

$$L_\Phi = \underline{4,42 \text{ m}}$$

Potom hodnota dynamického součinitele :

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{4,42} - 0,2} + 0,73 = \underline{\underline{1,865}}$$

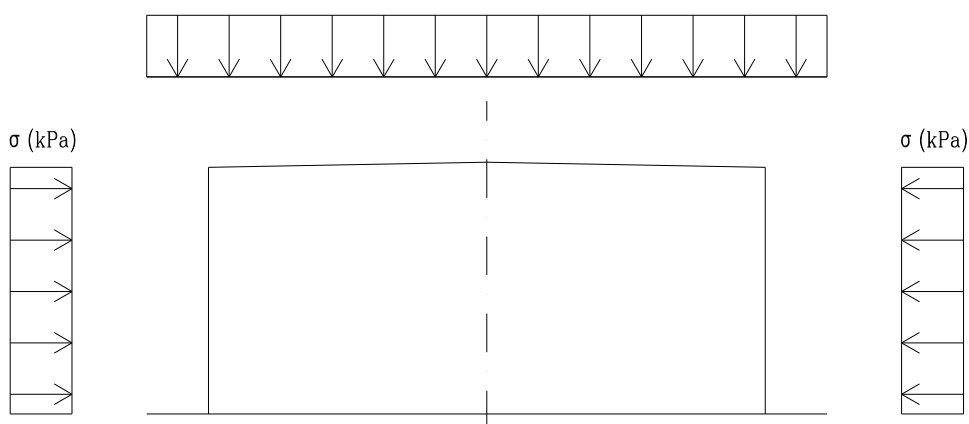
Proměnné zatížení za opěrami – zvětšení zemního tlaku

V poloze zatěžovací soustavy „za opěrou“ je zemní těleso vystaveno přírůstku napětí plynoucího ze svislého přitížení. Stejně jako v případě zemního tlaku (viz níže) jsou potom stěny (stojky) rámu namáhány vodorovným přitížením plynoucím z mechanických vlastností zásypu. Pro mostní konstrukce se běžně užívá náhrady přesného průběhu zatížení pomocí ekvivalentního zatížení zemním tlakem. Hodnoty vodorovných zatížení od dopravy se stanoví ze svislého přitížení zemního prostředí dopravou násobeného součinitelem zemního tlaku (viz níže).

Pro vodorovné přitížení stojek nosné konstrukce dopravou se použije hodnota zatížení získaného na vzdorující šířku, která se v tomto případě násobí pouze součinitelem α , dynamické účinky zatížení se neuvažují. Potom vodorovné zatížení stojek rámu od zatížení dopravou v poloze „za opěrami“ je :

$$\Delta f_{x,dopr} = K_0 \cdot \Delta f_{z,dopr}$$
$$\Delta f_{x,dopr} = 0,542 \cdot 31,47 \cdot 1,33 = 22,7 \text{ kPa}$$

$f_z \text{ (kN/m}^2\text{)}$



Obr.8 – Průběh napětí od přitížení dopravou

Průběh vodorovného zatížení od zatížení dopravou je uveden na Obr.8. Ve shodě s předpoklady použití výpočetního modelu se toto zatížení uvažuje vždy jako symetrické. Platí ovšem, že zatížení dopravou se může realizovat jen na konstrukci (pakliže zatížení stojek působí ve vyhodnocovaném průřezu odlehčujícími účinky – např. střed rozpětí horní příčle), a proto je třeba v zatěžovacích stavech uvážit i skutečnost, že se vodorovné přitížení stojek nevyskytne.

