

133 BP Bakalářská práce

Statický výpočet

Konstrukční varianta 2

Vypracoval: Jan Cihlář

Cvičící: Ing. Martin Típka, Ph.D

Akademický rok: LS 2021/2022

Obsah

1	ÚVOD	3
2	MATERIÁLY	4
3	POUŽITÉ NORMY	4
4	POPIS VARIANT.....	5
5	ZATÍŽENÍ	7
	5.1Přehled zatížení	7
	5.2Zatížení od konstrukcí 2.NP	9
6	VYZTUŽENÍ	10
7	Posouzení MSÚ	12
	7.1Deska	12
	7.2Průvlaky	16
	7.2.1 Odezva.....	17
	7.2.2 Diagram kapacity.....	19
	7.2.3 Smyk.....	22
8	Posouzení MSP.....	28
	8.1Deformace	28
	8.2Omezení napětí.....	30
	8.2.1 Deska	30
	8.2.2 Průvlaky.....	32
	8.3Omezení trhlin	35
	8.3.1 Deska	36
	8.3.2 Trámy	37

1 ÚVOD

Statický výpočet se zabývá ověřením navržené geometrie a vyztužení nosných prvků vybrané části objektu školky, který je předmětem bakalářské práce.

Výpočet neobsahuje žádnou předběžnou část, ve které by byl popsán postup návrhu geometrie a výztuže. Výpočet pouze prokazuje, že navržená geometrie a výztuž jsou vyhovující podle současných norem.

Průřezy, tloušťky a vyztužení bylo nejprve navrženo empiricky. Návrh byl poté upravován, dokud nevyhověl požadavkům normy. Ve výpočtu je prezentován konečný návrh.

Výpočet se zabývá oběma variantami návrhu.

Součástí výpočtu je přehled vyztužení. V této části jsou vypsána schémata konečného vyztužení jednotlivých prvků.

2 MATERIÁLY

Materiálové řešení nosné konstrukce stavby

- Beton: C 25/30 XC2 (CZ) – Cl 0,2 – D_{max} 16 – S3
 - $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$
 - $f_{cd} = 16,66 \text{ MPa}$
 - $f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$
 - $E_{c,m} = 30,5 \text{ GPa}$

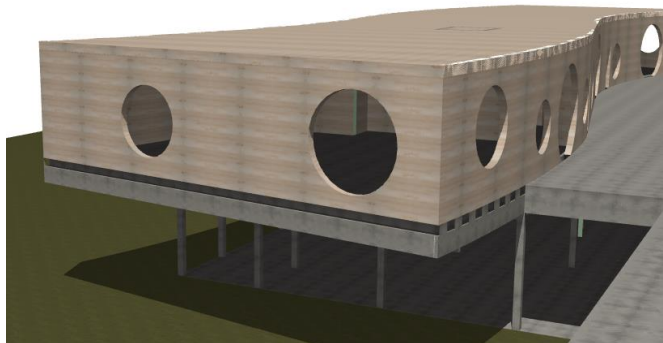
- Betonářská ocel: B 500 B
 - $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$
 - $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$
 - $E_s = 200 \text{ GPa}$

- Dřevo
 - Třídy C 24

3 POUŽITÉ NORMY

<i>Norma</i>		
<i>Označení</i>	<i>Název</i>	<i>Platí od</i>
ČSN EN 1990	Zásady navrhování	03/2004
ČSN EN 1991-1	Zatížení konstrukcí, Část 1-1:Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb	Duben 2004
ČSN EN 1992-1-1	Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby	Prosinec 2006
ČSN EN 206-2	Beton - Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda	Srpen 2021

4 POPIS VARIANT



Nosná konstrukce 1.NP je navržena jako železobetonový rámový skelet na plošných základech. Systém obsahuje rastr průvlaků podpíraných sloupy a železobetonové monolitické desky obousměrně pnuté mezi průvlaky.

2.NP je řešeno jako dřevostavba. Mezi obvodové stěny z dřevěných sloupků budou pnuty ploché příhradové dřevěné vazníky. Obvodové stěny budou ztuženy několika dřevěnými zavětrovacími příčkami.

Zkoumaná část objektu ve variantě 2 byla vymodelována v programu SCIA Engineer.

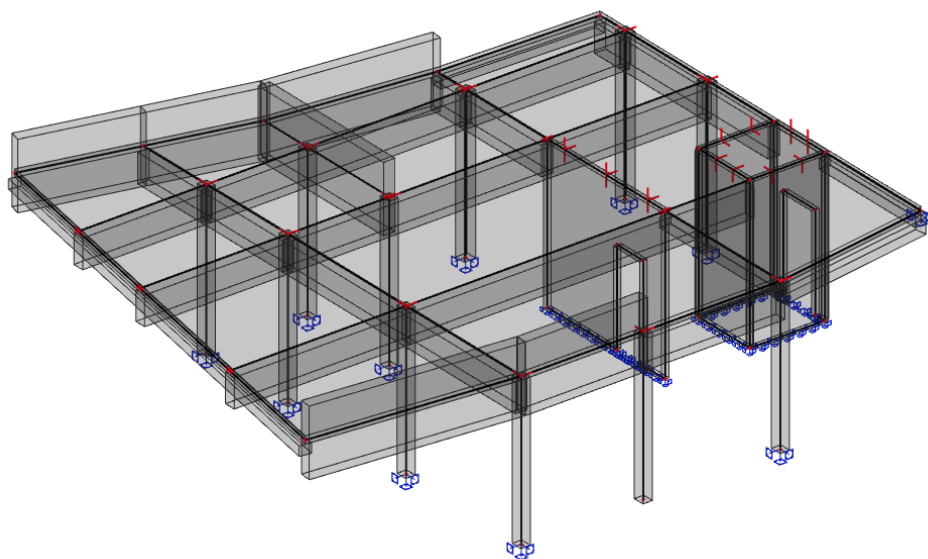
Konstrukce byla zatížena skladbou podlahy stropu nad 1.NP a užitným zatížením pro obytné plochy kat A. Dále byly příslušné okraje desky zatíženy zatížením od dřevěných stěn a střechy 2.NP.

Posudek je proveden pomocí výpočtů a výstupu z programu SCIA Engineer. Výstupy jsou komentovány a porovnávány s minimálními požadovanými hodnotami. V několika případech je použit ruční výpočet.

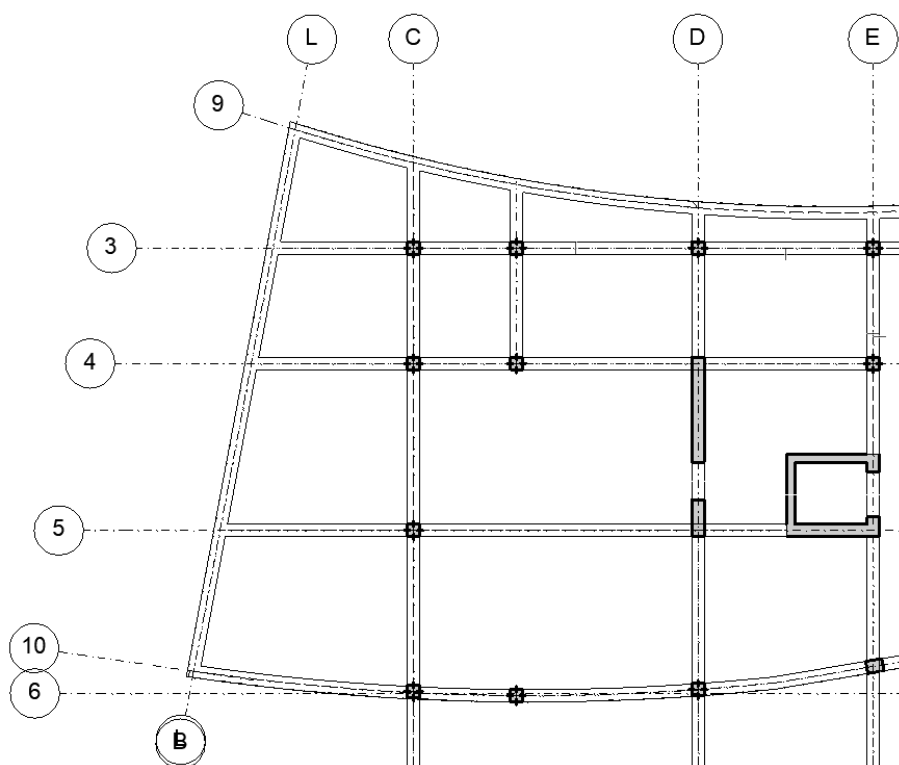
Byla vymodelována pouze zkoumaná část stropu nad 1.NP. Dřevěné konstrukce 2.NP vstupují do modelu pouze jako liniové zatížení na obvodu modelované části stropu.

Součástí stropu nad 1.NP je několik průvlaků, které z části vystupují nad horní hranu stropní desky. Přestože se části těchto průvlaků nacházejí fakticky ve 2.NP jsou brány jako nosné konstrukce stropu nad 1.NP.

3D schéma zkoumané části:



2D schéma zkoumané části:



Rozměry prvků:

Tloušťka desky: 200 mm

Šířka trámů: 300 mm

5 ZATÍŽENÍ

Ve výpočtu je počítáno se statickým stálým zatížením od vlastní váhy konstrukcí a užitným zatížením od sněhu, revizních prohlídek a pohybu osob. Vliv větru byl vzhledem k výšce objektu zanedbám

5.1 Přehled zatížení

Užitná zatížení:

- Obytné prostory
 - Kat C1 $q_k = 3 \text{ kN/m}^2$
- Střecha
 - Revize $q_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$
- Sníh
 - $s = 0,56 \text{ kN/m}^2$

Stálá zatížení:

Příčky: $1,2 \text{ kN/m}^2$

SKLADBA SI

PODLAHA OBYTNÝCH PROSTOR V INTERIÉRU

i	Materiál	Tloušťka	Objemová tíha	Plošná hmotnost CHAR	Součinitel g_G	Plošná hmotnost NÁVRHOVÁ
		[mm]	[kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	[-]	g_d [kN/m ²]
1	LAMINÁTOVÁ PODLAHA	7	7	0,05	1,35	0,07
2	TLUMÍCÍ PODLOŽKA MINERALON	3	0,8	0,00	1,35	0,00
3	SEPARAČNÍ FÓLI DEKSEPAR	0,2	0	0,00	1,35	0,00
4	BETONOVÁ MAZANINA + KARISÍŤ	50	20	1,00	1,35	1,35
5	INSTALČNÍ DESKA PODLAHOVÉ TOPENÍ	50	8	0,40	1,35	0,54
6	AKUSTICKÁ IZOLACE ISOVER T-P	40	0,8	0,03	1,35	0,04
		150,20	S=	1,48		2,00

SKLADBA D1**DŘEVĚNÁ STĚNA**

i	Materiál	Tloušťka	Objemová tíha	Plošná hmotnost CHAR	Součinitel g _G	Plošná hmotnost NÁVRH
		[mm]	[kN/m ³]	g _k [kN/m ²]	[-]	g _d [kN/m ²]
1	FASÁDNÍ PALUBKY	20	9	0,18	1,35	0,24
2	DŘEVĚNÝ ROŠT			0,05	1,35	0,07
3	DIFUZNĚ OTEVŘENÁ HI			0,05	1,35	0,07
4	TEPELNÁ IZOLACE	200	0,4	0,08	1,35	0,11
5	OSB DESKA	20	9	0,18	1,35	0,24
6	NOSNÉ HRANOLY			0,15	1,35	0,20
7	TEPELNÁ IZOLACE	150	0,4	0,06	1,35	0,08
8	CW PŘEDSTĚNA			0,10	1,35	0,14
9	SDK DESKA	15	16	0,24	1,35	0,32
10	INTERIÉR ŠTUKOVÁ OMÍTKA	10	16	0,16	1,35	0,22
		415	S=	1,25		1,69

SKLADBA D2**DŘEVĚNÝ STROP**

i	Materiál	Tloušťka	Objemová tíha	Plošná hmotnost CHAR	Součinitel g _G	Plošná hmotnost NÁVRH
		[mm]	[kN/m ³]	g _k [kN/m ²]	[-]	g _d [kN/m ²]
1	VEGETAČNÍ VRSTVA	0	0	0,00	1,35	0,00
2	SUBSTRÁTOVÁ VRSTVA	200	13	2,60	1,35	3,51
3	GEOTEXTÍLIE 300g/m ²	2	2	0,00	1,35	0,01
4	NOPOVÁ FÓLIE - DEKDREN GARDEN	20	9,5	0,19	1,35	0,26
3	GEOTEXTÍLIE 300g/m ²	2	2	0,00	1,35	0,01
6	AP - GLASTEK MINERAL 40	4	14	0,06	1,35	0,08
7	AP - GLASTEK 30 STICKER PUS G.B.	3	14	0,04	1,35	0,06
8	Spádované XPS 100 LEPIT min 300	500	0,4	0,20	1,35	0,27
9	2 x AP - GLASTEK 40 MINERAL	8	14	0,11	1,35	0,15
10	PENETRACE DEKPRIMER	2	14	0,03	1,35	0,04
11	OSB DESKA	20	9	0,18	1,35	0,24
12	PŘÍHRADOVÉ NOSNÍKY			0,60	1,35	0,81
13	TEPELNÁ IZOLACE	150	0,4	0,06	1,35	0,08
14	SKD podhled			0,10	1,35	0,14
15	SDK DESKA	15	16	0,24	1,35	0,32
16	INTERIÉR ŠTUKOVÁ OMÍTKA	10	16	0,16	1,35	0,22
		936	S=	4,58		6,18

5.2 Zatížení od konstrukcí 2.NP

Stropní deska zkoumané části je plošně zatížena zatížením od skladby S1 = 1,5 kN/m², užitným zatížením Kat C = 3 kN/m². Obvodové trámy jsou dále zatíženy dřevěnými nosnými stěnami 2.NP.

