

2/1-1.29.1 НАСЛОВНА СТРАНА

2/1-1.29 МОСТ на km 131+830,64

Инвеститор:	„Инфраструктура Железнице Србије“ а.д. Немањина 6/4, Београд
Објекат:	Модернизација, реконструкција и изградња пруге Београд - Суботица државна граница (Келебија), деоница пруге Нови Сад - Суботица - државна граница (Келебија), у Новом Саду, Кисачу, Степановићеву, Змајеву, Врбасу, Ловћенцу, Малом Иђошу, Бачкој Тополи, Жеднику, Наумовићеву и Суботици, К.О. Нови Сад I, К.О. Нови Сад IV, К.О. Кисач,, К.О. Руменка, К.О. Степановићево, К.О. Ченеј, К.О. Бачко Добро Поље, К.О. Врбас, К.О. Врбас - град, К.О. Змајево, К.О. Куцура, К.О. Ловћенац, К.О. Мали Иђош, К.О. Фекетић, К.О. Бачка Топола, К.О. Бачка Топола - Град, К.О. Мали Београд, К.О. Биково, К.О. Доњи Град, К.О. Жедник, К.О. Нови Град, К.О. Палић, К.О. Стари Град, на катастарским парцелама према списку приложеном у Главној свесци
Врста техничке документације:	ИДП Идејни пројекат
Назив и ознака дела пројекта:	2/1-1.29 Мост на km 131+830,64
За грађење / извођење радова:	Нова градња и реконструкција
Пројектант:	Саобраћајни институт ЦИП, д.о.о Немањина 6/ IV, Београд 351-02-02009/2017-07
Одговорно лице пројектанта:	Генерални директор: Милутин Игњатовић, дипл.инж
Потпис:	
Одговорни пројектант:	Дејан Срејић, дипл.инж. грађ.
Број лиценце:	лиценца бр.310 F110 07
Потпис:	
Број дела пројекта:	2017-728-КОН-2/1-1.29
Место и датум:	Београд, јул 2020.

2/1-1.29.2. САДРЖАЈ

2/1-1.29.1.	Насловна страна
2/1-1.29.2.	Садржај
2/1-1.29.3.	Решење о одређивању одговорног пројектанта
2/1-1.29.4.	Изјава одговорног пројектанта
2/1-1.29.5.	Текстуална документација
2/1-1.29.5.1	Технички извештај
2/1-1.29.6.	Нумеричка документација
2/1-1.29.6.1	Статички прорачун
2/1-1.29.6.2	Предмер и предрачун
2/1-1.29.7.	Графичка документација
2/1-1.29.7.1	Диспозиција
2/1-1.29.7.2	Попречни пресеци
2/1-1.29.7.3	Подужни пресеци

2/1-1.29.3. РЕШЕЊЕ О ОДРЕЂИВАЊУ ОДГОВОРНОГ ПРОЈЕКТАНТА

На основу члана 128 Закона о планирању и изградњи ("Службени гласник РС", бр. 72/09, 81/09 - исправка, 64/10 - УС, 24/11, 121/12, 42/13 - УС, 50/2013 - УС, 98/2013 - УС, 132/14, 145/14, 83/2018, 31/2019 и 37/2019 -др.закон 9/2020) и одредби Правилника о садржини, начину и поступку израде и начину вршења контроле техничке документације према класи и намени објекта ("Службени гласник РС" бр 73/2019) као:

ОДГОВОРНИ ПРОЈЕКТАНТ

за израду **2/1-1.29 Мост на km 131+830,64**, који је део ИДП - Идејног пројекта Модернизација, реконструкција и изградња пруге Београд - Суботица државна граница (Келебија), деоница пруге Нови Сад - Суботица - државна граница (Келебија), у Новом Саду, Кисачу, Степановићеву, Змајеву, Врбасу, Ловћенцу, Мали Иђошу, Бачкој Тополи, Жеднику, Наумовићеву и Суботици, К.О. Нови Сад I, К.О. Нови Сад IV, К.О. Кисач, К.О. Руменка, К.О. Степановићево, К.О. Ченеј, К.О. Бачко Добро Поље, К.О. Врбас, К.О. Врбас - град, К.О. Змајево, К.О. Куцура, К.О. Ловћенац, К.О. Мали Иђош, К.О. Фекетић, К.О. Бачка Топола, К.О. Бачка Топола - Град, К.О. Мали Београд, К.О. Биково, К.О. Доњи Град, К.О. Жедник, К.О. Нови Град, К.О. Палић, К.О. Стари Град, одређује се:

Дејан Срејић, дипл. инж. грађ. _____ 310 F110 07

Пројектант: САОБРАЋАЈНИ ИНСТИТУТ ЦИП д.о.о.,
Београд Немањина 6/IV
351-02-02009/2017-07

Одговорно лице/заступник: Генерални директор: Милутин Игњатовић, дипл.инж.

Потпис:



Број техничке документације: 2017 - 728

Место и датум: Београд, мај 2020.год.

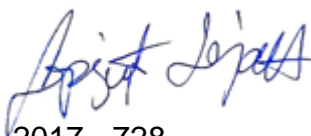
2/1-1.29.4. ИЗЈАВА ОДГОВОРНОГ ПРОЈЕКТАНТА ПРОЈЕКТА

Одговорни пројектант пројекта **2/1-1.29 Мост на км 131+830,64**, који је део ИДП - Идејног пројекта Модернизација, реконструкција и изградња пруге Београд - Суботица државна граница (Келебија), деоница пруге Нови Сад - Суботица - државна граница (Келебија), у Новом Саду, Кисачу, Степановићеву, Змајеву, Врбасу, Ловћенцу, Мали Иђошу, Бачкој Тополи, Жеднику, Наумовићеву и Суботици, К.О. Нови Сад I, К.О. Нови Сад IV, К.О. Кисач, К.О. Руменка, К.О. Степановићево, К.О. Ченеј, К.О. Бачко Добро Поље, К.О. Врбас, К.О. Врбас - град, К.О. Змајево, К.О. Куцура, К.О. Ловћенац, К.О. Мали Иђош, К.О. Фекетић, К.О. Бачка Топола, К.О. Бачка Топола - Град, К.О. Мали Београд, К.О. Биково, К.О. Доњи Град, К.О. Жедник, К.О. Нови Град, К.О. Палић, К.О. Стари Град

Дејан Срејић, дипл. инж. грађ.

ИЗЈАВЉУЈЕМ

1. да је пројекат израђен у складу са Законом о планирању и изградњи, прописима, стандардима и нормативима из области изградње објеката и правилима струке;
2. да је пројекат у свему у складу са начинима за обезбеђење испуњења основних захтева за објекат прописаних елаборатима и студијама

Одговорни пројектант ИДП:	Дејан Срејић, дипл. инж. грађ.
Број лиценце:	310 F110 07
Потпис:	
Број техничке документације:	2017 - 728
Место и датум:	Београд, мај 2020.год.

**2/1-1.29.5 ТЕКСТУАЛНА
ДОКУМЕНТАЦИЈА**

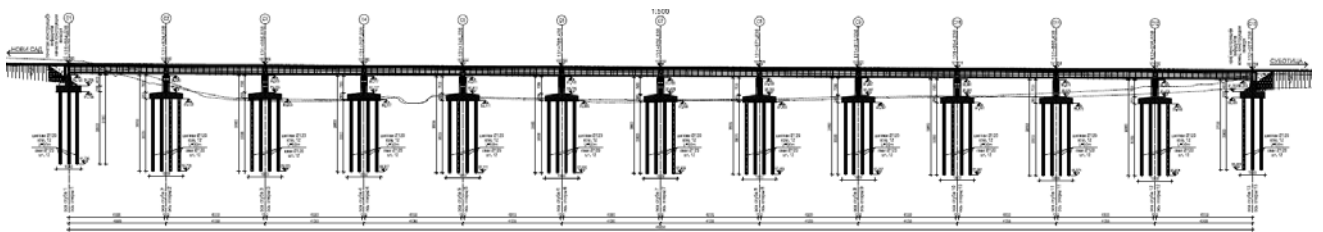
2/1-1.29.5.1 Технички опис

1. ТЕХНИЧКИ ИЗВЕШТАЈ

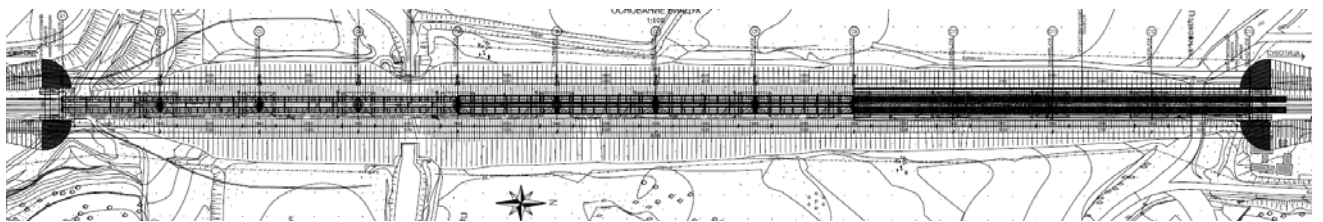
1.1 Опште

Предмет Пројекта је двоколосечни железнички вијадукт на km 131+830 новопроектоване пруге Нови Сад - Суботица, за брзине до 200km/h.

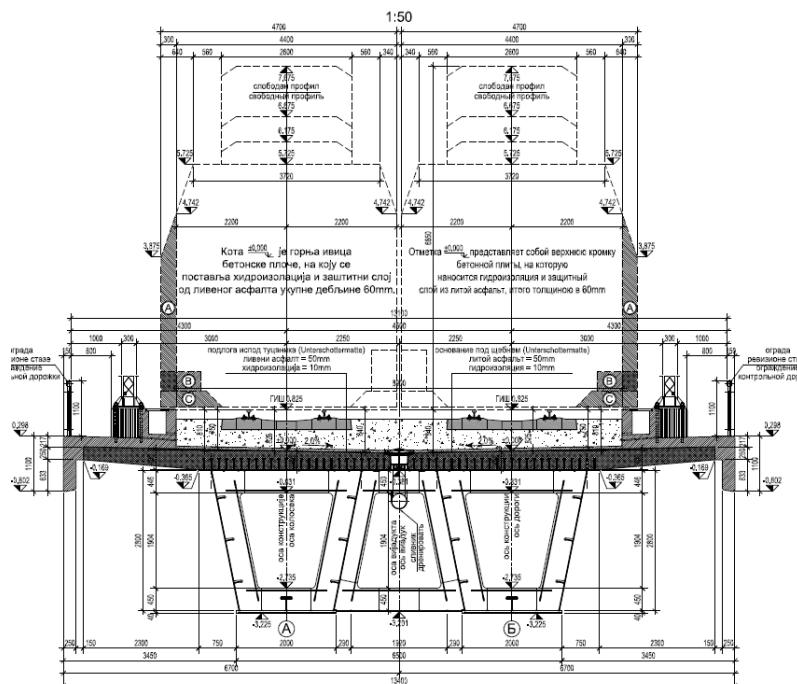
Подужни пресек моста:



Основа моста:



Попречни пресек моста.



Пројекат је израђен на основу Пројектног задатка и Извештаја Републичке ревизионе комисије. Техничка регулативе на којој је овај пројекат базиран је пре свега примена Еврокода сада и домаћих прописа SRPS EN пошто су скоро сви усвојени од стране Института за стандардизацију Србије. Такође, донети су и одговарајући Национални Анекси за већину делова.

1.1.1 Референтни стандарди за пројектовање

1. **SRPS EN 1990:** - Evrokod 0 - Osnove projektovanja konstrukcija
2. **SRPS EN 1991:** - Evrokod 1 - Dejstva na konstrukcije
3. **SRPS EN 1992:** - Evrokod 2 - Projektovanje betonskih konstrukcija
4. **SRPS EN 1993:** - Evrokod 3 - Projektovanje čeličnih konstrukcija
5. **SRPS EN 1994:** - Evrokod 4 - Projektovanje spregnutih konstrukcija
6. **SRPS EN 1997:** - Evrokod 7 - Geotehničko projektovanje
7. **SRPS EN 1998:** - Evrokod 8 - Projektovanje seizmički otpornih konstrukcija
8. **International Union of Railways (2003) UIC Code 702:** Static Loading Diagrams to be taken into Consideration for the Design of Rail-carrying Structures on Lines Used by International Services, 3rd edn. UIC, Paris.
9. **International Union of Railways (2004) UIC Code 700:** Classification of Lines. Resulting Load Limits for Wagons, 10th edn. UIC, Paris.
10. **International Union of Railways (2006) UIC Code 776-1:** Loads to be Considered in Railway Bridge Design, 5th edn. UIC, Paris.
11. **International Union of Railways (2009) UIC Code 776-2:** Load Design Requirements for Rail Bridges Based on Interaction Phenomena between Train, Track and Bridge, 2nd edn. UIC, Paris.
12. **International Union of Railways (2001) UIC Code 774-3:** Track-bridge Interaction. Recommendations for Calculating, 2nd edn. UIC, Paris.
13. **International Union of Railways (1996) UIC Code 779-1:** Effect of the Slipstream of Passing Trains on Structures Adjacent to the Track, 1st edn. UIC, Paris.
14. **International Union of Railways (2002) UIC Code 777-1:** Measures to Protect Railway Bridges against Impacts from Road Vehicles, and to Protect Rail Traffic from Road Vehicles Fouling the Track, 2nd edn. UIC, Paris.
15. **International Union of Railways (2002) UIC Code 777-2:** Structures Built over Railway Lines – Construction Requirements in the Track Zone, 2nd edn. UIC, Paris.
16. **CEB-FIP Model Code 90 (1993)** The International Federation for Structural Concrete (fib - Fédération internationale du béton)
17. **Norme Suisse SIA 260:2003-Bâtiment, génie civil - Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses**

Усвојене смернице за пројектовање:

1. Richtlinie 836 - Erdbauwerke und sonstige geotechnische Bauwerke planen, bauen und instand halten
2. Richtlinie 804 - Eisenbahnbrücken (und sonstige Ingenieurbauwerke) planen, bauen und instand halten
3. Design for optimal performance of high-speed railway bridges by enhanced monitoring systems (DETAILS) A. Braconi, A. Osta, P. Cama, N. Blasi, A. Mordini, H. Wenzel, Chellini, F. Lippi, W. Salvatore, T. Rauert, B. Hoffmeister, M. Brehm, V. Zabel, W. Hoorpah, R. Willms, F. Schroter, B. Peeters, M. Kahsin, K. Liu, G. De Roeck: European Commission, Final report, Directorate-General for Research and Innovation 2014

1.1.2 Основни усвојени улазни параметри дефинисани Еврокодима
1.1.2.1 Еврокод 0
1.1.2.1.1 Пројектовани експлоатациони век конструкције (реф. SRPS EN 1990/NA:2012,
Табела 2.1) :

Табела 2.1 — Индикативни прорачунски експлоатациони век

Категорија прорачунског експлоатационог века	Индикативни прорачунски експлоатациони век (година)	Примери
1	10	Привремене конструкције ¹⁾
2	10 до 25	Заменљиви делови конструкције, на пример крански носачи, лежишта
3	15 до 30	Пољопривредне и сличне конструкције
4	50	Конструкције зграда и друге једноставне конструкције
5	100	Конструкције монументалних зграда, мостови, као и конструкције других грађевинских објеката

¹⁾ Конструкције или делови конструкција који могу да се демантирају са изгледима да се поново користе, не треба да се разматрају као привремени.

1.1.2.1.2 Управљање поузданошћу конструкције (реф. SRPS EN 1990:2012, Прилог Б)

Класа према последицама:

Табела Б1 — Дефиниција класа према последицама

Класа према последицама	Опис	Примери зграда и инжењерско грађевинских објеката
СС3	Велике последице за губитак људских живота, или врло велике економске и социјалне последице, или последице по средину	Трибине, јавне зграде код којих су последице лома велике (на пример концертна дворана)
СС2	Средње последице за губитак људских живота, значајне економске и социјалне последице, или последице по средину	Стамбене и административне зграде, јавне зграде код којих су последице лома средње (на пример административна зграда)
СС1	Мале последице за губитак људских живота, као и мале или занемарљиве економске и социјалне последице, или последице по средину	Пољопривредне зграде у које људи нормално не улазе (на пример зграде за складиштење), стаклене баште

За предвиђени објекат је усвојена класа према последицама СС2 према наведеној табели. За новопројектовану пругу се може рећи да евентуално рушење објеката на траси има значајне економске и социјалне последице.

Класа према поузданости:

Табела Б2 — Препоручене најмање вредности за индекс поузданости β (гранична стања носивости)

Класа према поузданости	Најмање вредности за β	
	Референтни период од 1 године	Референтни период од 50 година
RC3	5,2	4,3
RC2	4,7	3,8
RC1	4,2	3,3

Табела Б3 — K_{FI} коефицијент за дејства

K_{FI} коефицијент за дејства	Класа према поузданости		
	RC1	RC2	RC3
K_{FI}	0,9	1,0	1,1

1.1.2.1.3 Надзор у току извођења (реф. SRPS EN 1990:2012, део Б5)

Табела Б5 — Нивон надзора (IL)

Нивон надзора	Карактеристике	Захтеви
IL3 одговара RC3	проширени надзор	надзор трећег лица
IL2 одговара RC2	нормалан надзор	надзор у сагласности са процедурама организације
IL1 одговара RC1	нормалан надзор	самонадзор

1.1.2.2 Еврокод 0 (Анекс А2)

1.1.2.2.1 Докази деформација и вибрација за железничке мостове

Овде ће бити побројани сви докази деформација и вибрација које су захтеване стандардом SRPS EN 1990-Додатак А2. Наведени услови морају бити задовољени како би безбедност саобраћаја преко конструкције била адекватна.

Извршена је контрола:

- вертикалних убрзања коловозне конструкције моста (контрола нестабилности застора А2.4.4.2.1);
- угиб коловозне конструкције моста, према Делу А2.4.4.2.3;
- одизање на лежиштима;
- угиб коловозне конструкције моста иза лежишта, према Делу А2.4.4.2.3 и EN 1991-2 6.5.4.5(2);
- увртање коловозне конструкције моста, према Делу А2.4.4.2.2;
- ротација крајева коловозне конструкције и релативна укупна ротација између суседних коловозних конструкција, према EN 1991-2 6.5.4 и А2.4.4.2.3 (2);
- уздужно померање крајева коловозне конструкције;
- хоризонтални попречни угиб;
- хоризонтална ротација коловозне конструкције моста;
- прву фреквенцију слободних бочних вибрација.

1.1.2.2.2 Критеријуми безбедности у саобраћају (реф. SRPS EN 1990:2012, члан А 2.4.4.2)

1.1.2.2.2.1 Вертикална убрзања коловозне конструкције моста (реф. SRPS EN 1990:2012, члан А 2.4.4.2.1)

На предметном мосту је неопходно извршити динамичку анализу конструкције, што има за последицу да је потребно проверити и максимална убрзања коловозне конструкције услед дејства железничког саобраћаја у оси колосека.

Према SRPS EN 1990:2012, члан А 2.4.4.2.1 усвајају се меродавне максималне вредности убрзања:

$$\gamma_{bt} = 3.5 \frac{m}{s^2}$$

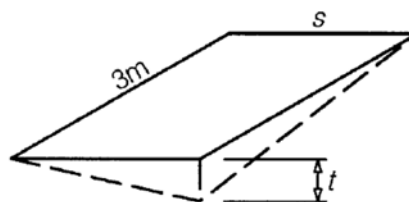
Узимају се у обзир фреквенције и припадајуће тонове осциловања све до веће од:

- 30Hz
- 1,5 вредности фреквенције основног тона вибрација разматраног елемента
- фреквенције трећег тона вибрације елемента

1.1.2.2.2.2 Увртање коловозне плоче (реф. SRPS EN 1990:2012, члан А 2.4.4.2.2)

Увртање коловозне табле се приказује преко вертикалног угиба једне тачке шина на дужини колосека од 3m.

Дефиниција увртања коловозне табле:



$s = 1.435 \text{ m}$ -Размак између шина

Табела А2.7 — Граничне вредности за увртање коловозне конструкције моста

Опсег брзине $V(\text{km/h})$	Максимално увртање $t(\text{mm}/3\text{m})$
$V \leq 120$	$t \leq t_1$
$120 < V \leq 200$	$t \leq t_2$
$V > 200$	$t \leq t_3$

НАПОМЕНА Вредности за t могу да се дефинишу у националном прилогу. Препоручене вредности за скуп t су:

$t_1 = 4,5$
$t_2 = 3,0$
$t_3 = 1,5$

Вредности за пруге са различитом ширином колосека могу да се дефинишу у националном прилогу.

Максималне вредности увртања износи: $t_2 = 3.0 \text{ mm}$ ($120 \text{ km/h} < V \leq 200 \text{ km/h}$)

1.1.2.2.3 Вертикална деформација коловозне конструкције моста (реф. SRPS EN 1990:2012, члан А 2.4.4.2.3)

Вертикална деформација коловозне табле се контролише преко:

- вертикалног угиба конструкције (SRPS EN 1990:2002, члан А2.4.4.2.3 (1), SRPS EN 1990/NA:2012, члан 2.2.29);

Највећи угиб мерен дуж било ког колосека услед дејства железничког саобраћаја:

$$\delta < \frac{L}{800}, \text{ са оптерећењем на само једном колосеку}$$

Као додатни услов за вертикалне угибе користе се и смернице немачких железница, швајцарског стандарда SIA 260 и смерница Европске комисије које су наведне под 3. у Делу 2.1.1., које за случај када није потребно опсежно одржавање колосека, захтевају да максимални угиби не смеју прећи границе дате табелом:

Table 8.12. Permissible vertical deflections to avoid excessive track maintenance

$V < 80 \text{ km/h}$	$\delta_{\text{stat}} \leq L/800$ Note: Due to what is said above, namely that the maximum total deflection measured along any track due to rail traffic actions should not exceed $L/600$, please note that 600 multiplied with 1.33 gives approximately 800.
$80 \leq V \leq 200 \text{ km/h}$	$\delta_{\text{stat}} \leq L/(15V - 400)$ Note: The upper limit $L/2600$ for 200 km/h is the permissible deflection which DB (Deutsche Bundesbahn – German railways) has taken following many years of designing bridges for high-speed lines in Germany, a value which gave satisfaction.
$V > 200 \text{ km/h}$	$\delta_{\text{dyn}} \leq \text{value given by the dynamic study, but } \delta_{\text{stat}} \leq L/2600$

$$\delta_{\text{stat}} < \frac{L}{2600}$$

Извод из швајцарског стандарда SIA 260:

Tableau 12: Limites de service pour les ponts-rails à voie normale

État-limite	Conséquences des effets des actions		
	irréversibles	réversibles	réversibles
	Cas de charge		
	rare (20)	fréquent (21)	quasi permanent (22)
Aptitude au fonctionnement ³⁾ – Flèches – $v < 80$ ⁵⁾ – $80 \leq v \leq 200$ ⁵⁾ – Gauche de la voie – $v \leq 120$ ⁵⁾ – $v > 120$ ⁵⁾ – Déplacement vertical relatif de l'extrémité du tablier derrière la culée – $v \leq 160$ ⁵⁾ – $v > 160$ ⁵⁾		$w \leq l/800$ ⁴⁾ $w \leq l/(15v - 400)$ ^{4) 5)} $\leq 1,0 \text{ mrad/m}$ ⁴⁾ $\leq 0,7 \text{ mrad/m}$ ⁴⁾ $\leq 3 \text{ mm}$ ⁴⁾ $\leq 2 \text{ mm}$ ⁴⁾	
Aspect			$w \leq l/700$ ^{1) 2)}
¹⁾ Flèche après déduction d'une éventuelle contreflèche. Les effets à long terme dus au retrait, à la relaxation ou au fluage doivent être pris en considération. ²⁾ Flèche due aux actions, en particulier aux actions à long terme, après le montage de l'équipement technique principal. ³⁾ Valeurs indicatives pour les voies ballastées; les limites de service pour les voies sans ballast seront fixées en accord avec l'autorité de surveillance. ⁴⁾ Déformation due au modèle de charge 1, le cas échéant au modèle de charge 2 (jusqu'à deux voies chargées, valeurs caractéristiques y compris le coefficient dynamique). ⁵⁾ v en km/h.			
Les déformations doivent être déterminées selon les normes SIA 262 à 266. Des écarts par rapport aux limites de service peuvent être fixés en accord avec l'autorité de surveillance. Ils doivent être indiqués dans la convention d'utilisation. Des exigences réduites sont envisageables spécialement pour les éléments de construction secondaires et pour des tronçons particuliers avec voies de raccordement ou avec voies à plusieurs rails.			

Мерени угиби се односе на дејство шеме LM 71 у једном колосеку множено са динамичким коефицијентом Φ и са вредношћу коефицијента класификације оптерећења $\alpha=1,00$. Ограничење угиба које је дефинисано стандардом EN 1990 не узима у обзир услове стабилности колосека, док додатни услов узима. Такође је на овај начин могуће избећи сложену динамичку анализу конструкције. Пројектована конструкција задовољава овај услов, а такође је спроведена и динамичка анализа конструкције.

- ротације (нагиба) крајева коловозне плоче:

2.2.31 Тачка А2.4.4.2.3(3)

Максималан угао ротације коловозне конструкције, мерен у оси колосека, од деловања карактеристичних вредности LM71 (помноженог са Φ и α) или деловања разлике температуре ΔT_M , не сме да прекорачи следеће граничне вредности (видети слику А2.2 у SRPS EN 1990:2012):

- а) за једноколосечне мостове:

$6,5 \times 10^{-3}$ rad на прелазу са моста на насип (θ_1, θ_3),

10×10^{-3} rad између две суседне мостовске конструкције (θ_1, θ_2);

- б) за вишеколосечне мостове:

$3,5 \times 10^{-3}$ rad на прелазу са моста на насип (θ_1, θ_3),

5×10^{-3} rad између две суседне мостовске конструкције (θ_1, θ_2).

НАПОМЕНА 1 Код вишеколосечних мостова ротација се рачуна са саобраћајним оптерећењем на једном колосеку.

НАПОМЕНА 2 Релевантна институција може да прошири проверу максималног угла ротације услед истовременог дејства саобраћајног оптерећења и температурне разлике.



- допуштена померања на месту дилатација ($\delta_H = 10 \text{ mm}$ -не узимајући у обзир садејство конструкције и колосека; $\delta_V = 2.00 \text{ mm}$ -брзина саобраћаја већа од 160 km/h ; EN 1991-2, 6.5.4.5.2.).

1.1.2.2.2.4 Попречна деформација и вибрације коловоза (реф. SRPS EN 1990:2012, члан А 2.4.4.2.4)

Попречна деформација коловоза се ограничава преко:

- максимале хоризонталне ротације коловоза на његовим крајевима око вертикалне осе ($\alpha_{2,\text{max}} = 0.002$, $120 \text{ km/h} < V \leq 200 \text{ km/h}$; EN 1990 Annex 2 (A2.4.4.2.4));
- максималне промене радијуса кривине колосека (срачунату као $r = \frac{L^2}{8\delta_h}$) ($r_5 = 9500 \text{ m}$; $120 \text{ km/h} < V \leq 200 \text{ km/h}$; EN 1990 Annex 2 (A2.4.4.2.4));

Фреквенција првог тона осциловања за попречне вибрације не треба да буде мања од $f_{h0} = 1.2 \text{ Hz}$.

1.1.2.2.2.5 Уздужно померање коловозне конструкције моста (реф. SRPS EN 1990:2012, члан А 2.4.4.2.5)

$\delta_{B,\text{max}} [\text{mm}] = 5 \text{ mm}$ -за континуално заварене шине (SRPS EN 1991-2:2012, члан 6.5.4.5.2)

Где је δ_B -релативно подужно померање између две суседне коловозне табле или између коловозне табле и опорца.

1.1.2.2.3 Граничне вредности максималног вертикалног померања за удобност путника (реф. SRPS EN 1990:2012, члан А 2.4.4.3)

1.1.2.2.3.1 Критеријум удобности

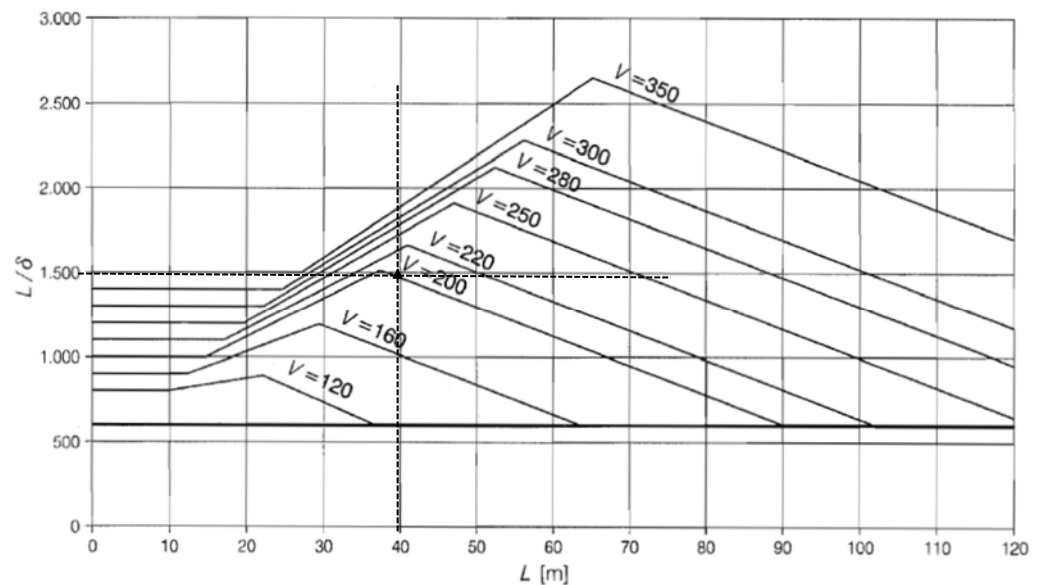
Табела А2.9 — Препоручени нивои удобности

Ниво удобности	Вертикално убрзање b_v (m/s^2)
Врло добра	1,0
Добра	1,3
Прихватљива	2,0

КОМЕНТАР: Пројектом је спроведена динамичка анализа конструкције где је показано да вертикална убрзања у свим тачкама коловозне плоче не прелазе вредност које су допуштене. Пошто је динамичка анализа третирала дејство саобраћајног оптерећења преко система концентрисаних сила, било је немогуће показати колика су предметна убрзања унутар возила, али ипак, њихова вредност је засигурно мања од оних које су срачунате у коловозној конструкцији.

1.1.2.2.3.2 Критеријуми угиба за проверу удобности путника

За случај када се не срачунава интеракција возила и конструкције потребно је задовољити услов дефинисан Сликаом А2.3 стандарда SRPS EN 1990 Додатак А2. Дијаграм се односи за серију простих греда које су такође предмет овог пројекта:



The factors listed in A2.4.4.3.2.(5) should not be applied to the limit of $L/\delta = 600$.

1.1.2.3 Еврокод 1

1.1.2.3.1 Улазни параметри

Сва меродавна дејства на конструкцију моста су наведена у Делу 2.1 Анализа оптерећења. Овде ће бити појашњени неки карактеристични параметри који су саставни део Анализе оптерећења.

1.1.2.3.1.1 Температурна дејства

Меродавни опсег температурне промене за одређивање дилатација је $\Delta T_{N,dilat} = \pm 46^{\circ}\text{C}$ око ефективне вредности температуре $T_0 = 10^{\circ}\text{C}$ која такође и представља температуру на којој се постављају дилатације у средњем положају.

Поред линеарне температурне разлике дефинисану стандардом SRPS EN 1991-1-5, усвојена је примена и упрошћене нелинеарне температурне ($\Delta T_{nonl} = \pm 10^{\circ}\text{C}$ задато само у бетонској коловозној плочи).

1.1.2.3.1.2 Оптерећење током извођења радова

Узимајући у обзир усвојену методологију извођења радова која подразумева употребу привременог ослањања конструкције моста за време извођења радова, било је неопходно одредити максимално допуштено слегање привремених ослонаца за време очвршћавања бетонске коловозне плоче. Вредност допушеног неравномерног слегања је дефинисана у Делу 2.1.5.2. и износи 5 mm.

1.1.2.3.1.3 Саобраћајно оптерећење мостова (SRPS EN 1991-2)

– Коefицијент класификације оптерећења α

Пројектант је усвојио вредност фактора класификације оптерећења $\alpha = 1.33$.

Вредност је усвојена на основу Правилника:

International Union of Railways (2003) UIC Code 702: Static Loading Diagrams to be taken into Consideration for the Design of Rail-carrying Structures on Lines Used by International Services, 3rd edn. UIC, Paris.

У предметном Правилнику се препоручује ова вредност за све новопроектване мостове на интернационалним пругама за теретни саобраћај, за случај када се не предвиђа употреба нове шеме са ознаком LM 2000.

Вредност овог коефицијента је предмет Националног додатка за предметни Еврокод, који је у току израде овог пројекта и усвојен, односно усвојена је вредност $\alpha = 1.21$.

Узимајући у обзир критеријум употребљивости по вертикалним угибима према Делу 1.1.2.2.2.3 за који се усваја вредност фактора класификације од 1.00 представља водећи услов за димензионисање предметне конструкције, овако усвојена увећана вредност губи на значају.

1.1.3 Преглед свих контрола конструкције према Еврокоду

У делу 2.11 Гранична стања употребљивости и 2.12 Гранична стања носивости су извршене све контроле конструкције захтеване стандардима према следећем редоследу:

1.1.3.1 (2.11.) Гранична стања употребљивости (ГСУ)

1.1.3.1.1 (2.11.1.) Вертикална убрзања коловозне конструкције моста

1.1.3.1.2 (2.11.2.) Увртање коловозне конструкције

1.1.3.1.3 (2.11.3.) Вертикална деформација коловозне конструкције моста

1.1.3.1.3.1 (2.11.3.1) Контрола угиба

1.1.3.1.3.2 (2.11.3.2) Контрола нагиба

1.1.3.1.3.3 (2.11.3.3) Контрола померања на месту дилатације

1.1.3.1.3.4 (2.11.3.4) Контрола попречних деформација

1.1.3.1.4 (2.13.4.) Контрола прслина

1.1.3.2 (2.12.) Гранична стања носивости (ГСН)

1.1.3.2.1 (2.12.1) Коловозна плоча

1.1.3.2.1.1 (2.12.1.1) Гранична стања носивости (STR)

1.1.3.2.2 (2.12.2) Главни челични носачи

1.1.3.2.2.1 (2.12.2.1) Гранична стања носивости (STR)

1.1.3.2.2.2 (2.12.2.2) Гранична стања носивости (EQU)

1.1.3.2.2.3 (2.12.2.3) Гранична стања носивости (STR)-Линијски модел

1.1.3.2.2.4 (2.12.2.4) Средства за спрезање

1.1.3.2.2.5 (2.12.2.5) Замор материјала

1.1.3.2.3 (2.12.3) Попречна укрућења моста

1.1.3.2.4 (2.12.4) Стубови моста

1.1.3.2.5 (2.12.5) Фундамент

1.2 Подлоге за пројектовање

1.2.1 Геотехнички параметри локације

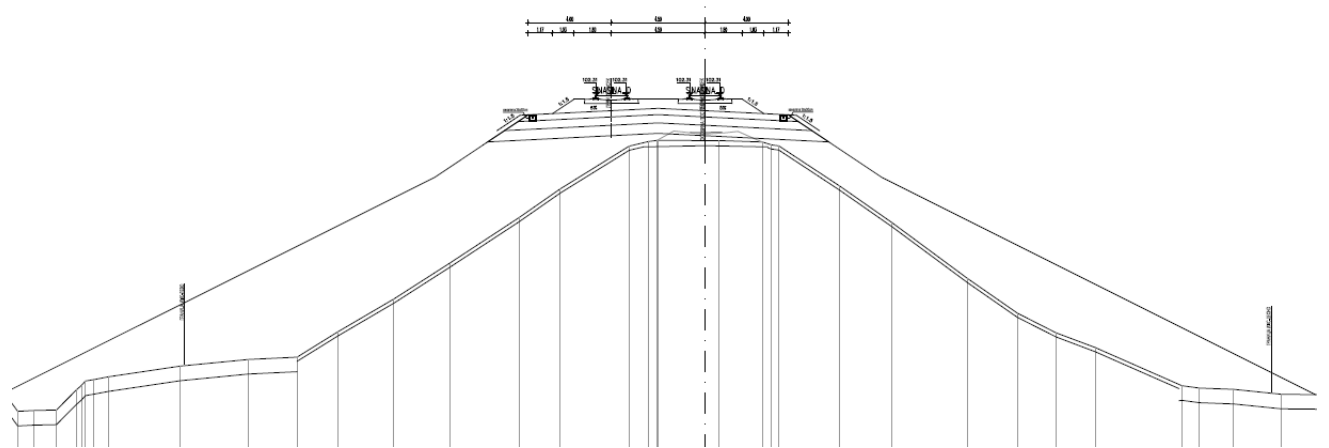
Подаци о геотехничким карактеристикама тла добијени су из геотехничког елабората који је урадио Саобраћајни Институт „ЦИП“ у оквиру израде Главног пројекта : „Књига 1 - Елаборат о геотехничким условима изградње пруге Стара Пазова - Нови Сад“. Елаборат је урађен на основу испитивања тла, која су вршена на лицу места (СРТ метода, бушотине), уз узимање узорака тла за лабораторијска испитивања. Свако стубно место је покривено или са СРТ тестом или са истражном бушотином, а на неким стубним местима су коришћене обе методе. Испитивање је вршено до дубине од $D \approx 20,0$ m.

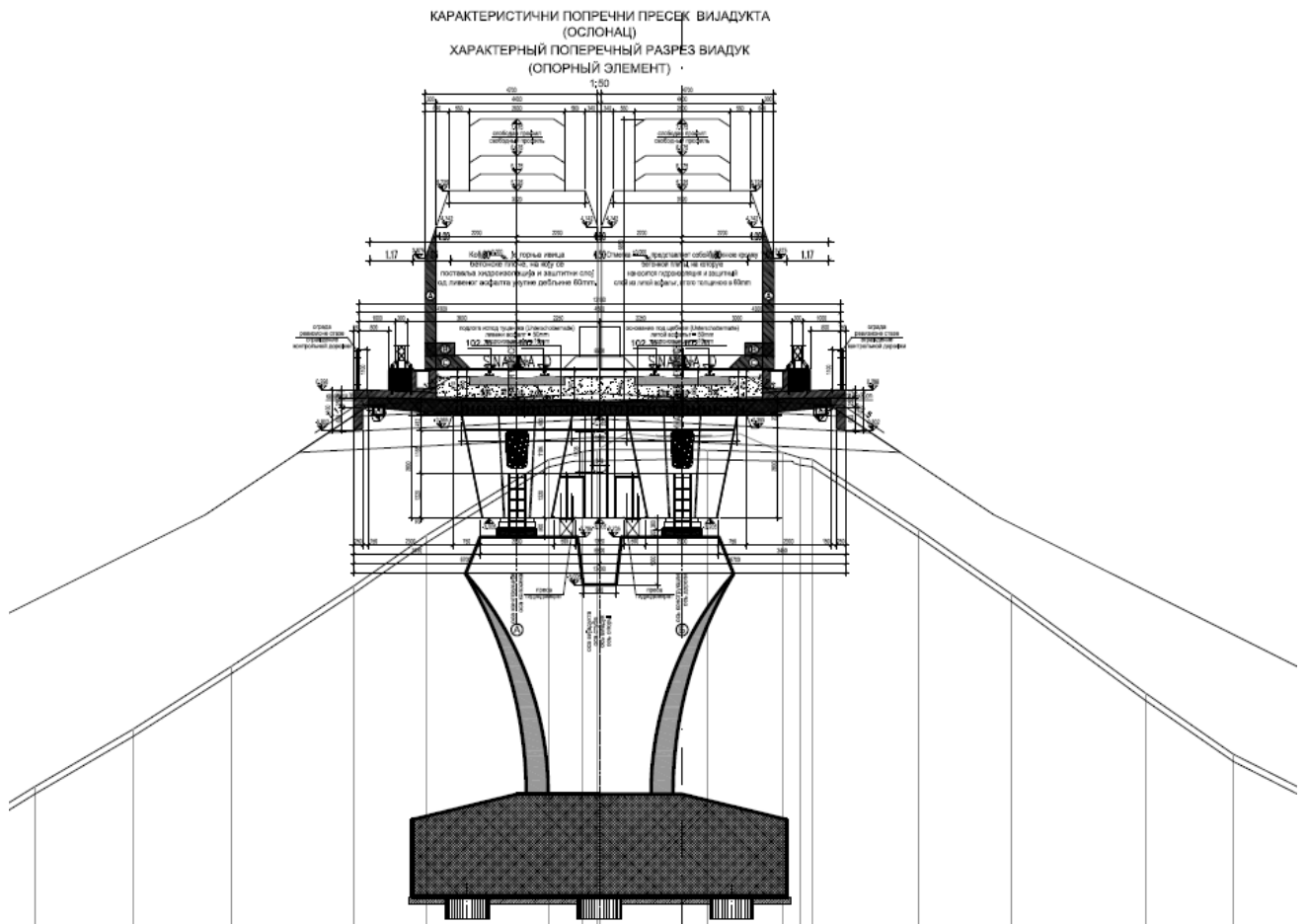
У геотехничком елаборату су наведене карактеристике слојева тла у којима ће бити извршено фундарање моста уз помоћ шипова. Већина стубова (осам од тринаест) биће фундирана у прашинама (ознака „dl-pr“) и глиновитим прашинама (ознака „pl“), са релативно slabим карактеристикама $M_s = 15000$ kN/m², односно $M_s = 25000$ kN/m². Преосталих пет стубова, на почетку и крају вијадукта, биће фундирани у лесу (ознака „l“) и глиновитим прашинама (ознака „pl“). Лес је врло лоших геомеханичких карактеристика, модула стишљивости $M_s = 5000$ kN/m². Ниво подземне воде је НПВ ≈ 1.0 m

1.2.2 Саобраћајни услови

Пруга Нови Сад - Суботица, пројектована је као двокосечна пруга за брзине од 200 km/h, на појединим деоницама, укључујући и km 131+830 на коме се налази предметни вијадукт, па самим тим и он мора да задовољи услове прописане за пруге великих брзина. Траса пруге је на месту вијадукта у правцу, а нивелета у једностраном паду. Осовина новопроектване двокосечне пруге је практично паралелна са постојећом пругом с тим што је новопроектвана нивелета за ~ 2 m виша од постојеће нивелете. Како се постојећа пруга већ налази на високом насипу, новопроектвана пруга је захтевала насип висине преко 15 m и ширине око 70 m у основи, што је било потпуно нерационално. Имајући у виду и да је постојеће тло лоших карактеристика, односно да је и постојећи насип имао проблема са превеликим слегањем одлучено је се уместо њега будућа пруга постави преко вијадукта дужине 500 m. Овакво решење захтева релативно велике земљане радове, на уклањању постојећег насипа, али се са друге стране добија стабилна конструкција која ће испунити све оштре захтеве употребљивости прописане Еврокодом за брзине 200 km/h. Вијадуктом је премошћена и река Криваја

Изглед предлога старог и новог насипа:





1.2.3 Сеизмолошки услови локације

На основу Пројектног задатка, као и захтева Републичке ревизионе комисије да се Главни пројекти објекта на двоколосечној прузи Стара Пазова - Нови Сад раде према Евронормама. Сеизмолошки услови локације вијадукта на km 131+830 су одређени према мапи сеизмичког хазарда датој у усвојеном Националном анексу, са параметрима: максимално убрзање на основној стени $a_{gr}=0.06g$, за повратни период од 475 година. Тло је класификовано као тип „D“.