ZATÍŽENÍ ZEMNÍM TLAKEM (PROMĚNNÉ)

Protože konstrukce je sama o sobě tuhá a při provozu se nepředpokládají jakékoliv její posuny, uvažují se pro zatížení zemním tlakem hodnoty zemního tlaku v klidu. Hodnoty zatížení zemním tlakem se pro malé hloubky pod terénem zjednodušeně stanoví ze svislých hodnot napětí v zemině jako :

$$f_{zT} = K_0 \cdot \gamma_z \cdot z ,$$

kde K_0 – součinitel zemního tlaku v klidu stanovený pro nesoudržné zeminy (ty se předpokládají v prostoru přechodové oblasti za objektem) ze vztahu :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi$$

γ_z – měrná objemová hmotnost zeminy,

z – hloubka pod povrchem.

Pro vybudování přechodových oblastí (oblasti zemního tělesa v těsné blízkosti mostu) se předpokládá použití kvalitních materiálů, tj. nenamrzavých zemín s vhodnou křivkou zrnitosti. Ve výpočtu se proto jako materiál zásypu uváží štěrkopísková zemina s následujícími vlastnostmi :

$$\gamma_z = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi_{ef} = 30^\circ$$

$$c_{ef} = 0 \text{ kPa}$$

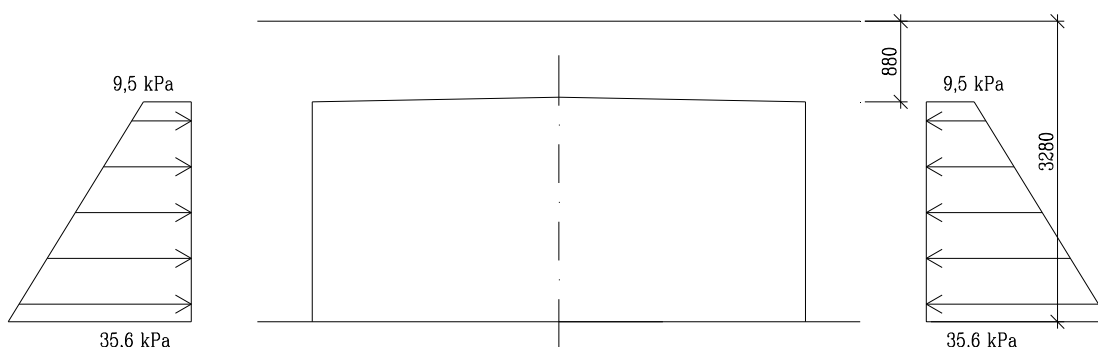
Pro stanovení návrhových hodnot zemního tlaku se použije návrhová hodnota úhlu vnitřního tření („materiálový“ součinitel $\gamma_{M\varphi} = 1,1$) :

$$\varphi_d = 30/1,1 = 27,27^\circ$$

Součinitel zemního tlaku v klidu je potom :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi_d = 1 - \sin 27,27^\circ = 0,542$$

Průběh vodorovného zatížení od zemního tlaku je uveden na Obr.9. Ve shodě s předpoklady použití výpočetního modelu se zatížení uvažuje vždy jako symetrické. Platí ovšem, že zemní tlak může pominout, a proto je třeba v zatěžovacích stavech uvážit i skutečnost, že zemní tlak se nevyskytne.



Obr.9 – Průběh napětí od zemního tlaku

OSTATNÍ PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ – NEUVAŽOVANÁ

Brzdné a rozjezdové síly

Jelikož se jedná o krátký most s bezstylovou kolejí, předpokládá se, že se brzdné a rozjezdové síly přenesou kolejovým roštěm mimo objekt mostu.

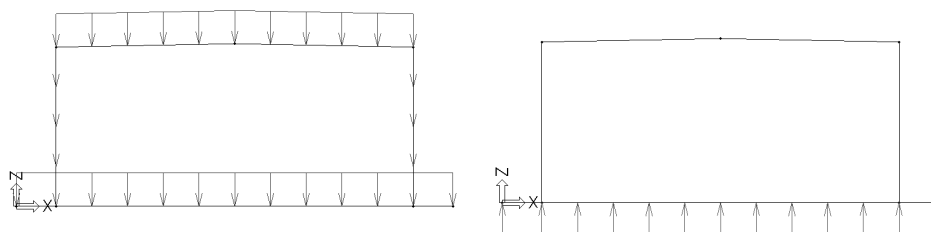
Zatížení teplotou

S ohledem na velikost účinků proměnného zatížení dopravou, rozměry a konstrukční uspořádání nosné konstrukce a v neposlední řadě i s ohledem na zmenšení rozsahu výpočtů není zatížení teplotou v příkladu uvažováno.