Výpočet zatížení od dřevěné nástavby:

Polovina rozpětí střechy $b = 7$ metrů

Výška stěny $h = 4$ metry

Zatížení od skladby dřevěné stěny D1: $d_1 = 1,25$ kN/m²

Zatížení od skladby zelené střechy s dřevěnými vazníky D2: $d_2 = 4,6$ kN/m²

Zatížení od dřevěné stěny:

$$f_{d,1,k} = h \cdot d_1 = 4 \cdot 1,25 = 5 \text{ kN/m}$$

Zatížení od dřevěného stropu:

$$f_{d,2,k} = b \cdot d_2 = 7 \cdot 4,6 = 32,2 \text{ kN/m}$$

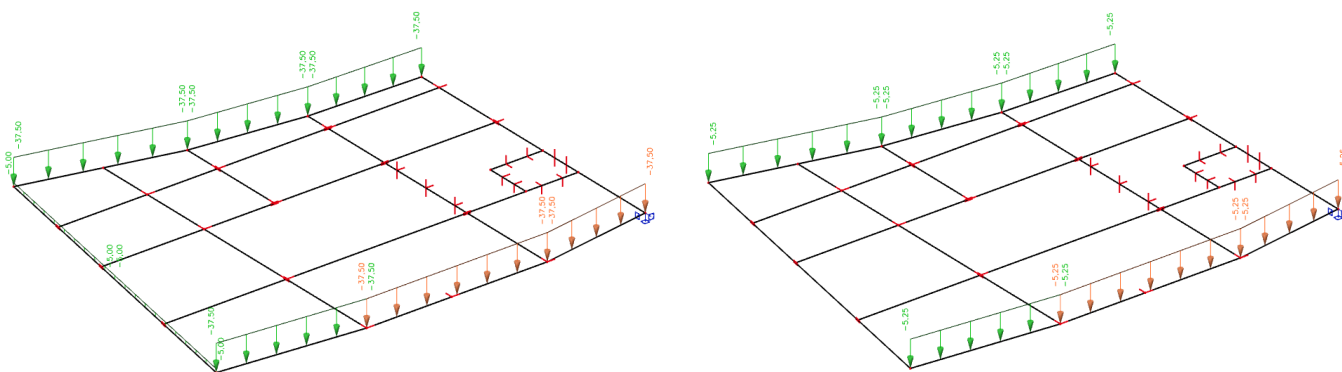
$$f_{snih} = b \cdot snih = 7 \cdot 0,56 = 3,92 \text{ kN/m}$$

$$f_{d,2,k} = b \cdot revize = 7 \cdot 0,75 = 5,25 \text{ kN/m}$$

Zatížení od dřevěné nástavby:

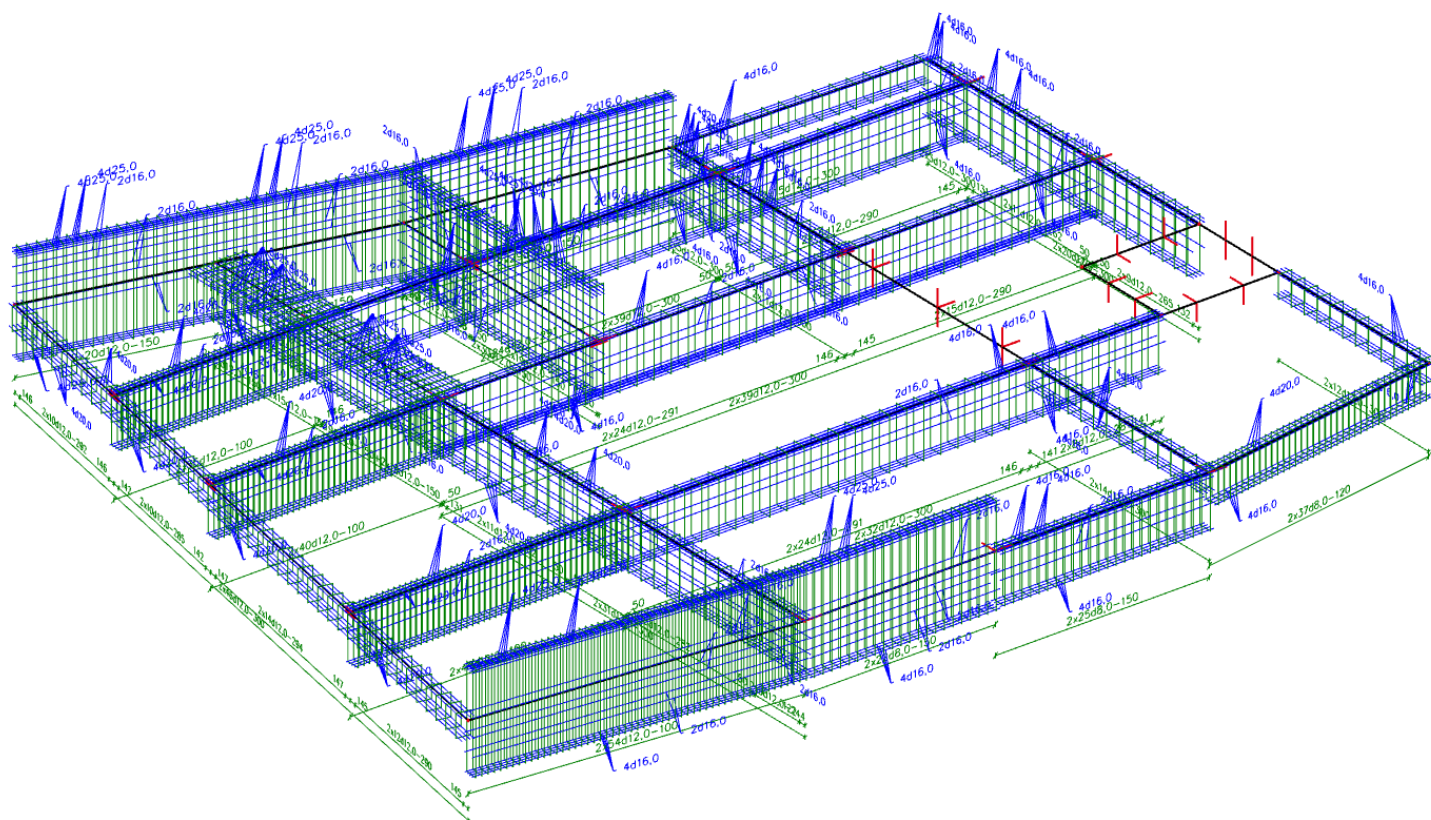
Stálé:

Užitné:



6 VYZTUŽENÍ

3D schéma vyztužení průvleků zkoumané části:



Zeleně: Třmínky

Modře: Podélná výztuž

Výztuž:

Deska: Ø10 mm po 150 mm v obou směrech při obou površích

Trámy hlavní: Ø25 mm

Trámy konstrukční: Ø16 mm

Třmínky: Ø12 mm

7 Posouzení MSÚ

7.1 Deska

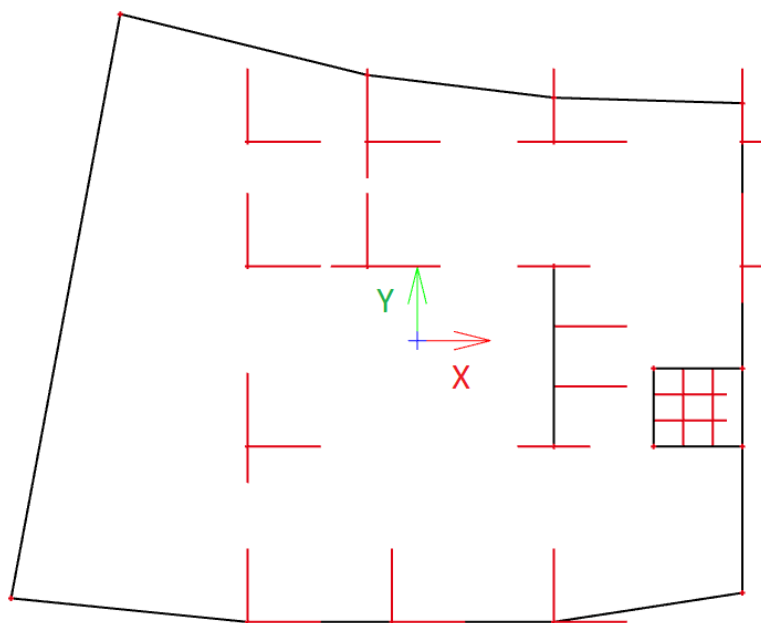
MSÚ desky bylo spočítáno podle minimální nutné výztuže v desce $A_{s,req}$ z hlediska únosnosti a porovnání s navrženou výztuží.

Výstupem výpočtu byla graficky znázorněná nutná plocha výztuže. Program vypočítal nutnou plochu výztuže v několika místech (zejména v horních vláknech nad bodovými podporami) nutnou výztuž nad 4000 mm^2 . V tomto místě se ale nachází průvlaky s dodatečnou výztuží.

Navíc se jedná o nepřesnost programu, tzv. lokální špičku, která je způsobená soustředěním zatížení do nekonečně malého bodu. Tyto lokální místa kde konstrukce podle programu nevyhovuje tedy ve skutečnosti nepředstavují riziko.

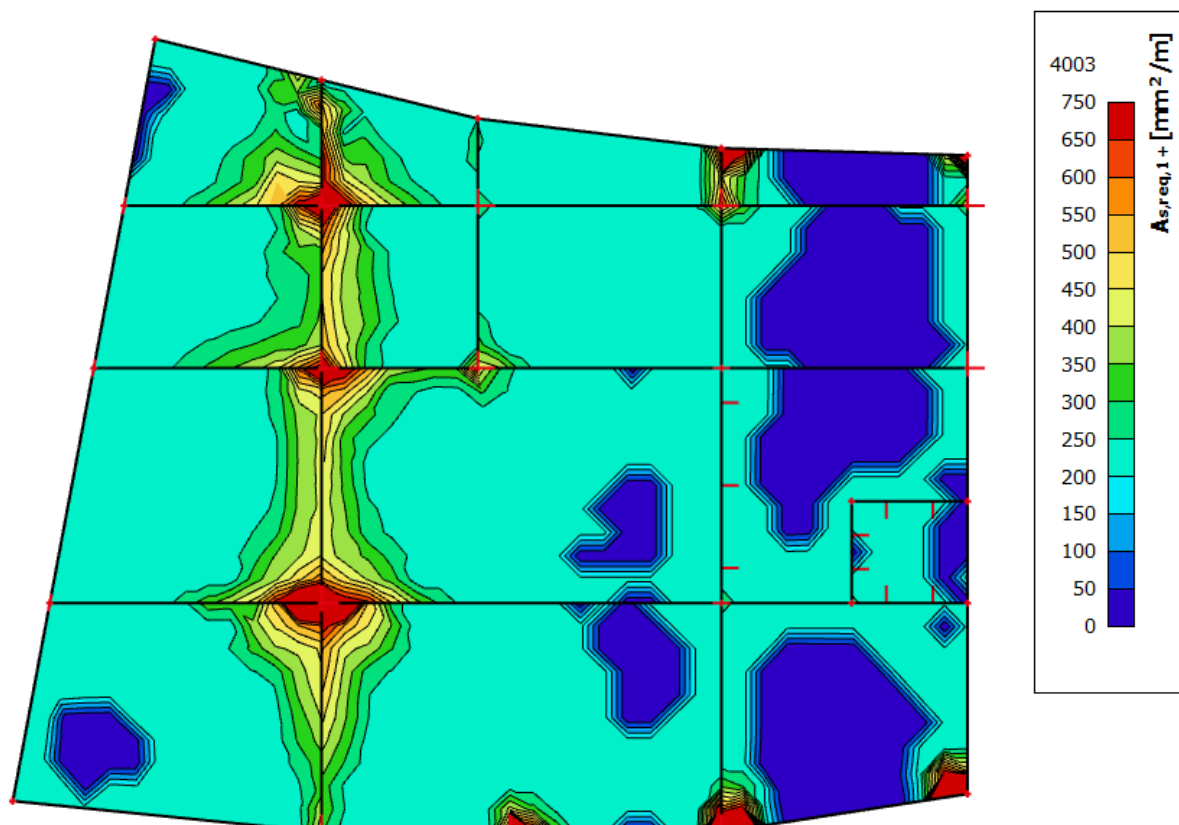
Nutná výztuž:

Směry výztuže:

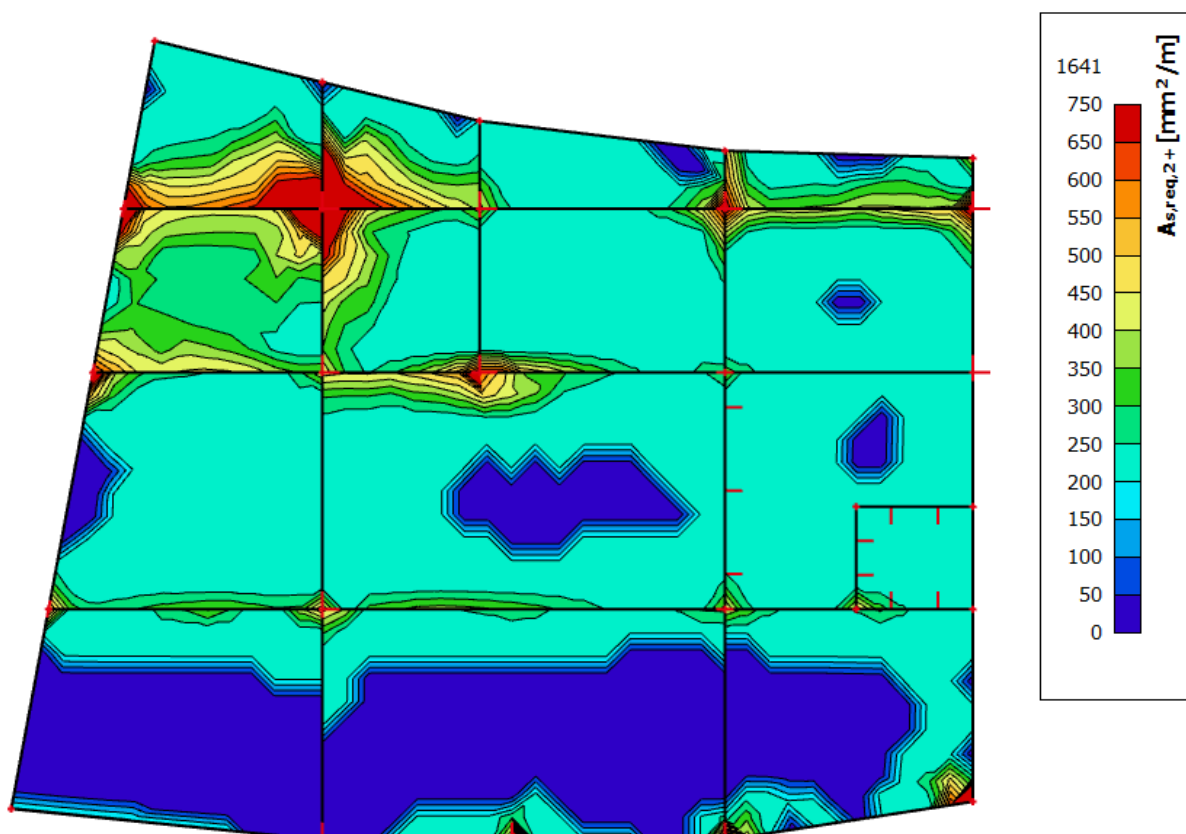


Pruty ve směru 1 jsou rovnoběžné s osou x, ve směru 2 s osou Y

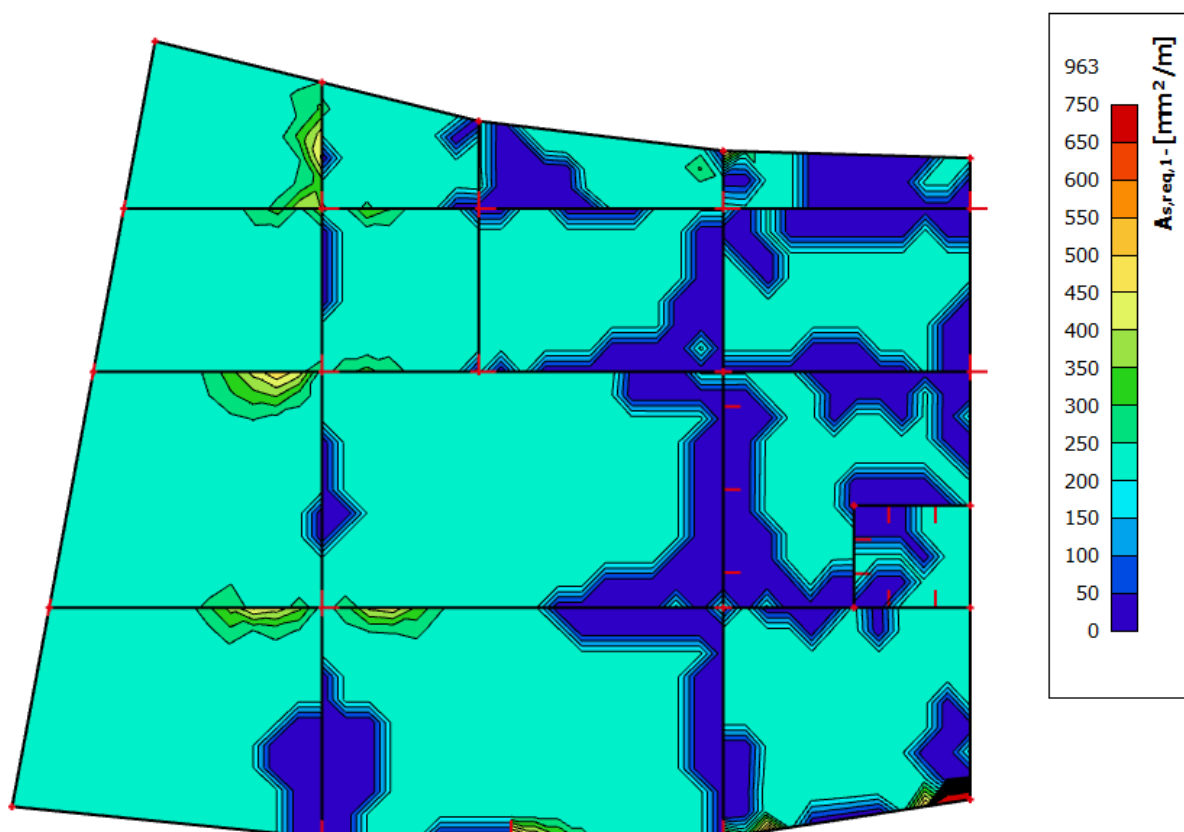
As,req 1+:



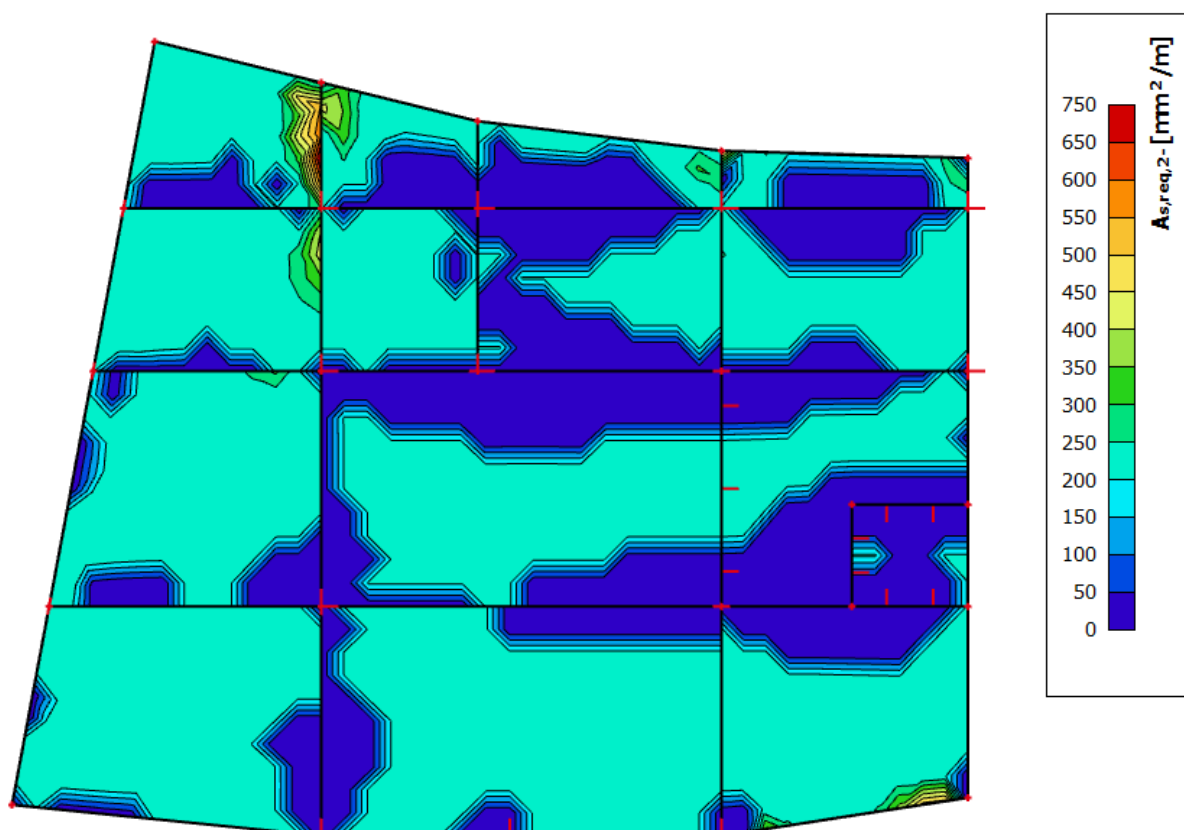
As,req 2+:



As,req 1-:



As,req 2-:



Posouzení navržené výztuže:

Základní rastr:

NÁVRH: Ø 10 mm po 150 mm, $A_{s,prov} = 520 \text{ mm}^2$

Plocha navržené výztuže je větší než plocha nutné výztuže v celé ploše desky mimo části lokálních špiček, kde budou hlavní nosnou funkci plnit trámy.

VYHOVUJE

7.2 Průvlaky

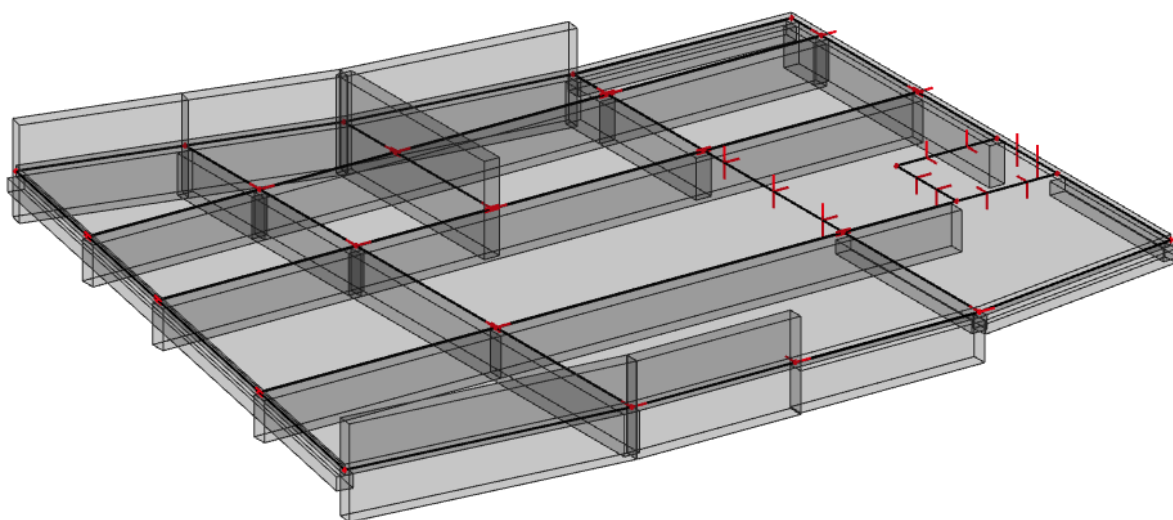
1D prvky byly posouzeny funkcemi programu SCIA Engineer: Odezva podle MSÚ a Kapacita diagramu.

U každé funkce byl navíc posouzen jeden řez detailně, aby bylo jasné, jak byly výstupy využití vypočteny.

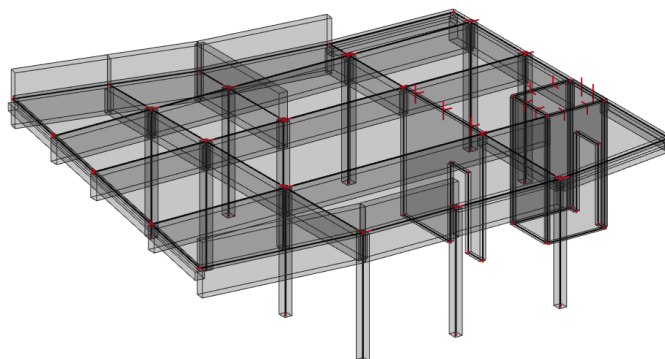
Funkce odezva vypočte napětí na průřezu během dané kombinace zatěžovacích stavů a napětí konkrétních materiálů porovná s limitními hodnotami. Posuzuje ohyb i smyk. Tak vznikne jednotkový posudek každého řezu, přičemž výsledkem řezu je využití nejvyužitějšího materiálu.

Funkce Kapacita diagramu vytvoří v každém řezu 1D dílce iterační diagram pro kombinaci namáhání $M_y + M_z$ a $M_y + N$. Trámy v posuzované konstrukci jsou namáhané převážně $M_y + M_z$, namáhání N je naprosto minimální až nulové. V případě že se bod definovaný kombinací zatížení nachází uvnitř diagramu, řez vyhovuje.

3D schéma konstrukce:



Celkové schéma i se svislými podporami:

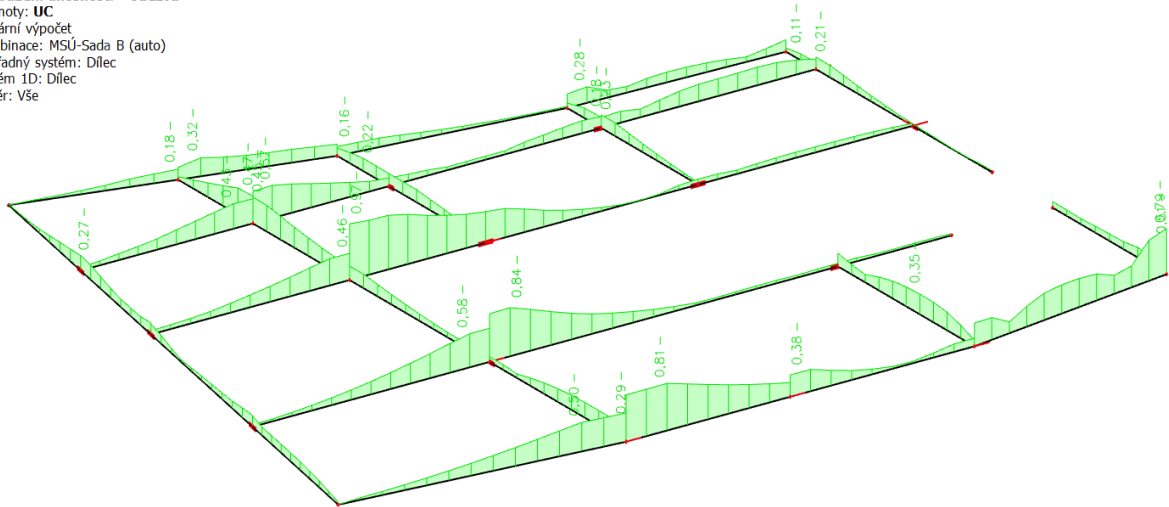


7.2.1 Odezva

Celkový posudek:

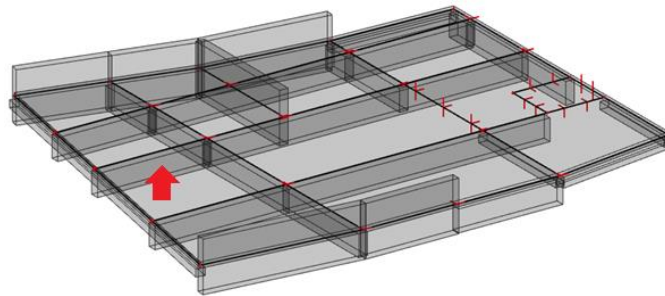
Posouzení únosnosti - odezva

Hodnoty: UC
 Lineární výpočet
 Kombinace: MSÚ-Sada B (auto)
 Souřadný systém: Dílec
 Extrém 1D: Dílec
 Výběr: Vše



Posudek vybraného prvku:

Vybraný prvek:



Posudek:

Řez SC1		Obecný průřez
ČSN EN 1992-1-1/NA: 2011-07		Žebro B101 [dx = 3.54 m]
Délka prvku:	L = 3.93 m	Beton: C25/30
Vzpěr y-y ⊥	L _y = 10.3 m (posuvný)	Bilineární pracovní diagram
Vzpěr z-z ⊥	L _z = 39.3 m (posuvný)	Třída prostředí: XC3
	4φ20 (1257 mm ²)	Podélná výztuž: B 500B
	4φ20 (1257 mm ²)	Bilineární s nakloněnou horní větví
	2φ16 (402 mm ²)	2φ16 mm + 12φ20 mm (4172 mm ²)
	4φ20 (1257 mm ²)	ρ _i = 0,658 % (32.8 kg/m)
		Smyková výztuž: B 500B
		Bilineární s nakloněnou horní větví
		2L φ12/98.4 (226 mm ²)
		ρ _w = 0,766 % (18 kg/m)
		Krytí (třmínek)
		Horní: 30 mm
		Spodní: 30 mm
		Levý: 30 mm
		Pravý: 30 mm

Materiálové charakteristiky

Návrhová hodnota tlakové pevnosti betonu

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 25}{1.5} = 16.7 \text{ MPa}$$

Návrhová hodnota napětí na mezi kluzu podélné výztuže

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa} \quad (3.15)$$

Síly

Content of combination: 1.35*ZS1+1.35*ZS2+1.05*ZS3+1.35*ZS5

Z MKP výpočtu:

$$N = -183 \text{ kN} \quad M_y = -340 \text{ kNm} \quad M_z = 25.6 \text{ kNm}$$

Tlačený dílec

Limitní osová síla, při které se dílec uvažuje jako tlačенý:

$$N_{com} = - \text{Coeff}_{com} \cdot (f_{cd} \cdot A_c) = -0.1 \cdot (16.7 \cdot 10^6 \cdot 0.634) = -1057 \text{ kN}$$

Podmínka posudku:

$$N_{Ed} \geq N_{com} = -183 \text{ kN} \geq -1057 \text{ kN} \dots \text{ netlačený dílec}$$

Poznámka: Dílec není považován za tlačенý dílec (normálová síla je relativně malá nebo nulová).

Přepočítání ohybových momentů.

Redukce momentu nad podporami: Ne

Redukce smykových sil nad podporou: Ne

Použití pravidla o posunu ohybových momentů: Ano

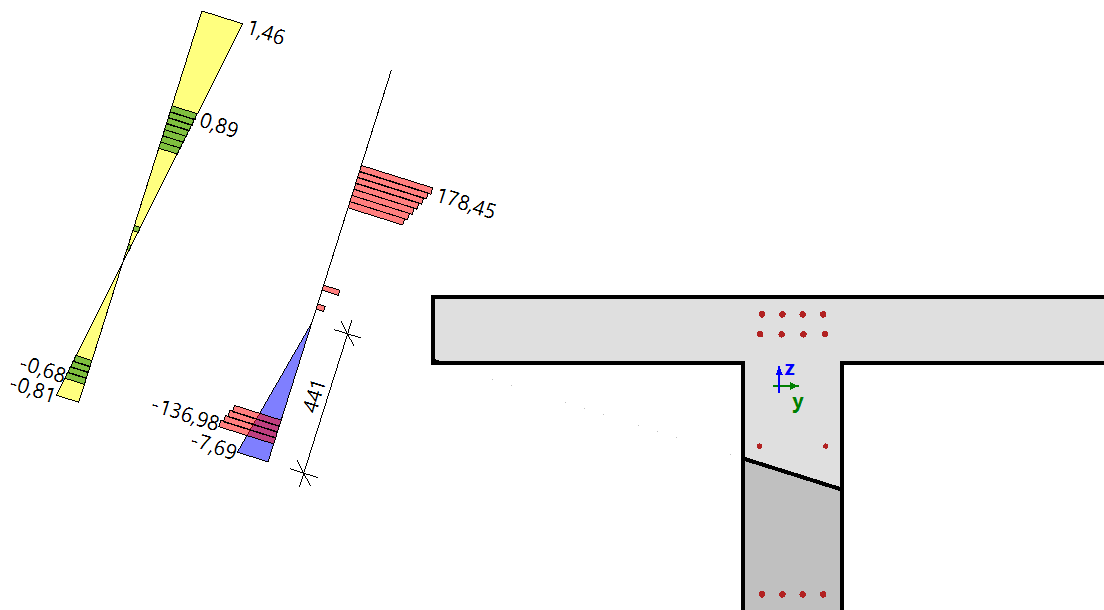
$$N_{Ed} = -183 \text{ kN} \quad M_{Edy} = -407 \text{ kNm} \quad M_{Edz} = 0 \text{ kNm}$$

Shrnutí posudku

Typ komponenty	Vlákní / prut	ϵ_{extr} [%]	σ_{extr} [MPa]	Posouzení přetvoření [-]	Posouzení napětí [-]	Jed. pos. [-]	Limit [-]	Stav
Beton	9	-0.807	-7.69	0,23	0,46	0,46	1	OK
Výztuž	12	0.892	178	0,02	0,38			

Seznam varování, chyb a poznámek: N2/1.

Rozdělení napětí a přetvoření

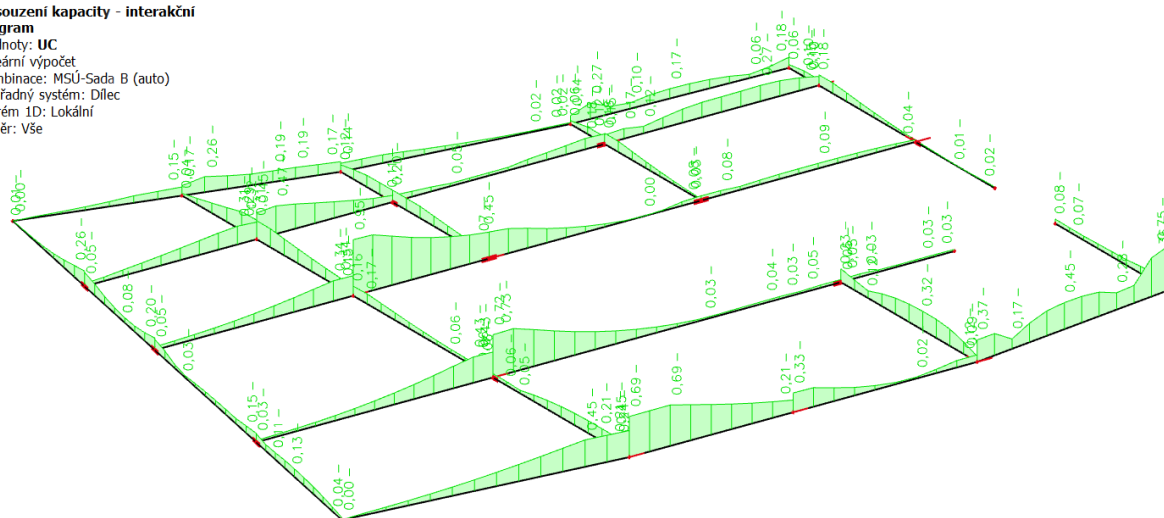


7.2.2 Diagram kapacity

Celkový posudek:

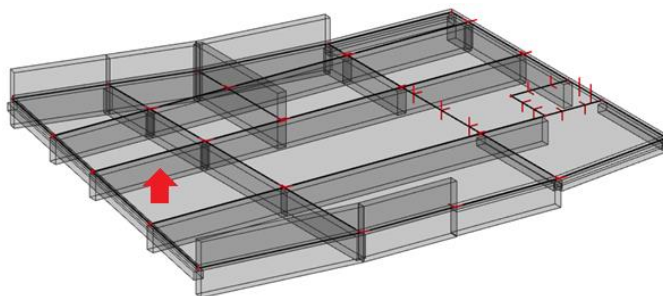
Posouzení kapacity - interakční diagram

Hodnoty: UC
Lineární výpočet
Kombinace: MSÚ-Sada B (auto)
Souradný systém: Dílec
Extrém 1D: Lokální
Výběr: Vše



Posudek vybraného prvku:

Vybraný prvek:



Posudek:

Řez SC1		Obecný průřez
ČSN EN 1992-1-1/NA: 2011-07		Žebro B101 [dx = 3.54 m]
Délka prvku:	L = 3.93 m	Beton: C25/30
Vzpěr y-y \perp	L _y = 10.3 m (posuvný)	Bilineární pracovní diagram
Vzpěr z-z \perp	L _z = 39.3 m (posuvný)	Třída prostředí: XC3
	4 ϕ 20 (1257 mm ²)	Podélná výztuž: B 500B
	4 ϕ 20 (1257 mm ²)	Bilineární s nakloněnou horní větví
	2 ϕ 16 (402 mm ²)	2 ϕ 16 mm + 12 ϕ 20 mm (4172 mm ²)
	4 ϕ 20 (1257 mm ²)	$\rho_l = 0,658 \%$ (32.8 kg/m)
		Smyková výztuž: B 500B
		Bilineární s nakloněnou horní větví
		2L ϕ 12/98.4 (226 mm ²)
		$\rho_w = 0,766 \%$ (18 kg/m)
		Krytí (třmínek)
		Horní: 30 mm
		Spodní: 30 mm
		Levý: 30 mm
		Pravý: 30 mm

Materiálové charakteristiky

Návrhová hodnota tlakové pevnosti betonu

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 25}{1.5} = 16.7 \text{ MPa}$$

Návrhová hodnota napětí na mezi kluzu podélné výztuže

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa} \quad (3.15)$$

Síly

Z MKP výpočtu

$$N = -183 \text{ kN} \quad M_y = -340 \text{ kNm} \quad M_z = 25.6 \text{ kNm}$$

Obsah kombinace:

$$1.35 \cdot ZS1 + 1.35 \cdot ZS2 + 1.05 \cdot ZS3 + 1.35 \cdot ZS5$$

Tlačený dílec

Limitní osová síla, při které se dílec uvažuje jako tlačенý:

$$N_{com} = - \text{Coeff}_{com} \cdot (f_{cd} \cdot A_c) = -0.1 \cdot (16.7 \cdot 10^6 \cdot 0.634) = -1057 \text{ kN}$$

Podmínka posudku:

$$N_{Ed} \geq N_{com} = -183 \text{ kN} \geq -1057 \text{ kN} \dots \text{ netlačený dílec}$$

Poznámka: Dílec není považován za tlačенý dílec (normálová síla je relativně malá nebo nulová).

Přepočet ohybových momentů.

Redukce momentu nad podporami: Ne

Redukce smykových sil nad podporou: Ne

Použití pravidlo o posunu ohybových momentů: Ano

$$N_{Ed} = -183 \text{ kN} \quad M_{Edy} = -407 \text{ kNm} \quad M_{Edz} = 0 \text{ kNm}$$

Vstupní údaje použité pro generování ID

Metoda posudku pro interakční diagram

$N_u M_u$

Dělení svislého přetvoření

250

Počet svislých řezů

18

Výslednice kroutícího momentu

$M_{res} = 407 \text{ kNm}$

Úhel výsledného momentu vztažený k M_y směr v horizontální rovině M_y - M_z

$\alpha_{M_y M_z} = 0^\circ$

Úhel výsledného momentu vztažený k N směr ve vertikální rovině N - M_{res}

$\alpha_{NM} = -24.2^\circ$

Výpočet únosnosti

Únosnost v kladném směru $N_{Rd+} = 254 \text{ kN}$ $M_{Rdy+} = 566 \text{ kNm}$ $M_{Rdz+} = 0 \text{ kNm}$

Únosnost v záporném směru $N_{Rd-} = -534 \text{ kN}$ $M_{Rdy-} = -1188 \text{ kNm}$ $M_{Rdz-} = 0 \text{ kNm}$

Shrnutí posudku

Síly: $N_{Ed} = -183 \text{ kN}$ $M_{Edy} = -407 \text{ kNm}$ $M_{Edz} = 0 \text{ kNm}$

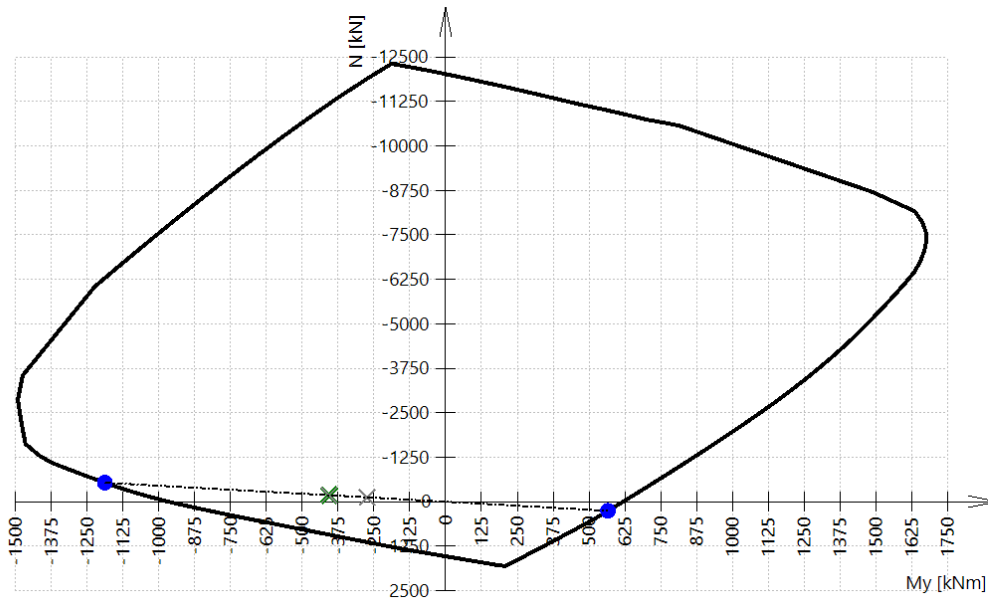
Odolnost: $N_{Rd} = -534 \text{ kN}$ $M_{Rdy} = -1188 \text{ kNm}$ $M_{Rdz} = 0 \text{ kNm}$

Výpočet jednotkového posudku.