1.2.4 Климатски услови локације

Објекат се налази у уобичајним климатским условима који владају у равничарским пределима северне Србије. Тачни подаци са којима се ушло у прорачун (фундаментална основна брзина ветра, максимална и минимална температура, снег) добијени су из релевантних карата, објављених у одговарајућим Националним анексима.

1.3 Диспозиција моста

1.3.1 Опис конструкције

Мостовска конструкција је усвојена као спрегнута са две повезане сандучасте греде статичког система прости греде распона $L=40\text{m}$. Појединачне конструкције су формиране тако да су симетричне у односу на своју средњу линију са позицијом лежишта директно испод трасе.

Попречни пресек моста је дефинисан на основу захтева *Правилника о техничким условима и одржавању горњег строја железничких пруга* ("Сл. Гласник РС", бр. 39/201), *Правилника о изменама и допунама Правилника о техничким условима и одржавању горњег строја железничких пруга* ("Сл. Гласник РС", бр. 74/2016), као и смерница немачких железница *Richtlinie 804*.

Туцанички застор има такву висину да задовољава захтеве и домаћег правилника и немачких смерница (око 350mm). Испод туцаничког застора је предвиђена заштита хидроизолације моста дебљине 50mm од гус асфалта. Хидроизолација коловозне плоче се израђује од битуменских трака, укупне дебљине од 10mm у свему у складу са Ril 804. Армирано бетонска коловозна плоча је у обостраном попречном нагибу од 2% ка унутра са меродавном висином од 400mm на месту спољне ивице горње фланше. На коловозној плочи се израђују ивични венци према смерницама немачких железница (Ril 804) у ливеној изради, са свим детаљима потребним за вођење инсталација преко моста, причвршћивање стубова контактне мреже и ревизионе ограде.

Спрезање армирано бетонске плоче за челичну конструкцију се остварује преко еластичних можданика (чепова) у складу са Графичком документацијом. Челична конструкција моста је завареној изради. Сандучасти челични носачи су прави, облика каде са закошеним ребрима у односу на нормалу под углом од 11° , са чистом висином ребра од 2800mm . Ребра су ојачана у ослоначкој зони како би се боље примила реакција из дијафрагме попречног укрућења. Доње фланше сандучастих носача су ширине 2000mm променљивом дебљином по распону (20 , 30 и 40mm) како би се што боље искористио капацитет носивости. Горње фланше су константног попречног пресека $500 \times 20\text{mm}$, по целом распону моста. Леви и десни сандучасти носач се налазе на међусобном растојању од $4,50$. Како би се обезбедило садејство између два носача усвојено је решење попречних укрућења и то:

- као круте дијафрагме на месту ослоначких пресека;
- рамовског типа (3 по свакој конструкцији) на сваких 10m .

Сваки од носача поседује додатна попречна укрућења:

- рамовског типа на 5m од укрућења које повезују конструкције;
- попречног укрућења ребра носача на $2,5\text{m}$ од рамовских укрућења.

Сваки од сандучастих носача се ослања у својој оси на једном лежишту са обе стране. Сферна лежишта са две засебне конструкције се налазе на минималном осном одстојању од $1,2\text{m}$.

Стубови моста су пројектовани као пуни дебљине $2,85$ метра, са променљивом ширином по висини стуба. Стубови су фундирани на шиповима пречника $\varnothing 120\text{cm}$ дужине 30m .

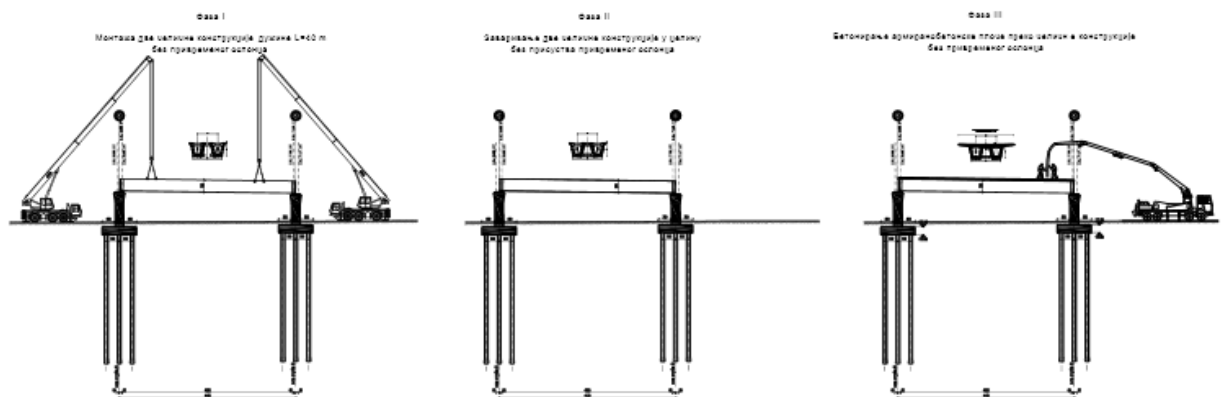
андучаста носача идентичне висине челичног дела пресека. У подужном правцу је усвојена подужна дилатација која је обезбеђивала засебно функционисање две конструкције.

1.4 Методологија изградње моста

Узимајући у обзир да је за решење усвојена спрегнута конструкција, методологија извођења објекта је од великог значаја за срачунавање статичких утицаја и димензионисање. Приликом израде пројекта, Пројектант је разматрао неколико варијанти извођења спрегнутих конструкција, од којих је изабрао ону за коју сматра да је најпогоднија за усвојену диспозицију и локацију објекта.

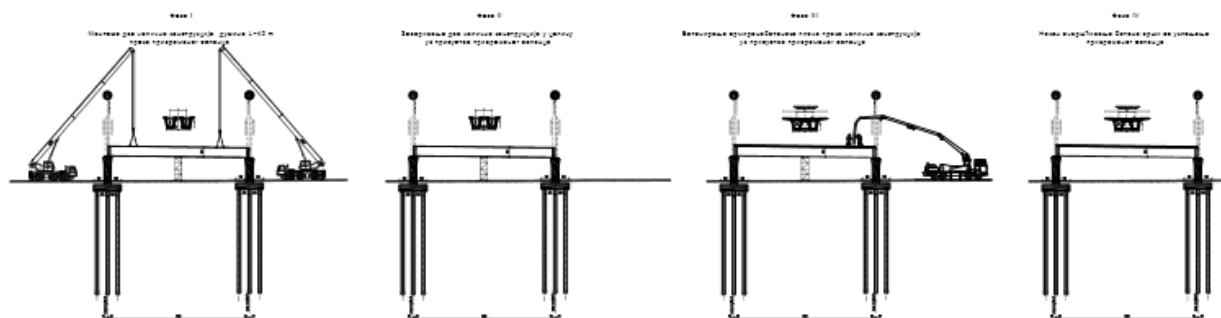
Разматране технологије извођења:

1.4.1 Монтажа без ослањања челичне конструкције



Сам метод се састоји у монтажи два челична сандука која се повезују у пројектованом положају, а накнадно се изводи армиранобетонска плоча у покретној оплати. Овакав тип монтаже карактерише највећи утрошак челика, али у исто време потпуно искључивање рада на изради помоћне конструкције (јармова, платформе итд.). На предметној конструкцији приликом димензионисања се дошло и до потребе за усвајањем челичних лимова који су дебљине преко 40mm, што у многоме компликује Пројектну документацију, а такође и само извођење радова.

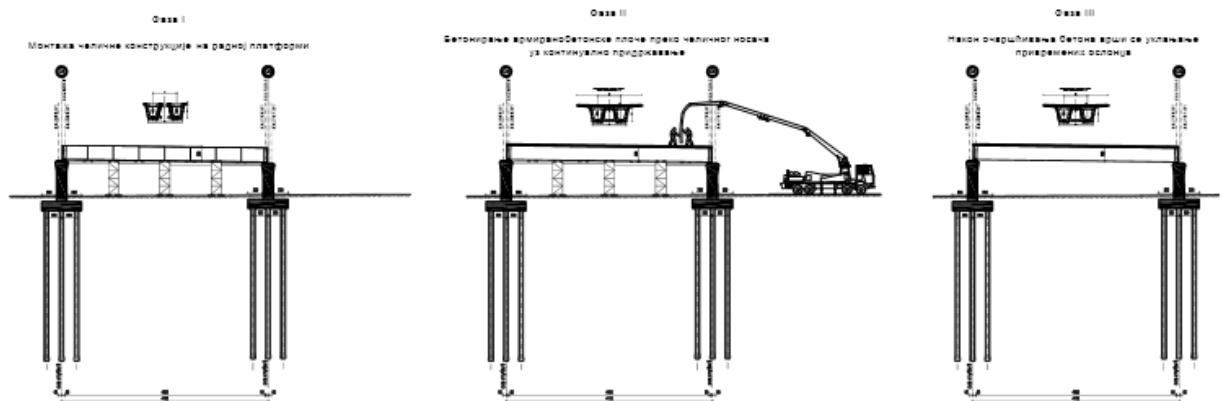
1.4.2 Монтажа са ослањањем конструкције на један привремени ослонац (јарам)



Овим методом је предвиђено постављање челичних сандука у пројектовани положај са додатним подупирањем у средини распона. Овакво подупирање има за резултат смањење утрошка материјала са додатком радова на извођењу привременог ослоњања (јарма). На овако подупрту конструкцију се врши бетонирање у покретној или неком другом типу оплате. Имајући у виду висину доње ивице конструкције у односу на терен, постављање привремених ослоњања за предметну конструкцију представља економично решење, али у исто време

контрола угиба таквог једног јарма је јако отежана услед присуства значајне вертикалне силе коју мора да прихвати и лоше носивог тла присутног на целој локацији. За овакав тип објекта који је велике крутости на савијање, појава угиба од сса 10mm, која за неку другу конструкцију не би била од значаја, у овом случају би засигурно представљала значајно напрезање елемената челичне конструкције. Као последица свега наведеног, приликом извођења радова било би неопходно обезбедити непомерљивост привременог ослонца за све време извођења и очвршћавања бетонске плоче или тачно срачунати слегање привременог ослонца како би се такво померање задао у супротном смеру челичној конструкцији непосредно пред бетонирање.

1.4.3 Монтажа са континуалним ослањањем конструкције (Усвојено решење)



Усвојени метод даје минималан утрошак челичног материјала и прилагођен је условима на локацији. Привремено ослањање челичне конструкције се предвиђа на сваких 10 метара по дужини распона са могућношћу постављања платформе непосредно испод конструкције. Оваква диспозиција јармова има за последицу њихово знатно мање оптерећење што даје за резултат конструкцију јармова и одговарајућих стопа мање димензије лакших за монтажу. Усвојено решење је флексибилно са аспекта коришћења типа оплате за извођење армирано бетонске коловозне конструкције. Извођач може оформити више монтажних комада који се могу заварити у пројектованом положају. Овакво смањење монтажних комада такође може бити од значаја приликом извођења радова.

1.5 Анализа конструкције

Прорачун конструкције је спроведен употребном програмског пакета SAP 2000 на више модела различите комплексности.

Приказ основних модела за прорачун:

- Комплексни модел



Опис модела: Овакав модел је формиран пре свега како би се што тачније срачунала торзиона крутост система две кутијасте греде и попречних укрућења рамовског типа. Срачунавање садејства између два сандука је од посебног значаја приликом прорачуна меродавног вертикалног угиба ($\delta_{stat} < L/2600$) који представља водећи услов за димензионисање. Конструкција је моделирана као просторна од површинских и линијских елемената. Површински елементи се користе за моделериње бетонске плоче и челичних лимова чије је спрезање остварено преко веза (constrains) на месту можданика. За прорачун дуготрајних дејстава (сопствене тежине и додатног сталног оптерећења) је коришћена нелинеарна анализа (*nonlinear staged analysis*) где су карактеристике материјала (модул еластичности, течење, скупљање) задате у функцији времена у складу са стандардима SRPS EN 1992-1-1 и СЕВ-FIP 1990. За систем шипова и наглавне греде је формиран посебан модел чији је утицај на глобални модел представљен линијским и ротационим опругама у нивоу доње ивице стуба. Систем опруга је задаван посебно за статичка, посебно за циклично дејство земљотреса.

- Упрошћени линијски модел главног носача



Опис модела: Главни носач моста је представљен као проста греда распона $L=40m$. Овај модел има пре свега функцију контроле комплексног модела. Све величине се срачунавају у линеарном поступку, у свему према SRPS EN стандардима. За прорачун антисиметричних дејстава (меродавно возило на једном колосеку) је коришћен коефицијент прерасподеле из комплексног модела како би се срачунао интензитет који "пада" на сваки од главних носача.

Од анализа прорачуна су коришћене:

- линеарна анализа (краткотрајна дејства на комплексним моделима, сва дејства на упрошћеном линијском моделу);
- нелинеарна анализа (дуготрајна дејства у комплексним моделима);
- директна динамичка анализа понашања конструкције (саобраћајно оптерећење на комплексним моделима);
- мултимодална анализа за прорачун одговора на сеизмичко дејство (на комплексним моделима);
- нелинеарна директна динамичка анализа на сеизмичко дејство (на комплексним моделима).

Одговорни пројектант:

Дејан Срејић, дипл. инж. грађ.
бр.лиц.:310 F110 07

**2/1-1.29.6 НУМЕРИЧКА
ДОКУМЕНТАЦИЈА**

2/1-1.29.6.1 СТАТИЧКИ ПРОРАЧУН

2.1 Анализа оптерећења

Опште

Предметна конструкција се изводи из више фаза, на начин описан у делу **1.Технички извештај, део 1.4 Методологија изградње моста.**

Како би целокупна методологија била исправно испраћена прорачуном конструкције, сва оптерећења су подељена у одговарајуће фазе, у зависности од момента доношења и актуелног статичког система.

Табела 2.1.1. Усвојене вредности запреминске масе

Материјал	Запр. тежина γ (kN/m ³)
Бетон (видети EN 206)	
Лаки:	
- класа густине LC 1.0	9.0-10.0 ^{(1),(2)}
- класа густине LC 2.0	18.0-20.0 ^{(1),(2)}
Нормални	24.0 ^{(1),(2)}
(1) Увећава се са 1.0 kN/m ³ за уобичајено армиране конструкције	
(2) Увећава се са 1.0 kN/m ³ за свеж бетон	
Цементни малтер	19.0-23.0
<u>Метали</u>	
Алуминијум	27
Челик	77.0-78.5

Табела 2.1.2. Усвојене вредности тежине елемената на мостовима

Материјал за мостове	Запр. тежина γ (kN/m ³)
<u>Застор друмских мостова</u>	
Гус асфалт и асфалтни бетон	
Асфалтни мастик	
Топло-ваљани асфалт	23
<u>Материјали за испуну код мостова</u>	
Песак (суви)	15.0-16.0
Шљунчани застор (незбијен)	15.0-16.0
Застор железничких мостова	
Бетонски заштитни слој	25
Нормални застор (гранит, гнајс)	20
Базалтни застор	26
	Тежина по јединици дужине g_k (kN/m ¹) ^{(1),(2)}
<u>Елементи на мосту са застором</u>	
Две шине UIC 60	1.2
Прагови од преднапрегнутог бетона са причврсним прибором	4.8
Прагови од дрвета са причврсним прибором	1.9
<u>Елементи на мосту без застора</u>	
Две шине UIC 60 са причврсним прибором	1.7
Две шине UIC 60 са пр. приб., мост. гредом и заштитним шинама	4.9
(1) Не узимајући одступања у туцаничком застору	
(2) Подразмева се растојање прагова од 600mm	

Девиијације карактеристичних вредности оптерећења елемената на мосту су дефинисана у члану 5.2.3. стандарда SRPS EN 1991-1-1 и приказане су у Табели 2.1.3. Девиијација тежине туцаничког застора на мосту има за последицу освајање две карактеристичне вредности тежине туцаника, максималне и минималне.

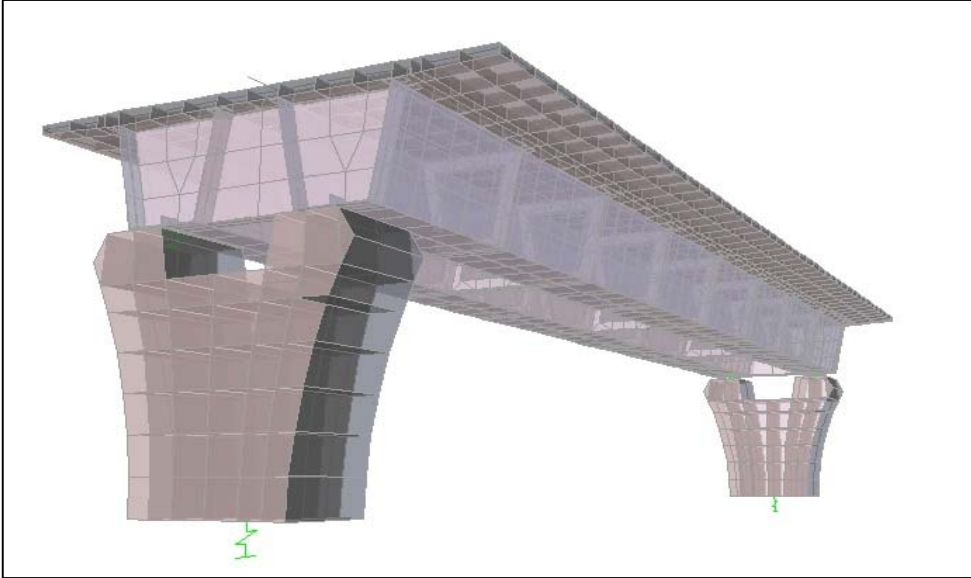
Табела 2.1.3. Одређивање карактеристичних вредности оптерећења елемената на мосту

Елементи на мосту	Девиијација од номиналне вредности
Висина туцаничког застора на железничким мостовима	±30%
Хидроизолација и остали премази	
- ако је укључен премаз након извођења	±20%
- ако није укључен премаз након извођења	+40% до -20%
Каблови и цеви	±20%
Парапети, ивичњаци, спојеви, укрућења, зидови против буке	0%

2.1.1 Сопствена тежина конструкције

Сопствена тежина свих носећих делова конструкције се срачунава унутар софтвера SAP 2000 на тродимензионалном моделу конструкције формираног од површинских и линијских коначних елемената. Приказ рачунског модела:

Слика 2.1.1: Изглед рачунског модела

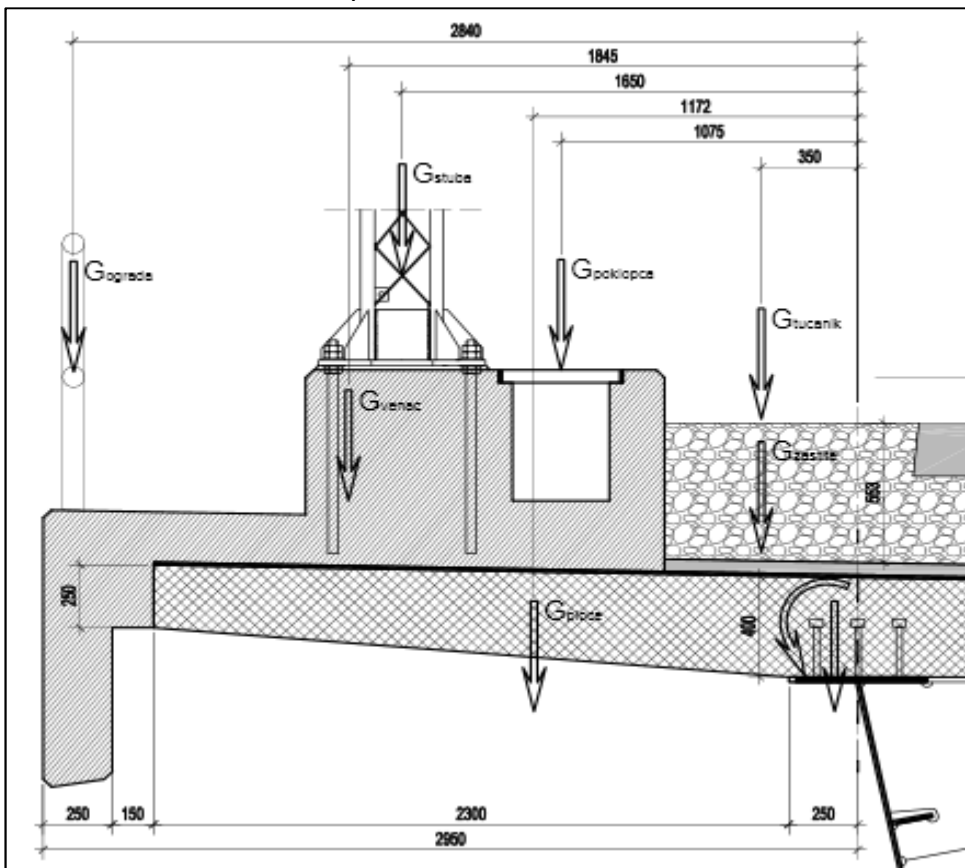


2.1.2. Додатно стално оптерећење

2.1.2.1. Конзола коловозне плоче (1.0m ширине плоче):

- Ограда.....	0.50 kN
- Туцанички застор ($\gamma=20.0\text{kN/m}^3$)	
максимална вредност (+30%).....	11.77 kN
минимална вредност (-30%).....	8.10 kN
- Заштита хидроизолације ($\gamma=23.0\text{kN/m}^3$)..... (23.0 x 0.05 x 0.7)=	0.81 kN
- Хидроизолација..... (14.0x0.01x2.55)=	0.36 kN
АБ венац ($\gamma=25.0\text{kN/m}^3$)..... (25.0 x 1.284)=	32.10 kN
Поклопац канала за инсталације ($\gamma=25.0\text{kN/m}^3$).....	0.54 kN
Армирано бетонска плоча ($\gamma=25.0\text{kN/m}^3$)..... (25.0 x 0.85)=	21.25 kN
Инсталације.....	0.50 kN
Тежина стуба контактне мреже.....	4.80 kN
	$\Sigma G_{\max} =$
	72.61 kN
	$\Sigma G_{\min} =$
	68.95 kN

Слика 2.1.2: Шема оптерећења конзоле коловозне плоче



2.1.2.2. Коловозна плоча на месту колосека (по m²)

-Шине (1.2 kN/m'; g=1.2/3).....		0.40 kN/m ²
-Армирано бетонски прагови са пробором (g=4.8 kN/m').....		1.60 kN/m ²
Туцанички застор ($\gamma=20.0\text{kN/m}^3$, d=0.55 m)..... (20.0 x 0.55)=		11.00 kN/m ²
максимална вредност (+30%).....		13.44 kN/m ²
минимална вредност (-30%).....		8.78 kN/m ²
- Заштита хидроизолације ($\gamma=23.0\text{kN/m}^3$)..... (23.0 x 0.05)=		1.15 kN/m ²
- Хидроизолација..... (14.0x0.01)=		0.14 kN/m ²
	$\Sigma G_{\max} =$	16.73 kN/m²
	$\Sigma G_{\min} =$	12.07 kN/m²

2.1.2.3. Коловозна плоча између сандука

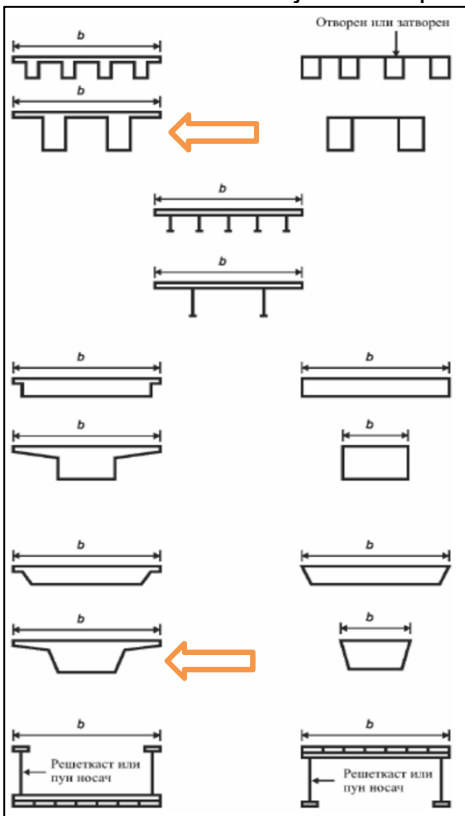
Туцанички застор ($\gamma=20.0\text{kN/m}^3$, d=0.64 m)..... (20.0 x 0.64)=		12.80 kN/m ²
максимална вредност (+30%).....		15.02 kN/m ²
минимална вредност (-30%).....		10.58 kN/m ²
- Заштита хидроизолације ($\gamma=23.0\text{kN/m}^3$)..... (23.0 x 0.05)=		1.15 kN/m ²
- Хидроизолација..... (14.0x0.01)=		0.14 kN/m ²
	$\Sigma G_{\max} =$	16.31 kN/m²
	$\Sigma G_{\min} =$	11.87 kN/m²

2.1.3. Оптерећење ветром

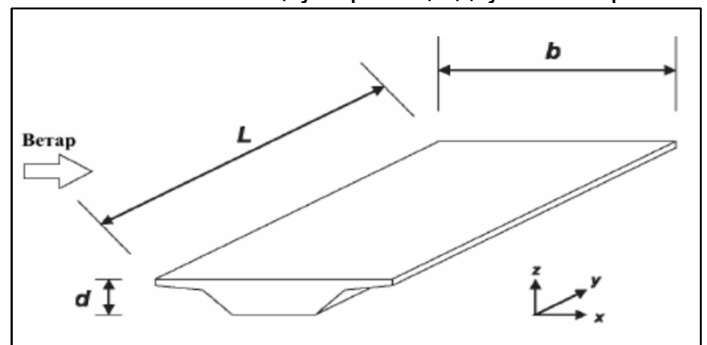
2.1.3.1. Основни услови локације и објекта

Одељак 8 стандарда SRPS EN 1991-1-4 дефинише квазистатичко дејство ветра на мостовске конструкције регуларног распона и статичког система. Изглед "регуларних" попречних пресека мостовских конструкција је дат у **Слици 2.1.2 (реф. SRPS EN 1991-1-4, Одељак 8, Слика 8.1)**.

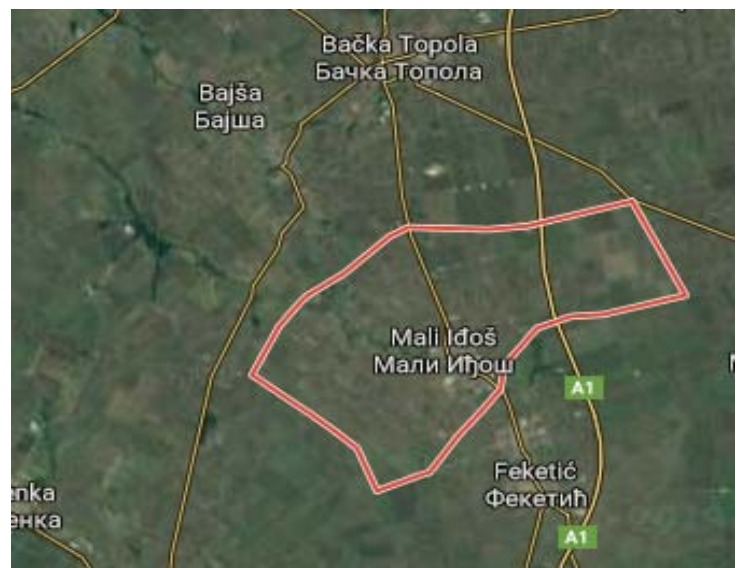
Слика 2.1.3: "Уобичајени" попречни пресеци



Слика 2.1.4: Нотација праваца дејства ветра



Слика 2.1.5: Локација вијадукта



Слика 2.1.6: Локација вијадукта на карти основне брзине ветра



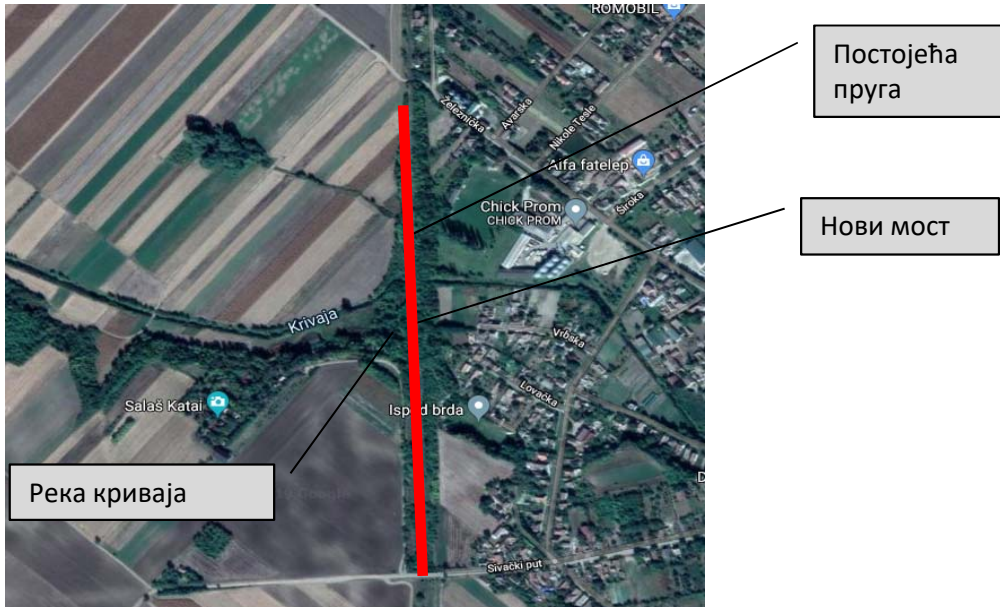
Подлоге за пројектовање у смислу стандарда SRPS EN 1991-1-4 су добијене од стране надлежне институције "РЕПУБЛИЧКИ ХИДРОМЕТЕОРОЛОШКИ ЗАВОД" дописом бр. 925-2-95 од 19.06.2015. који у овом Пројекту убачен као саставни део Пројектног задатка. Увидом у мапу основне брзине ветра у смислу правилника SRPS EN 1991-1-4 која је приказана на **Слици 2.1.6**, за задату локацију објекта усвојена је фундаментална вредност основне брзине ветра $v_{b,0}=20\text{m/s}$.

Фундаментална основна брзина ветра:

(Fundamental basic wind velocity)

$$v_{b,0} = 20.00 \text{ m/s}$$

Слика 2.1.7: Микролокација објекта



Основна брзина ветра:

$$v_b = c_{dir} c_{season} v_{b,0} \quad (\text{Препоручено } c_{dir}=c_{season}=1.00)$$

$$v_b = 20.00 \text{ m/s}$$

c_{dir}	c_{season}
1.00	1.00

Осредњена брзина ветра:

Представља варијацију брзине ветра у односу на висину:

$$v_m(z) = c_r(z) c_o(z) v_b$$

Где је:

$c_r(z)$ - Коефицијент храпавости

$c_o(z)$ - Фактор орографије

v_b - Основна брзина ветра

Храпавост терена

$$c_r(z) = k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{за } z_{\max} \leq z \leq z_{\max}$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \quad \text{за } z \leq z_{\min}$$

Где је:

$z_0 =$ 0.05 m -Дужина храпавости (Категорија II)
 k_r - Фактор терена који зависи од дужине храпавости z_0 и која се добија према:

$$k_r = 0.19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0.07} \rightarrow k_r = 0.19$$

$z_{0,II} =$ 0.05 m (за категорију терена II)
 $z_{\min} =$ 2.00 m -минимална висина
 $z_{\max} =$ 200.00 m -максимална висина (Препоручена вредност)

Вредност коефицијента храпавости по висини:

$z [m]$	2.00	4.00	8.00	12.00	16.00	20.00
$c_r(z)$	0.70	0.83	0.96	1.04	1.10	1.14

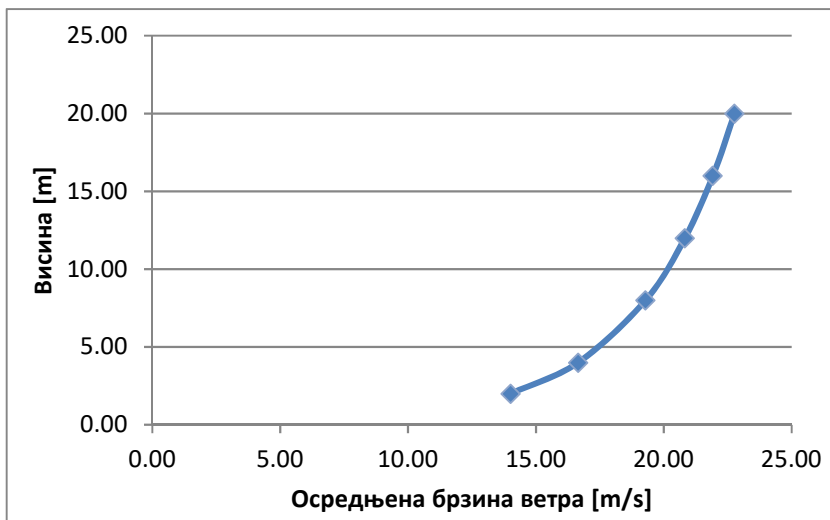
Фактор орографије

$c_o(z) =$ 1.00 (Препоручена вредност)

Вредност осредњене брзине ветра по висини

$z [m]$	2.00	4.00	8.00	12.00	16.00	20.00
$v_m(z) [m/s]$	14.02	16.65	19.29	20.83	21.92	22.77

Слика 2.1.8 Приказ осредњене брзине ветра по висини



Турбуленција ветра:

Турбуленција ветра се описује преко *Интензитета турбуленције* $I_v(z)$:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_0 \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{за } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{за } z < z_{\min}$$

Где је:

$s_v = k_r v_b k_I$ - Стандардна девијација турбуленције

k_r - Фактор терена

$k_I = 1.00$ - Фактор турбуленције (препоручена вредност)

c_0 - Фактор орографије

z_0 - Дужина храпавости

$s_v = 3.8 \text{ m/s}$

Вредност Интензитета турбуленције по висини

$z \text{ [m]}$	2.00	4.00	8.00	12.00	16.00	20.00
$I_z(z) \text{ [-]}$	0.27	0.23	0.20	0.18	0.17	0.17

Максимални притисак ветра:

$$q_p(z) = [1 + 7I_v(z)] \frac{1}{2} \rho v_m^2(z) = c_e(z) q_b$$

Где је:

$r = 1.25 \text{ kg/m}^3$ - Густина ваздуха (препоручена вредност)

$c_e(z)$ - Фактор експозиције

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b}$$

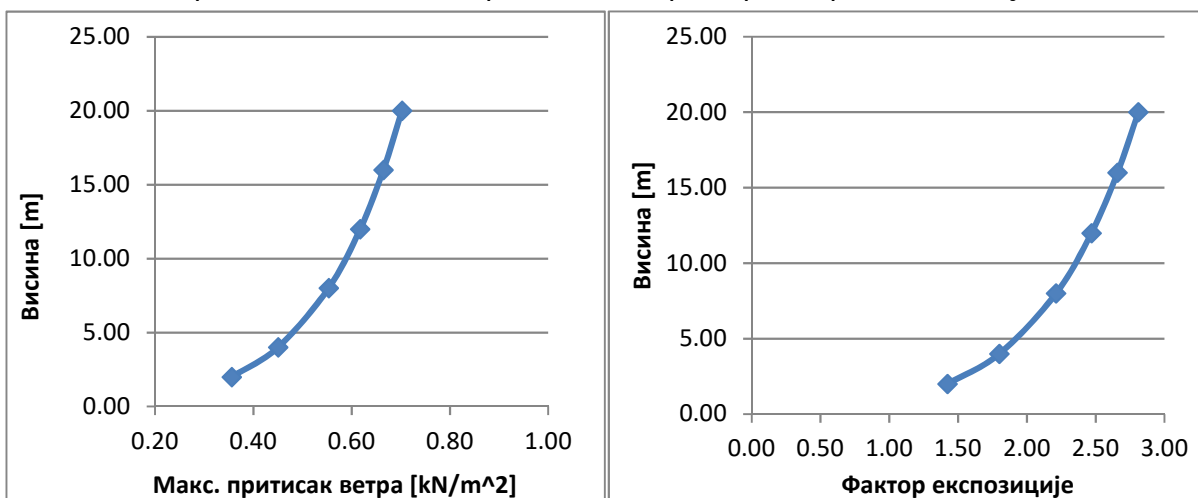
q_b - Основни притисак ветра

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 \quad q_b = 0.25 \text{ kN/m}^2$$

Вредност максималног притиска и фактора експозиције ветра по висини

$z \text{ [m]}$	2.00	4.00	8.00	12.00	16.00	20.00
$q_p(z)$	0.36	0.45	0.55	0.62	0.66	0.70
$c_e(z)$	1.42	1.80	2.21	2.47	2.66	2.81

Слика 2.1.9 Приказ максималног притиска ветра и фактора експозиције по висини



У Делу 8.1, стандарда SRPS EN 1991-1-4, члан (5), дефинише се меродавна брзина ветра за случај симултаног деловања железничког саобраћаја и ветра.

$$v_{b,0}^{**} = 20 \text{ m/s} \quad (v_{b,0} < v_{b,0,\text{max}}^{**} = 25 \text{ m/s}) \quad \text{-препоручена вредност}$$

2.1.3.2. Динамички одговор конструкције

Према Делу 8.2, стандарда SRPS EN 1991-1-4, члан (1), утврђује се да ли је потребно срачунати одговор конструкције динамичком анализом или не. У Напомени 3 се каже да се динамички одговор конструкције не треба срачунавати ($c_s c_d = 1.0$) ако коловозна табла моста се може сврстати у "нормалне" и ако је распон мањи од 40 метара. Под "нормалним" решењем за коловозну таблу се сматрају решења дата **Сликом 2.1.3**. Предметна конструкција се може посматрати као једно од два изабрана пресека на слици.

Усвојено решење суштински припада групи објеката за које се не захтева динамичка анализа (распон је 40m), али је због формалног захтева неопходно предметне коефицијенте срачунати.