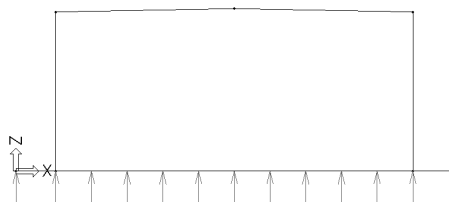
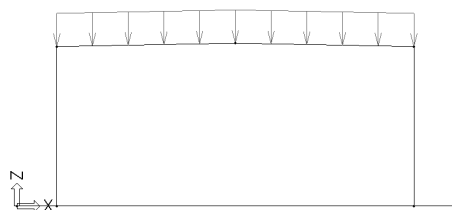
ZATĚŽOVACÍ STAVY

Pro stanovení vnitřních sil se sestaví výpočetní model (prutový) a sestaví se zatěžovací stavy odpovídající jednotlivým zatížením konstrukce.

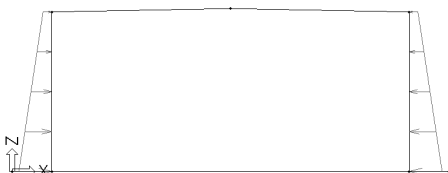
ZS1 – vlastní tíha nosné konstrukce



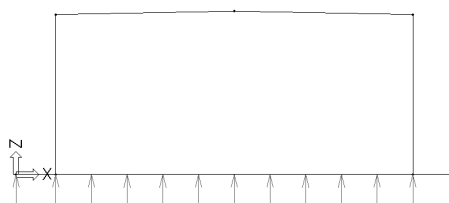
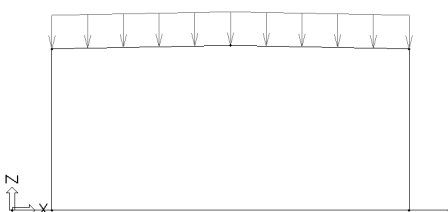
ZS2 – ostatní stálé zatížení pole