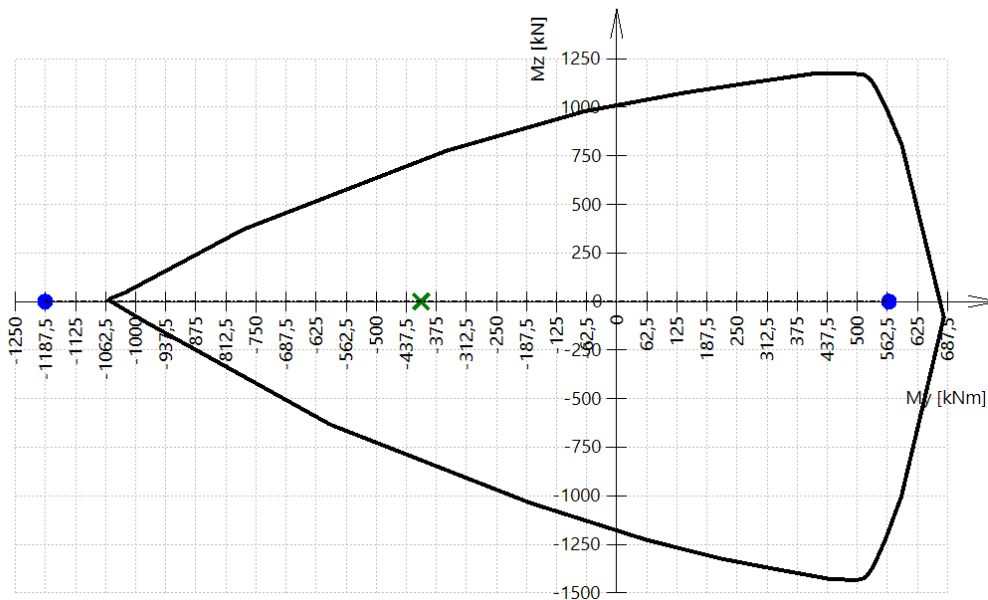
$$UC = \frac{\sqrt{N_{Ed}^2 + M_{Edy}^2 + M_{Edz}^2}}{\sqrt{N_{Rd}^2 + M_{Rdy}^2 + M_{Rdz}^2}} = \frac{\sqrt{-183^2 + -407^2 + 0^2}}{\sqrt{-534^2 + -1188^2 + 0^2}} = 0.343 \leq 1 \quad \text{OK}$$

Seznam varování, chyb a poznámek: N2/1.

3D interakční diagram - svislý řez N-M_y



3D interakční diagram - vodorovný řez M_y-M_z



Vysvětlivky k varováním, k chybám a poznámám

Index	Typ	Popis	Řešení
N2/1	Poznámka	Dílec není považován za tlačенý dílec (normálová síla je relativně malá nebo nulová).	

Nastavení

Metoda výpočtu smykové únosnosti:

Standard

Limitní hodnota úhlu mezi ohybovými momenty a výslednicí smykových sil pro použití standardní metody: $\alpha_{VM,lim} = 15^\circ$

Ekvivalentní tenkostěnný průřez

Automaticky

Úhel mezi tlakovou diagonálou v betonu a osou prvku: Uživatelské zadání: $\theta_{inp} = 40^\circ \Rightarrow \cot(\theta_{inp}) = 1.19$

Síly

Obsah kombinace: 1.35*ZS1+1.35*ZS2+1.05*ZS3+1.35*ZS5

$N_{Ed} = -183 \text{ kN}$ $M_{Edy} = -407 \text{ kNm}$ $M_{Edz} = 0 \text{ kNm}$ $V_{Edy} = 0 \text{ kN}$ $V_{Edz} = -155 \text{ kN}$ $T_{Ed} = 0 \text{ kNm}$

Úhel gradientu roviny přetvoření

Úhel smykové výslednice

$$\alpha_M = 72.5^\circ$$

$$\alpha_V = -90^\circ$$

Výslednice smykové síly

$$\alpha_V = \alpha_V + 180 = -90 + 180 = 90^\circ$$

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{Edy}^2 + V_{Edz}^2} = \sqrt{0^2 + (-155)^2} = 155 \text{ kN}$$

Rozdíl mezi úhly α_M a α_V

$$\alpha_{MV} = \text{abs}(\alpha_M - \alpha_V) = \text{abs}(72.5 - 90) = 17.5^\circ$$

Poznámka: Úhel mezi gradientem roviny přetvoření a výslednicí smykových sil je větší než limitní hodnota. Musí se použít metoda založená na iteračním postupu (dvouosý výpočet smyku), protože pro úhel větší než limitní hodnota se hodnoty 'd' a 'z' přepočtené do směru smykové síly rychle snižují.

Materiálové charakteristiky

Návrhová hodnota tlakové pevnosti betonu

Návrhová pevnost betonu v tahu

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 25}{1.5} = 16.7 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk005}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 1.8}{1.5} = 1.2 \text{ MPa} \quad (3.15, 3.16)$$

Výpočet úhlu mezi náhradní diagonálou a osou dílce

- minimální hodnota:

$$N_{lim} = \text{Coeff}_{com} \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0.1 \cdot 0.634 \cdot 17 = 1057 \text{ kN}$$

$N_{Ed} < N_{lim} = -183 \text{ kN} < \pm 1057 \text{ kN} \dots$ dílec je považován za ohýbaný

$$\theta_{min} = 30^\circ \Rightarrow \cot(\theta_{min}) = 1.73 \quad (\S 6.2.3(2))$$

- maximální hodnota:

$$\theta_{max} = 45^\circ \Rightarrow \cot(\theta_{max}) = 1 \quad (\S 6.2.3(2))$$

- vstupní/vypočítaná hodnota:

$$\theta = \theta_{inp} = 40^\circ, \cot(\theta) = 1.19$$

Poznámka: Automatický výpočet úhlu je vypnut, uvažuje se uživatelem zadaná hodnota.

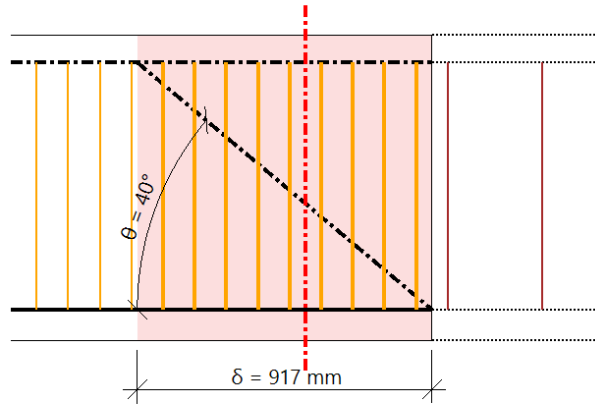
Parametry smykové výztuže

Vstupní parametry

Třmínky na délku průmětu smykové trhliny $\delta = z \cdot \cot(\theta) = 917 \text{ mm}$, interval (-524; 393)

$$z = \text{Coeff}_d \cdot \text{Coeff}_z \cdot h = 0.9 \cdot 0.9 \cdot 0.95 = 770 \text{ mm} \quad \delta = z \cdot \cotg(\theta) = 0.77 \cdot \cotg(40) = 917 \text{ mm}$$

ID	Zóna	x_s [mm]	ϕ_s [mm]	s_s [mm]	n_s []	α_s [°]	f_{ywk} [MPa]
1	1	-443	12	98.3	2	90	500
2	1	-345	12	98.3	2	90	500
3	1	-247	12	98.3	2	90	500
4	1	-148	12	98.3	2	90	500
5	1	-49.9	12	98.3	2	90	500
6	1	48.4	12	98.3	2	90	500
7	1	147	12	98.3	2	90	500
8	1	245	12	98.3	2	90	500
9	1	343	12	99.2	2	90	500
Avg.	-	-	12	98.4	2	90	500



Počet stříhů třmínků

$$n_s = 2$$

Průměr výztuže

$$\phi_s = 12 \text{ mm}$$

Podélná vzdálenost třmínků

$$s_{inp} = 0.0984 \text{ m}$$

Úhel odklonu třmínků od podélné osy prvku

$$\alpha_s = 90^\circ$$

Návrhová mez kluzu výztuže v tahu

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

Průřezová plocha smykové výztuže

$$A_{sw} = n_s \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_s}{2}\right)^2 = 2 \cdot 3.14 \cdot \left(\frac{12}{2}\right)^2 = 226 \text{ mm}^2$$

Maximální podélná vzdálenost třmínků

$$s_l = s_{inp} = 98.4 \text{ mm}$$

Průřezová plocha na metr

$$A_{swm} = \frac{A_{sw}}{s_l} = \frac{226 \cdot 10^{-6}}{0.0984} = 2298 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Parametry podélné výztuže

Plocha tažené výztuže

$$A_{sl} = 2915 \text{ mm}^2$$

Výpočet smykové únosnosti

Návrhová smyková únosnost dílce bez smykové výztuže

$$\sigma_{ct,max} = 2.44 \text{ MPa} \geq f_{ctd} = 1.2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{průřez s ohybovými trhlinami}$$

Výpočet návrhové smykové únosnosti dílce bez smykové výztuže podle 6.2.2(1).

Součinitel pro výšku průřezu

$$k = \min \left(1 + \left(\frac{200}{d} \right)^{\frac{1}{2}}; 2 \right) = \min \left(1 + \left(\frac{200}{859} \right)^{\frac{1}{2}}; 2 \right) = 1.48 \quad (6.2.2(1))$$

Stupeň vyztužení

$$\rho_1 = \min \left(\frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}; 0.02 \right) = \min \left(\frac{2.92 \cdot 10^{-3}}{0.3 \cdot 0.859}; 0.02 \right) = 0.0113 \quad (6.2.2(1))$$

Osově napětí v průřezu

$$\sigma_{cp} = \min \left(\frac{-N_{Ed}}{A_c}; 0.2 \cdot f_{cd} \right) = \min \left(\frac{-183}{0.634}; 0.2 \cdot 16.7 \right) = 0.289 \text{ MPa} \quad (6.2.2(1))$$

Jiné součinitele

$$C_{Rdc} = 0.12 \quad v_{min} = 0.316 \text{ MPa} \quad k_1 = 0.15$$

Výpočet návrhové smykové únosnosti

$$\begin{aligned} V_{Rdc} &= 10^6 \cdot \left(C_{Rdc} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \\ &= 10^6 \cdot \left(0.12 \cdot 1.48 \cdot \left(100 \cdot 0.0113 \cdot 25 \right)^{\frac{1}{3}} + 0.15 \cdot 0.289 \right) \cdot 0.3 \cdot 0.859 = 151 \text{ kN} \end{aligned} \quad (6.2.a)$$

$$\begin{aligned} V_{Rdmin} &= 10^6 \cdot \left(v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \\ &= 10^6 \cdot \left(0.316 + 0.15 \cdot 0.289 \right) \cdot 0.3 \cdot 0.859 = 93 \text{ kN} \end{aligned} \quad (6.2.b)$$

$$V_{Rdc} = \max(V_{Rdc}; V_{Rdmin}; 0) = \max(150858; 92580; 0) = 151 \text{ kN}$$

Poznámka: Návrhová smyková únosnost dílce bez smykové výztuže se spočte podle čl. 6.2.2(1), protože průřez v ohybu podle MSÚ je porušen trhlinami nebo protože průřez není zatížený normálovou silou a ohybovými momenty.

Návrhová smyková únosnost dílce se smykovou výztuží

Návrhová hodnota napětí smykové výztuže

$$A_{sw} = n_s \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_s}{2}\right)^2 = 2 \cdot 3.14 \cdot \left(\frac{12}{2}\right)^2 = 226 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{swd} = \frac{\frac{V_{Ed}}{z} \cdot s_l}{A_{sw} \cdot (\cotg(\theta) + \cotg(\alpha_s) \cdot \sin(\alpha_s))} = \frac{\frac{154844}{0.743} \cdot 0.098}{226 \cdot 10^{-6} \cdot (\cotg(40) + \cotg(90) \cdot \sin(90))} = 76.1 \text{ MPa}$$

Návrhová mez kluzu smykové výztuže

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk} = 0.8 \cdot 500 = 400 \text{ MPa} \quad ,(\text{protože } \sigma_{swd} < 0.8 \cdot f_{ywk})$$

Poznámka: Návrhová mez kluzu smykové výztuže byla redukována na $0.8 \times f_{ywk}$ (EN 1992-1-1, článek 6.2.3(3)), protože návrhové napětí smykové výztuže je pod 80 % charakteristické meze kluzu f_{yk} .