Коефицијент конструкције $c_s c_d$ (реф. SRPS EN 1991-1-4, Део 6.3.1)

$$c_s c_d = \frac{1 + 2k_p l_v(z_s) \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7l_v(z_s)}$$

Где је:

- k_p - ударни коефицијент дефинисан према (Б.4) у Делу Б.2
- l_v - интензитет турбуленције, дефинисан у Делу 4.4
- z_s - референтна висина за одређивање коефицијента конструкције
- B^2 - коефицијента изворног дејства према (Б.3), према Делу Б.2
- R^2 - коефицијент резонантног одговора

Коефицијент изворног дејства

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \left(\frac{b+h}{L(z_s)} \right)^{0.63}}$$

Где је:

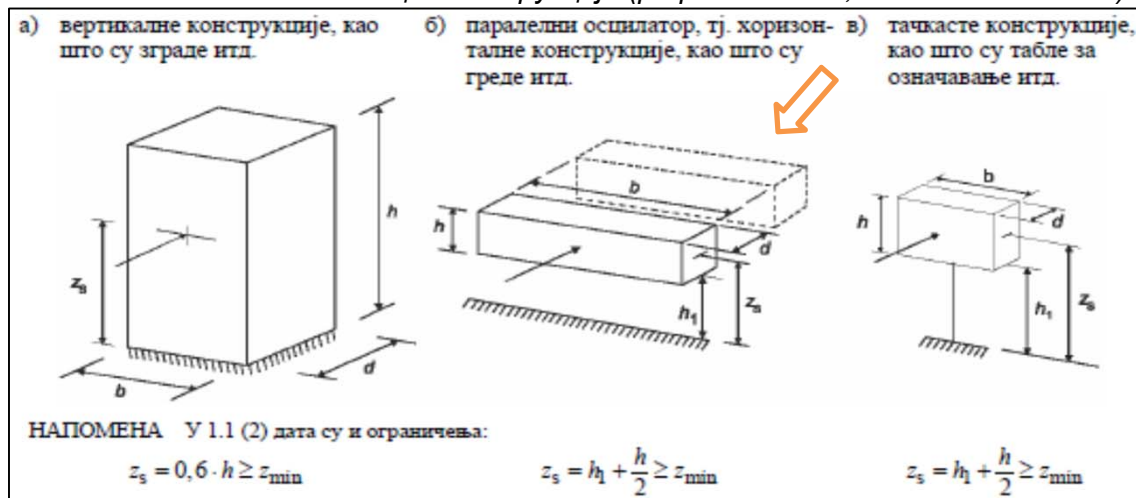
- b, h - ширина и висина конструкције
- $L(z_s)$ - мера турбулентне дужине

$$L(z) = \begin{cases} L_t \left(\frac{z}{z_t} \right)^\alpha & (z \geq z_{\min}) \\ L(z_{\min}) & (z < z_{\min}) \end{cases}$$

$$\alpha = 0.67 + 0.05 \ln(z_0)$$

$\alpha =$	0.52
$z_t =$	200 m
$L_t =$	300 m

Слика 2.1.10 Основни облици конструкција (реф. Слика 6.1, SRPS EN 1991-1-4)



Увидом у диспозицију моста и Слика 2.8.:

$$L(z_s) = L_t \left(\frac{z_s}{z_t} \right)^\alpha \rightarrow L(z_s) = 66.35 \text{ m}$$

$z_s =$	11.00 m
$b =$	41.00 m
$h =$	4.00 m

Коефицијент изворног дејства:

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \left(\frac{b+h}{L(z_s)} \right)^{0.63}} \rightarrow B^2 = 0.59$$

Коефицијент резонантног одговора

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2\delta} \cdot S_L(z_s, n_{1,x}) \cdot R_h(\eta_h) \cdot R_b(\eta_b)$$

Где је:

- δ - укупни логаритамски декремент пригушења
- S_L - бездимензионална функција густине спектралне енергије
- R_h, R_b - функције аеродинамичког приступа

Укупни логаритамски декремент пригушења (реф. Поглавље Ф.5 Стандарда SRPS EN 1991-1-4)

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d$$

Где је:

- δ_s - логаритамски декремент пригушења конструкције
- δ_a - лог. декремент аеродинамичког пригушења за основни облик тона осциловања
- δ_d - лог. декремент пригушења услед специјалних уређаја

$$\delta_s = 0.04$$

(усвојена је вредност за спрегнуте мостове из Табеле Ф.2, SRPS EN 1991-1-4)

Логаритамски декремент аеродинамичког пригушења:

$$\delta_a = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot v_m(z_s)}{2 \cdot n_1 \cdot m_e}$$

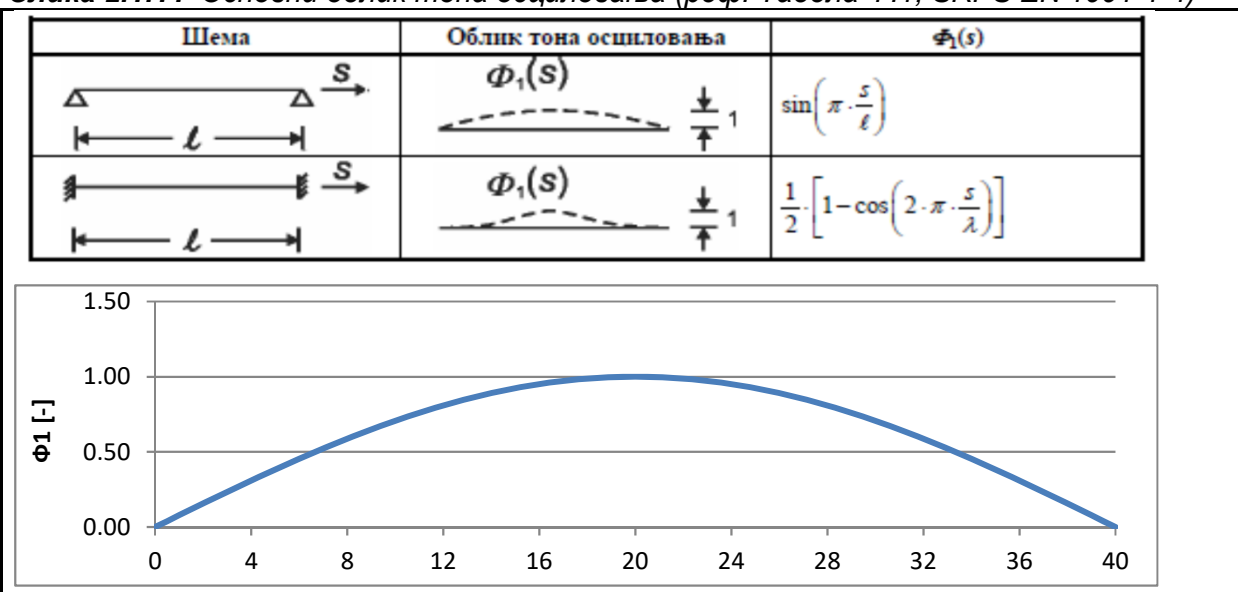
Где је:

- c_f - коефицијент силе за дејство ветра у правцу (Видети део 2.3.3)
- ρ - густина ваздуха
- b - дужина наветреног објекта
- $v_m(z_s)$ - осредњена брзина ветра на меродавној висини
- n_1 - основна фреквенција осциловања
- m_e - еквивалентна маса по јединици дужине

$$m_e = \frac{\int_0^l m(s) \cdot \Phi_1^2(s) ds}{\int_0^l \Phi_1^2(s) ds}$$

Φ_1 - основни облик тона осциловања вертикалним савијањем

Слика 2.1.11 Основни облик тона осциловања (реф. Табела Ф.1, SRPS EN 1991-1-4)



Коментар: За прорачун динамичког одговора конструкције је занемарено померање стубова услед дејства ветра, а спрегнута конструкција је посматрана као линијски елемент на меродавној висини z_s . Овакво упрошћење моделирања понашања конструкције даје за право Пројектанту да користи поједностављену формулу (Ф.14) за срачунавање еквивалентне масе из Додатка Ф, Поглавље Ф.4 стандарда SRPS EN 1991-1-4. За овакву конструкцију одговара облик првог флексионог тона приказаног на **Слици 2.1.11**.

За случај константне функције $m(s)$:

$$m_e = m \cdot \frac{\int_0^l \Phi_1^2(s) ds}{\int_0^l \Phi_1^2(s) ds} = m \rightarrow m_e = \text{33 t/m'}$$

Основна фреквенција осциловања n_1 :

$$n_{1,x} = \text{6.4 Hz}$$

Логаритамски декремент аеродинамичког пригушења:

$$\delta_a = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot v_m(z_s)}{2 \cdot n_1 \cdot m_e} \quad \delta_a = 0.004$$

Укупни логаритамски декремент пригушења (на мосту нису предвиђени уређаји за пригушење):

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d \quad \delta = \mathbf{0.044}$$

Функција густине спектралне енергије:

$$S_L(z, n) = \frac{n \cdot S_V(z, n)}{\sigma_V^2} = \frac{6.8 \cdot f_L(z, n)}{(1 + 10.2 \cdot f_L(z, n))^{5/3}} \rightarrow S_L = 0.0188$$

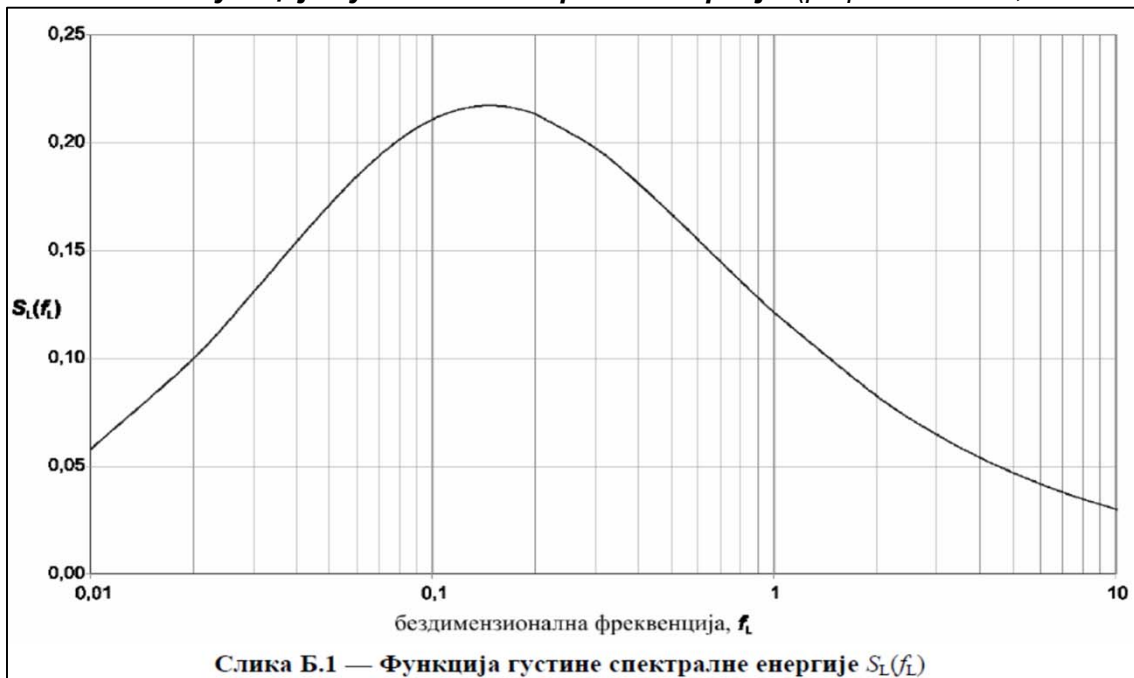
Где је:

$S_V(z, n)$ - једнострана варијанса спектра

f_L - бездимензиона фреквенција

$$f_L(z, n) = \frac{n \cdot L(z)}{v_m(z)} \rightarrow f_L = 20.4 \text{ Hz}$$

Слика 2.1.12 Функција густине спектралне енергије (реф. Слика Б.1, SRPS EN 1991-1-4)



Функције аеродинамичког приступа R_h, R_b

$$R_h = \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2} \cdot (1 - e^{-2\eta_h}) \\ R_h = 1 \text{ за } \eta_h = 0 \end{array} \right\} \rightarrow R_h = 0.161$$

$$R_b = \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \cdot \eta_b^2} \cdot (1 - e^{-2\eta_b}) \\ R_b = 1 \text{ за } \eta_b = 0 \end{array} \right\} \rightarrow R_b = 0.017$$

Где је: $\eta_h = \frac{4.6 \cdot h}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}); \eta_b = \frac{4.6 \cdot b}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}) \rightarrow$

$\eta_h = 5.7$
 $\eta_b = 58.0$

Коэффициент резонантног одговора

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2\delta} \cdot S_L(z_s, n_{1,x}) \cdot R_h(\eta_h) \cdot R_b(\eta_b) \rightarrow R^2 = 0.006$$

Ударни коэффициент

$$k_p = \max \left\{ \begin{array}{l} \sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)}} \\ 3 \end{array} \right\}$$

Где је:

T - период осредњавања средње брзине ветра, T=600s

v - учесталост прекорачења

$$v = n_{1,x} \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}}; \quad v \geq 0.08 \text{ Hz} \quad v = 0.64 \text{ Hz}$$

$$k_p = 3.62$$

Коэффициент конструкције $c_s c_d$ (реф. SRPS EN 1991-1-4, Део 6.3.1)

$c_s c_d = \frac{1 + 2k_p l_v(z_s) \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7l_v(z_s)} \rightarrow c_s c_d = 0.89$
Усваја се вредност: $c_s c_d = 1.00$

2.1.3.3. Коэффициенти силе

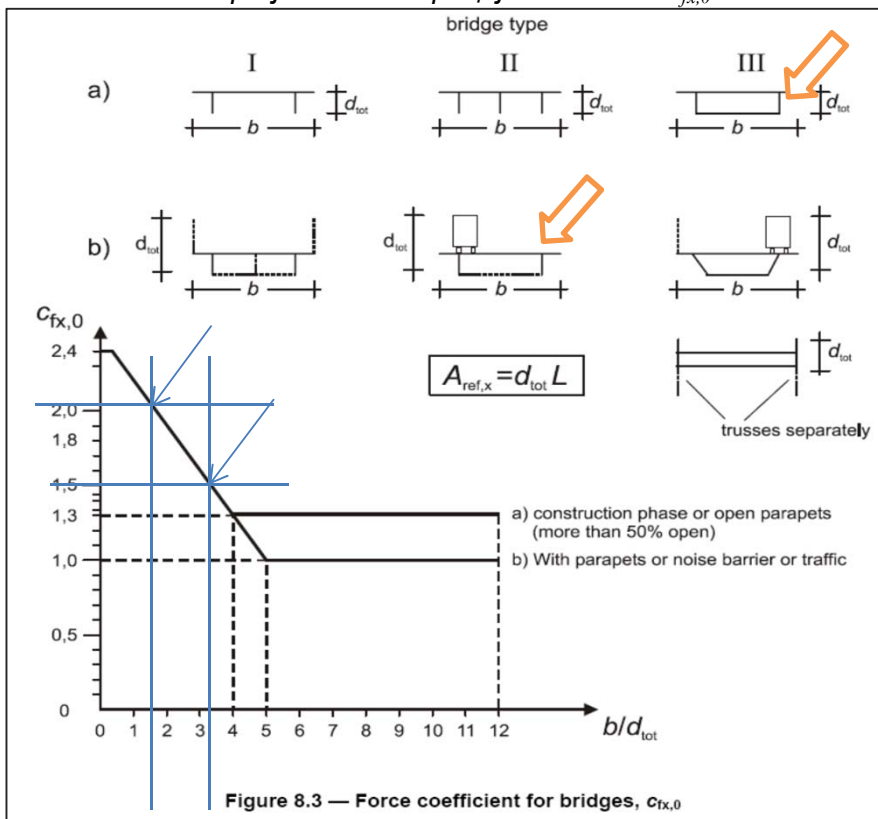
I. Коэффициенти силе за x-правац

$$c_{f,x} = c_{fx,0}$$

Где је:

$c_{fx,0}$ - коэффициент силе не узимајући дејство ветра на крајеве носача

Слика 2.1.13 Одређивање коэффициента силе $c_{fx,0}$



Са Сликe 2.1.13 се може усвојити: $c_{f,x} = c_{fx,0} =$

$c_{f,x,neopt} =$	1.5
$c_{f,x,opt} =$	2.1

II. Коэффициенти силе за z-правац

Према Делу 8.3.3 правилника SRPS EN 1991-1-4, члан (1), Национални документ може да пропише вредност коэффициента $c_{f,z}$. Према поменутом стандарду, препоручена вредност је:

$$c_{f,z} = \pm 0.9$$

III. Коэффициенти силе за y-правац

Ако је потребно, силе у подужном правцу моста је потребно узети у обзир код прорачуна и то:

- 25% у односу на силу у x-правцу -за пуне мостове
- 50% у односу на силу у x-правцу -за решеткасте мостове

2.1.3.4 Силе од ветра

Општи израз за срачунавање сила до ветра: $F_w = c_s c_d c_f q_p(z_e) A_{ref}$

Линијски расподељено оптерећење од ветра:

$$f_{w,x} = c_s c_d c_f q_p(z_e) d_{tot} \quad \text{x-правац (линијско оптерећење)}$$

$$f_{w,z} = c_s c_d c_f q_p(z_e) b \quad \text{z-правац (линијско опт.)}$$

За у-правац се усваја 25% интензитета силе у х-правцу.

1. Дејство ветра на неоптерећен мост

$d_{tot} =$	4.00 m			
$z_e =$	11.00 m			
$q_p(z_e) =$	0.62 kN/m ²			
$c_{f,x} =$	1.50 -	→	$f_{w,x} =$	3.70 kN/m'
$b =$	16.60 m	→	$f_{w,z} =$	9.22 kN/m'
$c_{f,z} =$	0.90 -	→	$f_{w,y} =$	0.93 kN/m'

(алтернативно дејство)

2. Дејство ветра на оптерећен мост

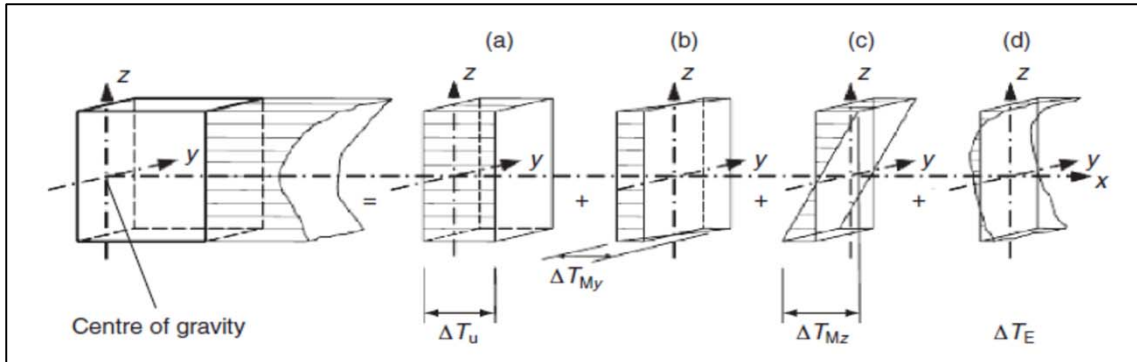
$d_{tot} =$	8.00 m			
$z_e =$	11.00 m			
$q_p(z_e) =$	0.62 kN/m ²			
$c_{f,x} =$	2.10 -	→	$f_{w,x} =$	10.37 kN/m'
$b =$	16.60 m	→	$f_{w,z} =$	9.22 kN/m'
$c_{f,z} =$	0.90 -	→	$f_{w,y} =$	2.59 kN/m'

(алтернативно дејство)

2.1.4. Температурна дејства

Температурна дејства се срачунавају према стандарду SRPS EN 1991-1-5 и подлога прибављених од стране надлежне институције "РЕПУБЛИЧКИ ХИДРОМЕТЕОРОЛОШКИ ЗАВОД" дописом бр. 925-2-95 од 19.06.2015. који у овом Пројекту убачен као саставни део Пројектног задатка.

Слика 2.1.14 Приказ основних компоненти температурног деловања

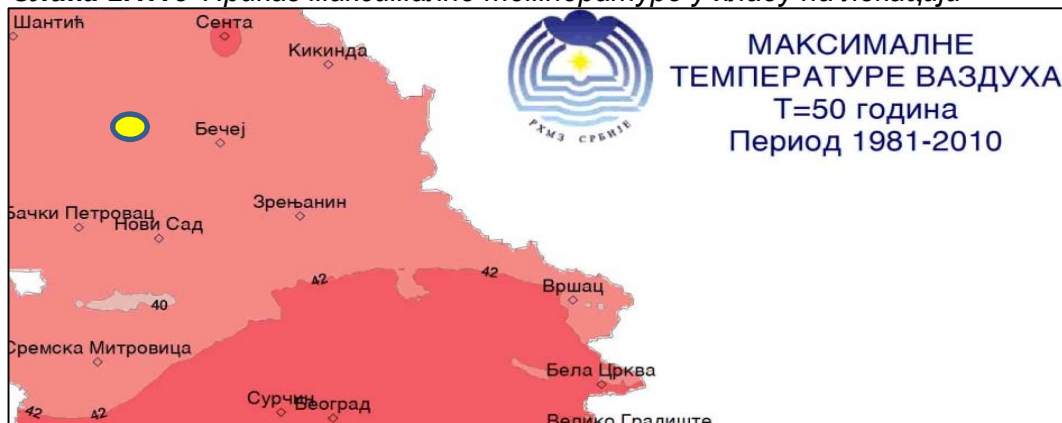


Компоненте темепературног деловања:

- a) униформно температурно деловање (температурна промена);
- b) линеарно променљива температура у у-оси (температурна разлика);
- c) линеарно променљива температура у z-оси (температурна разлика);
- d) резидуална компонента.

2.1.4.1 Униформна температурна промена

Слика 2.1.15 Приказ максималне температуре у хладу на локацији



Слика 2.1.16 Приказ минималне температуре у хладу на локацији



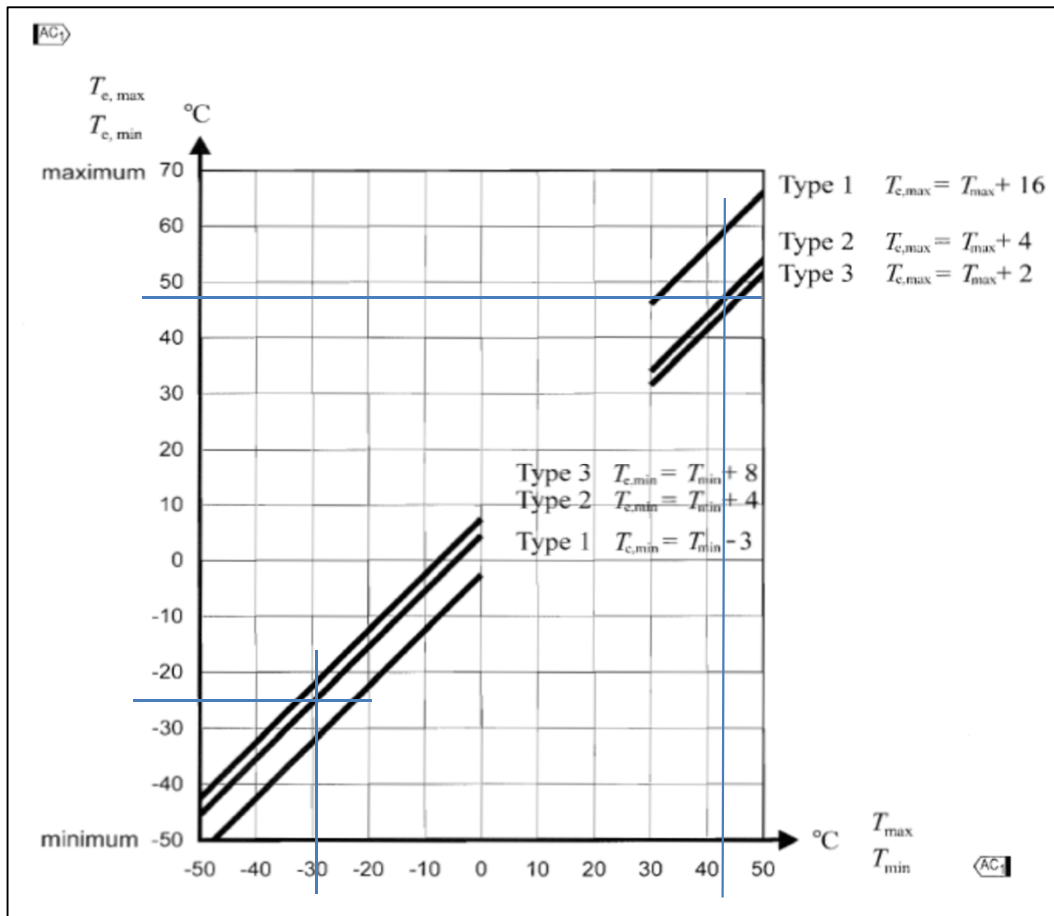
Са **Слике 2.1.15** и **Слике 2.1.16** следи:

$$T_{max} = 42.0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$T_{min} = -30.0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Максимална и минимална карактеристична вредност ефективне температуре код мостова, $T_{e,max}$ и $T_{e,min}$ се добијају из дијаграма корелације приказаном на **Слици 2.1.15** (реф. SRPS EN 1991-1-5 Слика 6.1)

Слика 2.1.17 Дијаграм корелације униформне температурне промене



$$T_{e,max} = 46.0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$T_{e,min} = -26.0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_N = 72.0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

укупни опсег температурне промене

$$T_0 = 10.0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

ефективна средња вредност температуре

$$\Delta T_{N,ext} = 36.0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

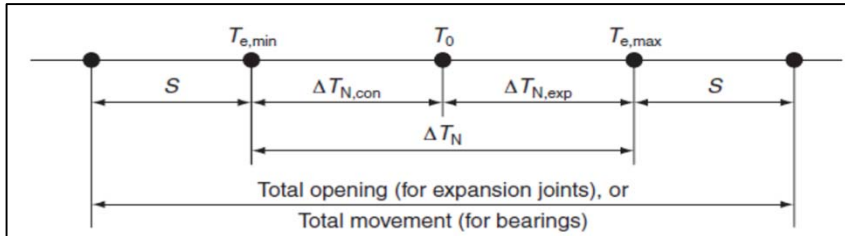
$$\Delta T_{e,con} = -36.0 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (\text{SRPS EN 1991-1-5, Део 6.1.3.3})$$

$$S = 10.0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{N,dilat} = 92.0 \text{ } ^\circ\text{C} \quad \text{укупни опсег меродаван за дилатације и лежишта}$$

Коментар: Укупни опсег температурне промене се разматра око просечне, ефективне вредности која се означава са T_0 . Ова вредност је и прописана Пројектом и као температура при којој се причвршћују дилатације и лежишта.

Слика 2.1.18 Температурна промена меродавна за дилатационе справе и лежишта



Коефицијент термалне експанзије (реф. SRPS EN 1991-1-5, Додатак Ц, Табела Ц.1, Напомена 6):

$$\alpha_t = 1.00\text{E-}05 \text{ } 1/^\circ\text{C} \quad \text{вредност је јединствена и за челичну и за бетонску конструкцију}$$

2.1.4.2 Температурна разлика

За прорачун дејства температурне разлике на мостовску конструкцију је усвојен Приступ 1 према Делу 6.1.4.1, стандарда SRPS EN 1991-1-5. Прорачун разматра само температурну разлику у вертикалној оси. Вредности линеарне температурне разлике, у недостатку Националног прилога, у вертикалној оси се усвајају на основу препоручених вредности из стандарда, Табела 6.1, која је овде приказана **Сликом 2.1.19**:

Слика 2.1.19 Препоручене вредности линеарне температурне разлике

Type of Deck	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top
	$\Delta T_{M,heat}$ ($^\circ\text{C}$)	$\Delta T_{M,cool}$ ($^\circ\text{C}$)
Type 1: Steel deck	18	13
Type 2: Composite deck	15	18
Type 3: Concrete deck:		
- concrete box girder	10	5
- concrete beam	15	8
- concrete slab	15	8

$$\Delta T_{M,heat} = 15.0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{M,cool} = 18.0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Слика 2.1.20 Корекција вредности температурне разлике

Road, foot and railway bridges						
Surface Thickness	Type 1		Type 2		Type 3	
	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top
[mm]	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}
unsurfaced	0,7	0,9	0,9	1,0	0,8	1,1
water-proofed ¹⁾	1,6	0,6	1,1	0,9	1,5	1,0
50	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
100	0,7	1,2	1,0	1,0	0,7	1,0
150	0,7	1,2	1,0	1,0	0,5	1,0
ballast (750 mm)	0,6	1,4	0,8	1,2	0,6	1,0

$$k_{sur,heat} = 0.8$$

$$k_{sur,cool} = 1.2$$

$$\Delta T_{M,heat} = 12.0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{M,cool} = 21.6 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Кориговане вредности

Последица усвајања униформног коефицијента температурне експанзије α и статички одређеног система је да приликом температурних дејстава дефинисаних на овај начин не долази до напрезања било ког дела попречног пресека. Меродавне су услови по деформацијама. Конструкција моста је контролисана и на нелинеарни профил температурне промене која изазива напрезање конструкције:

$$\Delta T = 10.0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

задато само у бетонској плочи алтернативног знака (према Слици 6.3б стандарда EN 1991-1-5)

2.1.4.3 Симултано дејство температурне промене и температурне разлике

Симултано дејство температурне промене и температурне разлике се срачунава преко израза:

$$\Delta T_{M,heat} \text{ (или } \Delta T_{M,cool}) + \varpi_N \Delta T_{N,exp} \text{ (или } \Delta T_{N,con})$$

$$\varpi_M \Delta T_{M,heat} \text{ (или } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp} \text{ (или } \Delta T_{N,con})$$

У недостатку Националног додатка, усвајају се препоручене вредности:

$$\varpi_N = 0.35$$

$$\varpi_M = 0.75$$

2.1.5. Оптерећење током извођења радова

Оптерећења током извођења радова се третирају према стандарду SRPS EN 1991-1-6. Имајући у виду диспозицију објекта и методологију изградње, од посебног значаја представљају следећа дејства:

1. Неравномерно слегање привремених ослонаца за време извођења бетонске плоче;
2. Сопствена тежина оплате са присутним персоналом и опремом.

Слика 2.1.21 Класификација дејстава (осим оптерећења услед извођења радова)

Table 2.1 Classification of actions (other than construction loads) during execution stages.

Related clause in this standard	Action	Classification				Remarks	Source
		Variation in time	Classification / Origin	Spatial variation	Nature (static/dynamic)		
4.2	Self weight	Permanent	Direct	Fixed with tolerance / free	Static	Free during transportation / storage. Dynamic if dropped.	EN 1991-1-1
4.3	Soil movement	Permanent	Indirect	Free	Static		EN 1997
4.3	Earth pressure	Permanent / variable	Direct	Free	Static		EN 1997
4.4	Prestressing	Permanent / variable	Direct	Fixed	Static	Variable for local design (anchorage).	EN 1990, EN 1992 to EN 1999
4.5	Pre-deformations	Permanent / variable	Indirect	Free	Static		EN 1990
4.6	Temperature	Variable	Indirect	Free	Static		EN 1991-1.5
4.6	Shrinkage/hydration effects	Permanent / variable	Indirect	Free	Static		EN 1992, EN 1993, EN1994
4.7	Wind actions	Variable / accidental	Direct	Fixed/free	Static / dynamic	(*)	EN 1991-1-4
4.8	Snow loads	Variable/accidental	Direct	Fixed/free	Static / dynamic	(*)	EN 1991-1-3
4.9	Actions due to water	Permanent / variable/accidental	Direct	Fixed/free	Static / dynamic	Permanent / variable according to project specifications. Dynamic for water currents if relevant	EN 1990
4.10	Atmospheric ice loads	Variable	Direct	Free	Static / dynamic	(*)	ISO 12494
4.12	Accidental	Accidental	Direct/indirect	Free	Static/dynamic	(*)	EN 1990, EN 1991-1-7
4.13	Seismic	Variable / accidental	Direct	Free	Dynamic	(*)	EN 1990 (4.1), EN1998

(*): The source documents need to be examined with the National Annexes in which additional relevant information may be provided.

Слика 2.1.22 Класификација оптерећења услед извођења радова

Table 2.2 Classification of construction loads.

Related clause in this standard	Action (short description)	Classification				Remarks	Source
		Variation in time	Classification / Origin	Spatial variation	Nature (static/dynamic)		
4.11	Personnel and hand tools	Variable	Direct	Free	Static		
4.11	Storage movable items	Variable	Direct	Free	Static / dynamic	Dynamic in case of dropped loads	EN 1991-1-1
4.11	Non-permanent equipment	Variable	Direct	Fixed / free	Static / dynamic		EN 1991-3
4.11	Movable heavy machinery and equipment	Variable	Direct	Free	Static / dynamic		EN 1991-2, EN 1991-3
4.11	Accumulation of waste materials	Variable	Direct	Free	Static / dynamic	Can impose loads on e.g. vertical surfaces also	EN 1991-1-1
4.11	Loads from parts of structure in temporary states	Variable	Direct	Free	Static	Dynamic effects are excluded	EN 1991-1-1

2.1.5.1 Неравномерно слегање привремених ослонаца

Имајући у виду методологију изградње спрегнутих конструкција на локацији, од великог је значаја контрола деформационе линије од момента постављања челичне конструкције до момента очвршћавања бетонске плоче. Из тог разлога, Пројектом се прописује максимално допуштено диференцијално слегање помоћних ослонаца (јармова) за време извођења армирано бетонске плоче:

$$\delta_{\max,osl} = 5.00 \text{ mm} \quad (\text{угиб у средини моста услед неравномерног слегања})$$

2.1.5.2 Тежина оплате са присутним персоналом и опремом

$$g_{\text{constr}} = 2.00 \text{ kN/m}^2$$

2.1.6. Покретно оптерећење на мосту

2.1.6.1 Опште

Дејства услед саобраћајног оптерећења:

- вертикална покретна оптерећења (на бази правилника *UIC Codes 700, 702, 776-1*):
 - LM 71
 - LM SW/0
 - LM SW/2
 - LM "празан воз" (LM "unloaded train")
- Центрифугална сила
- Кочење и вучна сила
- Сила бочног удара
- Подужне силе (на бази UIC Code 774-3 за утицаје настале интеракцијом конструкције и колосека)
- Утицаји настали интеракцијом воза, колосека и конструкције услед променљивог дејства под одређеном брзином (на бази UIC Code 776-2)
- Хоризонтални притисак тла услед дејства покретног оптерећења
- Аеродинамични утицаји услед преласка возова (на бази UIC Code 779-1)

Друга повремена дејства:

- Повремено оптерећење на ревизионим стазама моста.

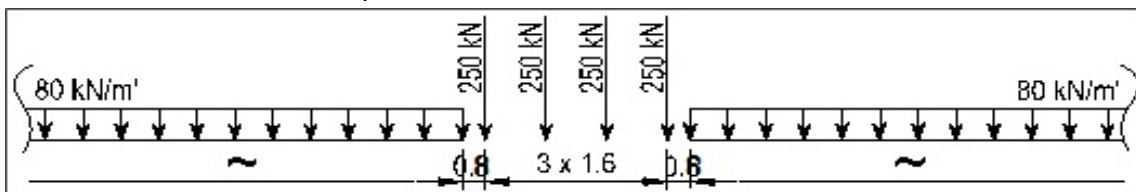
Инцидентна дејства:

- Дејства услед исклизавања воза на мосту.

2.1.6.2 Дејство саобраћајног оптерећења

2.1.6.2.1 Шема оптерећења LM 71

Слика 2.1.23 : Шема оптерећења LM 71



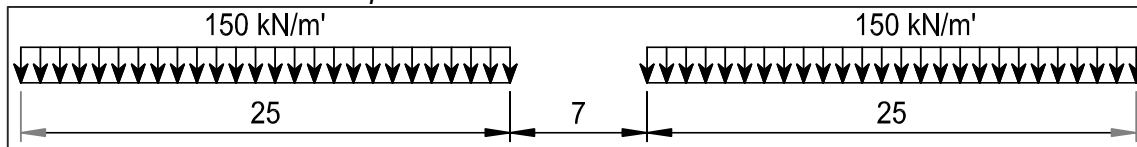
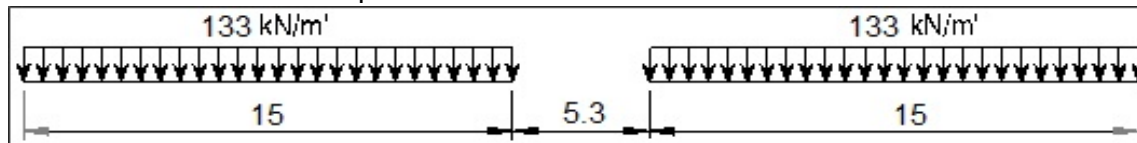
Шема оптерећења LM 71 представља статичко дејство услед нормалног железничког саобраћаја. Карактеристичне вредности приказане на **Слици 2.21** се множе са фактором класификације α на линијама које су под тежим или лакшим саобраћајем у односу на нормални железнички саобраћај.

Фактор класификације оптерећења (реф. 1.Технички извештај, Део 1.1.2.3.1.1)

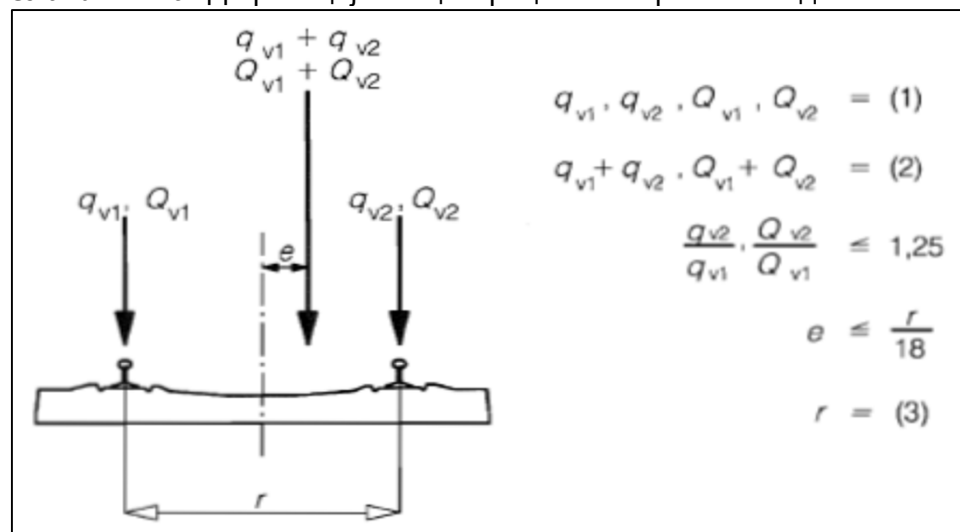
$\alpha =$ **1.33**

2.6.2.2 Шеме оптерећења SW/0 и SW/2

-Меродавне шеме оптерећења

Слика 2.1.24 : Шема оптерећења SW/2

Слика 2.1.25 : Шема оптерећења SW/0

2.1.6.2.3 Шема "празан воз" (LM "unloaded train")

$$q_{k,unload} = 10 \text{ kN/m'}$$

2.1.6.2.4 Ексцентрицитет вертикалног оптерећења LM71 и SW/0
Слика 2.1.26 : Дефиниција ексцентрицитета вертикалног деловања


Где је:

- (1)- Једнакоподељено оптерећење и концентрисане силе на сваку шину
- (2)- LM71 (и SW/0 где је то потребно)
- (3)- Попречно растојање између сила

Усвајањем да нам је однос оптерећења једнак 1.25 добијамо:

$$\frac{q_{v1}}{q_{v2}} = 1.25; \quad q_{v1} + q_{v2} = 1.00;$$

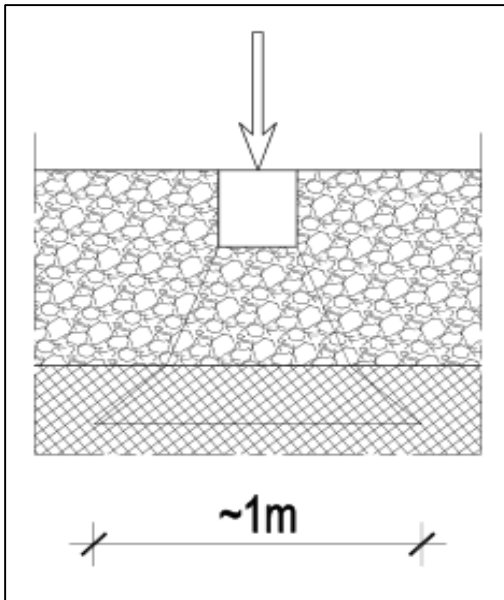
$$\rightarrow \begin{cases} q_{v1} = 0.555 \\ q_{v2} = 0.444 \end{cases}$$

$$e = 83.33 \text{ mm} \quad \text{Ексцентрицитет колосека који се задаје у моделу}$$

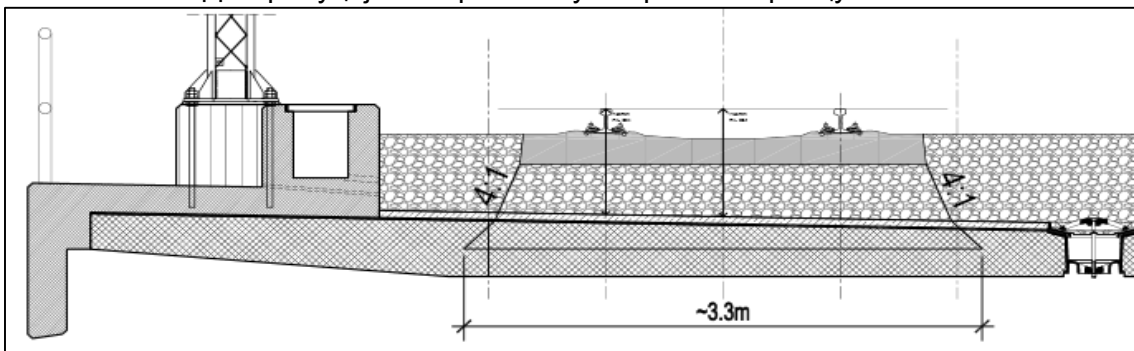
2.1.6.2.5 Дистрибуција оптерећења преко шина, прагова и туцаничког застора

Подужна и попречна дистрибуција оптерећења се усваја према Делу 6.3.6, стандарда SRPS EN 1991-2. Стандард даје могућност да се у подужном смислу концентрисано оптерећење са једне осовине расподела и на суседне прагове у износу од 25%. Овакву дистрибуцију оптерећења је могуће применити само за главне носаче, док је за попречне мора усвојити дејство преко једног прага према **Слици 2.1.27**:

Слика 2.1.27 : Дистрибуција оптерећења у подужном правцу



Слика 2.1.28 : Дистрибуција оптерећења у попречном правцу



Усваја се прорачунска ширина попречне дистрибуције оптерећења од 3 метра.