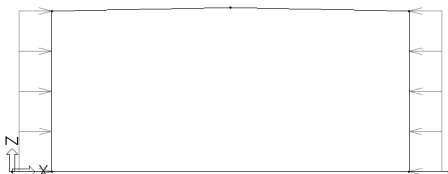
ZS3 – zemní tlak



ZS4 – zatížení kolejovou dopravou



ZS5 – zvětšení zemního tlaku od dopravy



KOMBINACE ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ

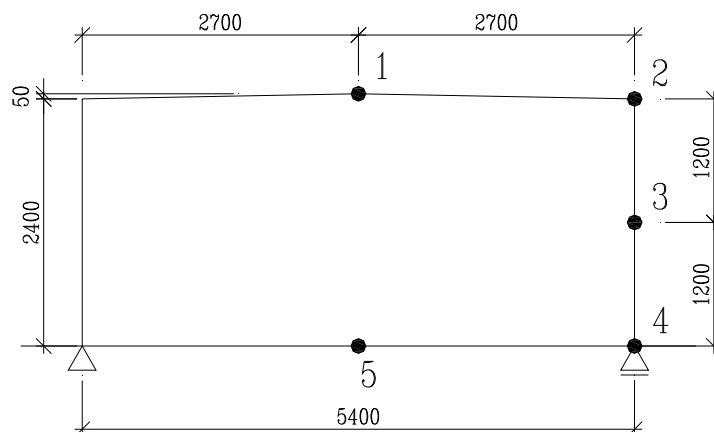
C1 – ZS1 + ZS2 + ZS3

C2 – ZS1 + ZS2 + ZS3 + ZS4 + ZS5

5. VNITŘNÍ SÍLY A NÁVRHOVÉ HODNOTY ZATÍŽENÍ

Pro jednotlivé zatěžovací stavy jsou vnitřní síly uspořádány do tabulky podle rozhodujících průřezů. Vyhodnoceny jsou průřezy s maximálním/minimálním ohybovým momentem na rámu a průřez s maximální posouvající silou na příčli. Jednotlivé průřezy jsou vyznačeny na Obr.8.

Následně jsou stanoveny návrhové hodnoty zatížení v jednotlivých průřezích, a to z vypočtených hodnot podle příslušných kombinačních pravidel (ČSN EN 1990).



Obr.8 – Schéma označení a umístění rozhodujících průřezů konstrukce

	Horní příčle			Stojka	Dolní příčle	
	1	2			4	5
Stav	M [kNm]	M [kNm]	V [kN]	M [kNm]	M [kNm]	M [kNm]
Vlastní tíha NK	20,75	-20,10	-24,07	0,51	49,98	-44,71
Ostatní stálé	48,22	-37,78	-51,15	16,81	37,52	-33,58
Zemní tlak	-4,85	-3,75	0,00	-12,65	3,40	3,40
LM71	157,96	-123,75	-167,55	55,07	122,91	-109,93
Zvětšení zem. tlaku	-5,20	-3,83	0,00	-12,76	3,31	3,31

Tabulka vnitřních sil od jednotlivých zatěžovacích stavů ve vybraných průřezích **včetně** dynamického součinitele a součinitele α

Pro návrh a ověření konstrukce z hlediska mezních stavů únosnosti se použije návrhová hodnota zatížení, která je vyjádřena maximem z následujících výrazů :

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

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

Přitom γ_G je součinitel zatížení stálého, uvažovaný hodnotou 1,35 pro zatížení nepříznivé a 1,00 pro zatížení příznivé,

γ_Q je součinitel zatížení nahodilého uvažovaného podle druhu a působení zatížení. Pro zatížení příznivé se uvažuje hodnotou 0, pro zatížení nepříznivé hodnotou 1,45

ψ_0 je součinitel kombinace nahodilého zatížení uvažovaného, který se pro LM71 uvažuje 0,8

ξ je redukční součinitel zatížení stálého uvažovaný hodnotou 0,85.

Výčíslením uvedených výrazů se získají následující návrhové hodnoty zatížení :

	Horní příčle			Stojka	Dolní příčle	
	1	2			4	5
Stav	M [kNm]	M [kNm]	V [kN]	M [kNm]	M [kNm]	M [kNm]
6.10a	267,3	-231,3	-295,9	64,4	269,3	-227,2
6.10b	298,9	-255,9	-329,3	76,2	287,5	-243,0

6. NÁVRH A OVĚŘENÍ PRŮŘEZŮ - MSÚ

NÁVRHOVÉ VLASTNOSTI MATERIÁLŮ

Návrhová pevnost betonu se stanoví z výrazu :

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{30,0}{1,5} = \underline{\underline{17,0 \text{ MPa}}}$$

kde α_{cc} je součinitel zohledňující dlouhodobé účinky zatížení a způsobu zatížení na pevnost betonu v tlaku, pro mostní konstrukce se uvažuje $\alpha_{cc} = 0,85$.

γ_c je dílčí součinitel bezpečnosti pro beton uvažovaný v závislosti na druhu zatížení.

Návrhová mez kluzu betonářské výztuže se stanoví z výrazu :

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500,0}{1,15} = \underline{\underline{434,8 \text{ MPa}}}$$

NÁVRH A OVĚŘENÍ KONSTRUKCE NA OHYB

Návrh a ověření rámové konstrukce na ohyb sestává z ověření únosnosti kritických průřezů. Moment únosnosti průřezů se stanoví plasticky na základě geometrie příslušného průřezu a navržené výztuže.