Návrhová smyková únosnost dílce se smykovou výztuží

$$V_{Rds} = \frac{A_{sw}}{s_l} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cotg(\theta) = \frac{226 \cdot 10^{-6}}{0.098} \cdot 0.743 \cdot 400 \cdot 10^6 \cdot \cotg(40) = 814 \text{ kN} \quad (6.8)$$

Návrhová hodnota maximální smykové síly, kterou dokáže dílec přenést

Součinitel redukce pevnosti pro beton porušený trhlinami ve smyku - hodnota v

$$v = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0.54 \quad (6.6N)$$

Součinitel redukce pevnosti pro beton porušený trhlinami ve smyku - hodnota v_1

$$\sigma_{cp} = \min\left(\frac{-N_{Ed}}{A_c}; 0.2 \cdot f_{cd}\right) = \min\left(\frac{-183}{0.634}; 0.2 \cdot 16.7\right) = 0.289 \text{ MPa}$$

$$v_1 = 0.6 \quad (6.10.aN)$$

Koeficient zohledňující stav tlakového napětí v pásu

$$\alpha_{cw} = 1 \quad (\text{pro nepředpjaté dílce}) \quad (§6.2.3(3)N3)$$

Návrhová hodnota maximální smykové síly, kterou dokáže dílec přenést

$$V_{Rdmax} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_{w1} \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{(\cotg(\theta) + \tg(\theta))} = \frac{1 \cdot 0.3 \cdot 0.743 \cdot 0.6 \cdot 16.7 \cdot 10^6}{(\cotg(40) + \tg(40))} = 1098 \text{ kN} \quad (6.9)$$

Maximální smyková síla v blízkosti podpory (bez použití součinitele β)

$$V_{Edmax} = 0.5 \cdot b_{w1} \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 0.5 \cdot 0.3 \cdot 0.859 \cdot 0.54 \cdot 16.7 \cdot 10^6 = 1160 \text{ kN} \quad (6.5)$$

Smyková únosnost dílce

$$V_{Rd} = \min(V_{Rds} + V_{ccd} + V_{td}; V_{Rdmax} + V_{ccd} + V_{td}; V_{Edmax} + V_{ccd} + V_{td}) = \min(814 + 0 + 0; 1098 + 0 + 0; 1160 + 0 + 0) = 814 \text{ kN}$$

Posouzení na smykPosouzení V_{Rdmax}

$$V_{Ed} = 155 \text{ kN} \leq V_{Rdmax} + V_{ccd} + V_{td} = 1098 \text{ kN}$$

Poznámka: Posudek na drčení tlakové diagonály vyhovuje ($V_{Ed} \leq V_{Rd,max} + V_{td} + V_{ccd}$).

Posouzení V_{Edmax}

$$V_{Ed} = 155 \text{ kN} \leq V_{Edmax} + V_{ccd} + V_{td} = 1160 \text{ kN}$$

Poznámka: Posudek vyhoví na smykovou sílu poblíž podpory ($V_{Ed} \leq V_{Ed,max} + V_{td} + V_{ccd}$).

Posouzení V_{Rdc} a V_{Rds}

$$V_{Ed} = 155 \text{ kN} < V_{Rds} + V_{ccd} + V_{td} = 814 \text{ kN}$$

Poznámka: Posudek vyhoví pro smykovou výztuž ($V_{Ed} < V_{Rds} + V_{ccd} + V_{td}$).

Jedn. pos.

$$UC = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{155 \text{ kN}}{814 \text{ kN}} = 0.19$$

Posudek kroucení a výpočet únosnosti v kroucení

Varování: Posudek kroucení není proveden, protože je vypnutý uživatelem. Je nutno zapnout volbu Návrh podélné a smykové výztuže od kroucení v Nastavení pro beton nebo v Datech 1D dílce pro beton.

Celková hodnota jednotkového posudku

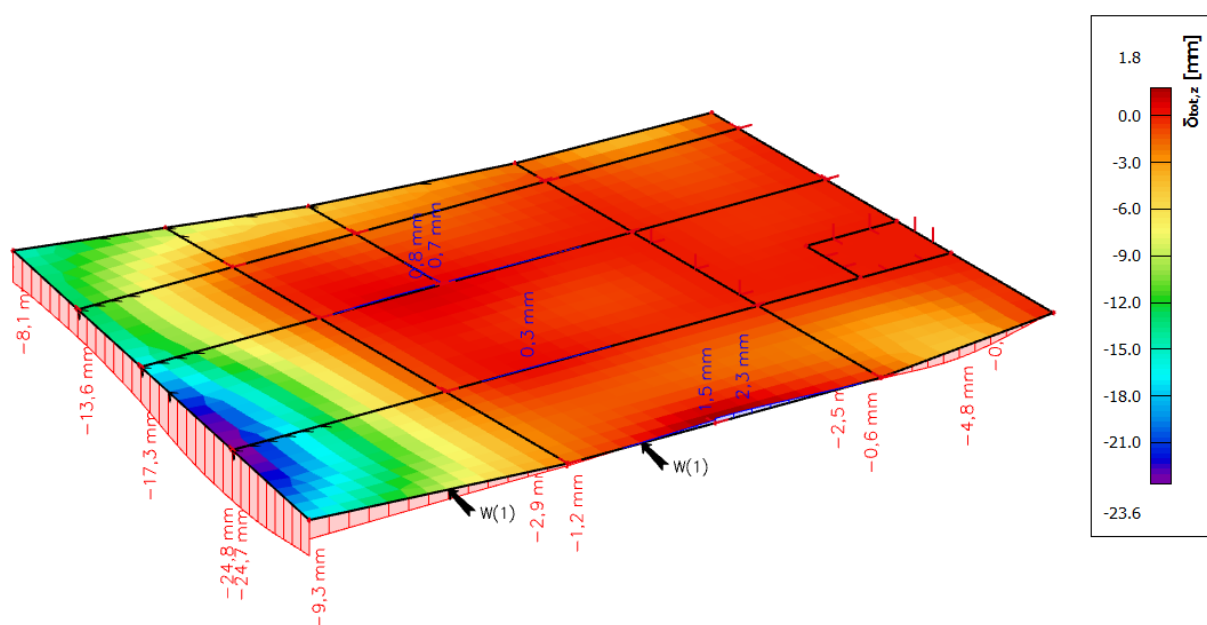
$$UC = \max(UC_{shear}; UC_{tor}; UC_{int.con}; UC_{int.shear}) = \max(0.19; 0; 0; 0) = 0.19$$

8 Posouzení MSP

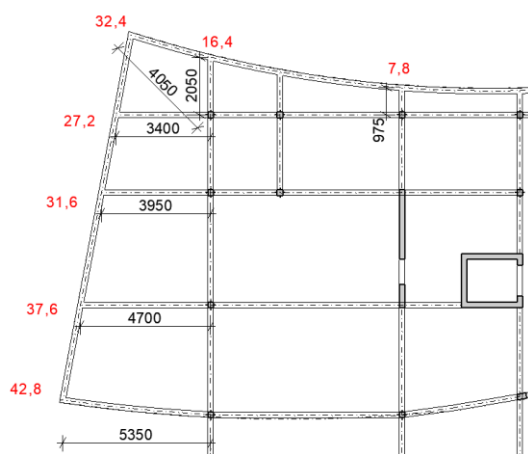
8.1 Deformace

Programem byla spočtena globální deformace konstrukce. Výsledné globální průhyby byly poté porovnaný s limitními, které byly spočteny na základě vzorce $L/250$.

Globální průhyby pro kvazistálou kombinaci:



Limitní průhyby:



Limitní průhyby bylo spočteny podle vzorce $L/250$ pro kvazistálou kombinaci. Vzdálenost L je buď rozpětí mezi podporami nebo dvojnásobek vyložení vykonzolovaných částí.

Posouzení:

Průhyby vykonzolovaných částí vyhovují limitním průhybům pro kvazistálou kombinaci. Deformace navíc vyhovují s rezervou. Rezervu považují za efektivní, protože nedojde k ohrožení otvorových výplní ve stěnách, které na železobetonové konstrukci leží. Zároveň nedojde ke změně sklonu spádové vrstvy zelené střechy a nebude tak ohrožena hydroizolace střechy.

Průhyby VYHOVUJÍ

Průhyby vycházejí s velkou rezervou, protože v původním návrhu byly navrženy na přísnější limitní průhyb. Po změně podmínek limitního průhybu v případě konzol z $L/250$ na $2L/250$ byl původní návrh výztuže ponechán.

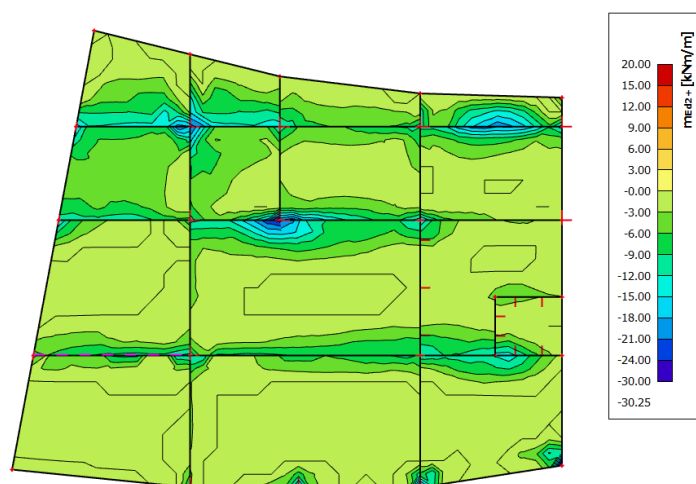
Můžeme vidět, že kvůli velké vzdálenosti vykonzolování je průhyb ve středových polích dokonce pozitivní. Deska je tedy nadnášena.

8.2 Omezení napětí

8.2.1 Deska

Omezení napětí v desce bylo spočteno pomocí ručního výpočtu. Programem SCIA Engineer byl spočten maximální moment na desce s vyloučením lokálních špiček horních momentů nad podporami. Z tohoto momentu bylo ručním výpočtem v excelu spočteno napětí v betonu a výztuži pro charakteristickou kombinaci zatížení. Výsledné hodnoty byly porovnány s limitními hodnotami napětí v betonu a oceli pro msp.

Moment na desce:



Moment vstupující do výpočtu $M_{ek} = 30 \text{ kNm}$

Výpočet napětí:

PRŮŘEZ

Šířka	b	1000 [mm]
Výška	h	200 [mm]
Výztuž		12 [mm]
k_s		7 [ks]
\bar{a}		150 [mm]
Navržená výztuž	$A_{s,prov}$	753,96 [mm ²]
Krytí	c	20 [mm]
Účinná výška průřezu	d	174 [mm]

VNITŘNÍ SÍLY

Rozpon nosníku	L	4 [m]
Moment	Mk	30 [kNm]

OMEZENÍ NAPĚTÍ

Moment při charakteristické kombinaci	Mek	30 [kNm]
Moment při kvazistálé kombinaci	Mek,kvz	19 [kNm]

Omezení tahových napětí ve výztuži - při charakteristické kombinaci

s_s	<	$k_3 \cdot f_{yk}$
246,0362	<	400

**VYHO-
VUJE**

Napětí výztuži	s_s	246,0362 [MPa]
	α_{st}	6,557377 [-]
	Mek	30 [kNm]
	$I_{y,II,st}$	0,00011 [m ⁴]
	d	174 [mm]
	x	36,82866 [mm]
	k_3	0,8 [-]
	f_{yk}	500 [MPa]

Omezení tlakových napětí v betonu - při charakteristické kombinaci

s_s	<	$k_1 \cdot f_{yk}$
10,07376	<	15

**VYHO-
VUJE**

Napětí v betonu	s_{cc}	10,07376 [MPa]
	Mek	30 [kNm]
	$I_{y,II,st}$	0,00011 [m ⁴]
	x	36,82866 [mm]
	k_1	0,6 [-]
	fck	25 [MPa]

Omezení tlakových napětí v betonu - při kvazistálé kombinaci

s_s	<	$k_1 \cdot f_{yk}$
6,380046	<	11,25

**VYHO-
VUJE**

Napětí v betonu	s_{cc}	6,380046 [MPa]
	Mek,kvz	19 [kNm]
	$I_{y,II,st}$	0,00011 [m ⁴]
	x	36,82866 [mm]

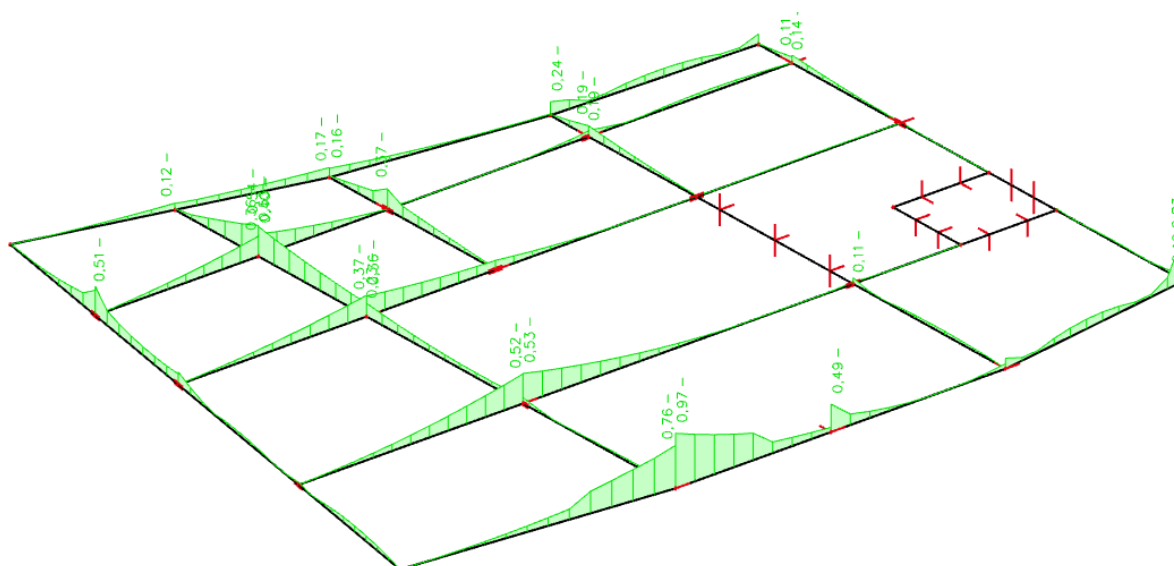
k1	0,45 [-]
fck	25 [MPa]

8.2.2 Průvlaky

Omezení napětí na 1D prvních bylo provedeno programem SCIA Engineer. Výstupem je posouzení celé konstrukce, kde je zobrazen jednotkový posudek (maximální využití) každého řezu. Zobrazené využití je vždy to největší ze tří podmínek omezení napětí MSP pro ocel a beton pro kvazistálou i charakteristickou kombinaci.

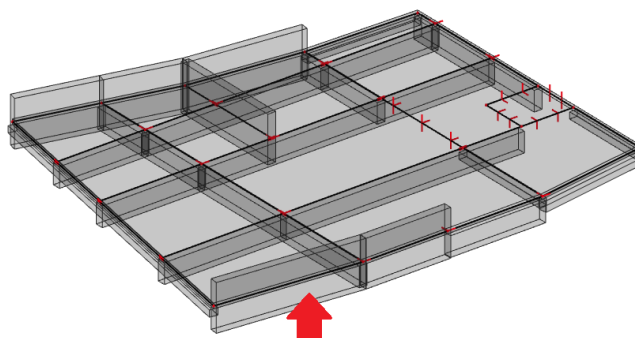
Dále je ukázaný podrobný výpočet nejvíce namáhaného řezu jednoho dílce.