2.1.6.2.6 Динамички ефекти

Динамички фактор (реф. Члан 6.4.5, SRPS EN 1991-2)

$$1.00 \leq \Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\phi - 0.2}} + 0.73 \leq 2.0 \quad \text{-за случај стандардно одржаваних пруга}$$

Главни носачи:

$$L_\phi = 40 \text{ m} \quad (\text{реф. Табела 6.2, SRPS EN 1991-2})$$

$$\Phi_3 = 1.08$$

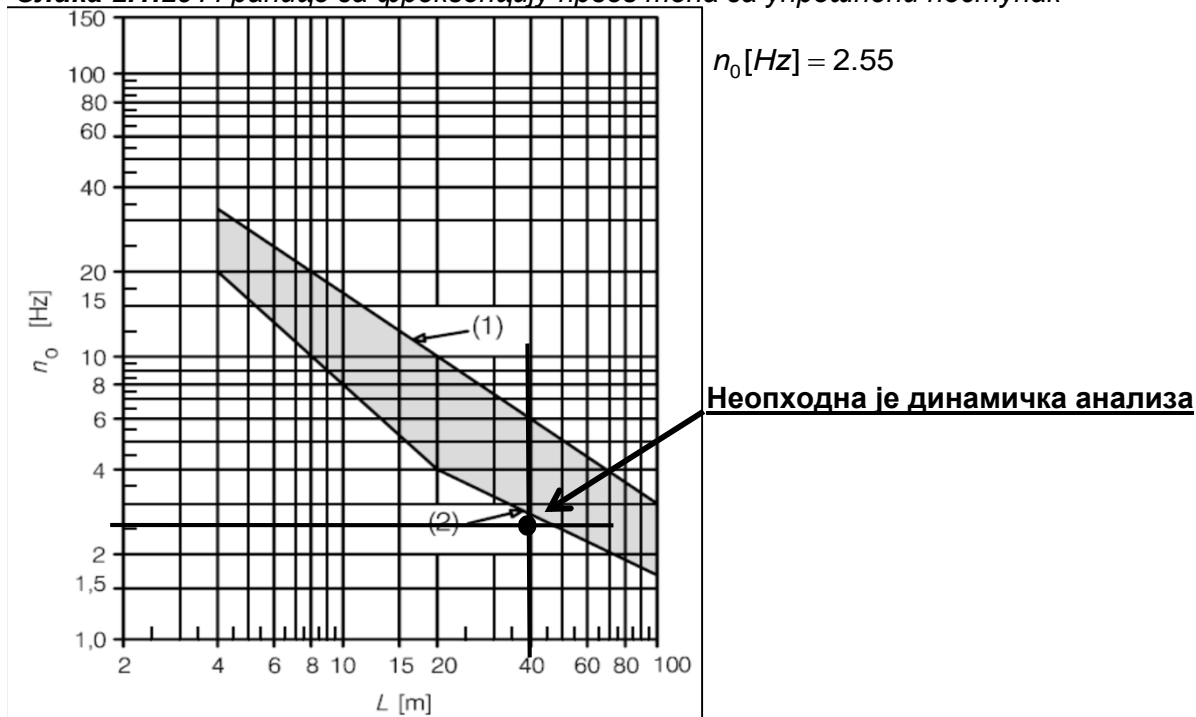
Попречни носачи и бетонска плоча:

$$L_\phi = 3.6 \text{ m} \quad (\text{реф. Табела 6.2, SRPS EN 1991-2})$$

$$\Phi_3 = 2.00$$

Динамички фактор Φ_3 узима у обзир динамичко увећање напона и вибрацију конструкције, али не узима у обзир ефекат резонанце. Како је распон конструкције 40m, фреквенција првог флексионог тона осциловања треба да буде у границама дефинисаним према **Слици 2.27** (реф. Слика 6.10, SRPS EN 1991-2) како би се могао занемарити ефекат резонанце и удара. Када овај критеријум није задовољен, постоји ризик да се на конструкцији могу појавити превелике вибрације услед ефекта резонанце. У овом случају је неопходно спровести динамичку анализу како би се срачунали резонантни ефекти.

Слика 2.1.29: Границе за фреквенцију првог тона за упрошћени поступак



Динамичко увећање $\varphi'_{dyn} = \max |y_{dyn} / y_{stat}| - 1$

Ово увећање представља резултат динамичког прорачуна. За прорачун моста, усваја се неповољнија вредност од две:

$$(1 + \varphi'_{dyn} + \varphi'') \times (RT) \quad \text{или} \quad \Phi \times (LM71 \text{ " + " } SW / 0) \quad (\text{реф. (6.15), (6.16), SRPS EN 1991-2})$$

2.1.6.2.8 Сила бочног удара

Сила бочног удара се усваја као концентрисана хоризонтална сила у нивоу врха шине, нормално на осу колосека. Карактеристична вредност силе бочног удара се усваја као $Q_{sk}=100\text{kN}$, не узимајући у обзир динамички фактор Φ_3 . Вредност карактеристичне вредности је потребно помножити фактором класификације оптерећења α .

$$Q_{sk} = 133 \text{ kN}$$

2.1.6.2.9 Сила кочења и вучна сила

Сила кочења и сила вуче воза делује у нивоу горње ивице шине у подужном правцу колосека, као равномерно расподељено оптерећење преко одговарајуће утицајне дужине $L_{a,b}$ за утицаје кочења и покретања.

Вучна сила: $Q_{lak} = 33 \text{ [kN/m]} \times L_{a,b} \text{ [m]} < 1000 \text{ [kN]}$ (UIC71, SW/0, SW/2, HSLM)

Сила кочења: $Q_{lbk} = 20 \text{ [kN/m]} \times L_{a,b} \text{ [m]} < 6000 \text{ [kN]}$ (UIC71, SW/0, HSLM)
 $Q_{lbk} = 35 \text{ [kN/m]} \times L_{a,b} \text{ [m]}$ (SW/2)

$L_{a,b} \text{ [m]}$ - Утицајна дужина кочења (вуче)

Усваја се максимална оптерећена дужина од 300m, са максималним интензитетом које је наведено. Срачунате карактеристичне вредности је потребно помножити са фактором класификације оптерећења α према (6.7.2) стандарда SRPS EN 1991-2.

2.1.6.2.10 Оптерећење сервисних пешачких стаза

Оптерећење сервисних пешачких стаза се усваја према члану 6.3.7 стандарда SRPS EN 1991-2:

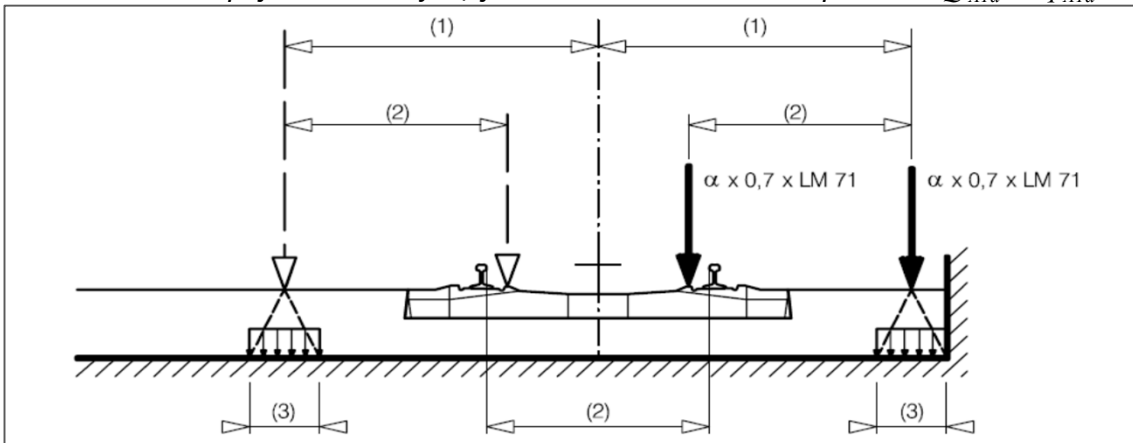
$$q_{fk} = 5.00 \text{ kN/m}^2$$

2.1.6.2.11 Исклизавање воза

Исклизавање воза на мосту се мора размотрити као инцидентна пројектна ситуација. Предвиђа се контрола две пројектне ситуације:

- Пројектна ситуација I: Исклизавање воза на начин да воз остаје у зони колосека моста са заустављањем на месту вертикалног зида;
- Пројектна ситуација II: Исклизавање воза на начин да возило балансира на ивици оптерећеног дела конструкције.

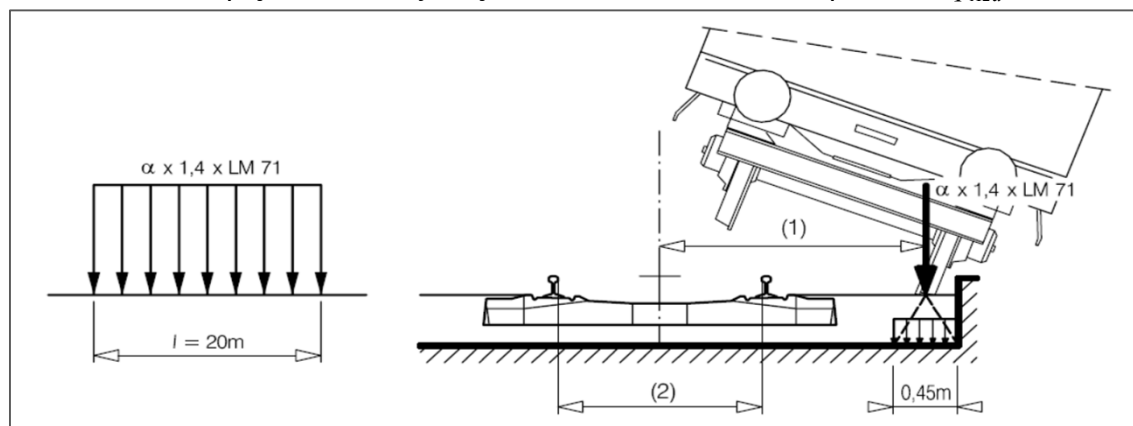
Слика 2.1.32: Пројектна ситуација I- еквивалентно оптерећење Q_{A1d} и q_{A1d}



Где је:

- (1)- max. 1.5 s или мање ако постоји парапет
- (2)- Растојање између шина s
- (3)- За коловоз у туцаничком застору, концентрисане силе се посматрају као расподељене на квадратну површину странице 450 mm на површини коловозне табле

Слика 2.1.33: Пројектна ситуација II- еквивалентно оптерећење q_{A2d}



Где је:

- (1)- Оптерећење делује на ивици конструкције
- (2)- Растојање између шина s

Пројектне ситуације се испитују посебно, а не као комбинација деловања.

2.1.6.2.12 Групе оптерећења

У складу са Поглављем 6.8.2 стандарда SRPS EN 1991-2 симултано дејство више случајева саобраћајног оптерећења се уводи у прорачун преко **група оптерећења** које су приказане у **Слици 2.34** (реф. Табела 6.1, стандарда SRPS EN 1991-2)

Слика 2.1.34 Дефиниција меродавних група оптерећења

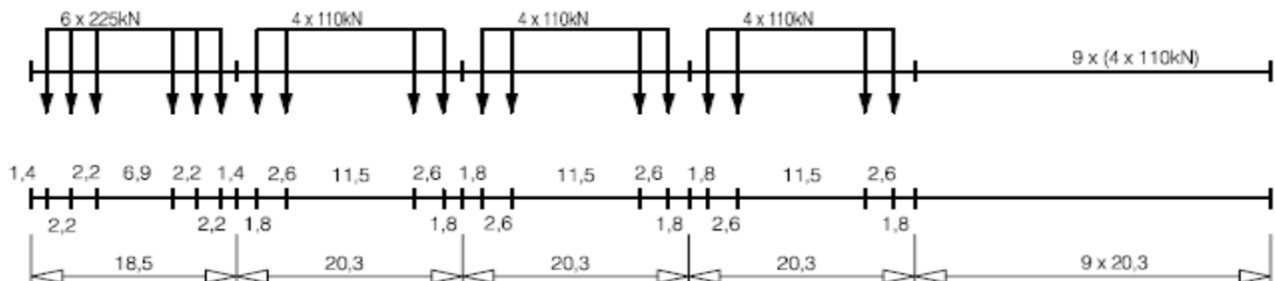
Number of tracks on structure	Groups of loads		Vertical forces			Horizontal forces			Comment				
	Reference: sections of this Guide		6.7.2/6.7.3	6.7.3	6.7.4	6.9.3	6.9.1	6.9.2					
	Reference: EN 1991-2		6.3.2/6.3.3	6.3.3	6.3.4	6.5.3	6.5.1	6.5.2					
1	2	≥ 3	Number of tracks loaded	Load group ⁽⁸⁾	Loaded track	LM71 ⁽¹⁾ SW/0 ^{(1),(2)} HSLM ^{(6),(7)}	SW/2 ^{(1),(3)}	Unloaded train	Traction, braking ⁽¹⁾	Centrifugal force ⁽¹⁾	Nosing force ⁽¹⁾		
			1	gr 11	T ₁	1			1 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾	Max. vertical 1 with max. longitudinal	
			1	gr 12	T ₁	1			0.5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	Max. vertical 2 with max. transverse	
			1	gr 13	T ₁	1 ⁽⁴⁾			1	0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾	Max. longitudinal	
			1	gr 14	T ₁	1 ⁽⁴⁾			0.5 ⁽⁵⁾	1	1	Max. lateral	
			1	gr 15	T ₁				1	1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	Lateral stability with "unloaded train"	
				1	gr 16	T ₁		1		1 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾	SW/2 with max. longitudinal
				1	gr 17	T ₁		1		0.5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	SW/2 with max. transverse
		2	2	2	2	gr 21	T ₁ T ₂	1		1 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾ 0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾ 0.5 ⁽⁵⁾	Max. vertical 1 with max longitudinal
					2	gr 22	T ₁ T ₂	1		0.5 ⁽⁵⁾ 0.5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	Max. vertical 2 with max. transverse
		2	2	2	2	gr 23	T ₁ T ₂	1 ⁽⁴⁾ 1 ⁽⁴⁾		1 1	0.5 ⁽⁵⁾ 0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾ 0.5 ⁽⁵⁾	Max. longitudinal
					2	gr 24	T ₁ T ₂	1 ⁽⁴⁾ 1 ⁽⁴⁾		0.5 ⁽⁵⁾ 0.5 ⁽⁵⁾	1 1	1 1	Max. lateral
		2	2	2	2	gr 26	T ₁ T ₂		1		1 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾ 0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾ 0.5 ⁽⁵⁾
	2				gr 27	T ₁ T ₂		1		0.5 ⁽⁵⁾ 0.5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	SW/2 with max. transverse
			≥ 3	≥ 3	gr 31	T ₁				0.75 ⁽⁵⁾	0.75 ⁽⁵⁾	0.75 ⁽⁵⁾	Additional load case

- (1)- Сви релевантни фактори (α, Φ, f, \dots) је потребно узети у прорачун
- (2)- SW/0 се треба узети у прорачун само код континуалних система
- (3)- SW/2 се треба узети у прорачун ако је такво возило прописано на саобраћајници
- (4)- Фактор се може редуковати на 0,5 ако има повољно дејство, не може бити нула
- (5)- За случај повољног дејства не-доминантна оптерећења се одбацују.

2.1.6.2.13 Шеме оптерећења за контролу замора и динамички прорачун

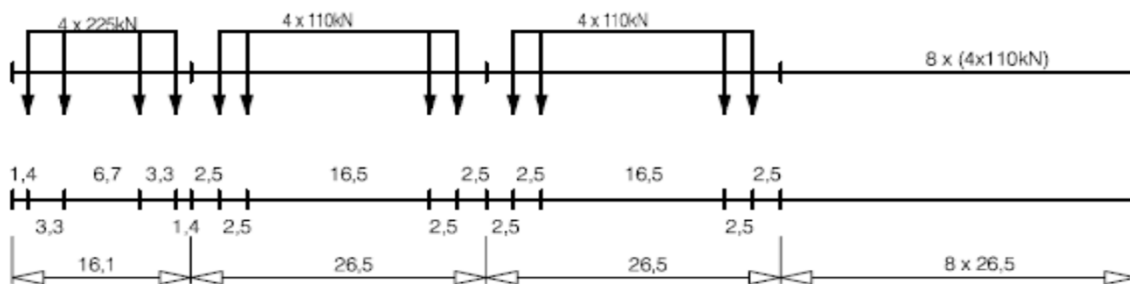
Тип 1 Путнички воз, вучен локомотивом

$$\Sigma Q = 6630\text{kN} \quad V = 200\text{km/h} \quad L = 262,10\text{m} \quad q = 25,3\text{kN/m'}$$



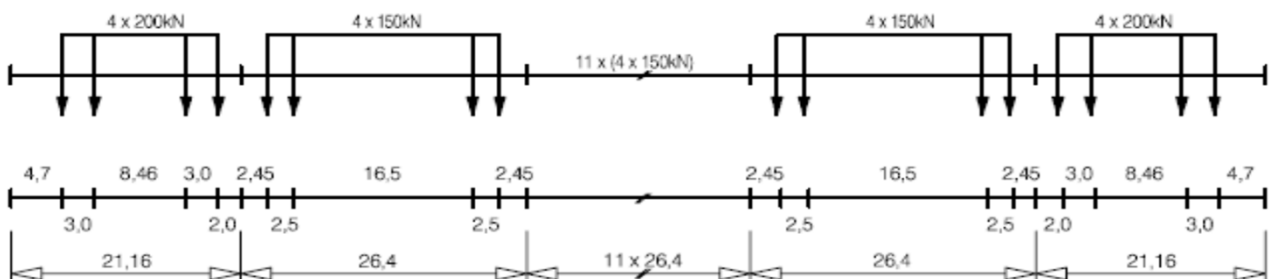
Тип 2 Путнички воз, вучен локомотивом

$$\Sigma Q = 5300\text{kN} \quad V = 160\text{km/h} \quad L = 281,10\text{m} \quad q = 18,9\text{kN/m'}$$



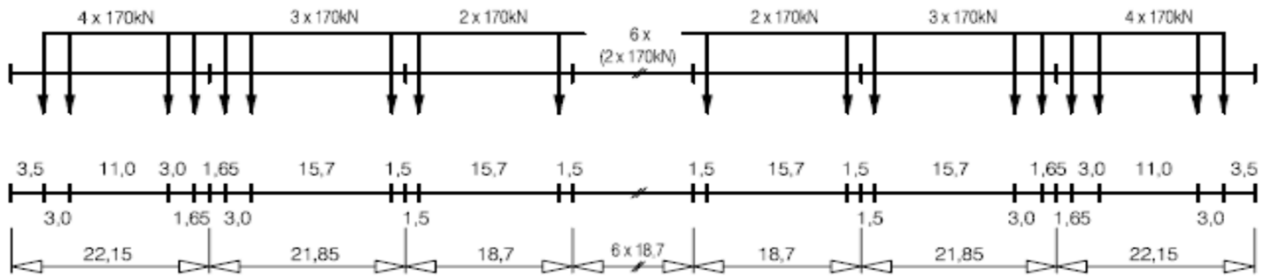
Тип 3 Путнички воз, брзи

$$\Sigma Q = 9400\text{kN} \quad V = 250\text{km/h} \quad L = 385,52\text{m} \quad q = 24,4\text{kN/m'}$$



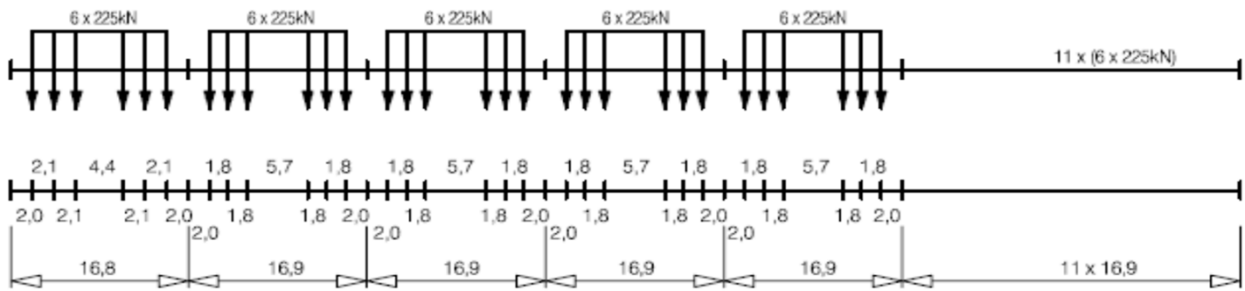
Тип 4 Путнички воз, брзи

$$\Sigma Q = 5100\text{kN} \quad V = 250\text{km/h} \quad L = 237,60\text{m} \quad q = 21,5\text{kN/m'}$$



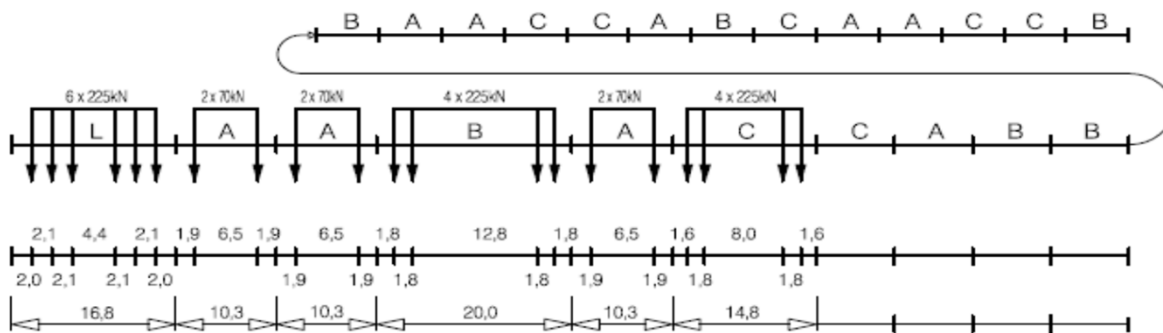
Тип 5 Теретни воз, вучен локомотивом

$$\Sigma Q = 21600\text{kN} \quad V = 80\text{km/h} \quad L = 270,30\text{m} \quad q = 80,0\text{kN/m'}$$



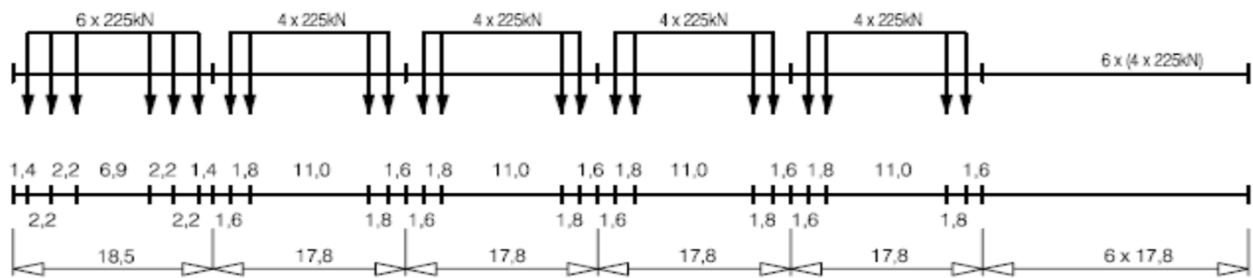
Тип 6 Теретни воз, вучен локомотивом

$$\Sigma Q = 14310\text{kN} \quad V = 100\text{km/h} \quad L = 333,10\text{m} \quad q = 43,0\text{kN/m'}$$



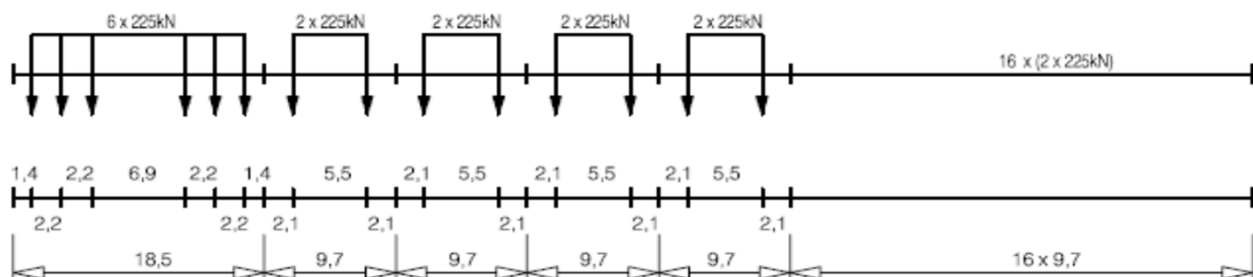
Тип 7 Теретни воз, вучен локомотивом

$$\Sigma Q = 10350\text{kN} \quad V = 120\text{km/h} \quad L = 196,50\text{m} \quad q = 52,7\text{kN/m}^2$$



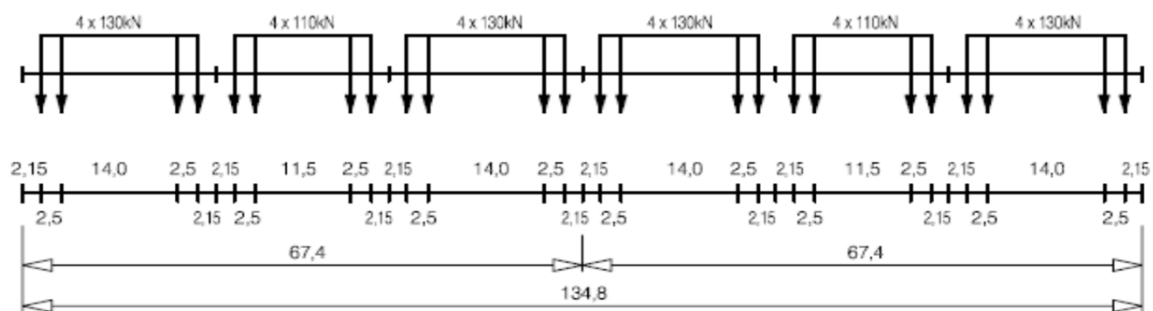
Тип 8 Теретни воз, вучен локомотивом

$$\Sigma Q = 10350\text{kN} \quad V = 100\text{km/h} \quad L = 212,50\text{m} \quad q = 48,7\text{kN/m}^2$$



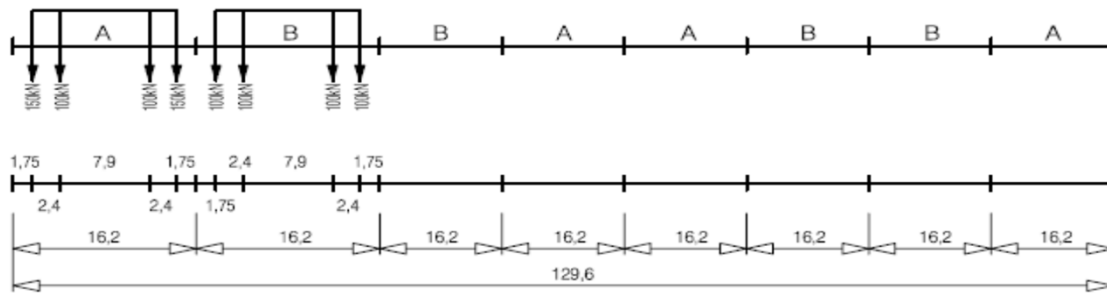
Тип 9 Метро (Suburban multiple unit train)

$$\Sigma Q = 2960\text{kN} \quad V = 120\text{km/h} \quad L = 134,80\text{m} \quad q = 22,0\text{kN/m}^2$$



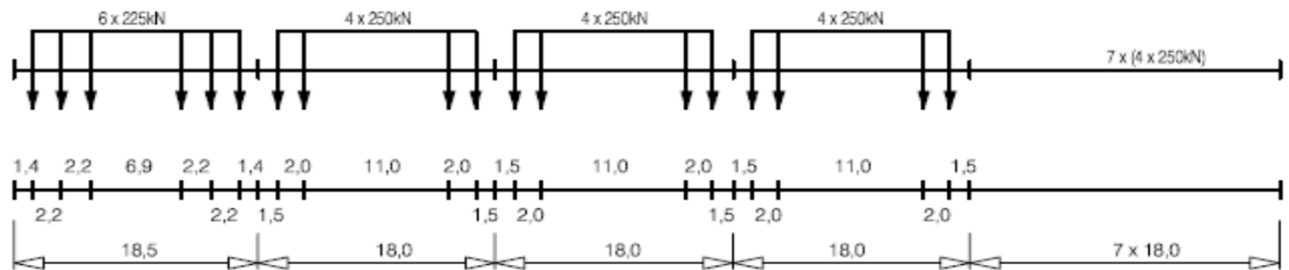
Тип 10 Подземна железница

$$\Sigma Q = 3600\text{kN} \quad V = 120\text{km/h} \quad L = 129,60\text{m} \quad q = 27,8\text{kN/m'}$$



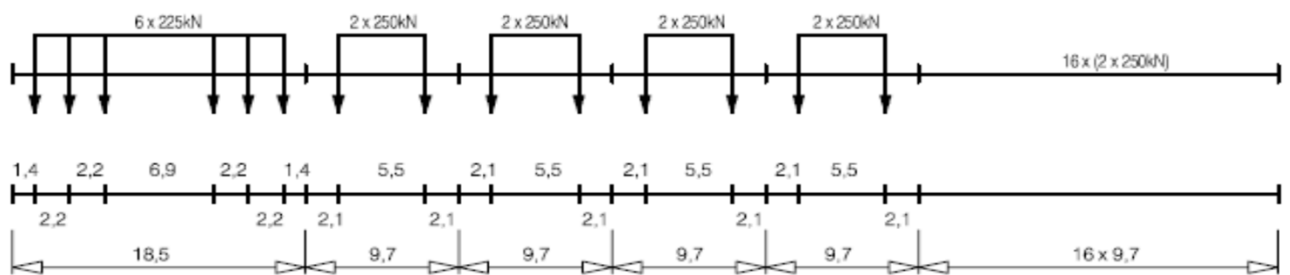
Тип 11 Теретни воз, вучен локомотивом

$$\Sigma Q = 11350\text{kN} \quad V = 120\text{km/h} \quad L = 198,50\text{m} \quad q = 57,2\text{kN/m'}$$



Тип 12 Теретни воз, вучен локомотивом

$$\Sigma Q = 11350\text{kN} \quad V = 100\text{km/h} \quad L = 212,50\text{m} \quad q = 53,4\text{kN/m'}$$

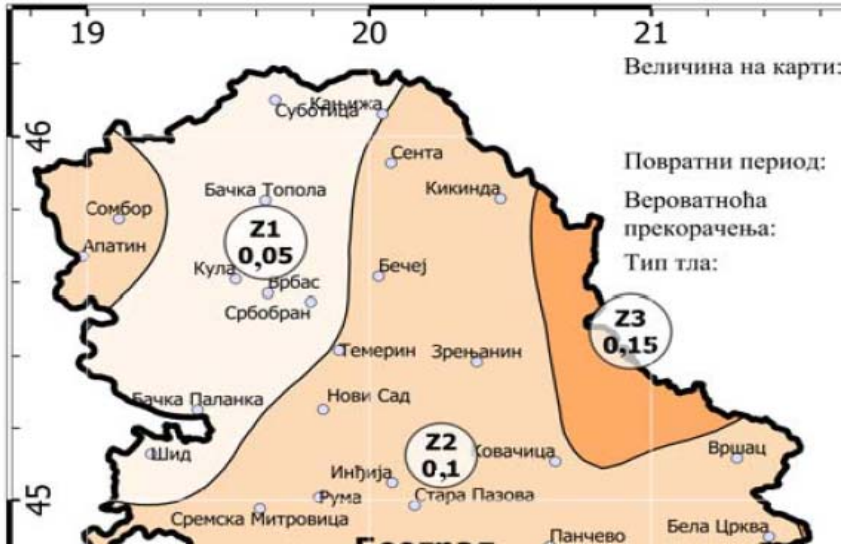


2.1.7 Сеизмика

2.1.7.1 Сеизмолошки услови локације

Сеизмолошки услови локације су одређени према мапи сеизмичког хазарда израђеног од стране Републичког сеизмолошког завода где су добијени основни сеизмолошки параметри у смислу стандарда SRPS EN 1998-1:

Слика 2.35 Карта сеизмичког хазарда



$$a_{gr,II} = 0.06 \text{ g}$$

Усвојена је вредност од 1,30 за фактор значаја, која одговара Класи значаја III према SRPS EN 1998-1:

$$\gamma_I = 1.30 \quad a_{g,II} = 0.08 \text{ g}$$

Тип темељног тла: D

Коментар: Тип тла је усвојен на бази чињенице да се на локацији налази тло са кохезијом $c < 70 \text{ kN/m}^2$.

Слика 2.1.36 Улазни параметри за одређивање еластичног спектра Типа 1

Ground type	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,5	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
1.35	0.2	0.8	2

Формула за прорачун ордината еластичног спектра Типа 1:

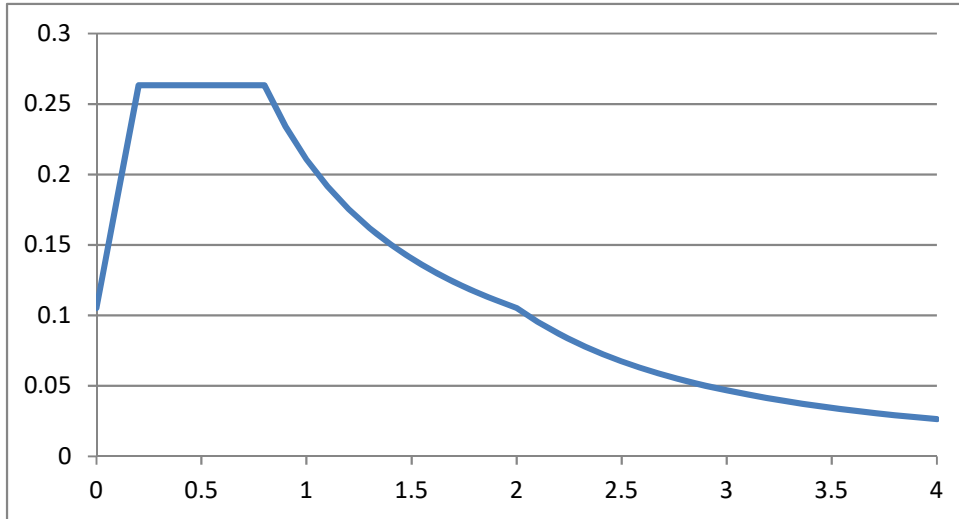
$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]$$

Слика 2.1.37 Еластични спектар Типа 1 на пројектној локацији

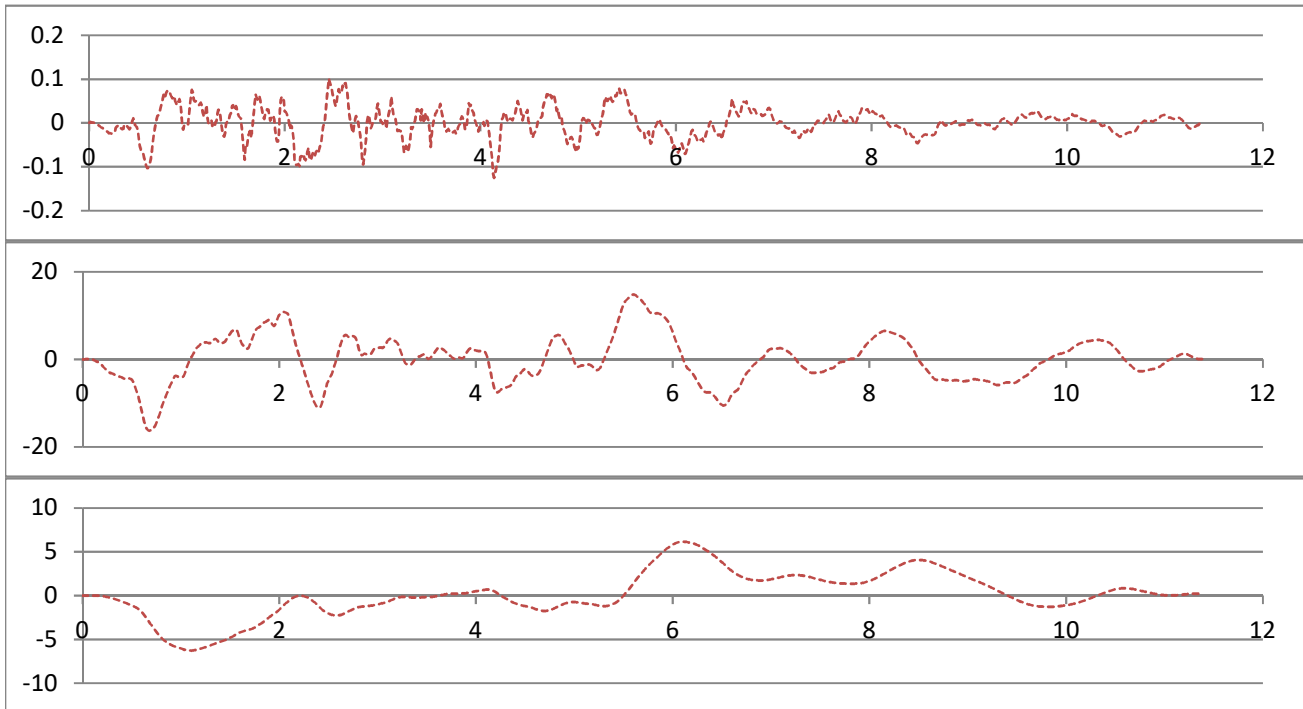


2.1.7.2 Директна динамичка анализа

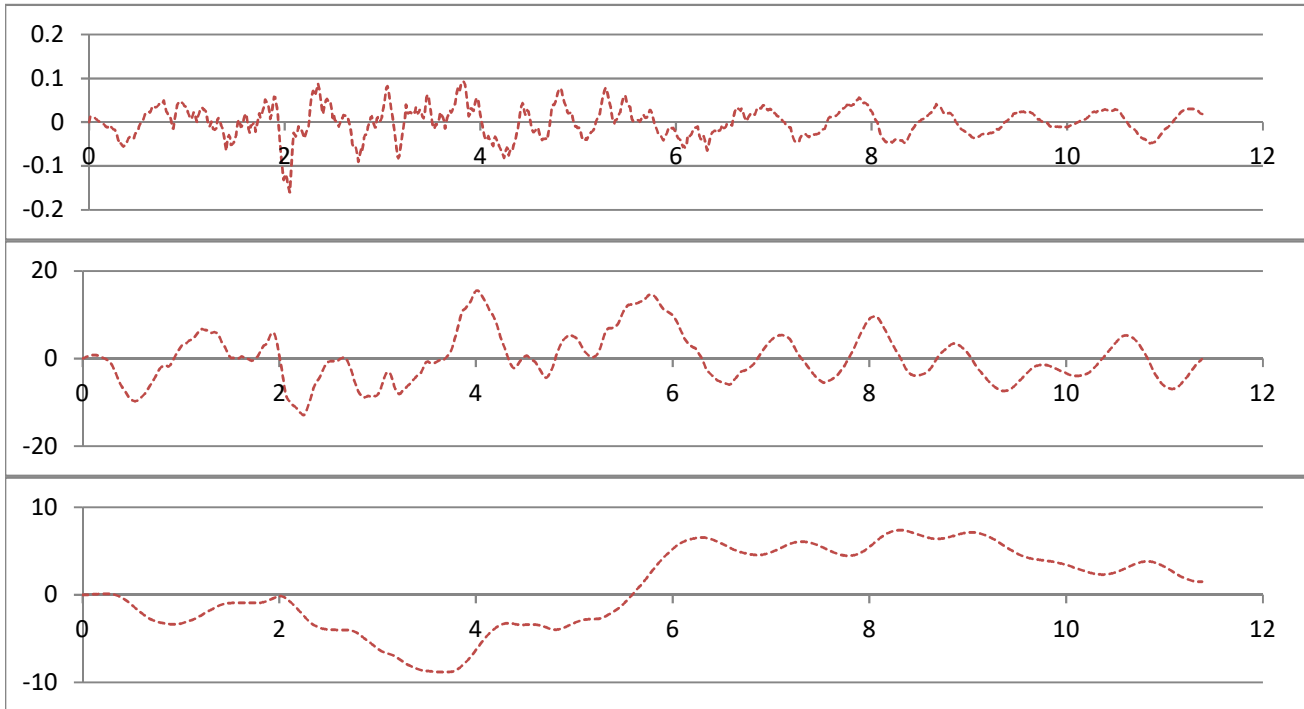
Референтни стандардни за сеизмички прорачун мостовске конструкције су SRPS EN 1998-1 и SRPS EN 1998-2. За случај нелинеарног одговора темељног тла, предвиђена је нелинеарна директна динамичка анализа са 7 вештачких записа земљотреса који су у складу са одредбама стандарда SRPS EN 1998-2. Нелинеарна динамичка анализа има за сврху да релаксира захтеве који су срачунати мултимодалном спектралном анализом.