Smykovou výztuž průřezu odhadneme průměru 8 mm.

Pro návrh a ověření výztuže se předpokládá rovnoměrné rozdělení napětí po 0,8-násobku výšky tlačené oblasti x . Výška tlačené oblasti x se stanoví ze silové podmínky rovnováhy :

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff}}$$

Rameno vnitřních sil z se stanoví z výrazu :

$$z = d - 0,4x$$

Ověří se výška tlačené oblasti :

$$\xi = \frac{x}{d} < 0,45$$

Moment únosnosti se stanoví z výrazu :

$$M_{Rd} = z \cdot f_{yd} \cdot A_s$$

Návrh a ověření průřezů je provedeno v MS Excel :

VÝPOČET MOMENTU ÚNOSNOSTI DLE MEZNÍCH STAVŮ

Průřez	1	A_s	2036	mm ²
Profilů	8	f_{yd}	434,8	MPa
Průměr výztuže	18,0	f_{cd}	17,0	MPa
f_{yk}	500,0	d	433	mm
f_{ck}	30,0			
Šířka b	1000	x	65,1	mm
Výška h	500	z	407,0	mm
Vzdálenost d_1	67	ξ	0,150	OK

$$M_{Rd} = \underline{\underline{360,2 \text{ kNm}}}$$

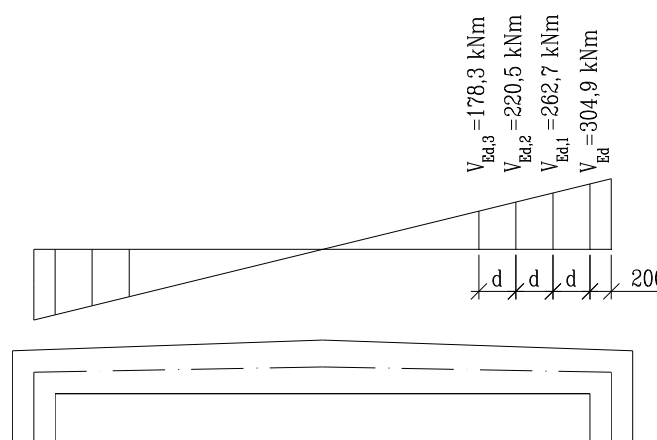
$$> M_{Ed} = 298,9 \text{ kNm} \quad \underline{\underline{\text{Vyhovuje}}}$$

POSOUZENÍ PRŮŘEZŮ

Průřez	b	h	výztuž	M_{Ed}	M_{Rd}	Posouzení
	[mm]	[mm]		[kNm]	[kNm]	
1	1000	500	8Ø18	298,9	360,2	Vyhovuje
2	1000	400	8Ø20	255,9	327,7	Vyhovuje
3	1000	400	8Ø12	76,2	127,6	Vyhovuje
4	1000	400	8Ø20	287,5	327,7	Vyhovuje
5	1000	400	8Ø20	243,0	327,7	Vyhovuje

NÁVRH A OVĚŘENÍ KONSTRUKCE NA SMYK

Návrh a ověření konstrukce na smyk provedeme v kritických průřezech na horní příčli nosné konstrukce.



Obr.9 – Průběh posouvajících sil na konstrukci

Nejprve je nutné ověřit správný návrh rozměrů konstrukce podle vzorce

$$V_{Ed,max} \leq V_{Rd,max}$$

$V_{Ed,max}$ je posouvající síla ve vetknutí

$V_{Rd,max}$ je maximální posouvající síla, kterou je schopen betonový průřez přenést uvažujeme-li maximální sklon smykové trhliny $\cot\theta = 2,5$. Sklon smykové trhliny $\cot\theta$ se musí pohybovat v rozmezí $\langle 1; 2,5 \rangle$. S rostoucí hodnotou $\cot\theta$ se zvyšuje únosnost smykové výztuže průřezu, ale naproti tomu se snižuje únosnost tlakových diagonál, která může rozhodnout o únosnosti průřezu. Velikost maximální posouvající síly spočítáme podle vzorce uvedeného níže, kde konstanta 0,345 nahrazuje zlomek $\cot\theta/(1+\cot\theta^2)$, který zohledňuje sklon smykové trhliny.