Celkové posouzení:

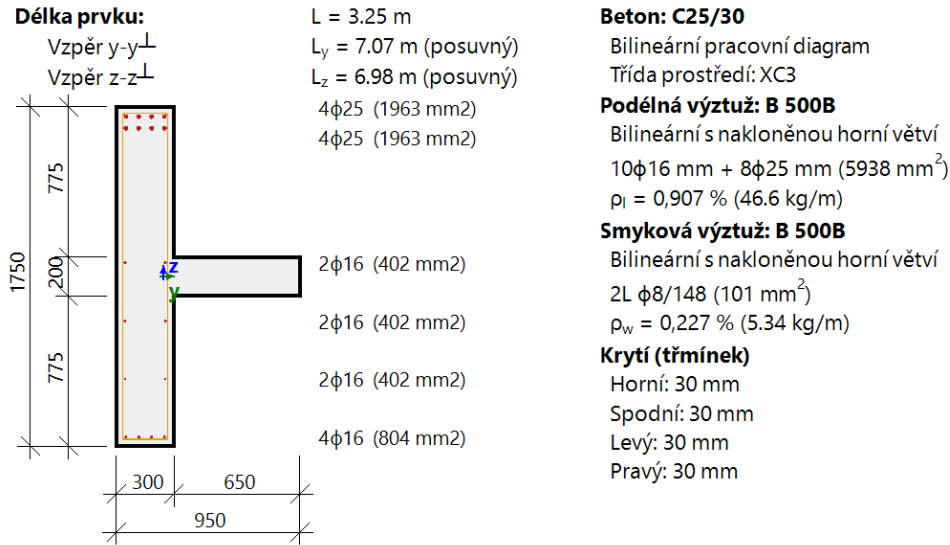


Posudek vybraného prvku:

Vybraný prvek:



Posudek:



Materiálové charakteristiky

Charakteristická pevnost betonu v tlaku Charakteristická mez kluzu podélné výztuže

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

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

Střední pevnost betonu v tahu

$$f_{ctm} = 2.6 \text{ MPa}$$

Modul pružnosti betonu:

$$E_c = 32 \text{ GPa}$$

Síly

Z MKP výpočtu

Charakteristické hodnoty:

$$ZS1+ZS2+ZS3+ZS5+ZS7$$

$$N = -3.99 \text{ kN} \quad M_y = -1007 \text{ kNm} \quad M_z = -28.4 \text{ kNm}$$

Kvazi-stálé hodnoty:

$$ZS1+ZS2+0.30*ZS3+ZS5+0.30*ZS7$$

$$N_{qp} = -3.11 \text{ kN} \quad M_{y,qp} = -932 \text{ kNm} \quad M_{z,qp} = -25.9 \text{ kNm}$$

Úhel výslednice ohybového momentu: $\alpha_M = -91.6^\circ$

Charakteristické hodnoty: $N_{char,r} = -3.99 \text{ kN}$ $M_{y,char,r} = -1007 \text{ kNm}$ $M_{z,char,r} = 0 \text{ kNm}$

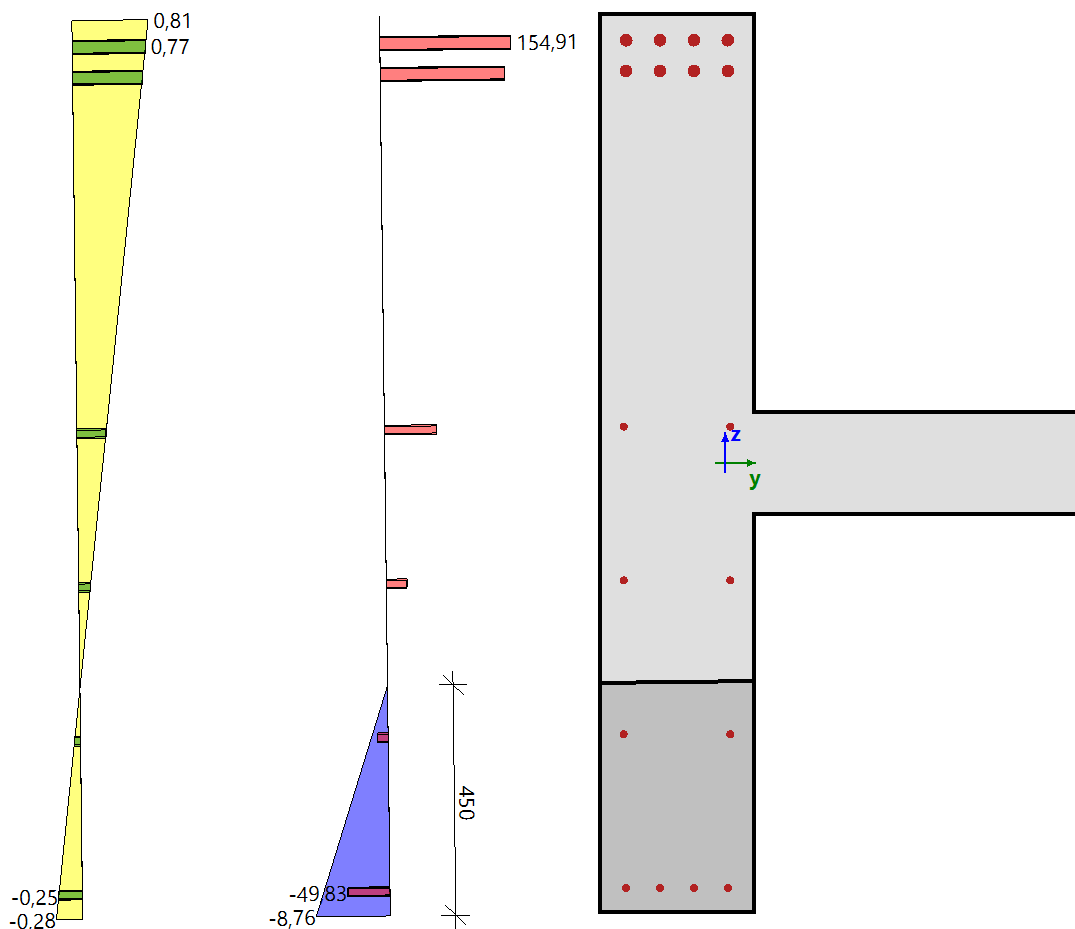
Kvazi-stálé hodnoty: $N_{qp,r} = -3.11 \text{ kN}$ $M_{y,qp,r} = -932 \text{ kNm}$ $M_{z,qp,r} = 0 \text{ kNm}$

Úhel výslednice ohybového momentu: $\alpha_{M,r} = -90^\circ$

Ověření vzniku trhlin v průřezu

Zatížení	Typ modulu	E _c [MPa]	Kombi.	N _{Ed} [kN]	M _{Edy} [kNm]	M _{Edz} [kNm]	σ _{ct} [MPa]	h [mm]	f _{ct,eff} [MPa]	Trhliny vznikají
Krátkodobé	E _c	31500	Char.	-3.99	-1007	0	5.59	1760	2.6	ANO

**Průběh napětí a přetvoření bez pevnosti betonu v tahu
pro kvazi-stálou kombinaci - krátkodobé zatížení**



Omezení napětí v betonu

Typ posudku	Zatížení	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	y_i [mm]	z_i [mm]	σ_c [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	$\sigma_c/\sigma_{c,lim}$ [-]	Stav
§7.2(2) Char.	Krátkodobé	-3.99	-1007	0						Vyp.
§7.2(3) K.-S.	Krátkodobé	-3.11	-932	0	0.06	-0.88	-8.76	-11.3	0.778	OK

Omezení napětí v nepředpínací výztuži

Typ posudku	Zatížení	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	y_i [mm]	z_i [mm]	σ_s [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]	$\sigma_s/\sigma_{s,lim}$ [-]	Stav
§7.2(5) Char.	Krátkodobé	-3.99	-1007	0	-0.19	0.82	167	400	0.418	OK

8.3 Omezení trhlin

Určení maximální možné tloušťky trhliny:

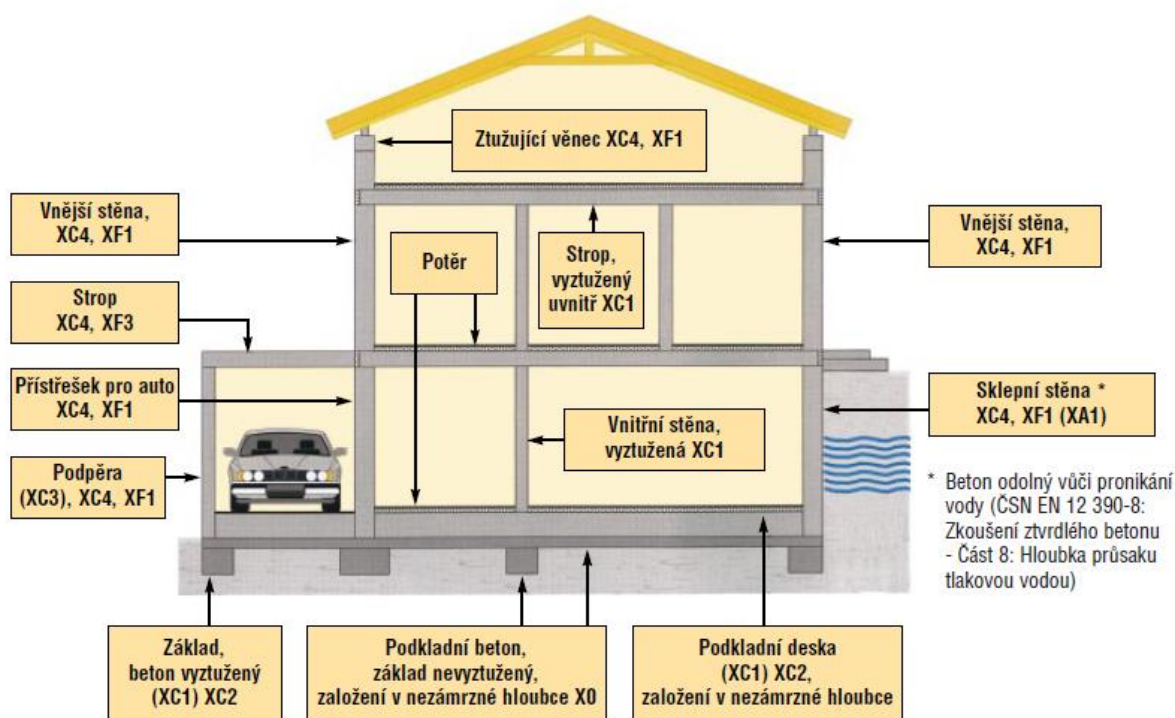
Tabulka 7.1N – Doporučené hodnoty w_{max} (mm)

Stupeň vlivu prostředí	Železobetonové prvky a prvky předpjaté nesoudržnou výztuží	Prvky předpjaté soudržnou výztuží
	Kvazi-stálá kombinace zatížení	Častá kombinace zatížení
X0, XC1	0,4 ¹⁾	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²⁾
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Dekomprese

1) Pro stupně vlivu prostředí X0, XC1 nemá šířka trhliny vliv na trvanlivost a uvedená hodnota má zajistit přijatelný vzhled. Pokud nejsou kladeny požadavky na vzhled, lze uvedenou hodnotu zvětšit.

2) Pro tyto stupně vlivu prostředí má být kromě toho posouzena dekomprese při kvazi-stálé kombinaci zatížení.

Pro konstrukci je navržena maximální šířka trhliny 0,3 mm. Podle tabulky 7.1 N ČSN EN 1992-1-1-Navrhování betonových konstrukcí-obecná pravidla a Průvodce pro betonářskou normu ČSN EN 206-2 Beton – Část 1: specifikace, vlastnosti, výroba a shoda



8.3.1 Deska

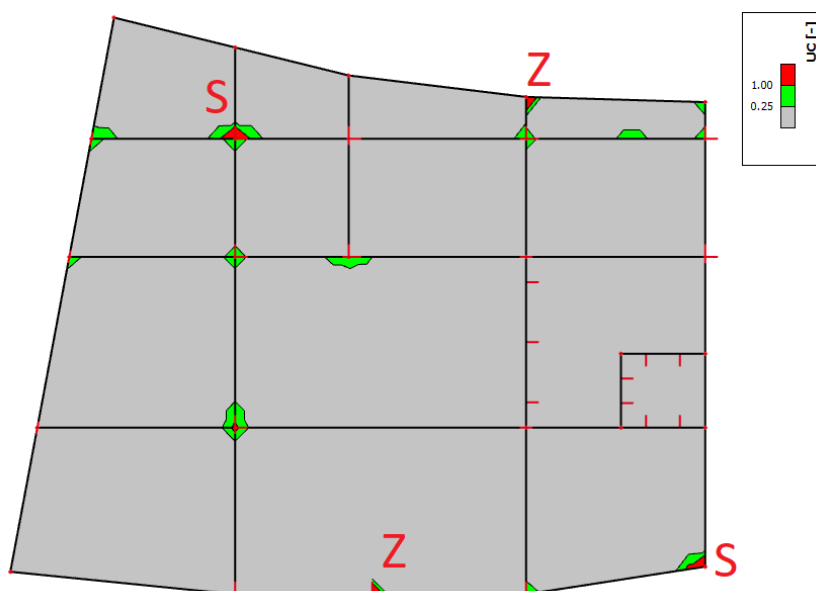
Omezení trhlin na desce bylo spočteno programem SCIA Engineer.

Výsledek obsahuje několik oblastí kde šířka trhliny nevyhovuje požadavku 0,3 mm. Pokud ale tento výsledek porovnáme s vykreslením momentů na desce, zjistíme, že tyto oblasti, kde je šířka trhliny větší než 0,3 mm, přesně odpovídají oblastem s lokálními špičkami momentů nad bodovými podporami. V těchto místech bude zatížení přenášeno mnohem únosnějšími trámy a výstup programu v těchto místech neodpovídá realitě. Tyto místa jsou označena písmenem **S**.