На **Сликама 2.1.38-44** које следе, приказани су записи убрзања [g], брзина [cm/s] и померања [cm] који су обрађени прорачуном:

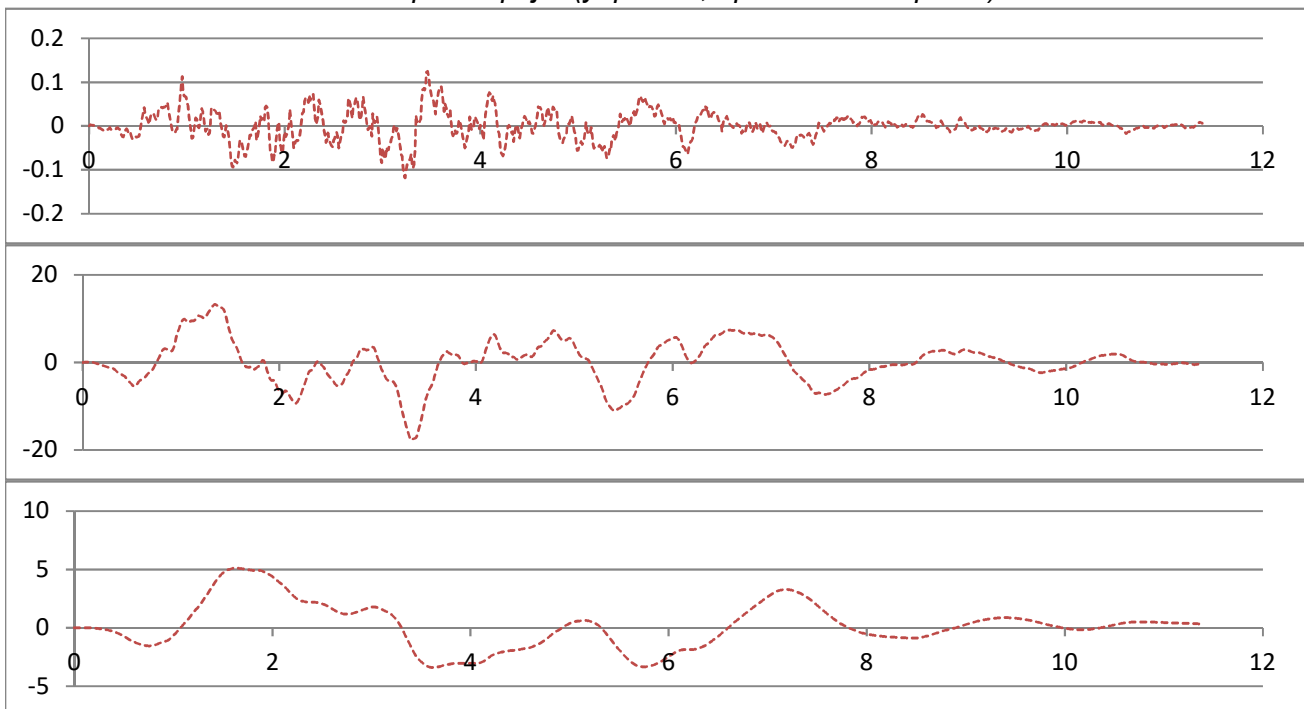
Слика 2.1.38 Запис земљотреса број 1 (убрзање, брзина и померање)



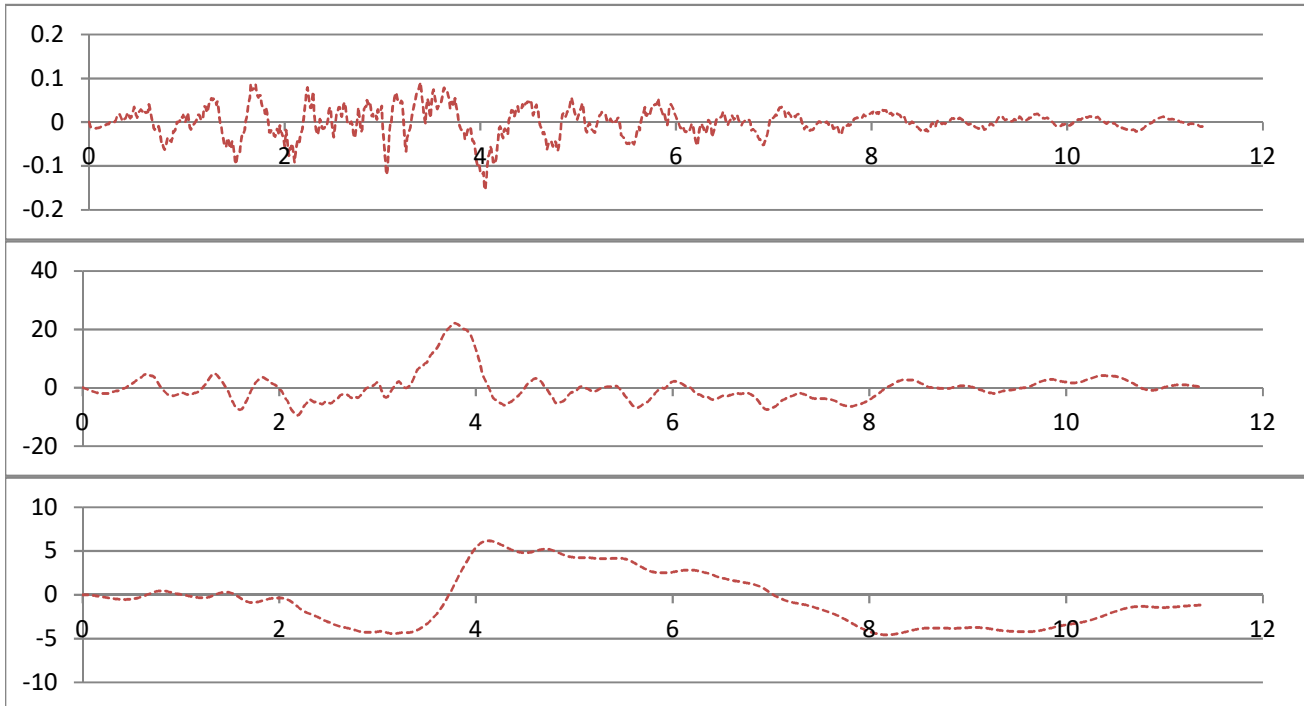
Слика 2.1.39 Запис земљотреса број 2 (убрзање, брзина и померање)



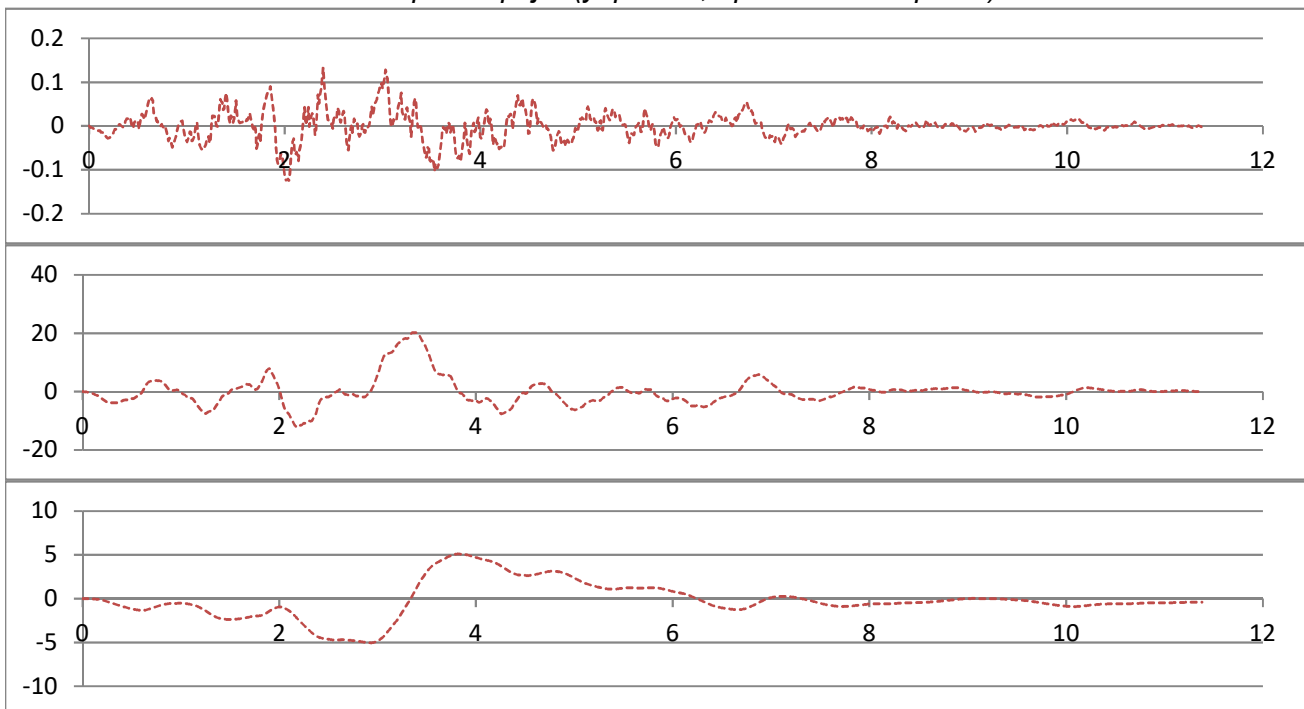
Слика 2.1.40 Запис земљотреса број 3 (убрзање, брзина и померање)



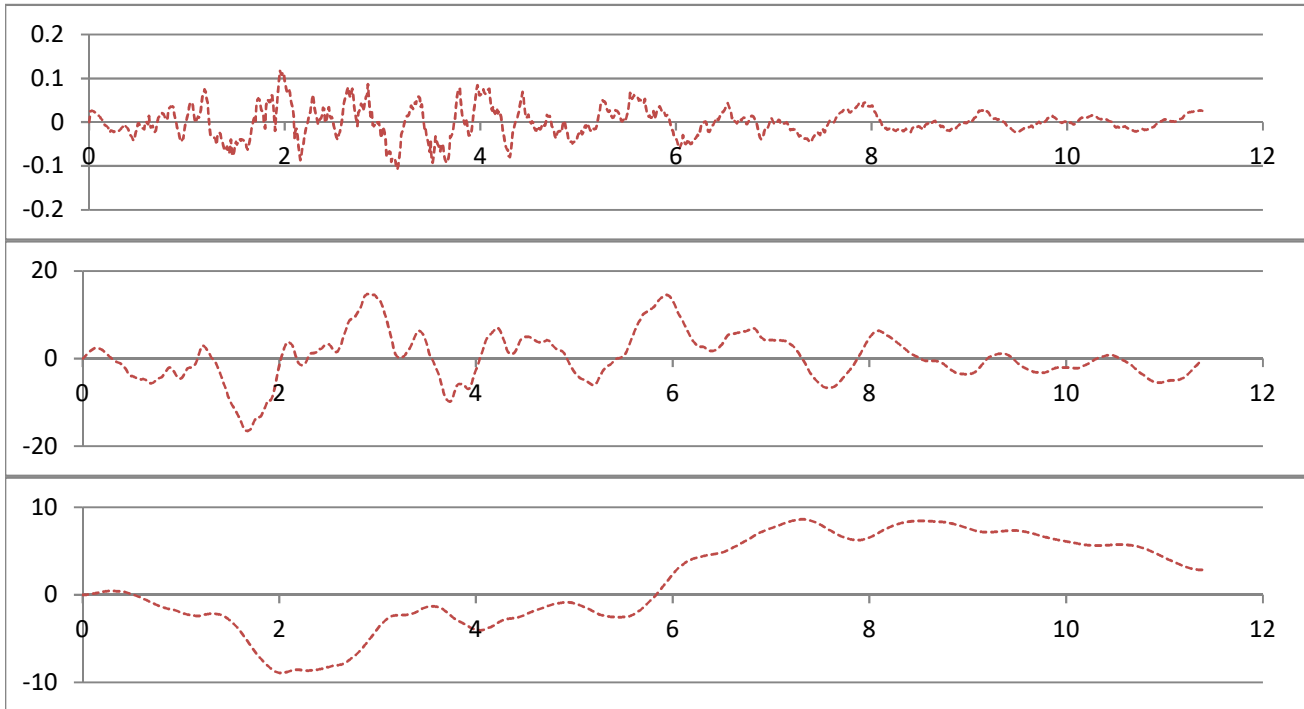
Слика 2.1.41 Запис земљотреса број 4 (убрзање, брзина и померање)



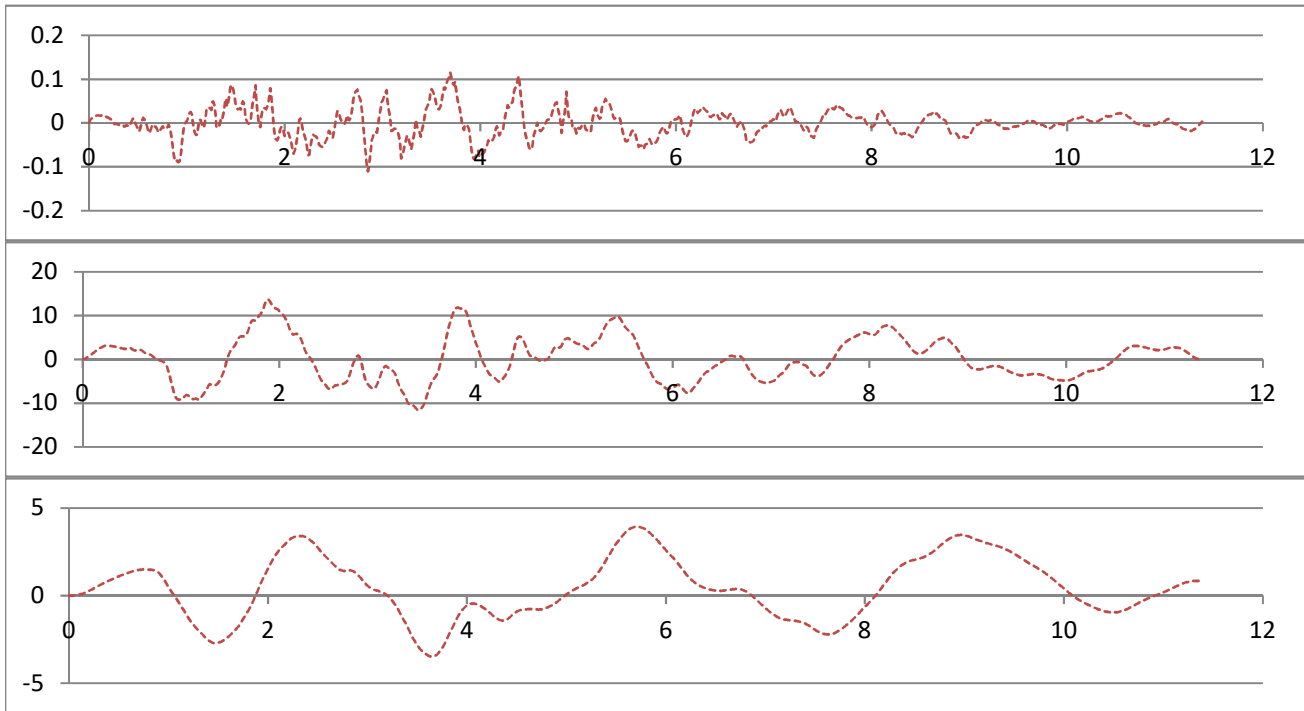
Слика 2.1.42 Запис земљотреса број 5 (убрзање, брзина и померање)



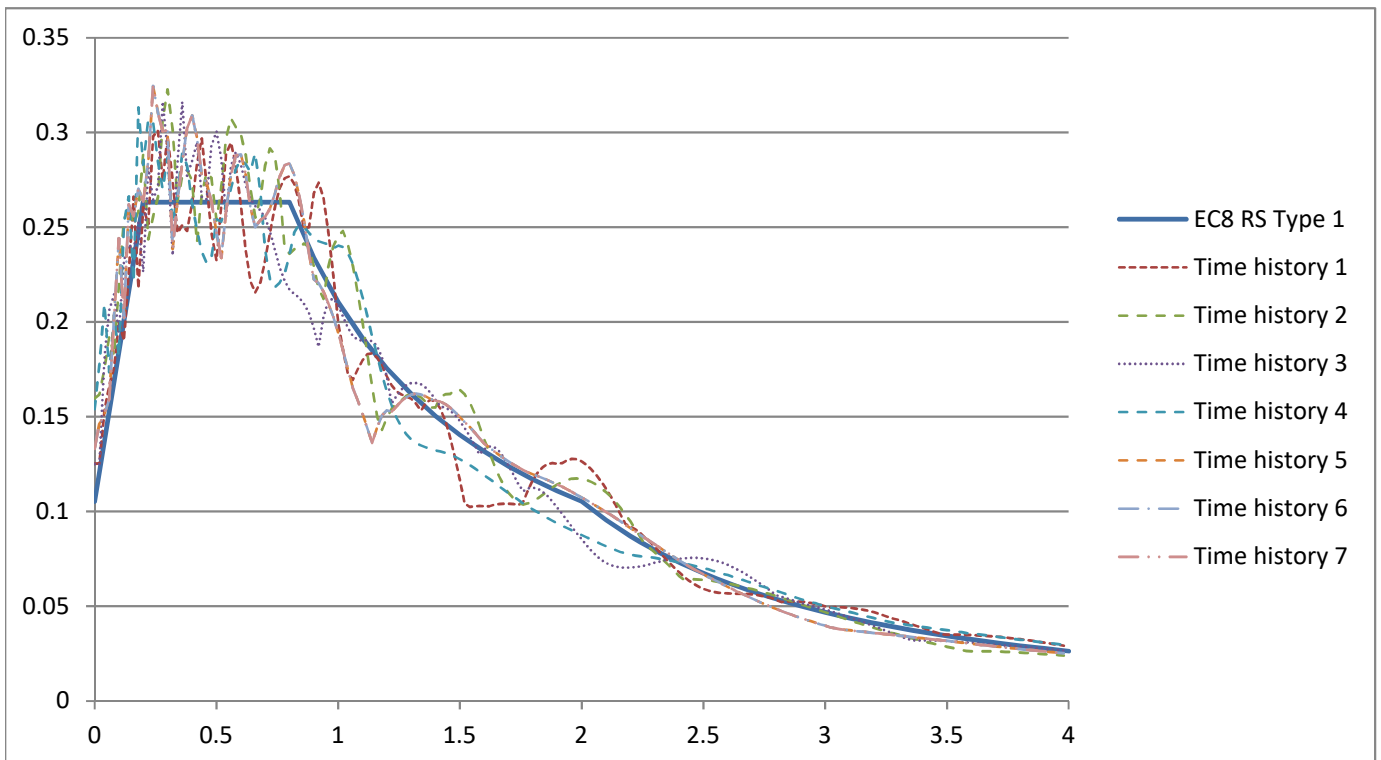
Слика 2.1.43 Запис земљотреса број 6 (убрзање, брзина и померање)



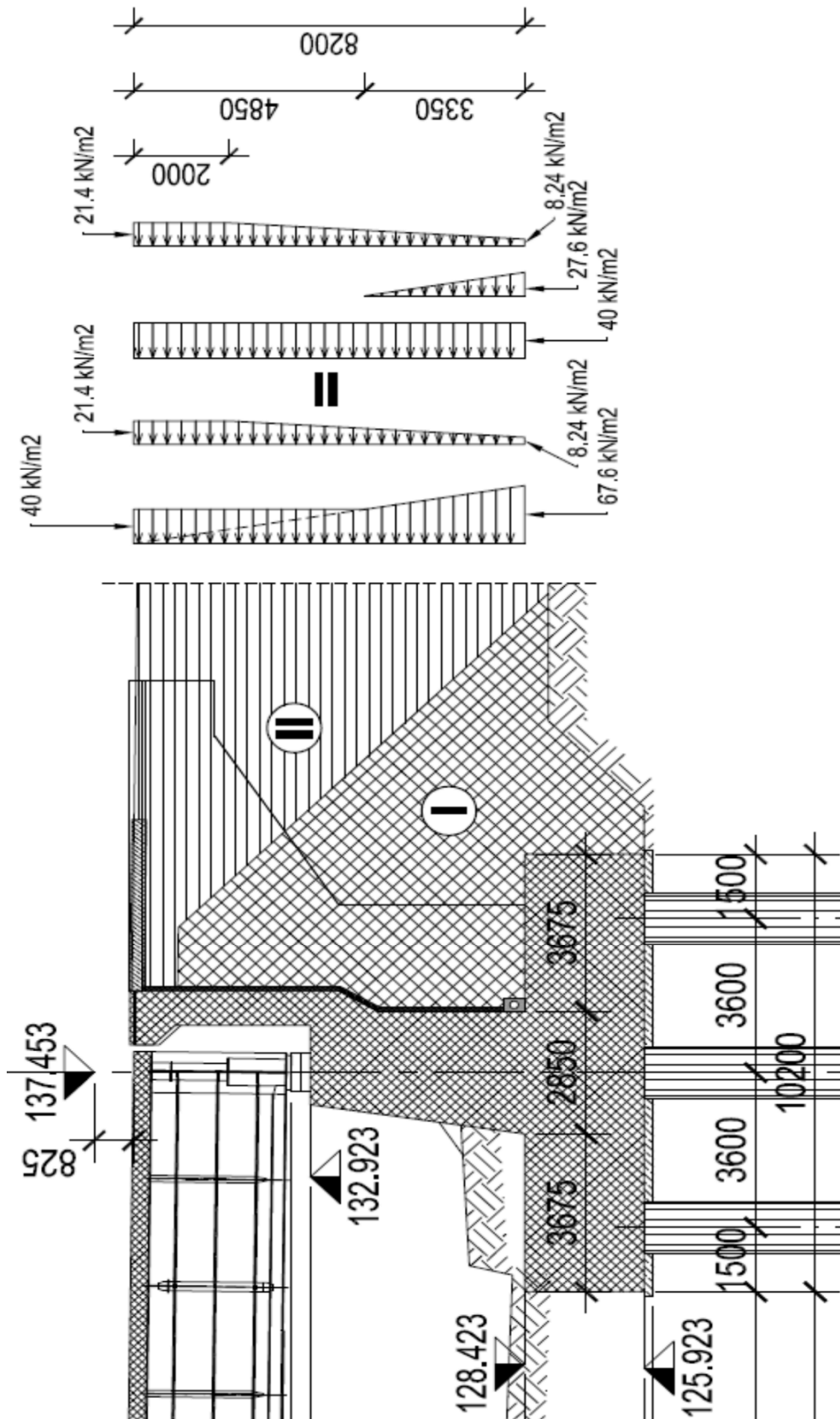
Слика 2.1.44 Запис земљотреса број 7 (убрзање, брзина и померање)



Слика 2.1.45 Спектри одговора за пројектне записе



2.1.7 Тло



2.2. Материјали

2.2.1. Бетон

2.2.1.1. Физичке и механичке карактеристике

Усвојена класа бетона: **C35/45**

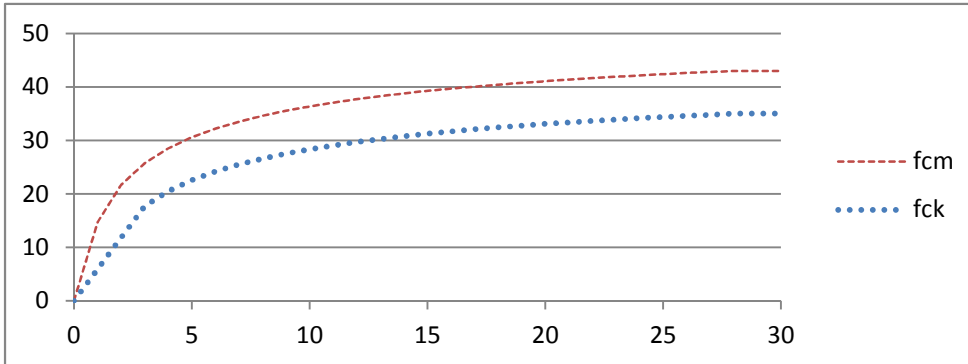
$E=$	34 GPa
$\nu=$	0.2 -
$\alpha_t=$	1.00E-05 1/°C
$G=$	14.2 GPa
$\gamma=$	25 kN/m ³
$f_{ck}=$	35 MPa
$f_{cm}=$	43 MPa

За прорачун конструкције су коришћене линеарне и нелинеарне методе прорачуна. Од нелинеарног понашања, највећи акценат је стављен на зависност основних параметара бетона од његове старости. За формирање ових дијаграма су коришћене одредбе стандарда SRPS EN 1992-1-1 и CEB-FIB 1990 Modal code.

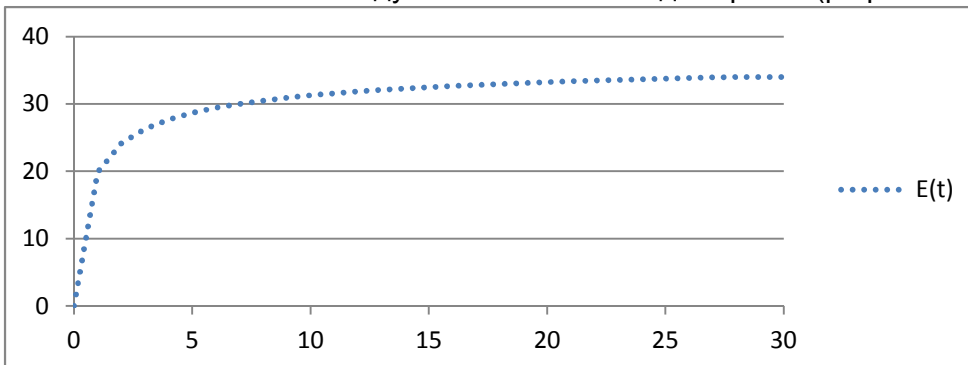
$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad s = 0.25 \text{ (класа цемента N)}$$

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm}$$

Слика 2.2.1 : Зависност средње и карактеристичне чврстоће од старости



Слика 2.2.2 : Зависност Модула еластичности од старости (реф. CEB-FIP 1990 (2.1-57))



$$\beta_E(t) = \sqrt{\beta_{cc}(t)}$$

$$E(t) = \beta_E(t) E$$

2.2.1.2 Течење бетона

Коначне вредности коефицијента течења добијамо према **SRPS EN 1992-1-1**:

$\varphi(t_0, t_\infty)$ - коначна вредност коефицијента течења

$t_0 =$ 21 дан -старост бетона у тренутку наношења оптерећења

$A_b =$ 44500 cm² -површина попречног пресека бетона

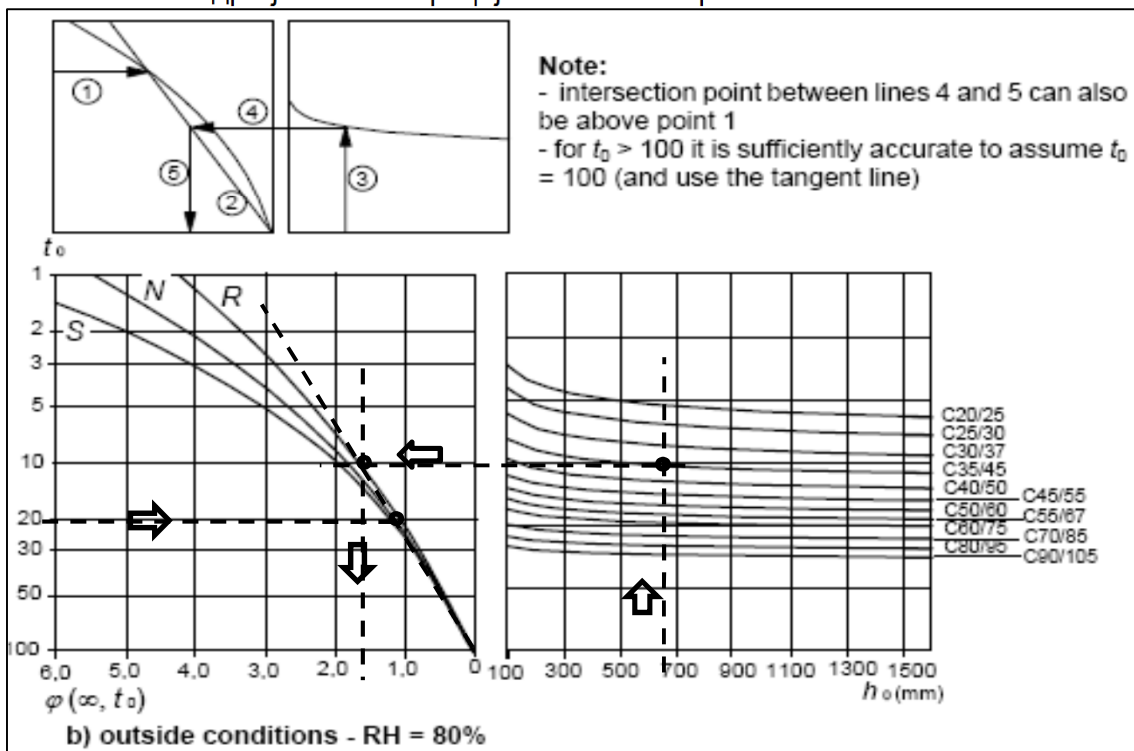
$u =$ 1311 cm -обим дела пресека изложен сушењу

$h_0 =$ 679 mm -номинална димензија попречног пресека

C 35/45 -усвојена класа бетона

N -усвојена класа бетона према поглављу 3.1.2 правилника EN 1992-1-1

Слика 2.2.3: Одређивање коефицијента течења према **EN 1992-1-1**



Са **Слике 2.7** се очитава вредност коначног коефицијента течења:

80% влажност: $\varphi(t_0, t_\infty) =$ 1.70 \longrightarrow $\rho =$ 0.46

Модул еластичности бетона (C35/45):

$E_b =$ 34 GPa

Ефективни модул еластичности:

$$E_{b\varphi} = \frac{1}{1 + \psi_L \varphi_t} E_b$$

ψ_L - коефицијент увећања за течење:

1.10 -за стална оптерећења

0.55 -за примарне и секундарне утицаје скупљања

1.50 -за предходно напрезање принудним деформацијама

Рачунски модул еластичности:

$E_{b\varphi} =$	11.8 GPa	-за стална оптерећења
$E_{b\varphi} =$	17.6 GPa	-за примарне и секундарне утицаје скупљања
$E_{b\varphi} =$	9.6 GPa	-за предходно напрезање принудним деформацијама

Однос модула еластичности челика и бетона:

$n_{\varphi} =$	17.7	-за стална оптерећења
$n_{\varphi} =$	12.0	-за примарне и секундарне утицаје скупљања
$n_{\varphi} =$	21.9	-за предходно напрезање принудним деформацијама
$n =$	6.2	-за краткотрајна оптерећења

2.2.1.3 Скупљање бетона

Према правилнику **EN 1992-1-1**, укупна дилатације скупљања:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

ε_{cd} - дилатација скупљања услед сушења

ε_{cs} - сопствена дилатација скупљања

$\varepsilon_{cd,0} =$	0.24 ‰	-величина неспреченог скупљања услед сушења
$k_h =$	0.7	$h_0 =$ 680 mm
$\varepsilon_{cd} =$	0.17 ‰	

Сопствена дилатација скупљања:

$$\varepsilon_{ca} = 2.5(f_{ck} - 10)10^{-6}$$

$$\varepsilon_{ca} = 0.063 \text{ ‰}$$

Укупна дилатација скупљања:

$$\varepsilon_{cs} = 0.23 \text{ ‰}$$

2.2.2. Челик

Европски стандард који дефинише услове испоруке конструкционих челика је SRPS EN 10025 (шест делова) и SRPS EN 10210-1:1994 Врућеобликовани конструкцијски шупљи профили од нелегираних и ситнозрних конструкционих челика - Део 1:Технички услови испоруке.

Означавање конструкционих челика се врши према стандардима:

-SRPS EN 10027-1:Систем за означавање челика; Део 1: Означавање челика, основне ознаке

-SRPS CR 10260: Систем за означавање челика; Додатне ознаке

-SRPS EN 10027-2: Систем за означавање челика; Део 2; Бројчане ознаке.

За елементе од конструкционог челика који су веће дебљине од $t=16\text{mm}$, прописује се редукција механичких карактеристика у зависности од дебљине на начин приказан у **Табели 2.2.1.**

Табела 2.2.1 : Механичке карактеристике конструкционих челика за $t>16\text{mm}$

Steel grade	Yield strength f_y in MPa					Tensile strength f_u in MPa	
	$16 < t \leq 40$	$40 < t \leq 63$	$63 < t \leq 80$	$80 < t \leq 100$	$100 < t \leq 150$	$3 \leq t \leq 100$	$100 < t \leq 150$
S235JR, J0, J2	225	215	215	215	195	360–510	350–500
S275JR, J0, J2	265	255	245	235	225	410–560	400–540
S355JR, J0, J2, K2	345	335	325	315	295	470–630	450–600
	$16 < t \leq 40$	$40 < t \leq 63$	$63 < t \leq 80$	$80 < t \leq 100$	$100 < t \leq 150$	$t \leq 100$	$100 < t \leq 200$
S275N, NL	265	255	245	235	225	370–510	350–480
S355N, NL	345	335	325	315	295	470–630	450–600
S420N, NL	400	390	370	360	340	520–680	500–650
S460N, NL	440	430	410	400	380	550–720	530–700
	$16 < t \leq 40$	$40 < t \leq 63$	$63 < t \leq 80$	$80 < t \leq 100$	$100 < t \leq 120$	$63 < t \leq 80$	$t \leq 120$
S275M, ML	265	255	245	245	240	350–510	350–510
S355M, ML	345	335	325	325	320	440–600	430–590
S420M, ML	400	390	380	370	365	470–640	460–630
S460M, ML	440	430	400	390	385	500–670	490–660

2.2.2.1. Избор челика у погледу живавости

Материјал се одређује да буде такав да сви делови конструкције имају задовољавајућу живавост при меродавној пројектној температури T_{Ed} :

$$T_{Ed} = T_{md} + \Delta T_r + \Delta T_\sigma + \Delta T_R + \Delta T_{\dot{\epsilon}} + \Delta T_{\epsilon_{cf}}$$

Где је:

T_{md} – најнижа температура ваздуха према SRPS EN 1991-1-5;

ΔT_r – корекција за губитак зрачењем, видети SRPS EN 1991-1-5;

ΔT_σ – корекција за напон и границу развлачења материјала и имперфекцију прслине и облик и димензије елемента;

ΔT_R – сигурносни додатак за различите нивое поузданости;

$\Delta T_{\dot{\epsilon}}$ – корекција за брзину дилатације, када се разликује од $\dot{\epsilon}_0$;

$\Delta T_{\epsilon_{cf}}$ – корекција за степен хладног обликовања ϵ_{cf} .

$$\begin{aligned}
 T_{md} &= -26 \text{ }^\circ\text{C} && \text{(Део 2.1.4.1 Униформна температурна промена)} \\
 \Delta T_r &= 0 \\
 \Delta T_\sigma &= 0 \\
 \Delta T_R &= 0 \\
 \Delta T_{\dot{\epsilon}} &= 0 \\
 \Delta T_{\epsilon_{cf}} &= 0 && T_{Ed} = -26 \text{ }^\circ\text{C}
 \end{aligned}$$

За дејство меродавне инцидентне комбинације:

$$A(T_{Ed}) + \sum G_k + \psi_1 Q_{k1} + \sum \psi_{2,i} Q_{ki}$$

Ниво напрезања у максимално оптерећеним деловима доње фланше износи $\approx 0,50 f_y$.

Табела 2.2.2: Максималне дебелине челичних елемената (реф. Табела 2.1, SRPS EN 1993-1-10)

Steel grade	Sub-grade	KV	Reference temperature, T_{Ed} [$^\circ\text{C}$]																							
			$\sigma_{Ed} = 0,75 f_y(t)$								$\sigma_{Ed} = 0,50 f_y(t)$								$\sigma_{Ed} = 0,25 f_y(t)$							
			10	0	-10	-20	-30	-40	-50	10	0	-10	-20	-30	-40	-50	10	0	-10	-20	-30	-40	-50			
S235	JR	20	27	60	50	40	35	30	25	20	90	75	65	55	45	40	35	135	115	100	85	75	65	60		
	J0	0	27	90	75	60	50	40	35	30	125	105	90	75	65	55	45	175	155	135	115	100	85	75		
	J2	-20	27	125	105	90	75	60	50	40	170	145	125	105	90	75	65	200	200	175	155	135	115	100		
S275	JR	20	27	55	45	35	30	25	20	15	80	70	55	50	40	35	30	125	110	95	80	70	60	55		
	J0	0	27	75	65	55	45	35	30	25	115	95	80	70	55	50	40	165	145	125	110	95	80	70		
	J2	-20	27	110	95	75	65	55	45	35	155	130	115	95	80	70	55	200	190	165	145	125	110	95		
	M,N	-20	40	135	110	95	75	65	55	45	180	155	130	115	95	80	70	200	200	190	165	145	125	110		
S355	JR	20	27	40	35	25	20	15	10	65	55	45	40	30	25	20	110	95	80	70	60	55	45			
	J0	0	27	60	50	40	35	25	20	15	95	80	65	55	45	40	30	150	130	110	95	80	70	60		
	J2	-20	27	90	75	60	50	40	35	25	135	110	95	80	65	55	45	200	175	150	130	110	95	80		
	K2,M,N	-20	40	110	90	75	60	50	40	35	155	135	110	95	80	65	55	200	200	175	150	130	110	95		
S420	ML,NL	-50	27	155	130	110	90	75	60	50	200	180	155	135	110	95	80	210	200	200	200	175	150	130		
	M,N	-20	40	95	80	65	55	45	35	30	140	120	100	85	70	60	50	200	185	160	140	120	100	85		
	ML,NL	-50	27	135	115	95	80	65	55	45	190	165	140	120	100	85	70	200	200	200	185	160	140	120		
S460	Q	-20	30	70	60	50	40	30	25	20	110	95	75	65	55	45	35	175	155	130	115	95	80	70		
	M,N	-20	40	90	70	60	50	40	30	25	130	110	95	75	65	55	45	200	175	155	130	115	95	80		
	QL	-40	30	105	90	70	60	50	40	30	155	130	110	95	75	65	55	200	200	175	155	130	115	95		
	ML,NL	-50	27	125	105	90	70	60	50	40	180	155	130	110	95	75	65	200	200	200	175	155	130	115		
S690	QL1	-60	30	150	125	105	90	70	60	50	200	180	155	130	110	95	75	215	200	200	200	175	155	130		
	Q	0	40	40	30	25	20	15	10	10	65	55	45	35	30	20	20	120	100	85	75	60	50	45		
	Q	-20	30	50	40	30	25	20	15	10	80	65	55	45	35	30	20	140	120	100	85	75	60	50		
	QL	-20	40	60	50	40	30	25	20	15	95	80	65	55	45	35	30	165	140	120	100	85	75	60		
	QL	-40	30	75	60	50	40	30	25	20	115	95	80	65	55	45	35	190	165	140	120	100	85	75		
QL1	-40	40	90	75	60	50	40	30	25	135	115	95	80	65	55	45	200	190	165	140	120	100	85			
QL1	-60	30	110	90	75	60	50	40	30	160	135	115	95	80	65	55	200	200	190	165	140	120	100			

Према стандарду SRPS EN 1993-1-10 за срачунати напонски ниво од $0,5 f_y$, добија се да је конструкцију могуће израдити употребном конструкционог челика S355 JR и S355 J0 (за елементе доње фланше дебљине 40mm).