$$V_{Rd,max} = 0,345 \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z$$

$$V_{Rd,max} = 0,345 \cdot 0,528 \cdot 17 \cdot 1,0 \cdot 0,9 \cdot 0,346 = 964,3 \text{ kN}$$

$$\nu = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250} \right) = 0,528$$

$$V_{Ed,max} = 304,9 \leq V_{Rd,max} = 964,3 \text{ kN}$$

V případě, že tento vzorec nevyhoví je nutné zvětšit průřez horní příčle. Vyhoví-li, můžeme spočítat únosnost průřezu ve smyku bez smykové výztuže. Únosnost průřezu porovnáváme s velikostí posouvající síly ve vzdálenosti d od podpory, jelikož uvažujeme úhel vzniklé trhliny maximálně 45° .

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{346}} = 1,760 < 2,0$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{2036}{1000 \cdot 346} = 0,005884$$

$$v_{\min} = 0,0035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck} = 0,0035 \cdot 1,760^{3/2} \cdot 30 = 245,2 \text{ kPa}$$

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 1,76 \cdot (100 \cdot 0,005884 \cdot 30)^{1/3}] \cdot 1,0 \cdot 0,346 = 190,3 \text{ kN}$$

$$\geq 245,2 \cdot 1,0 \cdot 0,346 = 84,8 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 190,3 < V_{Ed,1} = 262,7 \text{ kN}$$

⇒ nutno navrhnout smykovou výztuž

NÁVRH SMYKOVÉ VÝZTUŽE

Dle ČSN EN 1992-1-1 pokud je u desek $|V_{Ed}| \leq 1/3 V_{Rd,max}$ může být smyková výztuž tvořena buď zcela pruty s ohyby nebo sestavami smykové výztuže.

$$V_{Ed,0} = 304,9 < 1/3 V_{Rd,max} = 321,4 \text{ kN}$$

⇒ podmínka je splněna, bylo by možné navrhnout smykovou výztuž pouze z ohybů

⇒ v našem případě pro ilustraci provedeme návrh smykové výztuže v podobě spon. Spony navrhujeme ø8 mm tak, aby vzdálenosti os spon splňovali maximální dovolené vzdálenosti v obou směrech konstrukce. Spočítáme únosnost spon a v případě, že nepřenesou celou posouvající sílu, navrhujeme pro přenesení zbytku posouvající síly ohyby.

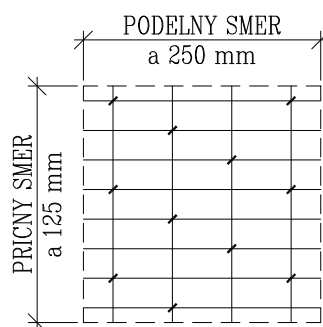
NÁVRH SPON

Maximální vzdálenost příčné výztuže v podélném směru pro desky

$$s_{\max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) = 0,75 \cdot 0,346 \cdot (1 + \cot 90^\circ) = 259,5 \text{ mm}$$

Maximální vzdálenost příčné výztuže v příčném směru pro desky

$$s_{t,\max} = 1,5 \cdot d = 1,5 \cdot 346 = 519 \text{ mm}$$



Obr.9 – Schéma rozmístění spon v 1 m² příčle

Ověření stupně vyztužení

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w} \cdot \sin \alpha = \frac{50,3 \cdot 1000 / 375}{250 \cdot 1000} \cdot \sin 90^\circ = 0,000536$$

$$\rho_{w,max} = \frac{0,5 \cdot \nu \cdot f_{cd}}{(1 - \cos \alpha) \cdot f_{ywd}} = \frac{0,5 \cdot 0,528 \cdot 17}{(1 - \cos 90^\circ) \cdot \frac{500}{1,15}} = 0,01032 > 0,000536$$