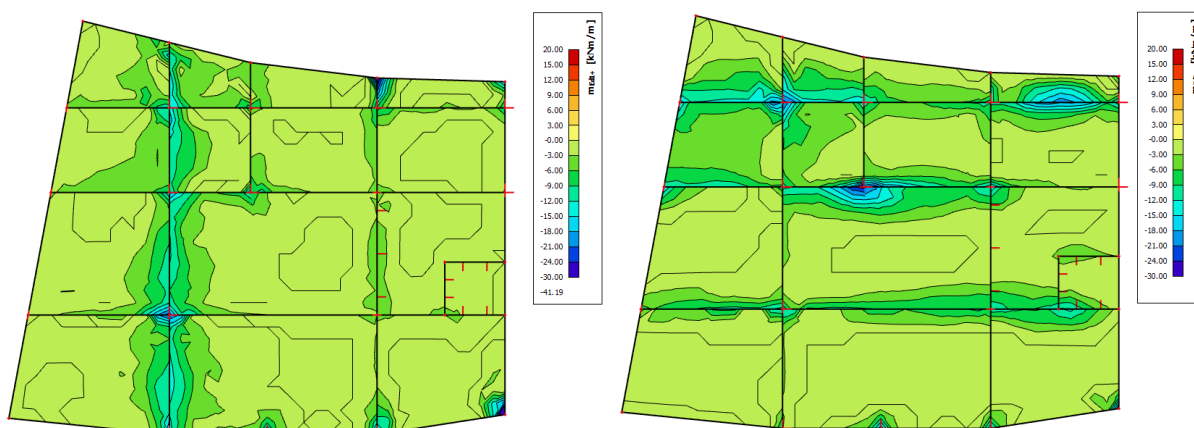
Další místa, kde výpočet neodpovídá realitě jsou místa kde se mění průřezy trámů. Tyto místa jsou označeny písmenem **Z**.

Šířka trhliny na desce podle programu:

Pro charakteristickou kombinaci zatížení:



Horní ohybové momenty na desce:

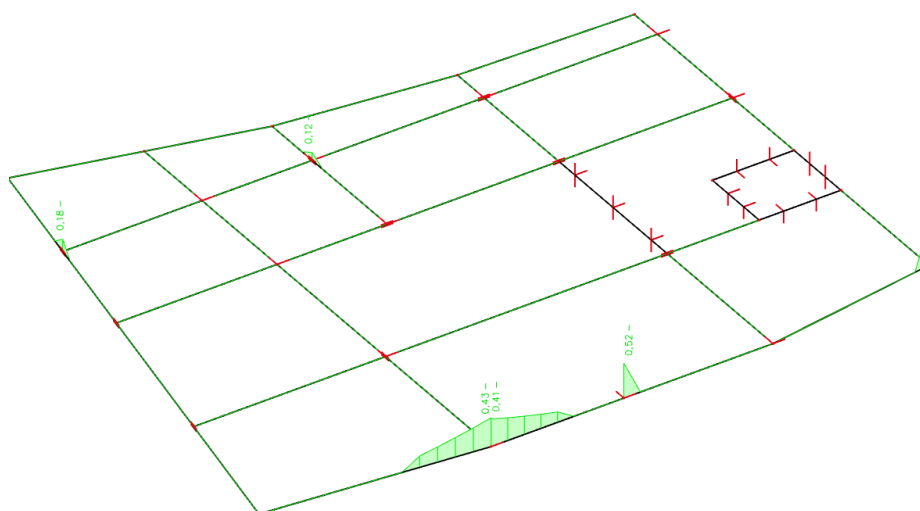


8.3.2 Trámy

Omezení trhlin na 1D prvních bylo provedeno programem SCIA Engineer. Výstupem je posouzení celé konstrukce, kde je zobrazen jednotkový posudek (využití) každého řezu. jednotkový posudek se spočítá jako podíl vypočtené šířky trhliny ku limitní hodnotě 0,3 mm.

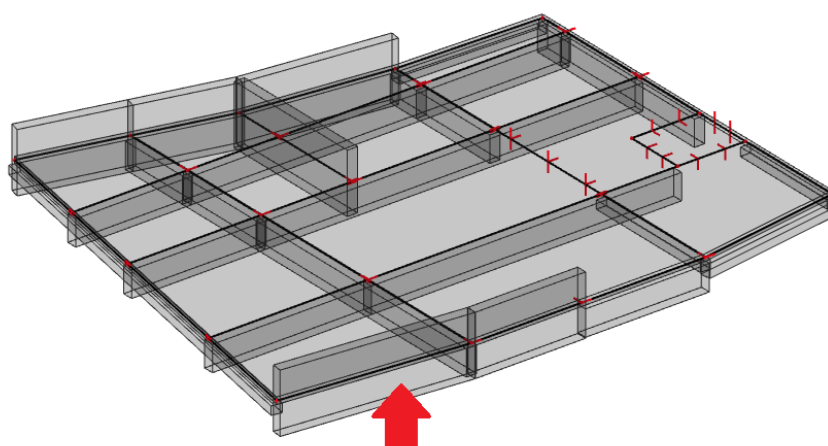
Dále je ukázaný podrobný výpočet nejvíce namáhaného řezu jednoho dílce.

Celkové posouzení:



Posudek vybraného prvku:

Vybraný prvek:



Posudek:

Řez SC1		Obecný průřez
ČSN EN 1992-1-1/NA: 2011-07		Žebro B188 [dx = 5.36 m]
Délka prvku:	L = 5.36 m	Beton: C25/30
Vzpěr y-y ⊥	L _y = 23.7 m (posuvný)	Bilineární pracovní diagram
Vzpěr z-z ⊥	L _z = 23.2 m (posuvný)	Třída prostředí: XC3
	4φ25 (1963 mm ²)	Podélná výztuž: B 500B
	4φ25 (1963 mm ²)	Bilineární s nakloněnou horní větví
		10φ16 mm + 8φ25 mm (5938 mm ²)
		ρ _l = 0,882 % (46.6 kg/m)
		Smyková výztuž: B 500B
		Bilineární s nakloněnou horní větví
		2L φ12/99.2 (226 mm ²)
		ρ _w = 0,760 % (17.9 kg/m)
		Krytí (třmínek)
		Horní: 30 mm
		Spodní: 30 mm
		Levý: 30 mm
		Pravý: 30 mm

Materiálové charakteristiky

Efektivní pevnost betonu:

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2.6 \text{ MPa}$$

Pevnost betonu, když se objeví trhlinka:

$$\sigma_{cr} = 2.6 \text{ MPa}$$

Síly

Charakteristické hodnoty

$$ZS1 + ZS2 + ZS3 + ZS5 + ZS7$$

$$N_{char} = -12 \text{ kN} \quad M_{y,char} = -1019 \text{ kNm} \quad M_{z,char} = 0 \text{ kNm}$$

Kvazi-stálé hodnoty

$$ZS1 + ZS2 + 0.30 \cdot ZS3 + ZS5 + 0.30 \cdot ZS7$$

$$N_{qp} = -10.5 \text{ kN} \quad M_{y,qp} = -944 \text{ kNm} \quad M_{z,qp} = 0 \text{ kNm}$$

Úhel výslednice ohybového momentu

$$\alpha_M = -90^\circ$$

Výpočet síly na mezi vzniku trhlin (neporušený průřez)

Maximální napětí v betonu

$$\sigma_{ct} = 5.65 \text{ MPa}$$

Síly pro vznik trhlin

$$N_{cr} = -5.53 \text{ kN} \quad M_{cry} = -471 \text{ kNm} \quad M_{crz} = 0 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{ct} = 5.65 \text{ MPa} > \sigma_{cr} = 2.6 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Objevují se trhliny}$$

Poznámka: Trhlinka se objeví, protože maximální tahové napětí je větší než pevnost na mezi vzniku trhlin.

Modul pružnosti betonu:

$$E_c = E_{cm} = 31.5 \text{ GPa}$$

Průřezové charakteristiky

Typ	Průřez bez trhlin	Průřez s trhlinami
t _{iy} [m]	-6.06 · 10 ⁻³	-0.114
t _{iz} [m]	0.0194	-0.428
A _i [m ²]	0.711	0.173
I _{iy} [m ⁴]	0.154	0.0792
I _{iz} [m ⁴]	0.0426	3.46 · 10 ⁻³

Výpočet šířky trhlin (porušený průřez)

Výška průřezu ve směru ohybové výslednice

$$h = 1750 \text{ mm}$$

Výpočet efektivní výšky průřezu

$$d = 1622 \text{ mm}$$

Výpočet výšky tlačené oblasti

$$x_r = 457 \text{ mm}$$

Hloubka efektivní plochy betonu v tahu

$$h_{c,eff} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{2.5 \cdot (h - d)}{3} \\ \frac{h - x_r}{3} \\ \frac{h}{2} \end{array} \right\} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{2.5 \cdot (1750 - 1622)}{3} \\ \frac{1750 - 457}{3} \\ \frac{1750}{2} \end{array} \right\} = 321 \text{ mm}$$

Výpočet vlákna betonového průřezu s max/min pevností betonu v tahu

$$y_{fib} = -264 \text{ mm} \quad z_{fib} = 875 \text{ mm}$$

Efektivní plocha betonu v tahu

$$A_{c,eff} = 96335 \text{ mm}^2$$

Minimální a maximální hodnota protažení betonu

$$\varepsilon_{max} = 0.82 \text{ ‰} \quad \varepsilon_{min} = -0.287 \text{ ‰}$$

$$\sigma_{max} = 25.8 \cdot 10^6$$

$$\sigma_{min} = -9.03 \cdot 10^6 \quad \varepsilon_{min} = -0.287 \text{ ‰}$$

Větší hodnota tahového přetvoření betonu

$$\varepsilon_1 = \max(\varepsilon_{min}; \varepsilon_{max}) = \max(-0.287; 0.82) = 0.82 \text{ ‰}$$

Menší hodnota tahového přetvoření betonu

$$\varepsilon_2 = 0 \text{ ‰}$$

Koeficient, který bere v úvahu rozložení napětí

$$k_2 = \frac{(\varepsilon_1 + \varepsilon_2)}{2 \cdot \varepsilon_1} = \frac{(0.82 + 0)}{2 \cdot 0.82} = 0.5 \quad (7.13)$$

Součinitel trvání zatížení

$$k_t = k_{t,long} + (k_{t,short} - k_{t,long}) \cdot (1 - \text{Coeff}_{long}) = 0.4 + (0.6 - 0.4) \cdot (1 - 1) = 0.4 \quad (§7.3.4(2))$$

Ekvivalentní průměr podélné výztuže uvnitř plochy $A_{c,eff}$

$$\phi_{eq} = 25 \text{ mm}$$

Maximální hodnota tahového napětí ve výztuži uvnitř plochy $A_{c,eff}$

$$\sigma_s = 156.7 \text{ MPa}$$

Plocha výztuže uvnitř plochy $A_{c,eff}$

$$A_s = 3927 \text{ mm}^2$$

Poměr modulů betonu a výztuže

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{31500} = 6.35 \quad (§7.3.4(2))$$

Poměr výztuže uvnitř plochy $A_{c,eff}$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{3927}{96335} = 0.0408 \quad (7.10)$$

Krytí výztuže nejbliž okraji průřezu, ve směru výslednice ohybového momentu

$$c = 42 \text{ mm}$$

Výpočet maximální osové vzdálenosti mezi pruty uvnitř oblasti $A_{c,eff}$

$$s_{max} = 59.1 \text{ mm}$$

Součinitel, který zohledňuje soudržnost výztuže s betonem

$$k_1 = 0.8$$

Součinitel pro výpočet maximální vzdálenosti mezi trhlinami

$$k_3 = \min \left(3.4 \cdot \left(\frac{0.025}{c} \right)^{\frac{2}{3}}; 3.4 \right) = \min \left(3.4 \cdot \left(\frac{0.025}{0.042} \right)^{\frac{2}{3}}; 3.4 \right) = 2.41 \quad k_4 = 0.425 \quad (\text{ČSN } \S 7.3.4(3))$$

Maximální vzdálenost mezi trhlinami

$$s_{max} = 59.1 \text{ mm} \leq 5 \cdot (c + 0.5 \cdot \phi_{eq}) = 273 \text{ mm} \text{ or } \rho_{p,eff} = 0, \text{ proto:}$$

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi_{eq}}{\rho_{p,eff}} = 2.41 \cdot 0.04 + \frac{0.8 \cdot 0.5 \cdot 0.425 \cdot 0.03}{0.0408} = 205 \text{ mm} \quad (7.11)$$

Střední přetvoření ve výztuži

$$\begin{aligned} \epsilon_{sm, \epsilon_{cm}} &= \max \left(\frac{\sigma_s - k_t \cdot \left(\frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \right) \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s}; \frac{0.6 \cdot \sigma_s}{E_s} \right) \\ &= \max \left(\frac{156.7 - 0.4 \cdot \left(\frac{2.6}{0.0408} \right) \cdot (1 + 6.35 \cdot 0.0408)}{200000}; \frac{0.6 \cdot 156.7}{200000} \right) = 0.623 \text{ ‰} \end{aligned} \quad (7.9)$$

Vypočtená šířka trhliny

$$w_k = s_{r,max} \cdot \epsilon_{sm, \epsilon_{cm}} = 205 \text{ mm} \cdot 0.623 \text{ ‰} = 0.128 \text{ mm} \quad (7.8)$$

Limitní hodnota šířky trhlin

$$w_{max} = 0.3 \text{ mm}$$

Jedn. pos.

Výpočet jednotkového posouzení

$$UC = \frac{w}{w_{max}} = \frac{0.128 \text{ mm}}{0.3 \text{ mm}} = 0.426$$

Posouzení šířky trhlin

$$w = 0.128 \text{ mm} = < w_{max} = 0.3 \text{ mm}$$

Poznámka: Posudek šířky trhlin vyhovuje, protože šířka trhlin je menší než limitní šířka.

Napětí a protažení na části průřezu s trhlinami zatížené ve 2. MS kvazi stálým zatížením