Предметна Евронорма не садржи специфичне захтеве за израду челичних конструкција железничких мостова, па је неопходно употребити неку од смерница за пројектовање оваквих конструкција.

За усвајање типа челичног материјала, Пројектант се водио смерницом за пројектовање:

DAST-Richtlinie 009 - Stahlsortenauswahl für geschweißte Stahlbauten;

и недавно повученом старом немачком нормом за пројектовање челичних мостова:

DIN-Fachbericht 103-Stahlbrücken.

Табела 2.2.3: Макс. дебљине лимова за жел. мостове (реф. Табела II-3.2b, DIN-Fachbericht 103)

Tabelle II-3.2b: Blechdickenbegrenzung von Stahlteilen bei Eisenbahnbrücken

Norm	Sorte/Güte mit Aufschweißbiegeversuch ⁽¹⁾	Zulässige Werkstoffdicke [mm]	
		Nicht geschweißte Bauteile, oder geschweißte im Druckbereich	Im Zugbereich geschweißte Bauteile
DIN EN 10025	S235JRG2 / S275JRG2	35	20
	S235J0 / S275J0	50	35
	S235J2G3 / S275J2G3	80	60
	S355JR	20	---
	S355J0	40	10
	S355J2G3 S355K2G3	60 80	35 60
DIN EN 10113	S275N/M	100 ⁽²⁾	70
	S275NL/ML	100 ⁽²⁾	100 ⁽²⁾
	S355N/M	80	60
	S355NL/ML	100 ⁽²⁾	100 ⁽²⁾

⁽¹⁾ Forderung des Aufschweißbiegeversuches von Nenndicken ≥ 30 mm (siehe BN 918 002)
⁽²⁾ Dicken > 100 mm sind nur mit Zustimmung im Einzelfall erlaubt.

За челичну конструкцију моста се усваја:

S355K2 - За елементе доње фланше главног носача дебљине 40 mm

S355J2 - За све остале делове конструкције.

Табела 2 — Граничне дебљине делова челичних конструкција железничких мостова за које није потребна провера кртог лома према SRPS EN 1993-1-10:2013³

Стандард	Квалитет челика	Допуштена дебљина материјала	
		Зона притиска ¹ mm	Зона затезања ^{1,2} mm
SRPS EN 10025-2:2011	S235J0/S275J0	100/95	55/45 (30/30)
	S235J0 +N	100	55 (55)
	S235J2/S275J2	135/125	80/70 (30/30)
	S235J2 + N	135	80 (80)
	S355J0	80	40 (30)
	S355J2	110	55 (30)
SRPS EN 10025-3:2011 EN 10025-4 EN 10025-6	S355K2	130	70 (30)
	S275N или M	145	85 (80)
	S275NL или ML	190	115 (100)
	S355N или M	130	70 (70)
	S355NL или ML	175	95 (95)
	S420N или M	120	60
	S420NL или ML	160	85
	S460N или M	115	55
	S460NL или ML	155	80
	S460Q	95	45
S460QL	130	65	
S460QL1	175	95	

¹ Дебљине > 100 mm дозвољене су само у посебним случајевима, уз одобрење.

² За челике квалитета S235, S275 и S355, за дебљине ≥ 30 mm потребна је проба навара. За вредности дате у загради проба навара не мора да се изводи.

³ Вредности дебљина из табеле изведене су из SRPS EN 1993-1-10:2013 и одговарају следећим подацима:

— за притисак: $0,25 \times f_y$;

— за затезање: $0,60 \times f_y$;

— при температури од -30 °C за притисак и за затезање.

E= 210 GPa



2.3. Меровдавни попречни пресеци за прорачун

Меровдавни попречни пресеци се одређују принципом идеализованог попречног пресека за спрегнуте носаче.

Ефективни попречни пресек се добија:

-редукцијом попречног пресека за утицај ефекта "shear lag"

-редукцијом бетонског дела попречног пресека за однос модула еластичности бетона и челика

2.3.1. Редукција попречног пресека услед утицаја ефекта "shear lag"

За бетонску плочу применом стандарда SRPS EN 1994-1-1:2004:

Меровдавна дужина: $L_e =$ 4000 cm
 $b_{ei} =$ 500 cm $> b_e$ (цела бетонска плоча је ефективна)

За доњу фланшу применом стандарда SRPS EN 1993-1-5:2005:

Меровдавна дужина: $L_e =$ 4000 cm

Слика 2.3.1 : Коефицијент β за прорачун ефективне ширине

κ	Verification	β - value
$\kappa \leq 0,02$		$\beta = 1,0$
$0,02 < \kappa \leq 0,70$	sagging bending	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{1 + 6,4 \kappa^2}$ ←
	hogging bending	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{1 + 6,0 \left(\kappa - \frac{1}{2500 \kappa} \right) + 1,6 \kappa^2}$
$> 0,70$	sagging bending	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{5,9 \kappa}$
	hogging bending	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{8,6 \kappa}$
all κ	end support	$\beta_0 = (0,55 + 0,025 / \kappa) \beta_1$, but $\beta_0 < \beta_1$
all κ	Cantilever	$\beta = \beta_2$ at support and at the end

$\kappa = \alpha_0 b_0 / L_e$ with $\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{st}}{b_0 t}}$
in which A_{st} is the area of all longitudinal stiffeners within the width b_0 and other symbols are as defined in Figure 3.1 and Figure 3.2.

$A_{st} =$ 67.00 cm² → $\alpha_0 =$ 1.92

$\kappa =$ 0.05 → $\beta =$ 0.99 (цео пресек је ефикаван)

2.3.2 Идеализовани пресеци

Како би се поједноставио прорачун, спрегнути пресеци се замењују са идеализованим, који су формиран од једног материјала, у овом случају челика. Да би се бетонски део пресека могао заменити са челичним, потребно га је редуковати за однос модула еластичности бетона и челика.

Однос модула еластичности челика и бетона:

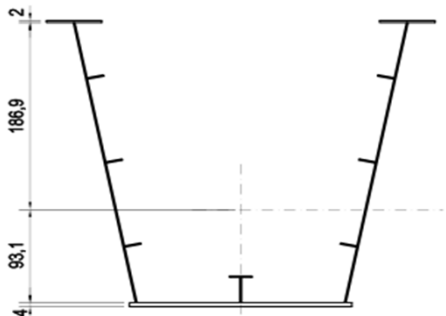
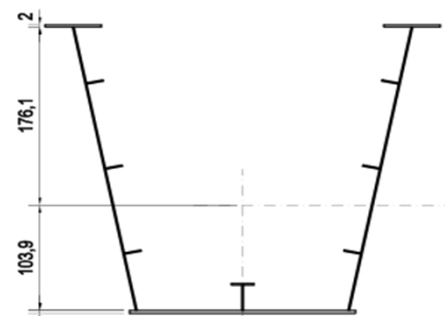
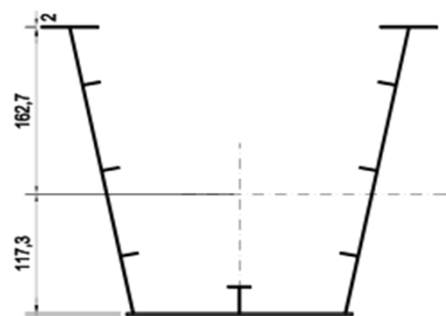
$$n = 6.2 \quad (\text{у тренутку } t=t_0)$$

$$n_{\varphi} = 17.7 \quad (\text{за стална оптерећења } \psi_L=1.50)$$

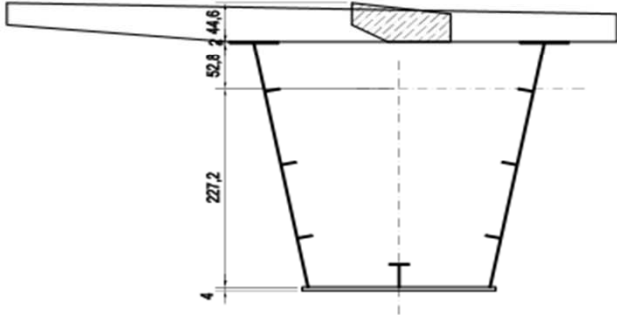
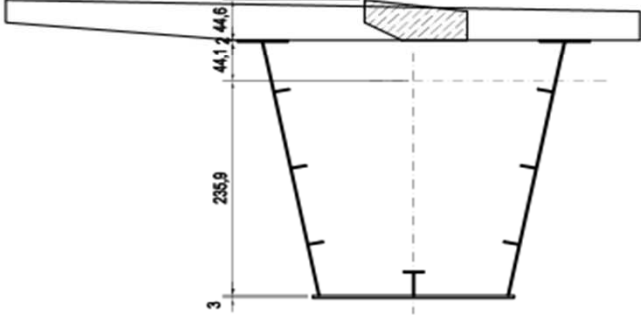
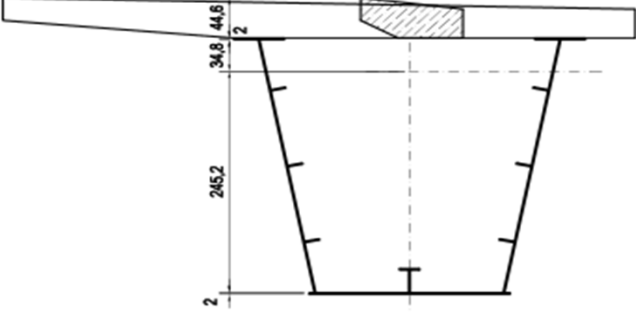
$$n_{\varphi,s} = 12.0 \quad (\text{за примарне и секундарне утицаје скупљања } \psi_L=0.55)$$

$$n_L = n_0 (1 + \psi_L \varphi_t)$$

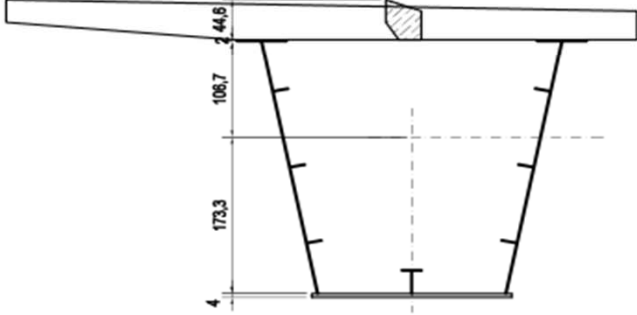
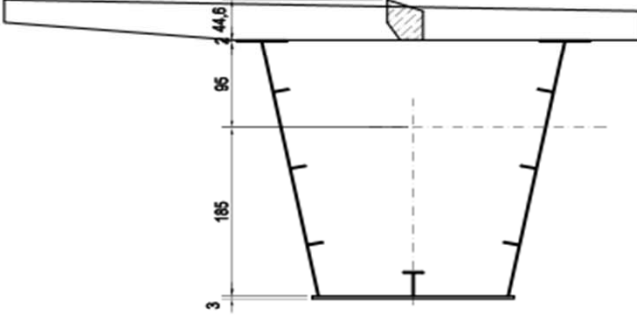
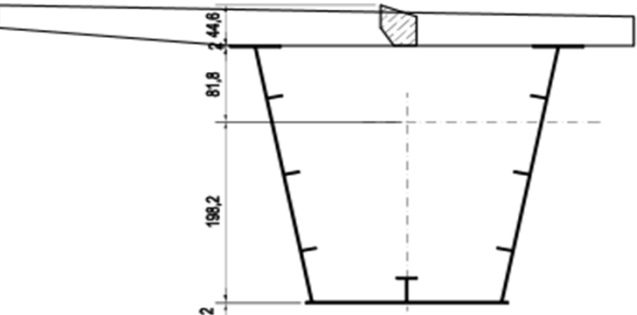
Табела 4.1 Меродавни попречни пресеци главног носача

<p align="center">Тип 01 (Челична конструкција, доња фланша 40mm дебљине)</p>	<p align="center">Тип 02 (Челична конструкција, доња фланша 30mm дебљине)</p>
<p align="center">Type 01</p> 	<p align="center">Type 02</p> 
<p align="center">Тип 03 (Челична конструкција, доња фланша 20mm дебљине)</p>	
<p align="center">Type 03</p> 	

Табела 4.1 Меродавни попречни пресеци главног носача

<p>Тип 11 (Краткотрајна дејства, доња фланша 40mm дебљине)</p>	<p>Тип 12 (Краткотрајна дејства, доња фланша 30mm дебљине)</p>
<p>Type 11</p> 	<p>Type 12</p> 
<p>Тип 13 (Краткотрајна дејства, доња фланша 20mm дебљине)</p>	
<p>Type 13</p> 	

Табела 4.1 Меродавни попречни пресеци главног носача

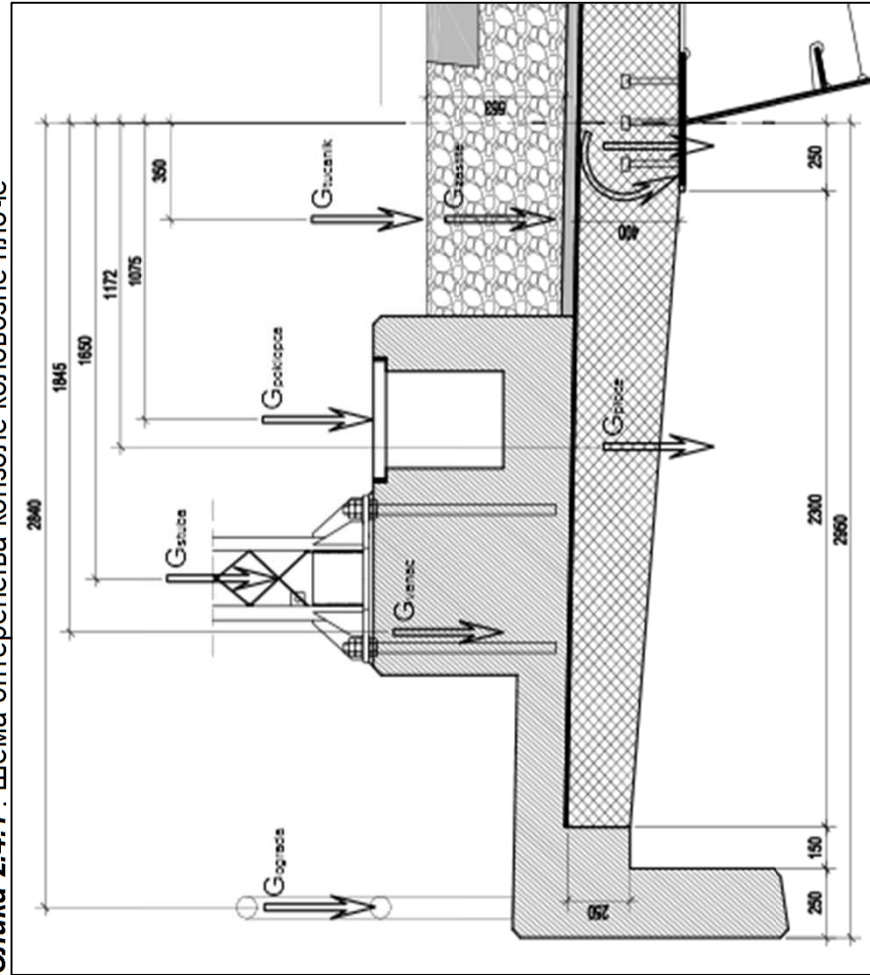
<p>Тип 21 (Стална дејства, доња фланша 40mm дебљине)</p>	<p>Тип 22 (Стална дејства, доња фланша 30mm дебљине)</p>
<p>Типе 21</p> 	<p>Типе 22</p> 
<p>Тип 23 (Стална дејства, доња фланша 30mm дебљине)</p>	
<p>Типе 23</p> 	

2.4. Статички утицаји

2.4.1. Конзола коловозне плоче

Стално оптерећење

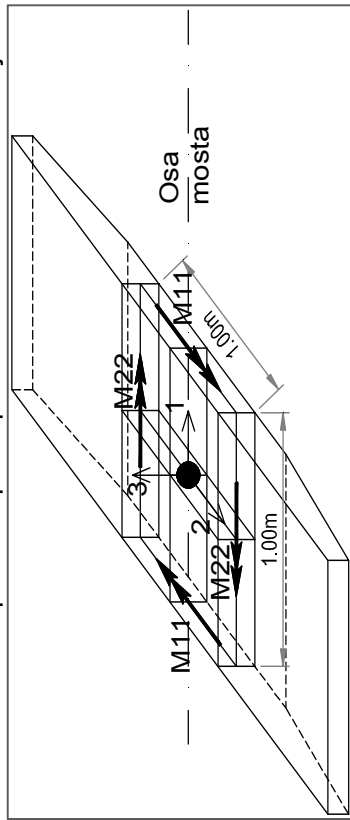
Слика 2.4.1 : Шема оптерећења конзоле коловозне плоче



	G[kN]	e[m]	Mg[kNm]
- Ограда.....	0.50	2.85	1.43
- Туц. застор.....	9.93		0.00
max	11.77	0.35	4.12
min	8.10	0.35	2.83
- Заштита хидр.	0.81	0.35	0.28
- Хидроизолација....	0.36	0.35	0.12
- АБ венац.....	32.10	1.85	59.22
- Поклопац.....	0.54	1.08	0.58
- АБ плоча.....	21.25	1.17	24.91
- Инсталације.....	0.50	1.08	0.54
- Теж. стуба к. м.	4.80	1.65	7.92
ΣG_{max} [kN]	72.61	ΣM_{Gmax} [kN]	99.11
ΣG_{min} [kN]	68.95	ΣM_{Gmin} [kN]	97.83

2.4.2. Коловозна плоча

Слика 2.4.2 : Приказ карактеристичних момената савијања

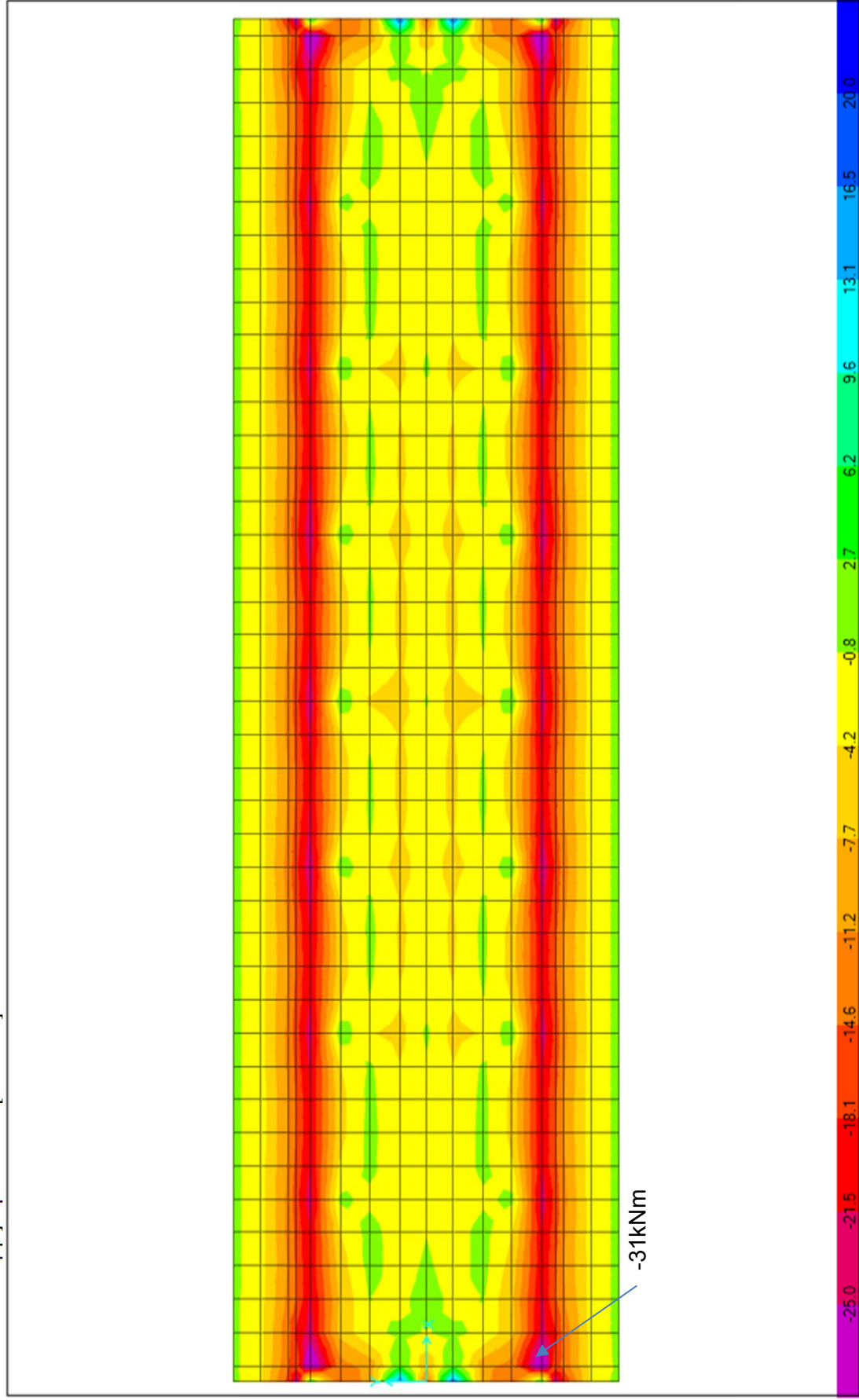


Коментар:

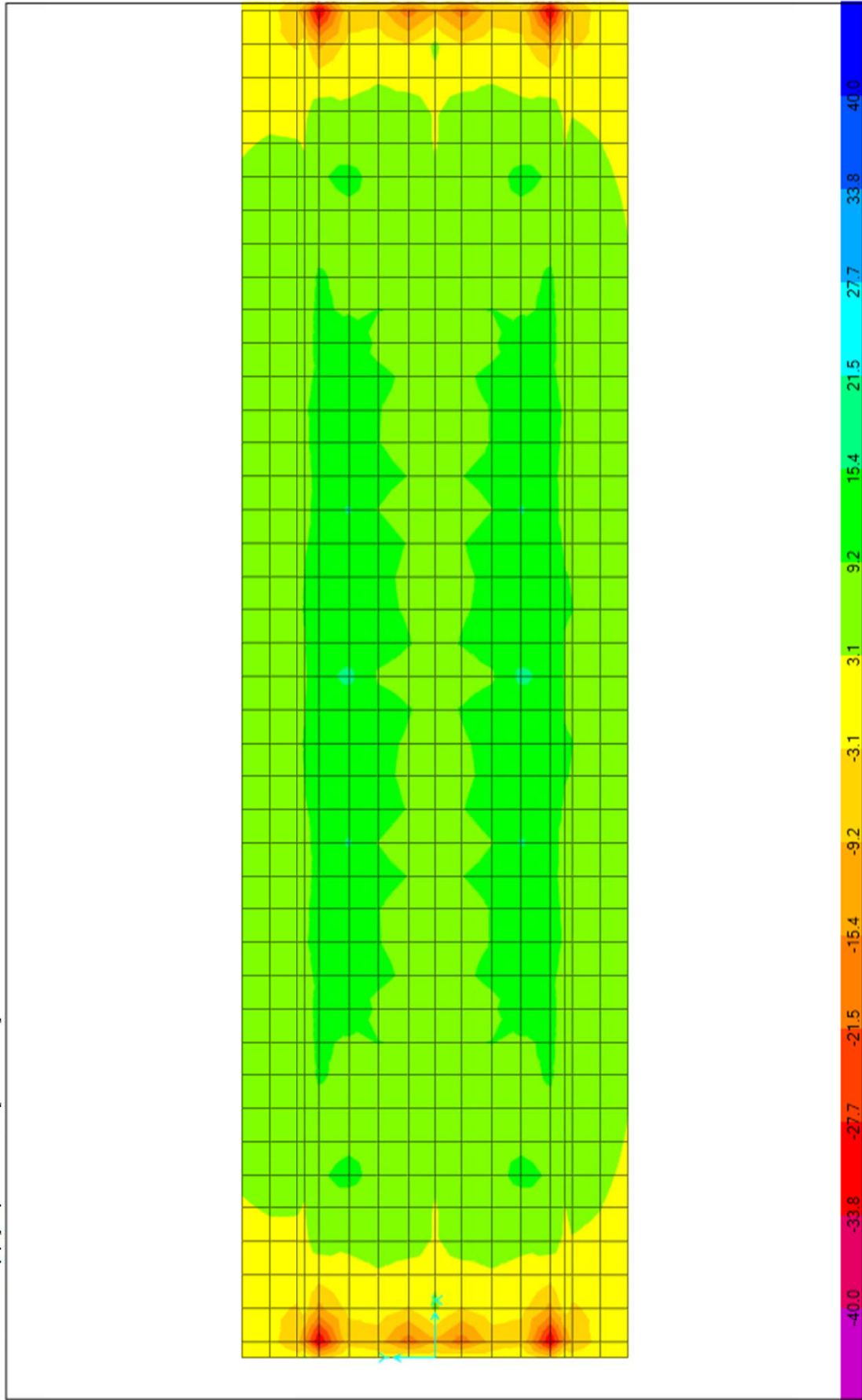
Прилоком срачунавања утицаја од покретног оптерећења, водећа шема оптерећења је шема LM 71, па су из тог разлога само за ову шему приказани утицаји за деловека у оба колосека (два случаја оптерећења LM-71-Track 1 и LM-71-Track 2). Све остале шеме дају мање утицаје како у деловима конструкције тако и у целој конструкцији моста, па су утицаји срачунати за дејство покретног оптерећења у другом колосеку (Track 2). На повећање рачунског интензитета шеме оптерећења LM 71 пресудни утицај има употреба **фактора класификације оптерећења $\alpha=1,33$** .

2.4.2.1. Сопствена тежина (G)

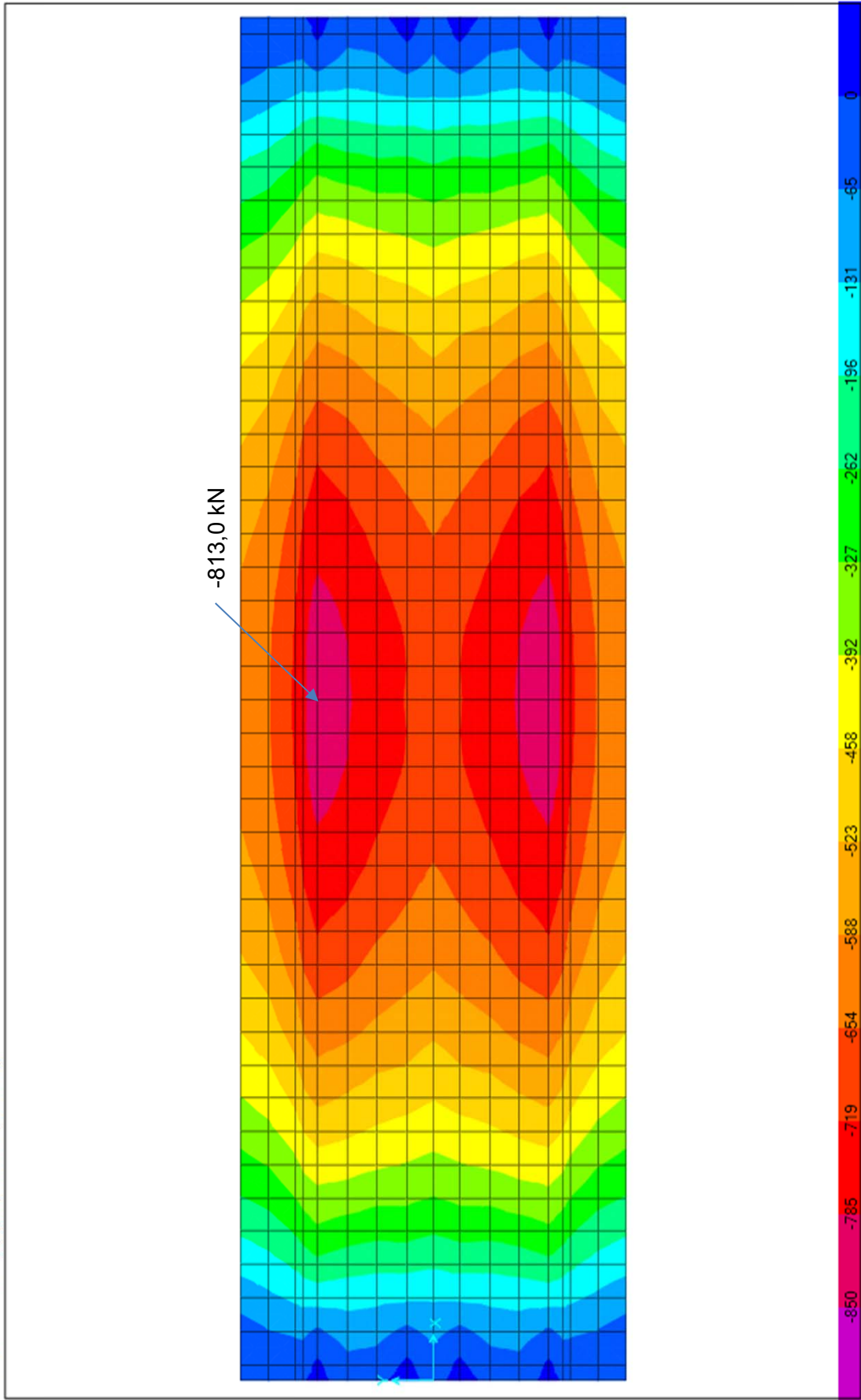
Слика 2.4.3 : Дијаграм M22 [kNm/m²]



Слика 2.4.4 : Дијаграм М11 [кNm/m²]

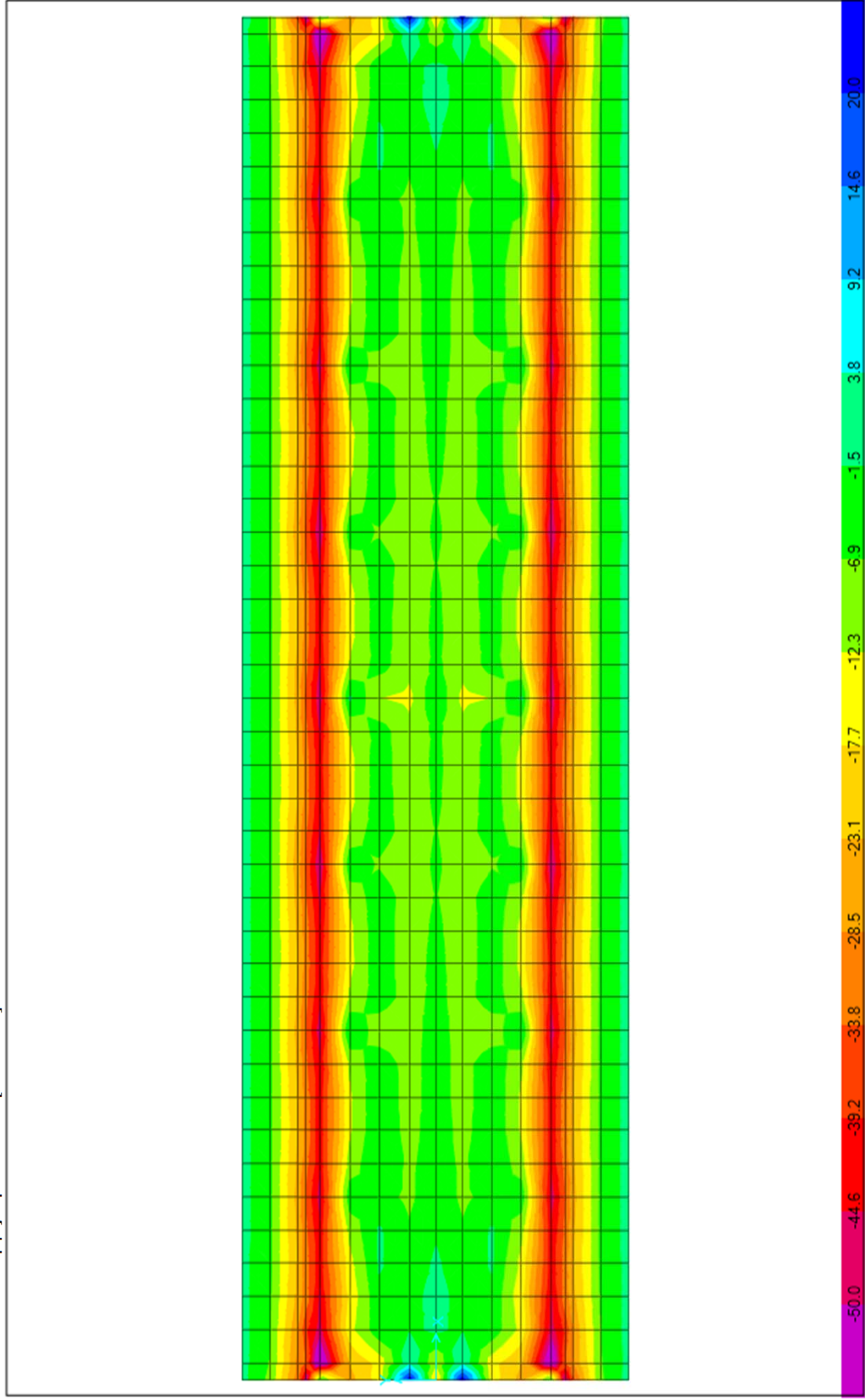


Слика 2.4.5 : Дијаграм N [kN/m²]

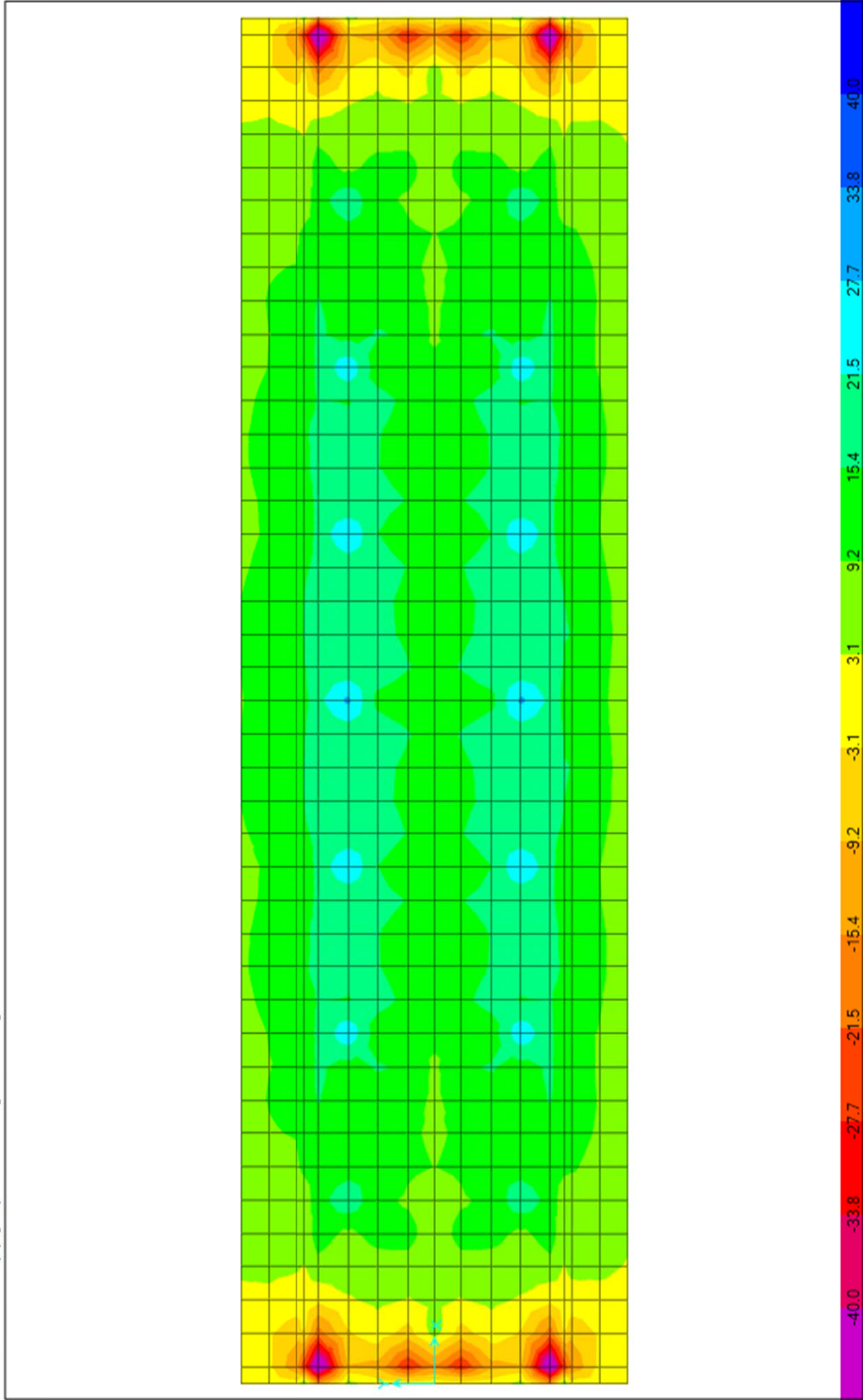


2.4.2.2. Додато стално (ΔG)

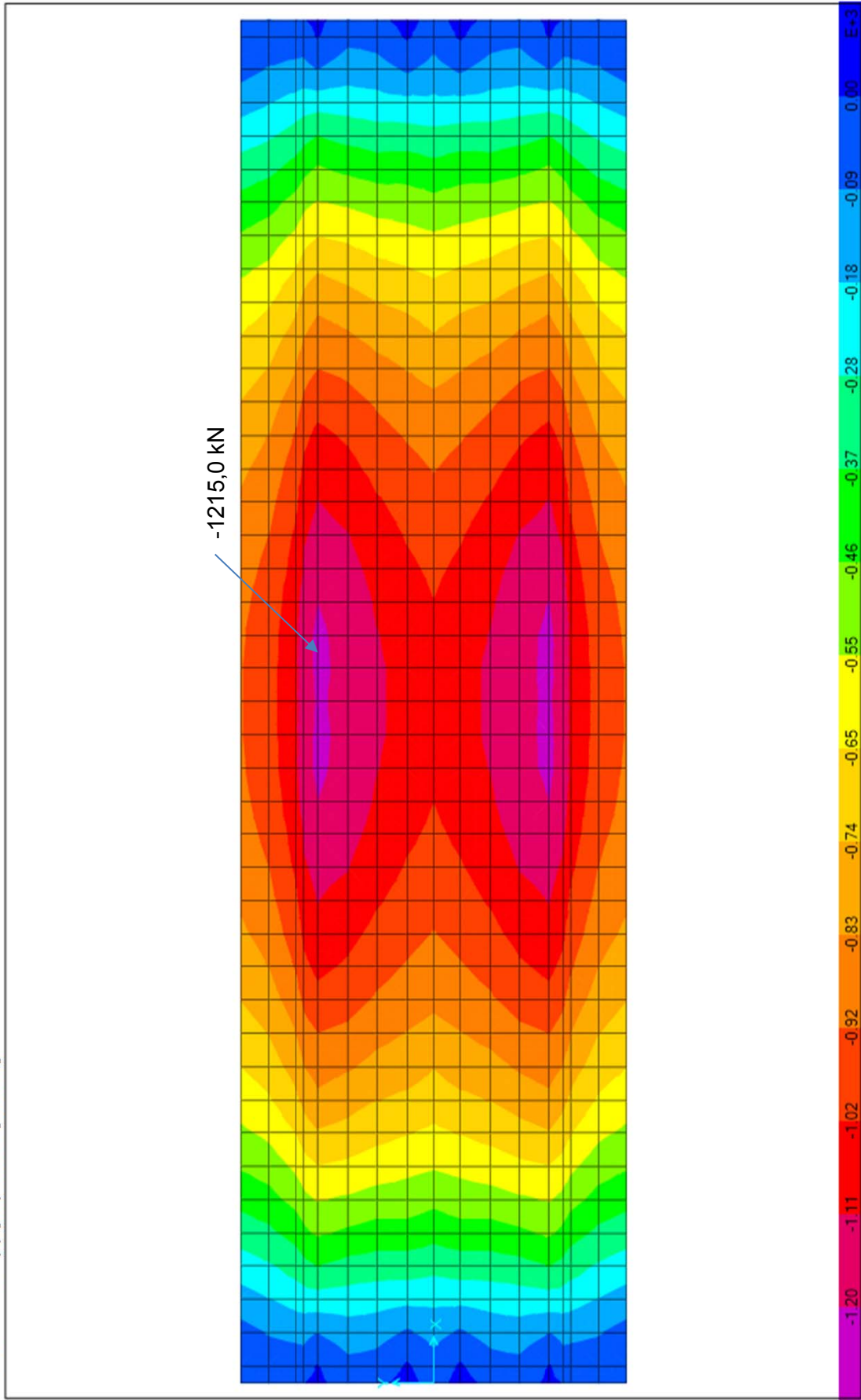
Слика 2.4.6 : Дијаграм M22 [кNm/m²]