Únosnost průřezu se započítáním smykové výztuže se stanoví jako menší hodnota z

$$V_{Rd,max} = \nu \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot \theta} = 0,528 \cdot 17 \cdot 1,0 \cdot 0,9 \cdot 0,346 \cdot \frac{2,5}{1 + 2,5^2} = 963,8 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} = \rho_w \cdot f_{ywd} \cdot b_w \cdot z \cdot \cot \theta = 0,000536 \cdot \frac{500}{1,15} \cdot 1,0 \cdot 0,9 \cdot 0,346 \cdot 2,5 = 181,4 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 181,4 < V_{Ed} = 262,7 \text{ kN}$$

⇒ nutno navrhnout ohyby, navržené třmínky nepřenesou celou posouvající sílu.

⇒ ohyby provedeme z výztuže navržené ve spodních vláknech v průřezu 1 tak, aby alespoň 50% spodní výztuže příčně bylo vedeno z podpory na podporu.

NÁVRH OHYBŮ

Ohyby budou v našem případě navrženy $\emptyset 18$. Maximální podélná vzdálenost ohybů je rovna účinné výšce d . Příčná vzdálenost je stejná jako pro třmínky a je rovna $1,5d$. Ohyby tedy provedeme $\emptyset 18$ s příčnou osovou vzdáleností 500 mm.

Únosnost ohybů se vypočte ze vztorce

$$V_{Rd,b} = n \cdot A_{sw,1} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,b} = 2 \cdot 0,0002545 \cdot 0,9 \cdot 0,346 \cdot \frac{500}{1,15} \cdot (2,5 + \cot 45^\circ) \cdot \sin 45^\circ = 170,5 \text{ kN}$$

Celková únosnost

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{Rd,b}$$

$$V_{Rd} = 181,4 + 170,5 = 351,9 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 351,9 > V_{Ed} = 262,7 \text{ kN}$$

Průřez vyhoví

POSOUZENÍ PRŮŘEZU VE VZDÁLENOSTI 2d OD PODPORY

$$V_{Ed} = 220,5 \text{ kN}$$

Únosnost průřezu bez smykové výztuže: $V_{Rd} = 190,3 \text{ kN} < V_{Ed} = 220,5 \text{ kN}$

Únosnost průřezu se sponami: $V_{Rd} = 181,4 \text{ kN} < V_{Ed} = 220,5 \text{ kN}$

⇒ nutno navrhnout ohyby

NÁVRH OHYBŮ

Nutná plocha výztuže na ohyby

$$V_{Rd,b,nutné} = 220,5 - 181,4 = 39,1 \text{ kN}$$

$$A_{sw} = \frac{V_{Rd,b,nutné}}{z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha}$$

$$A_{sw} = \frac{39,1 \cdot 10^{-3}}{0,9 \cdot 0,346 \cdot \frac{500}{1,15} \cdot (2,5 + \cot 45^\circ) \cdot \sin 45^\circ} = 0,0001167 \text{ m}^2$$

NÁVRH: 2 ø18 ($A_{sw} = 0,000509 \text{ m}^2$)

Na druhou řadu ohybů opět použijeme spodní výztuž příčně. Stále bude splněn požadavek, aby bylo alespoň 50% spodní výztuže bylo vedeno z podpory na podporu.

POSOUZENÍ PRŮŘEZU VE VZDÁLENOSTI 3d OD PODPORY

$$V_{Ed} = 178,3 \text{ kN}$$

Únosnost průřezu bez smykové výztuže: $V_{Rd} = 190,3 \text{ kN} > V_{Ed} = 178,3 \text{ kN}$

⇒ není nutné navrhovat smykovou výztuž