Слика 2.4.7 : Дијаграм М11 [кNm/m²]

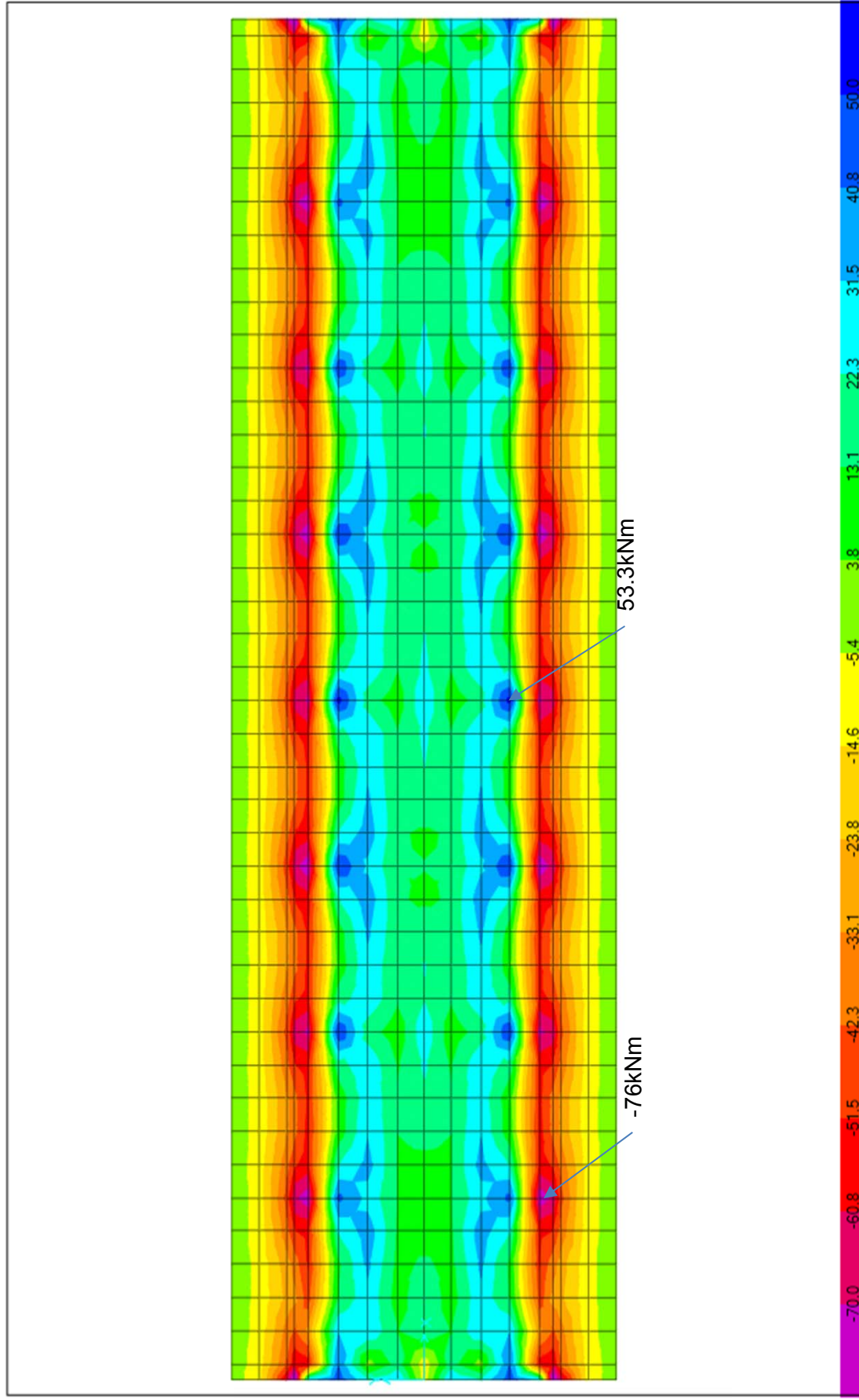


Слика 2.4.8 : Дијаграм N [кN/м²]

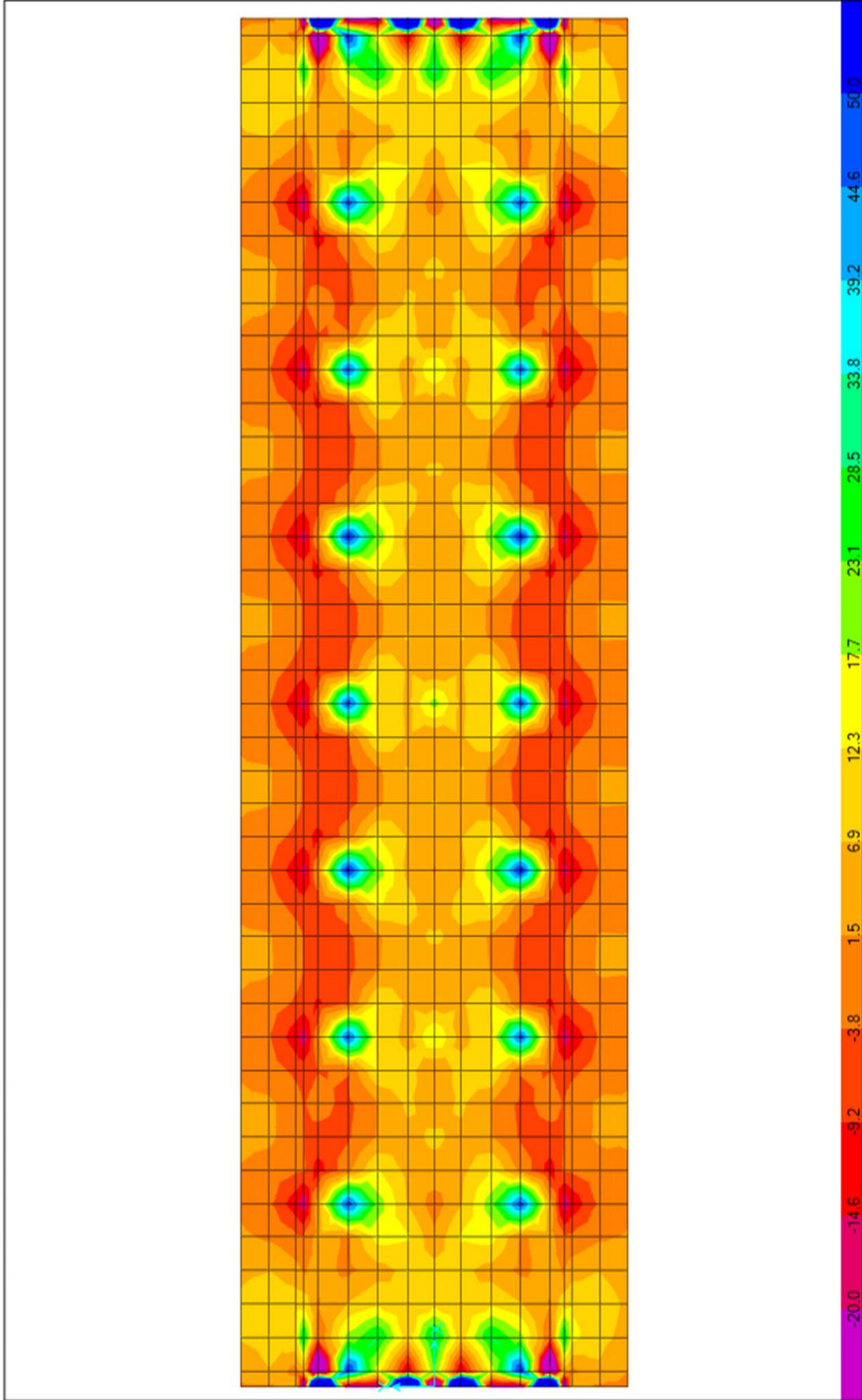


2.4.2.3. Стално оптерећење (G + ΔG)

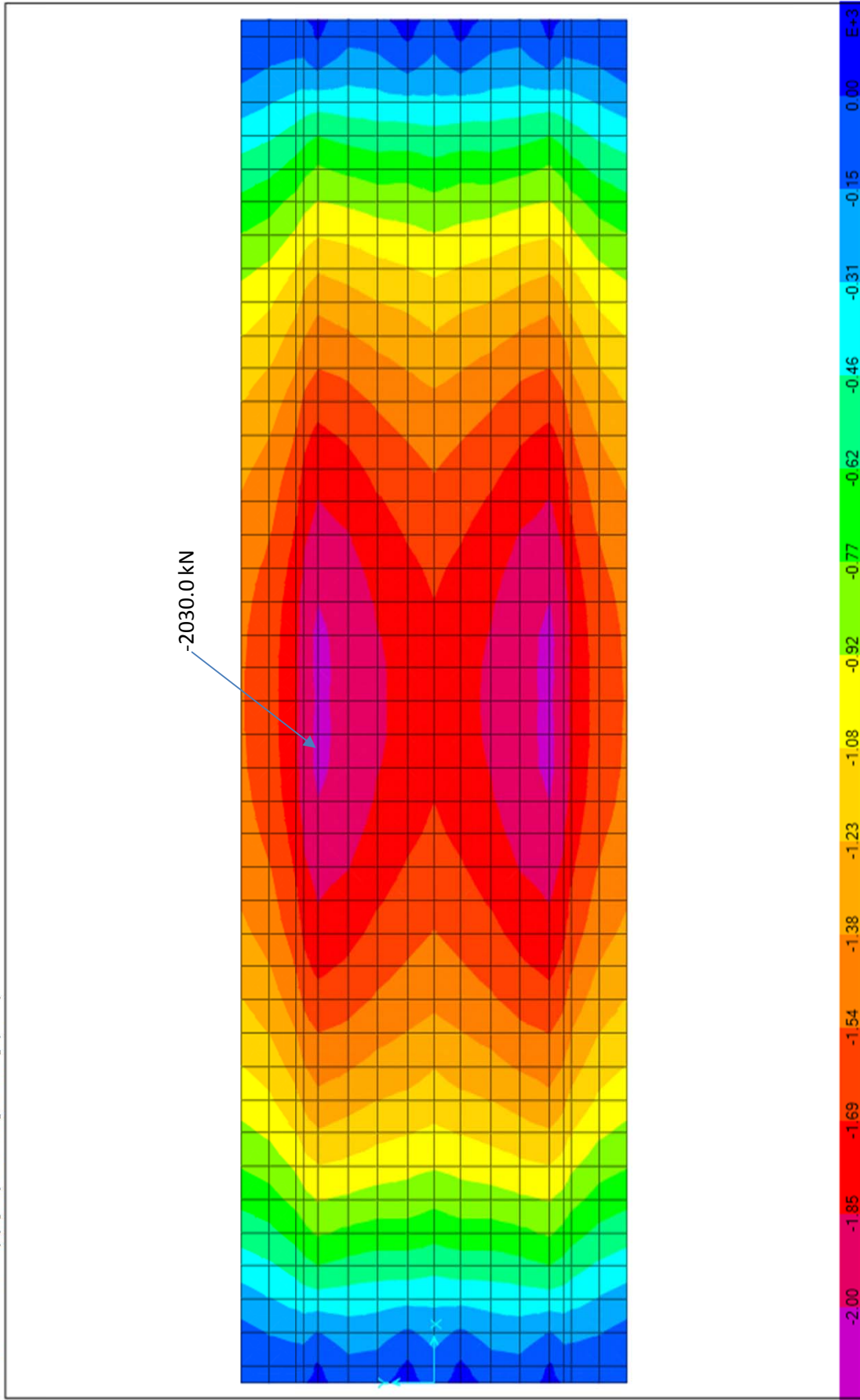
Слика 2.4.9 : Дијаграм M22 [кNm/м²]



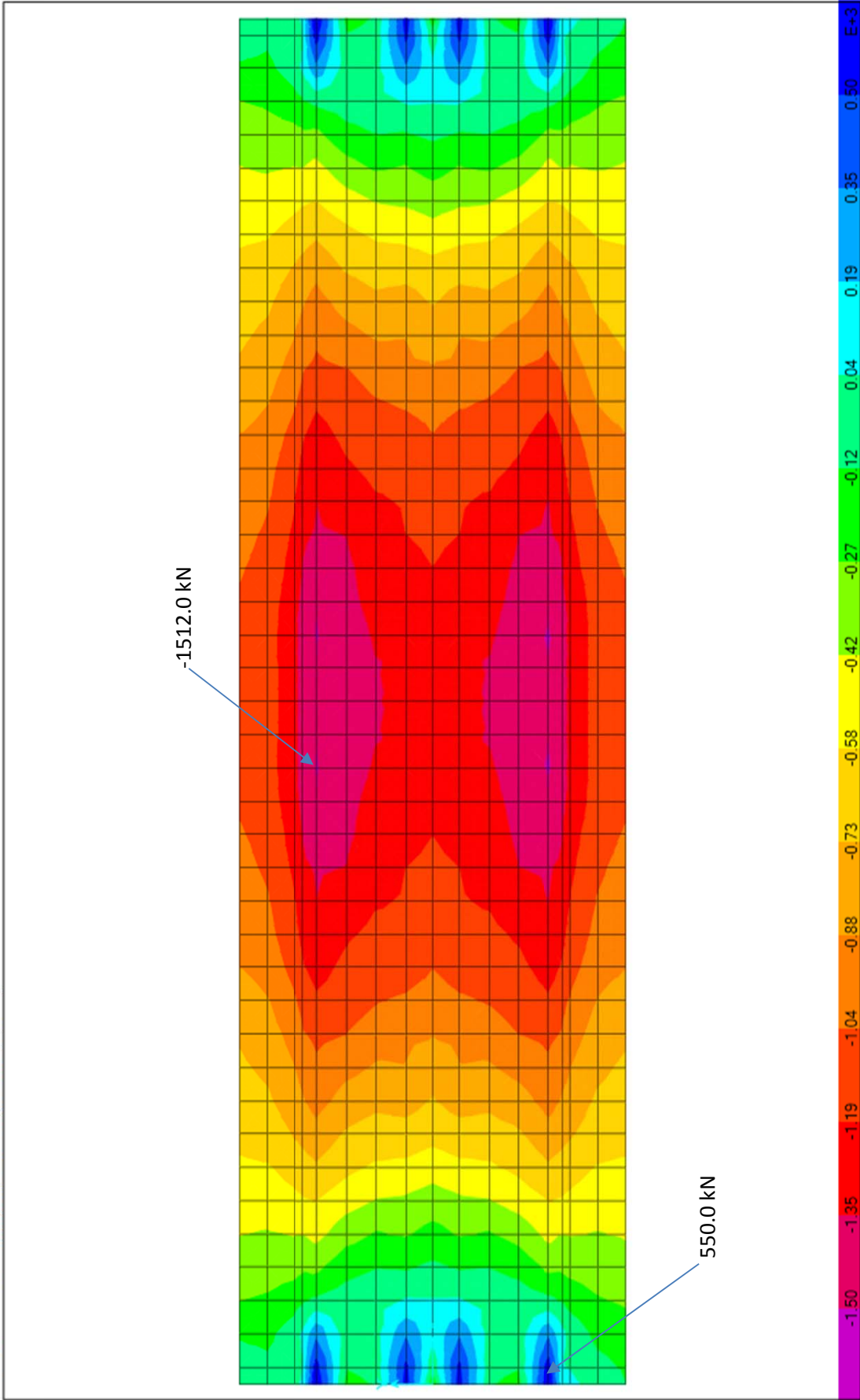
Слика 2.4.10 : Дијаграм M11 [кNm/m²]



Слика 2.4.11 : Дијаграм N [kN/m²] (t=0)

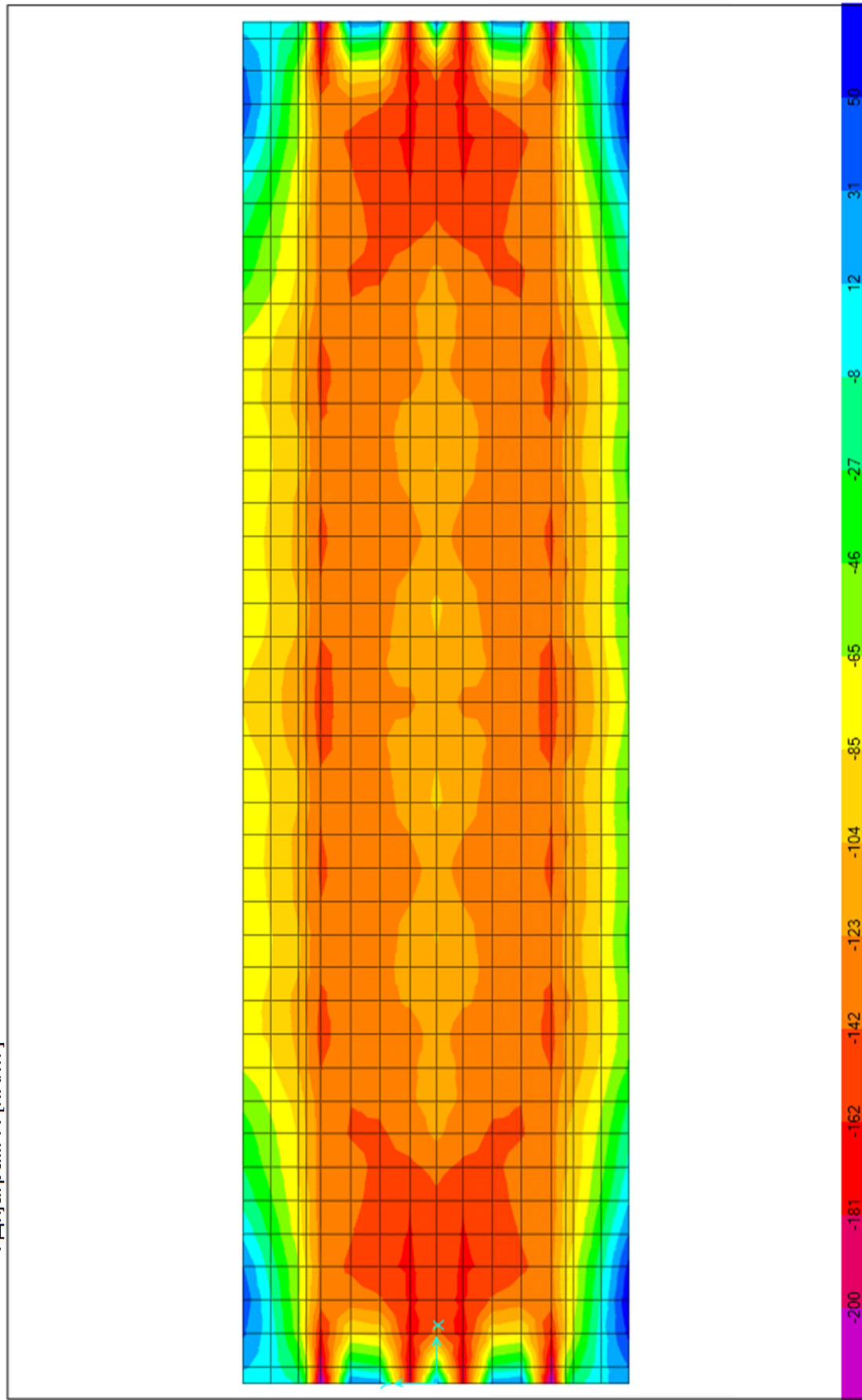


Слика 2.4.12 : Дијаграм N [kN/m²] (t=∞)

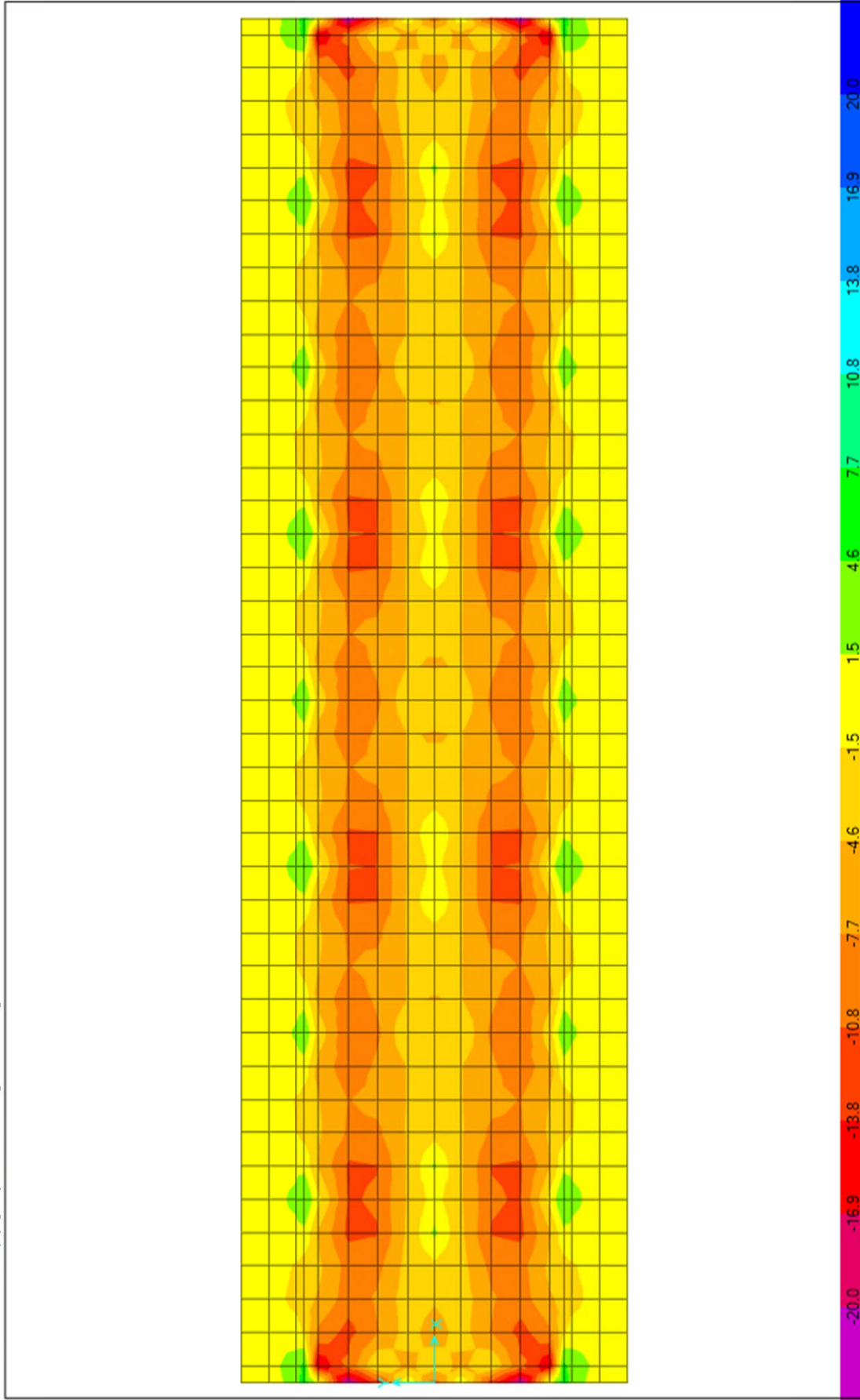


2.4.2.4. Нелинеарна температурна разлика

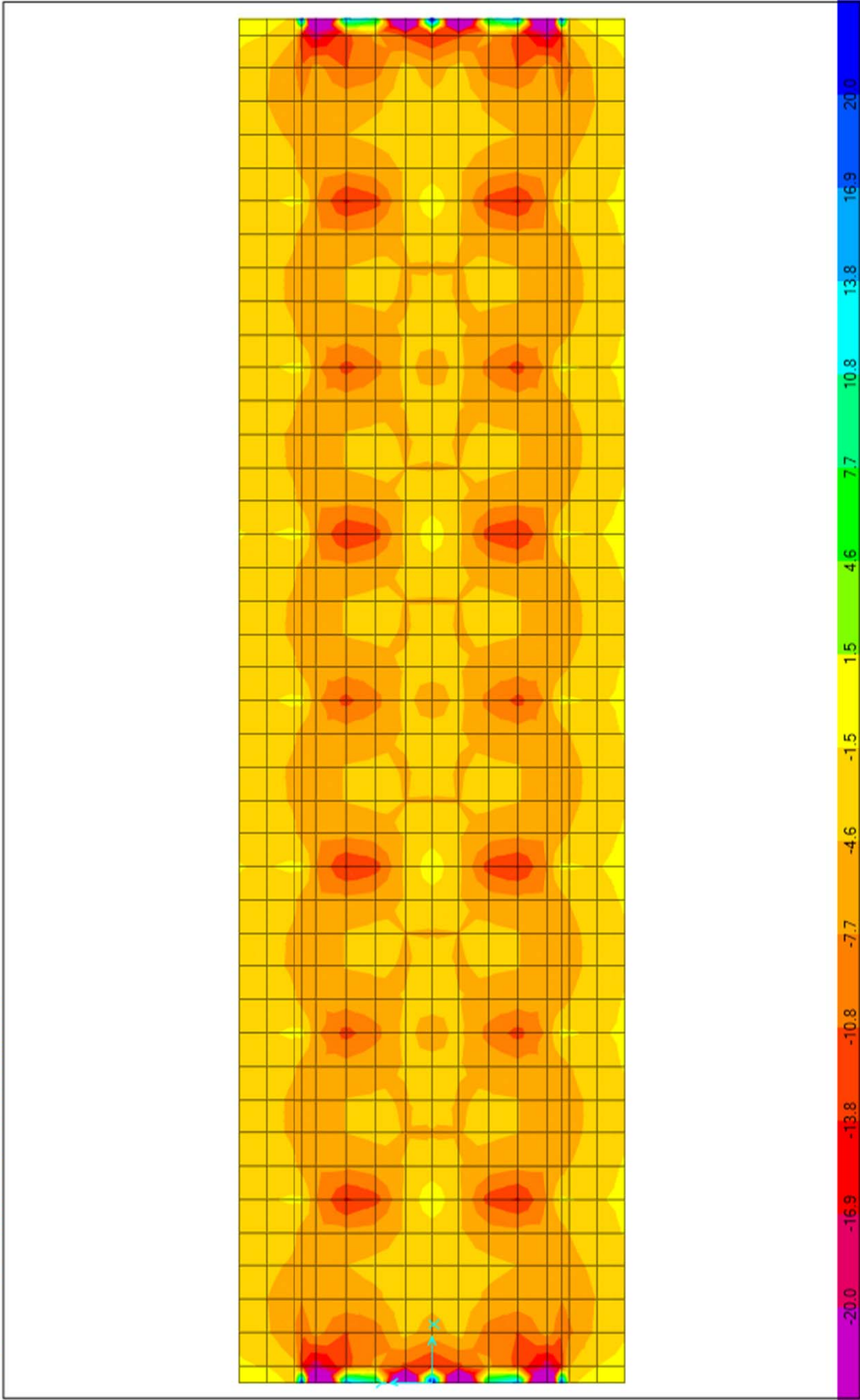
Слика 2.4.13 : Дијаграм N [kN/m²]



Слика 2.4.14 : Дијаграм M22 [kNm/m²]

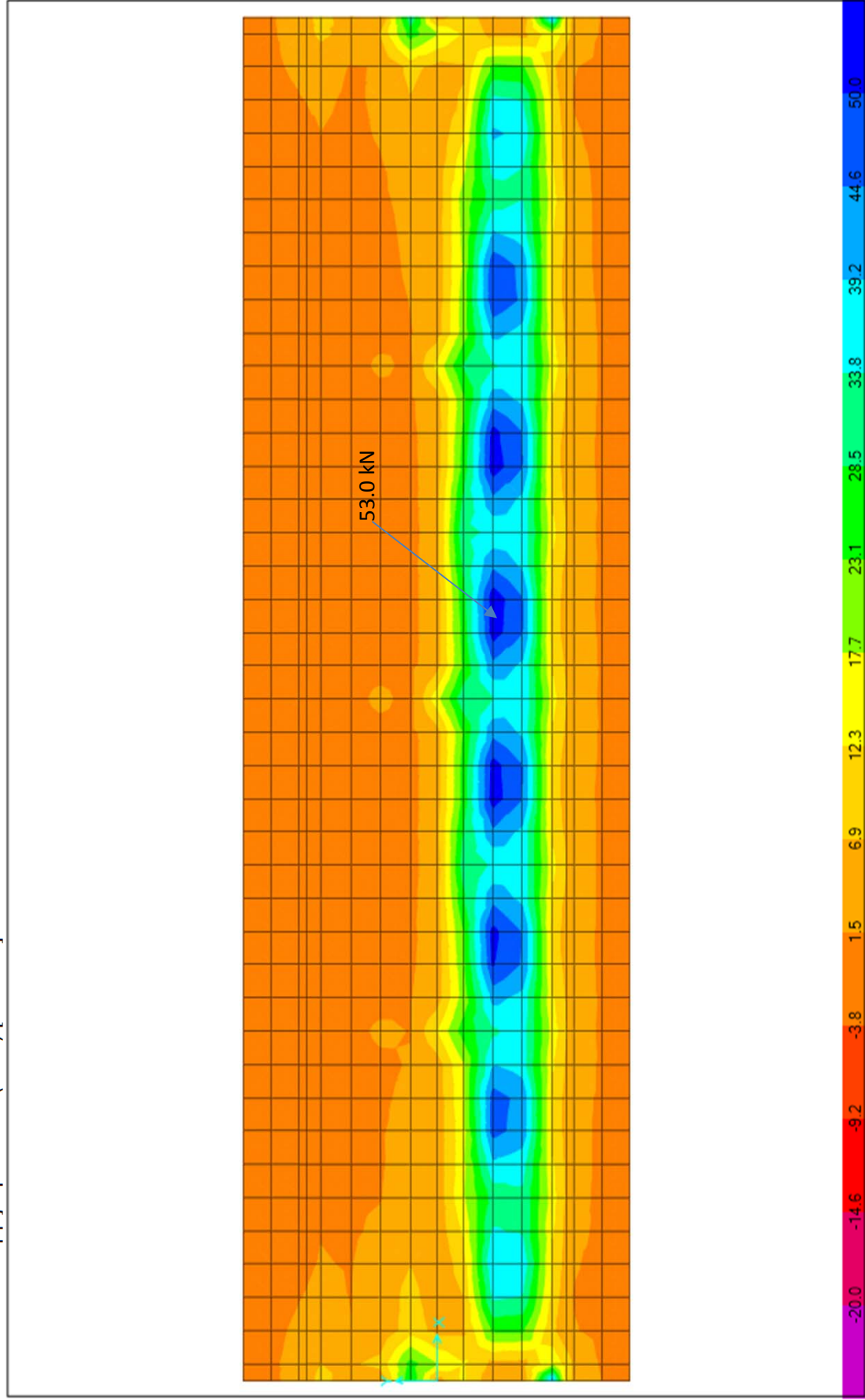


Слика 2.4.15 : Дијаграм $M11 [kNm/m^2]$

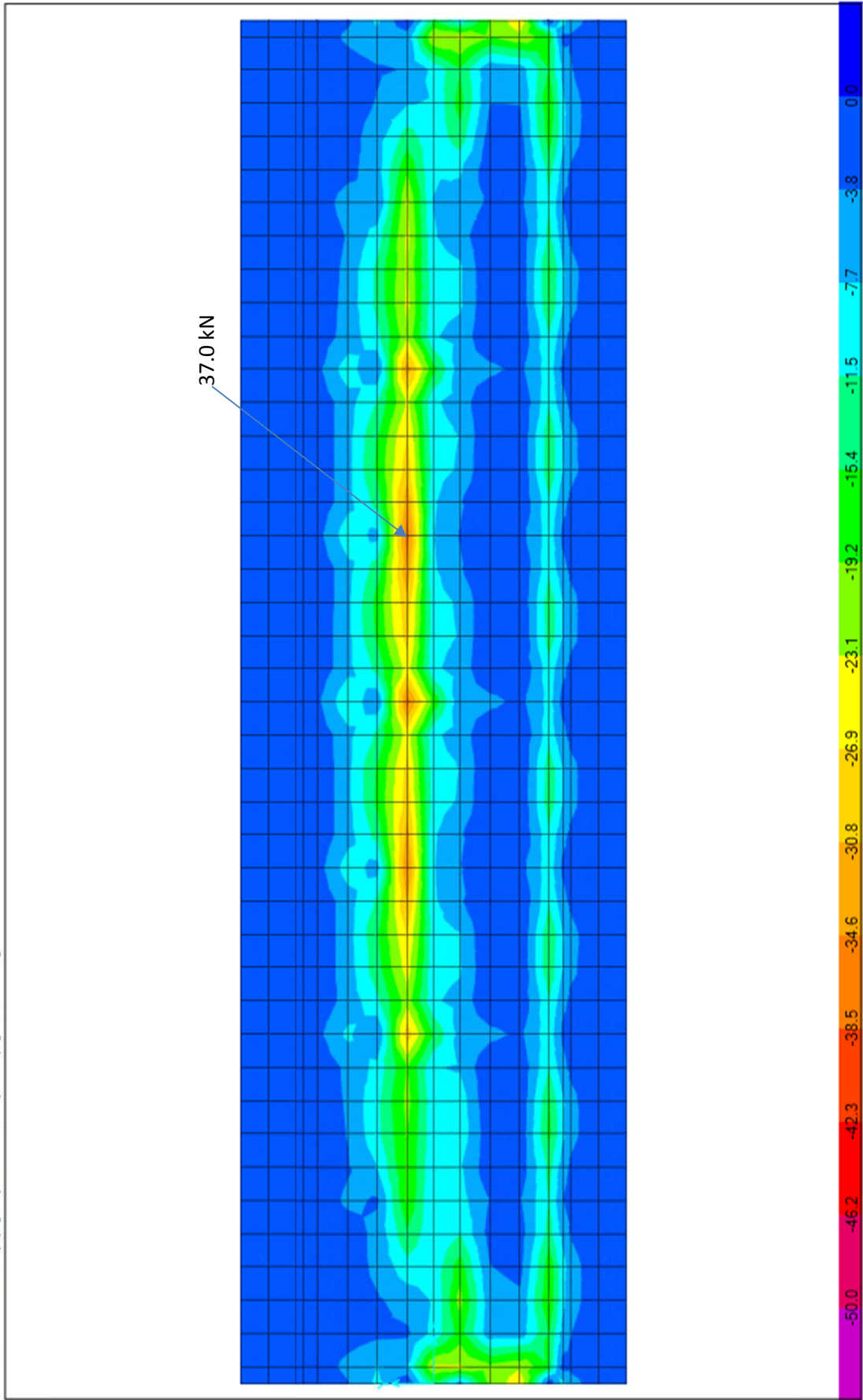


2.4.2.5. Шема оптерећења LM71-1.колосек

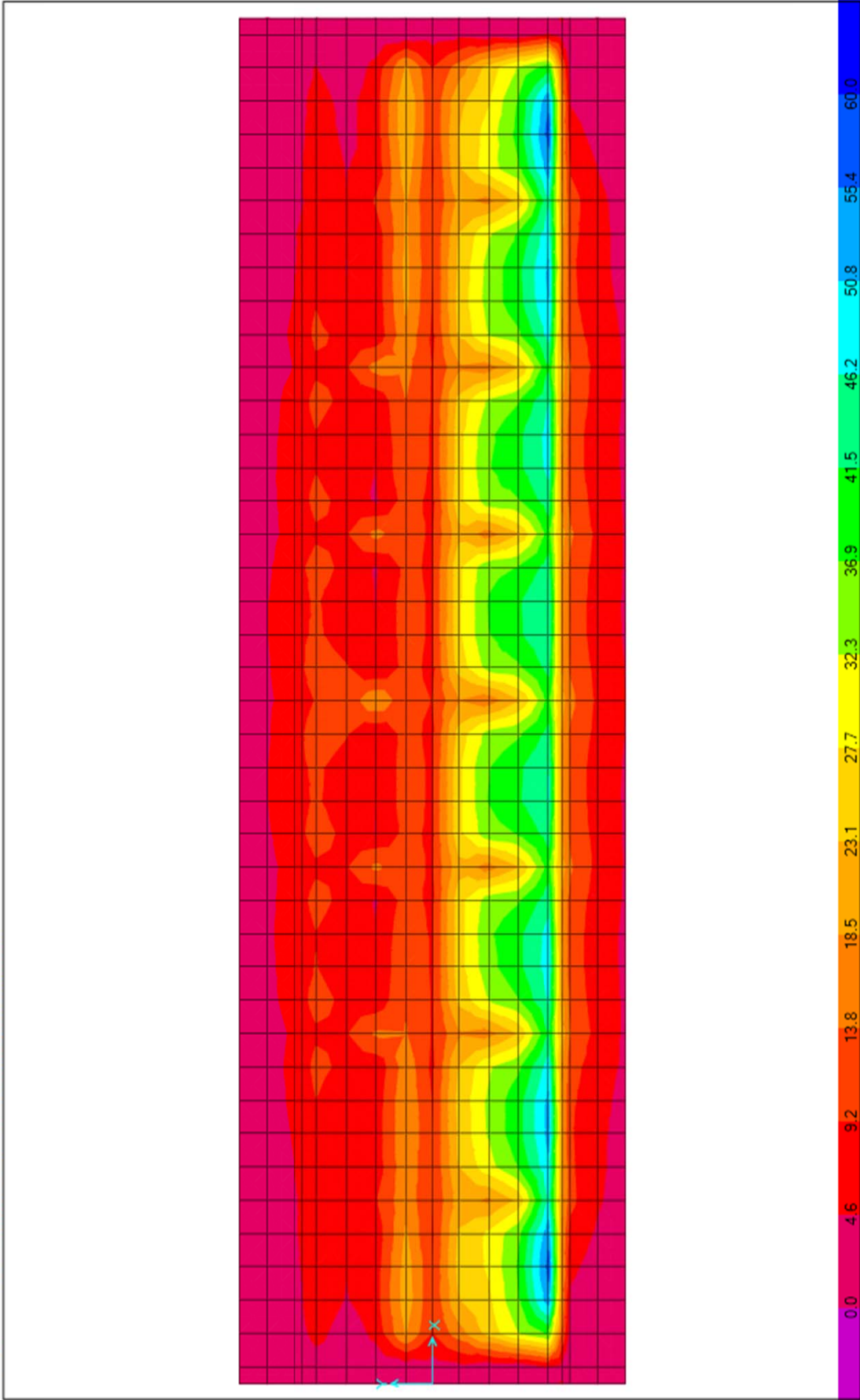
Слика 2.4.16 : Дијаграм M22(max) [kNm/m']



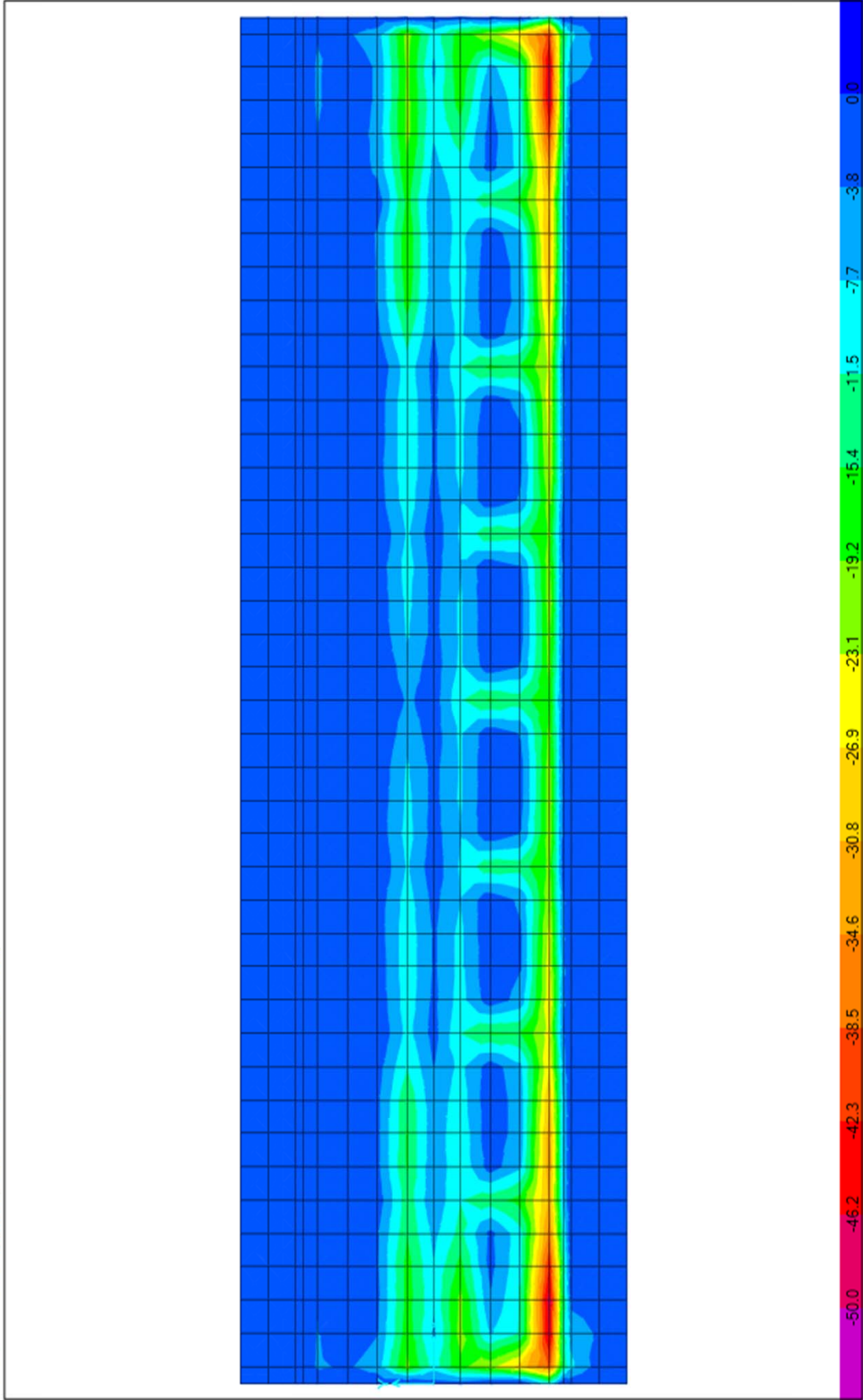
Слика 2.4.17 : Дијаграм M22(min) [kNm/m²]



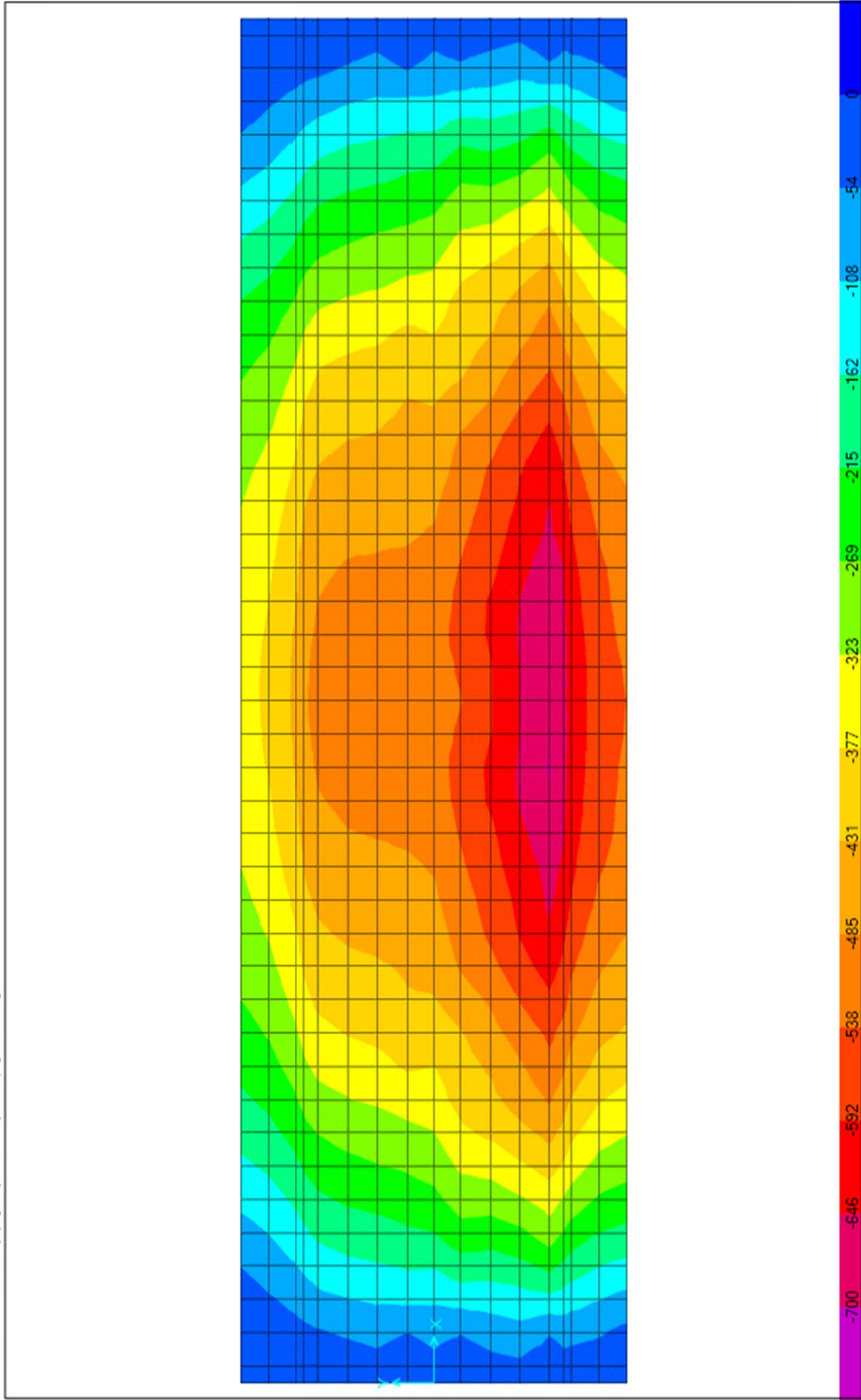
Слика 2.4.18 : Дијаграм M11(max) [kNm/m²]



Слика 2.4.19 : Дијаграм M11 (min) [kNm/m]

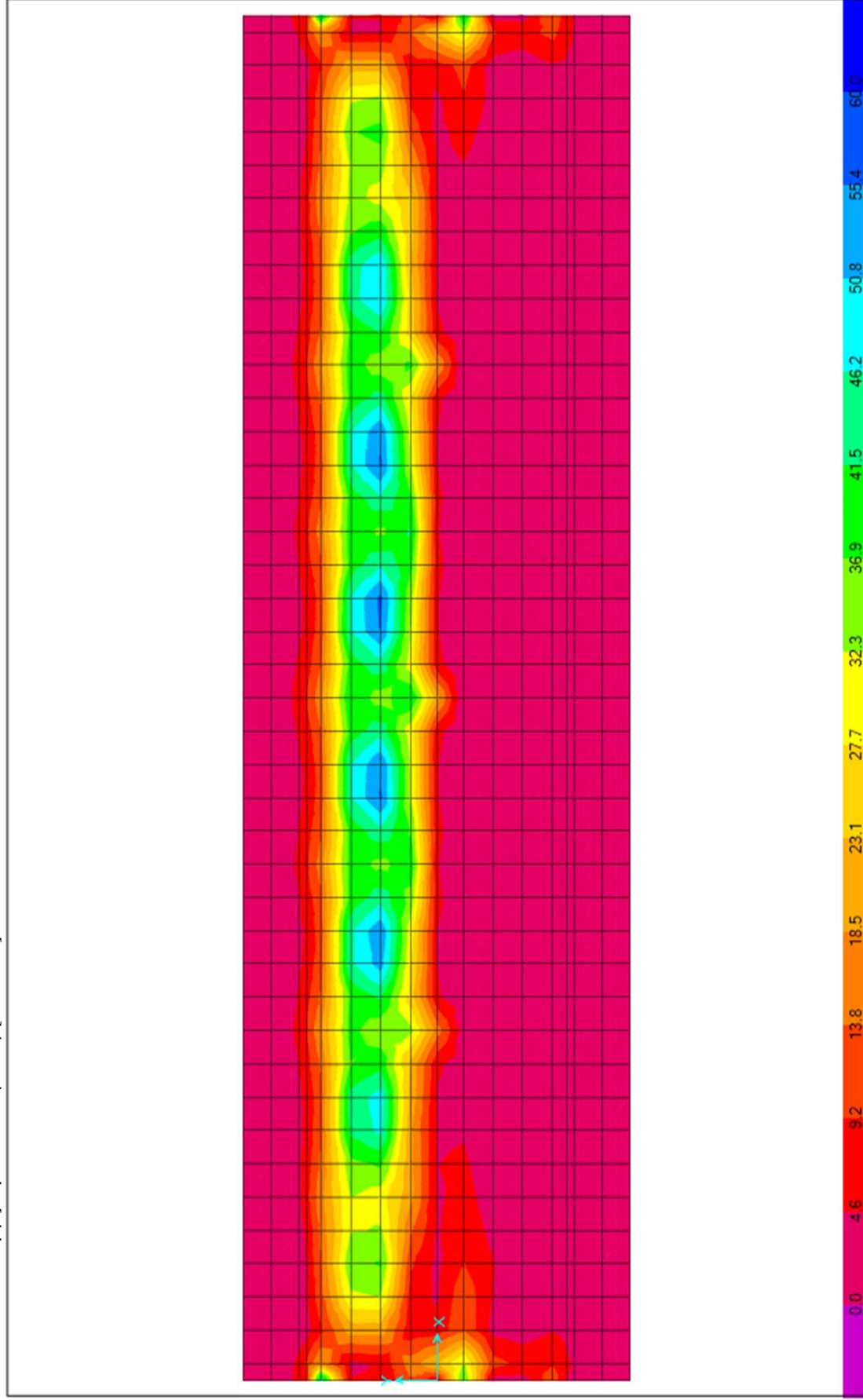


Слика 2.4.20 : Дијаграм $N(\min)$ [kN/m²]

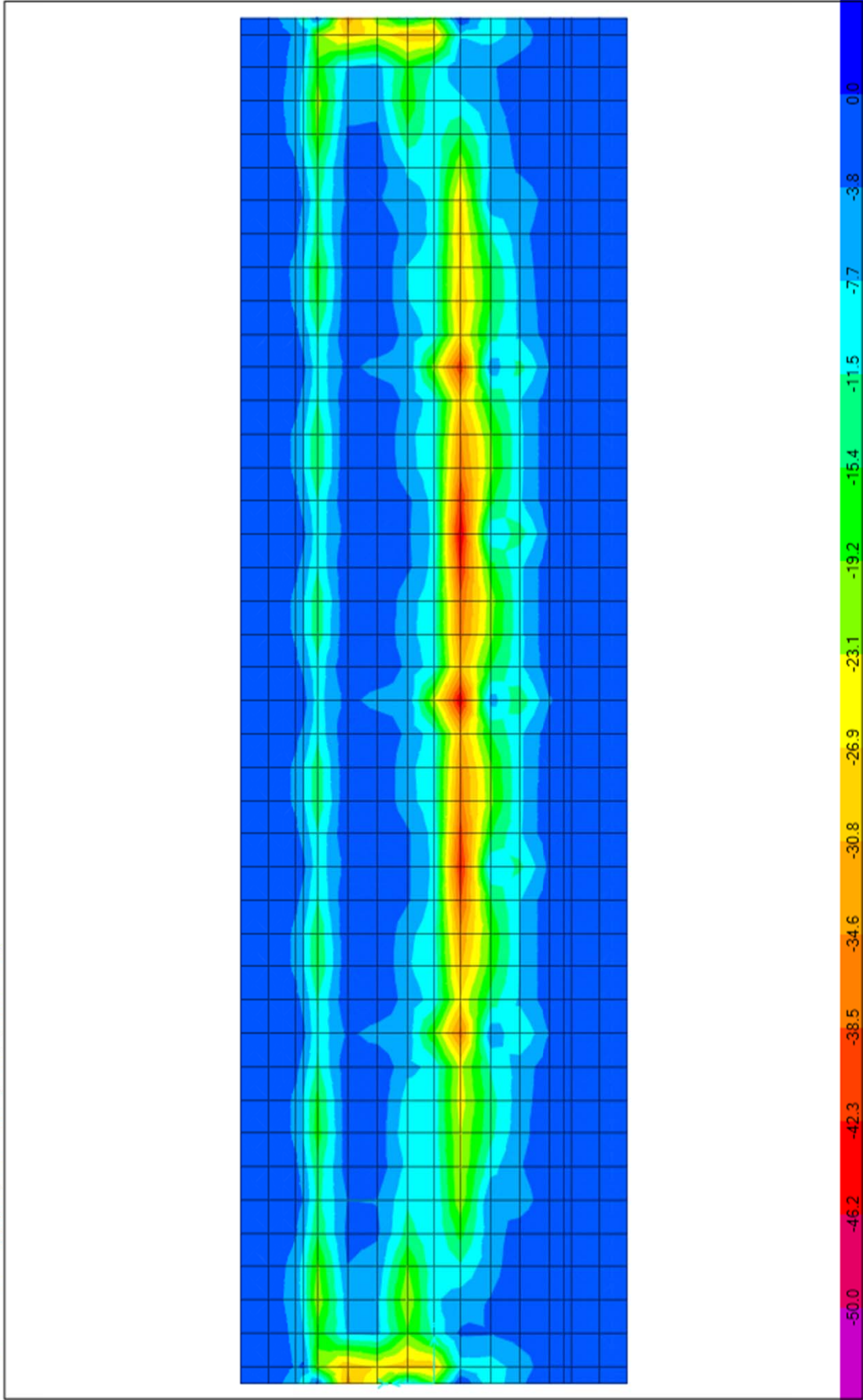


2.4.2.6. Шема оптерећења SW/2-2.колуосек

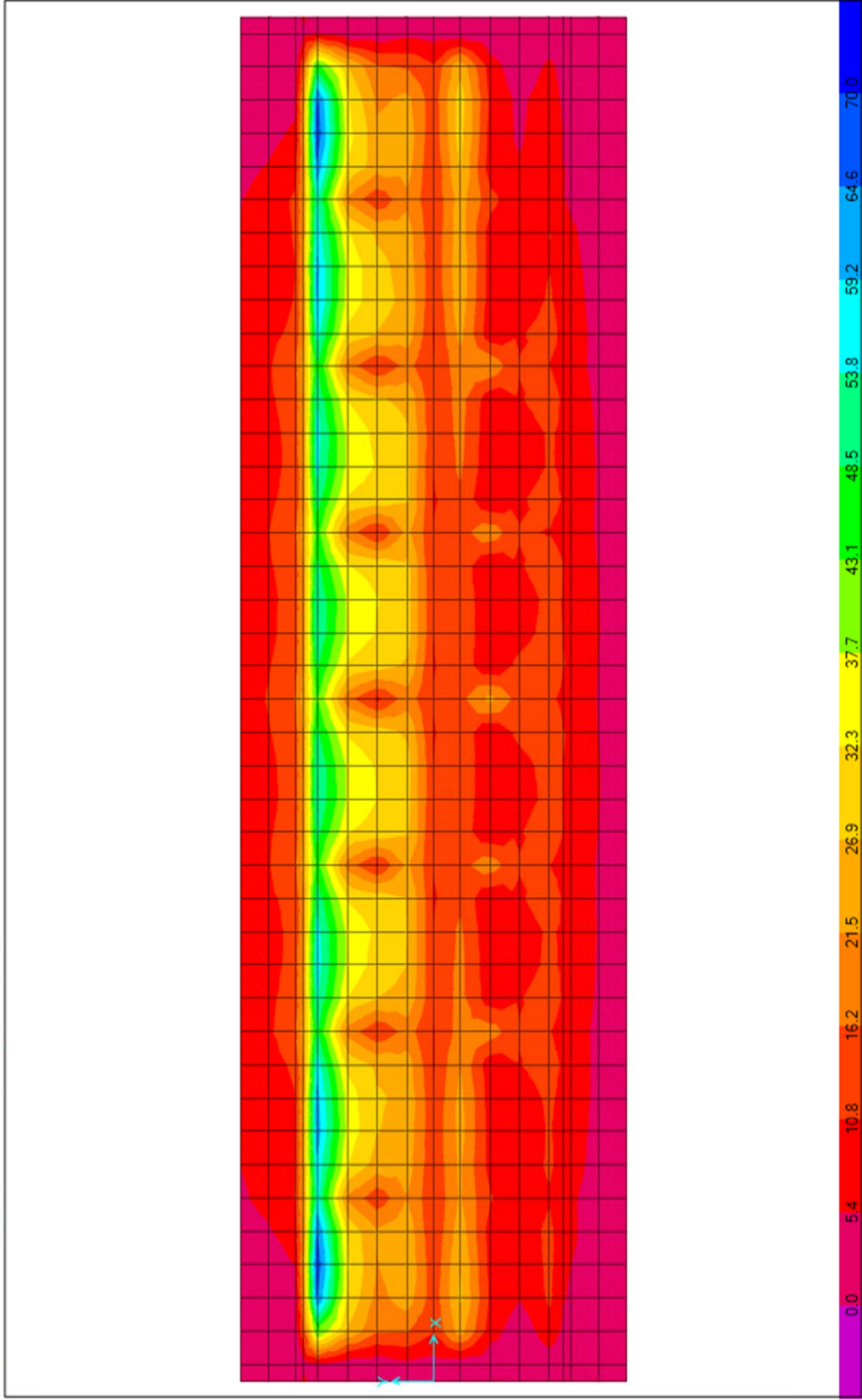
Слика 2.4.21 : Дијаграм M22(max) [kNm/m']



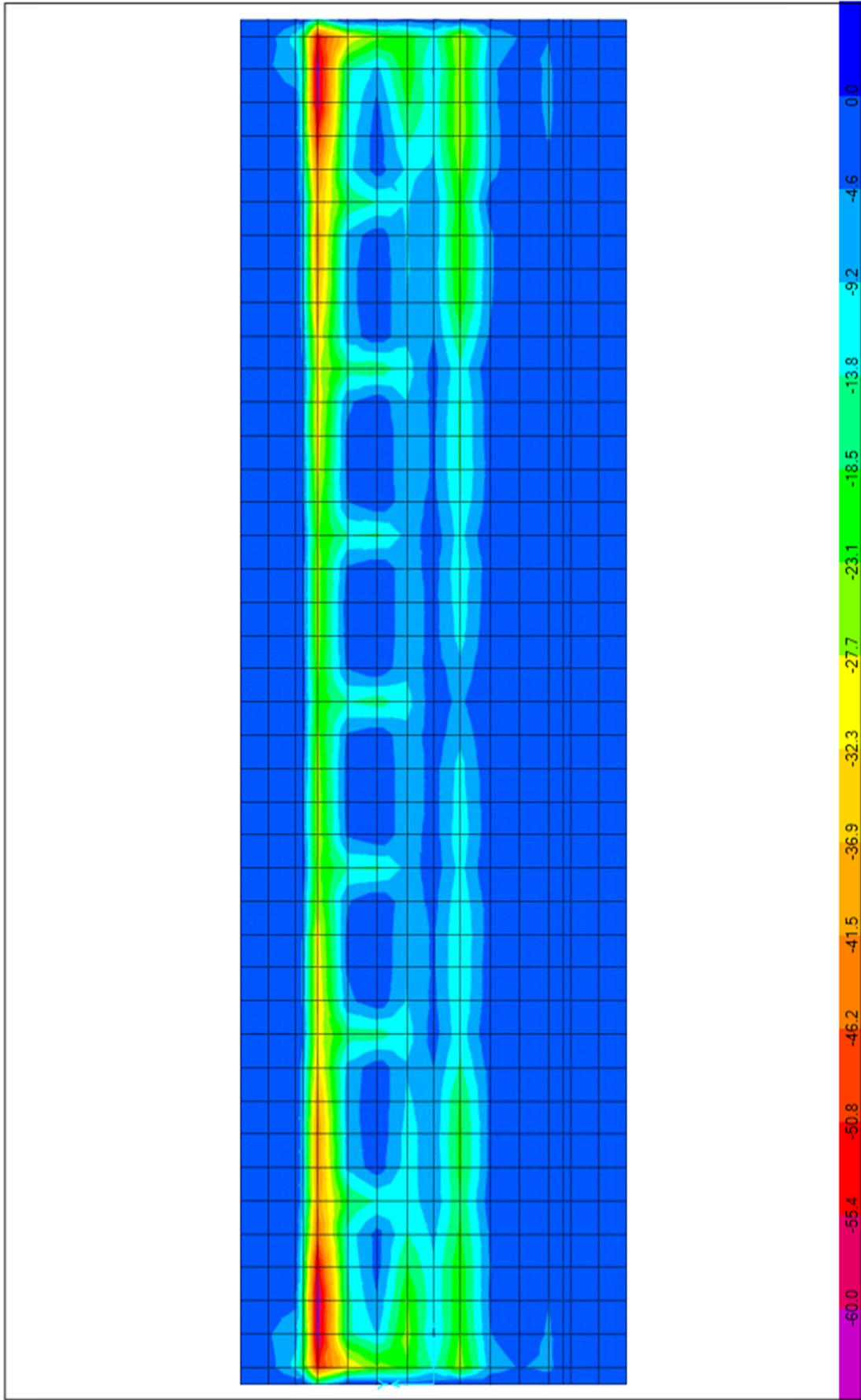
Слика 2.4.22 : Дијаграм M22(min) [kNm/m²]



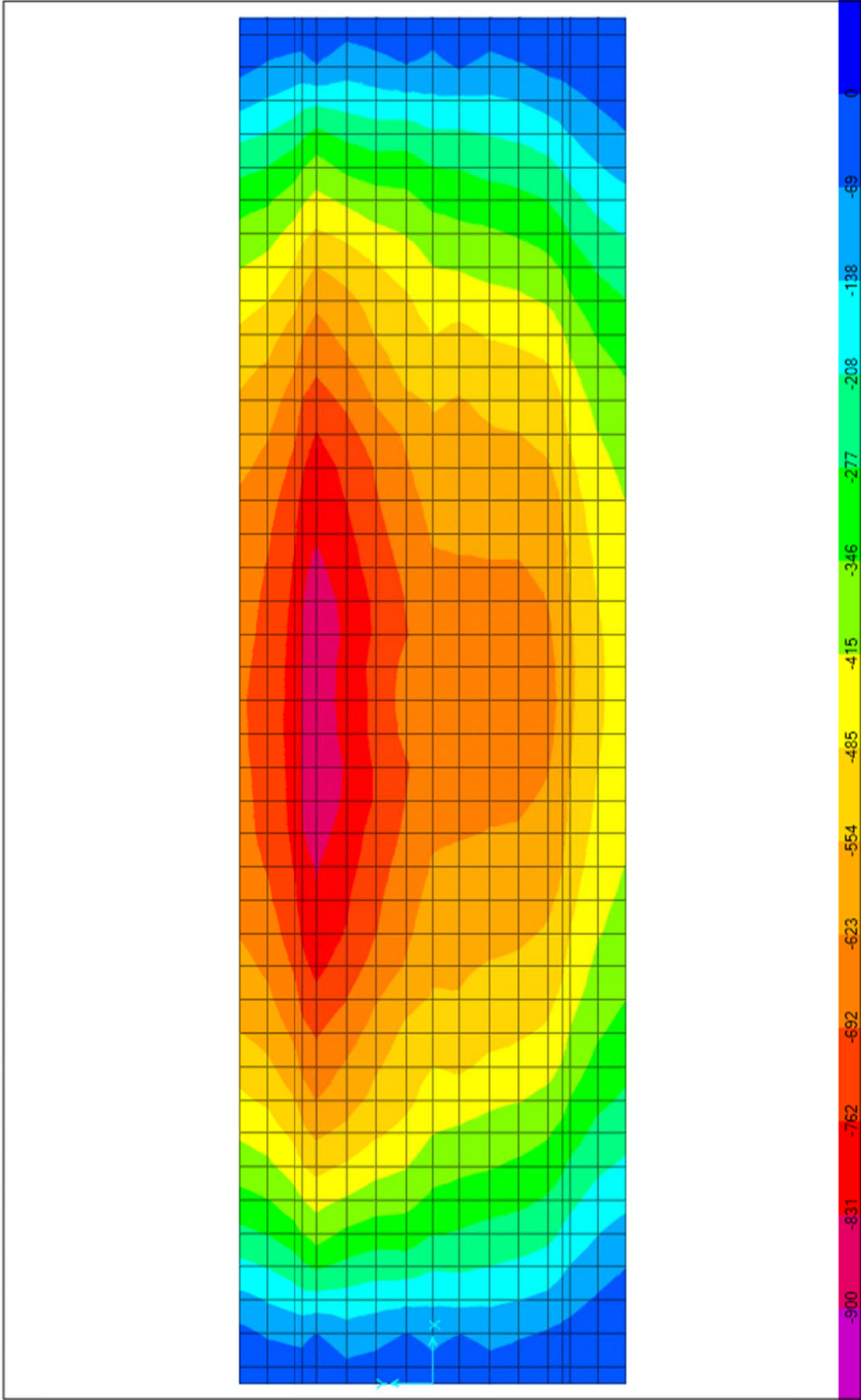
Слика 2.4.23 : Дијаграм M11(max) [kNm/m²]



Слика 2.4.24 : Дијаграм M11 (min) [кNm/m]

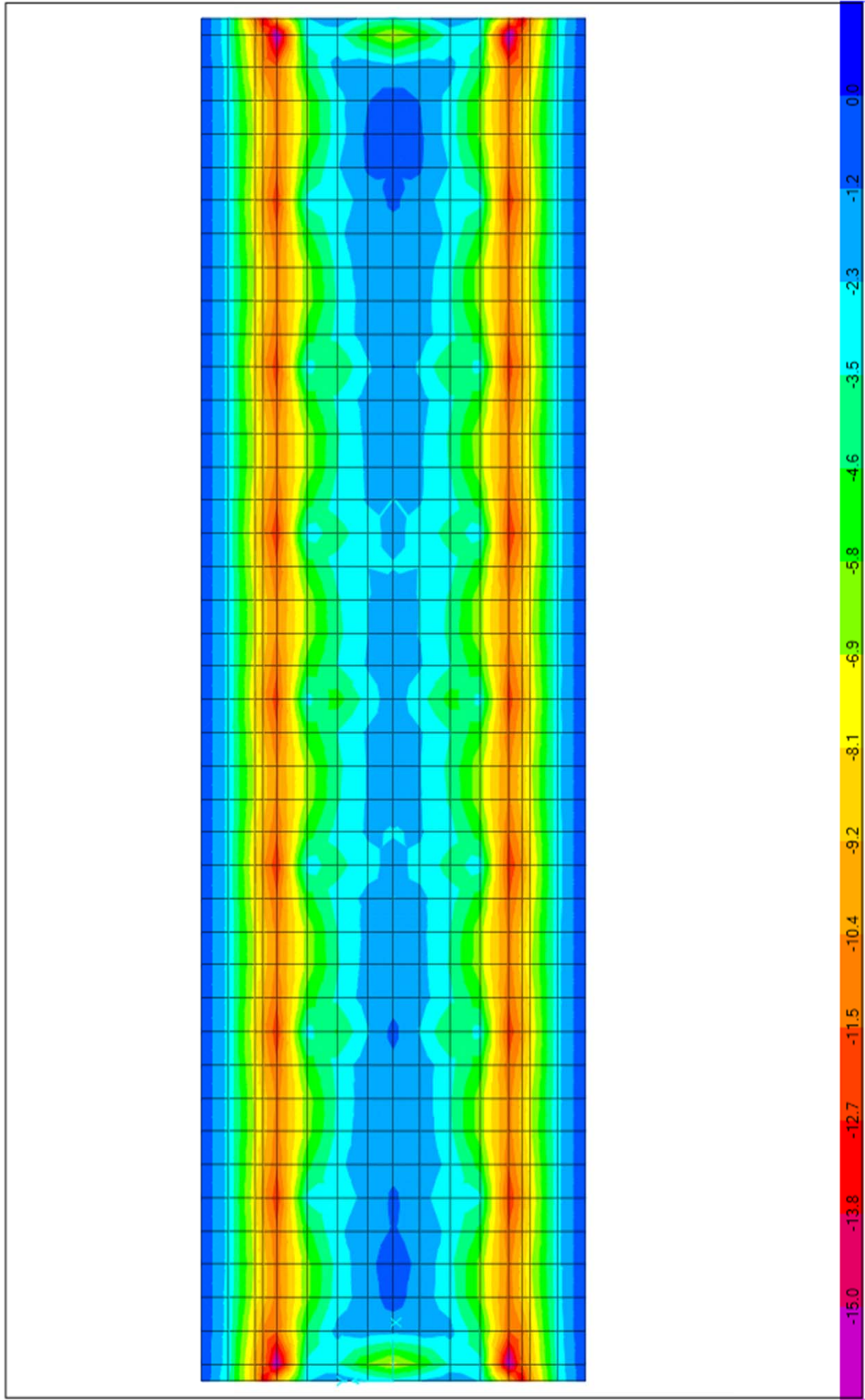


Слика 2.4.25 : Дијаграм $N(\min)$ [kN/m²]



2.4.2.7. Оптерећење са ревизионе стазе

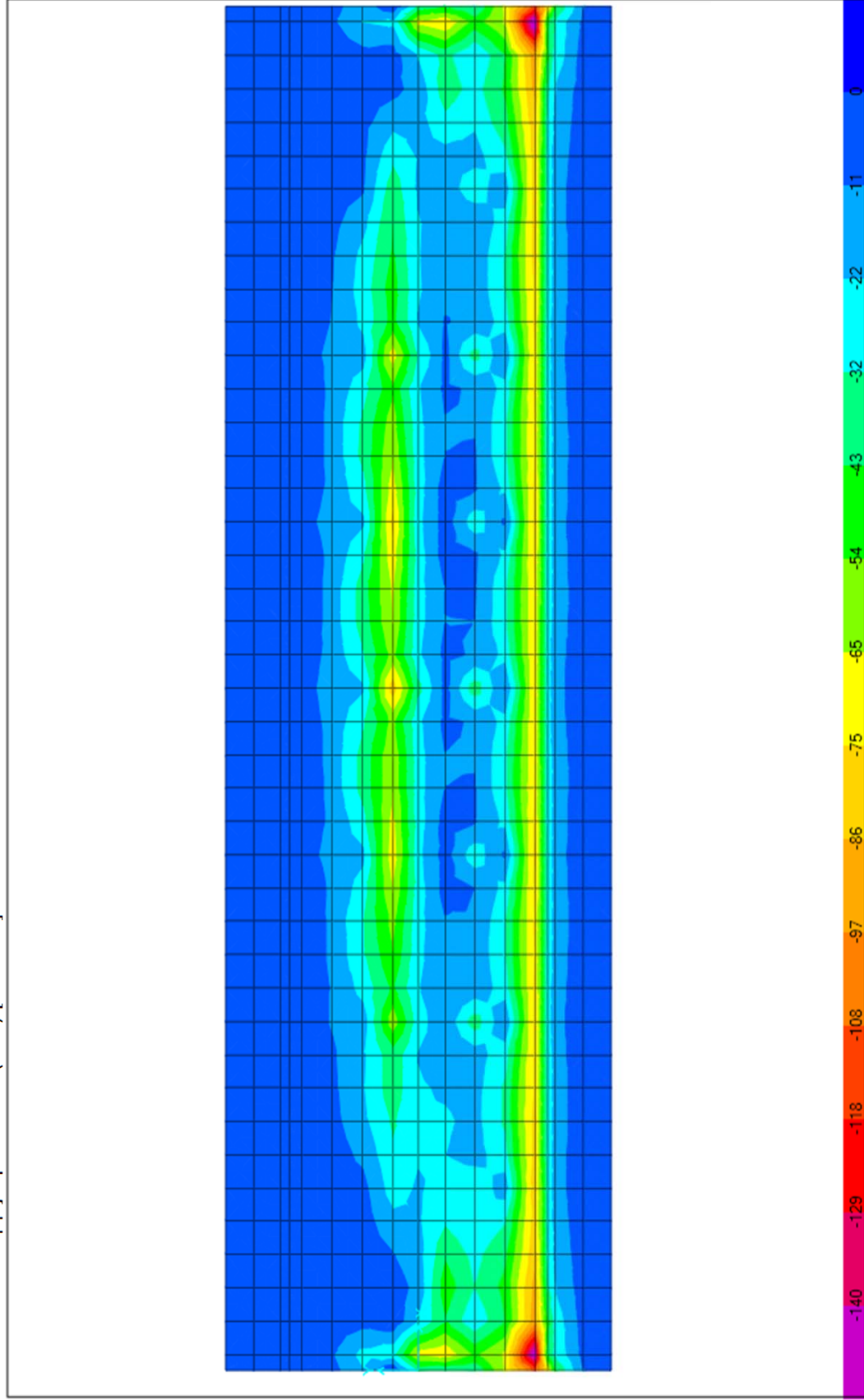
Слика 2.4.26 : Дијаграм M22 [кNm/m²]



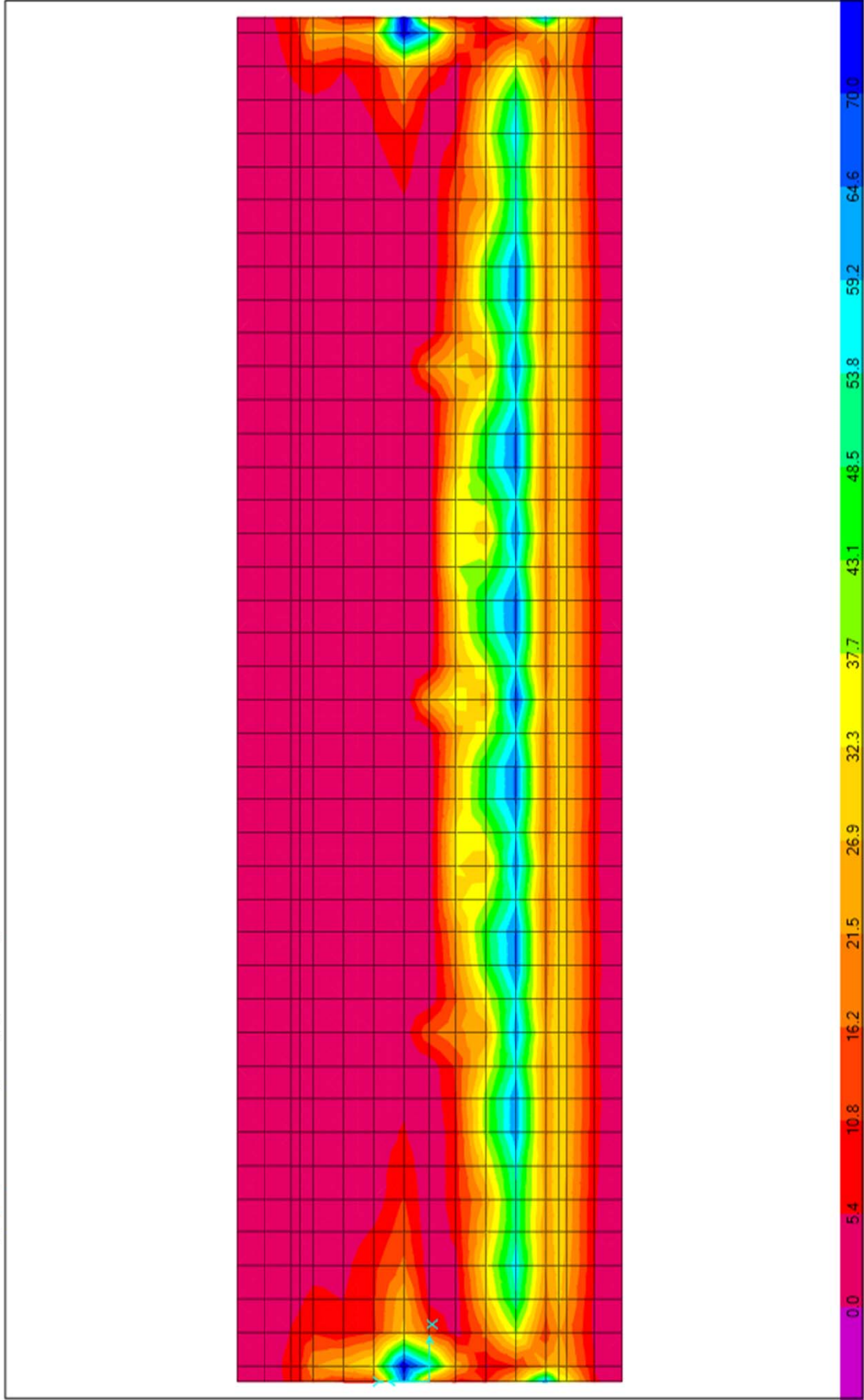
2.4.2.8. Исклизивање воза из шина (Инцидентно дејство)

Пројектна ситуација I

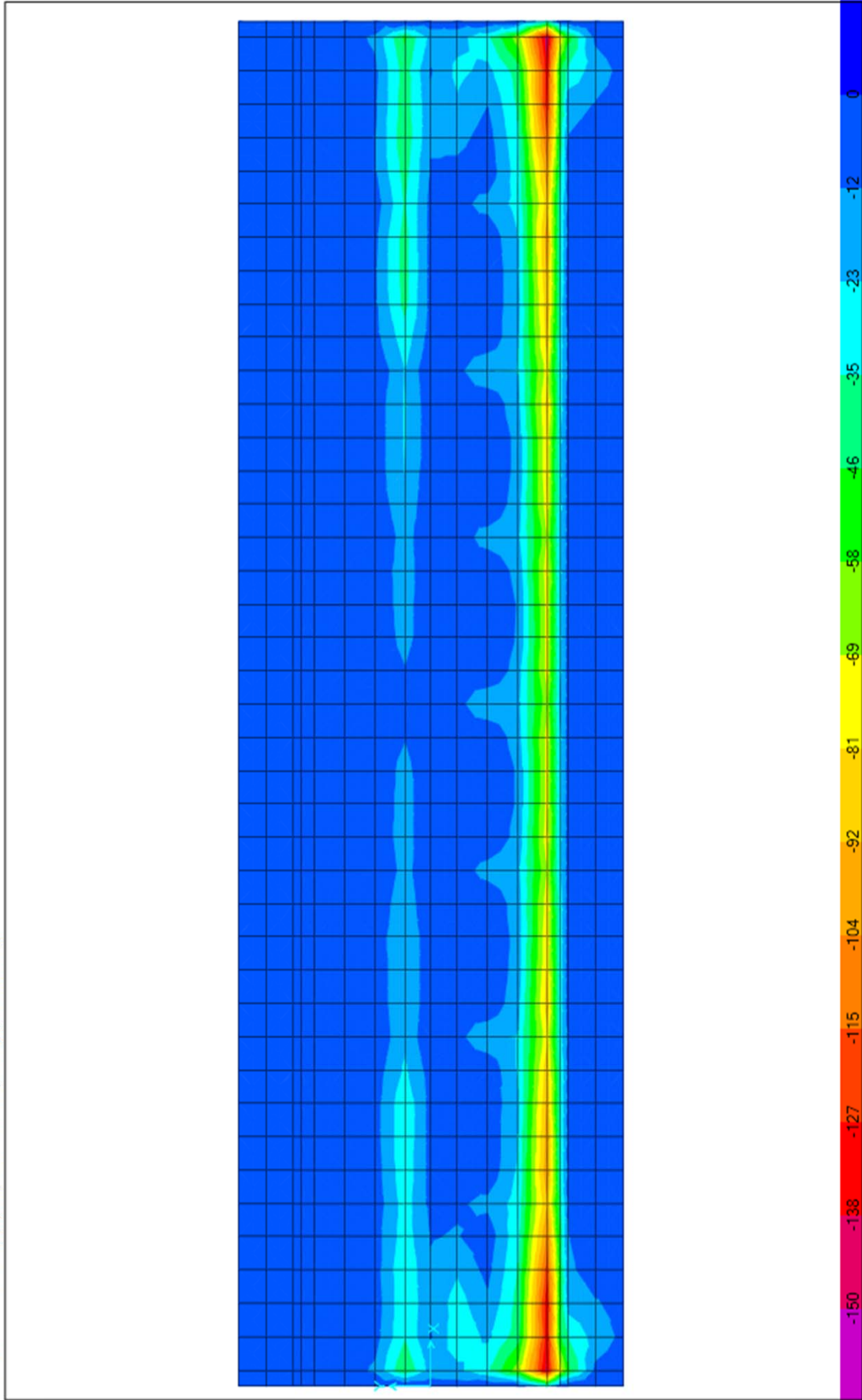
Слика 2.4.27 : Дијаграм M22 (min) [kNm/m']



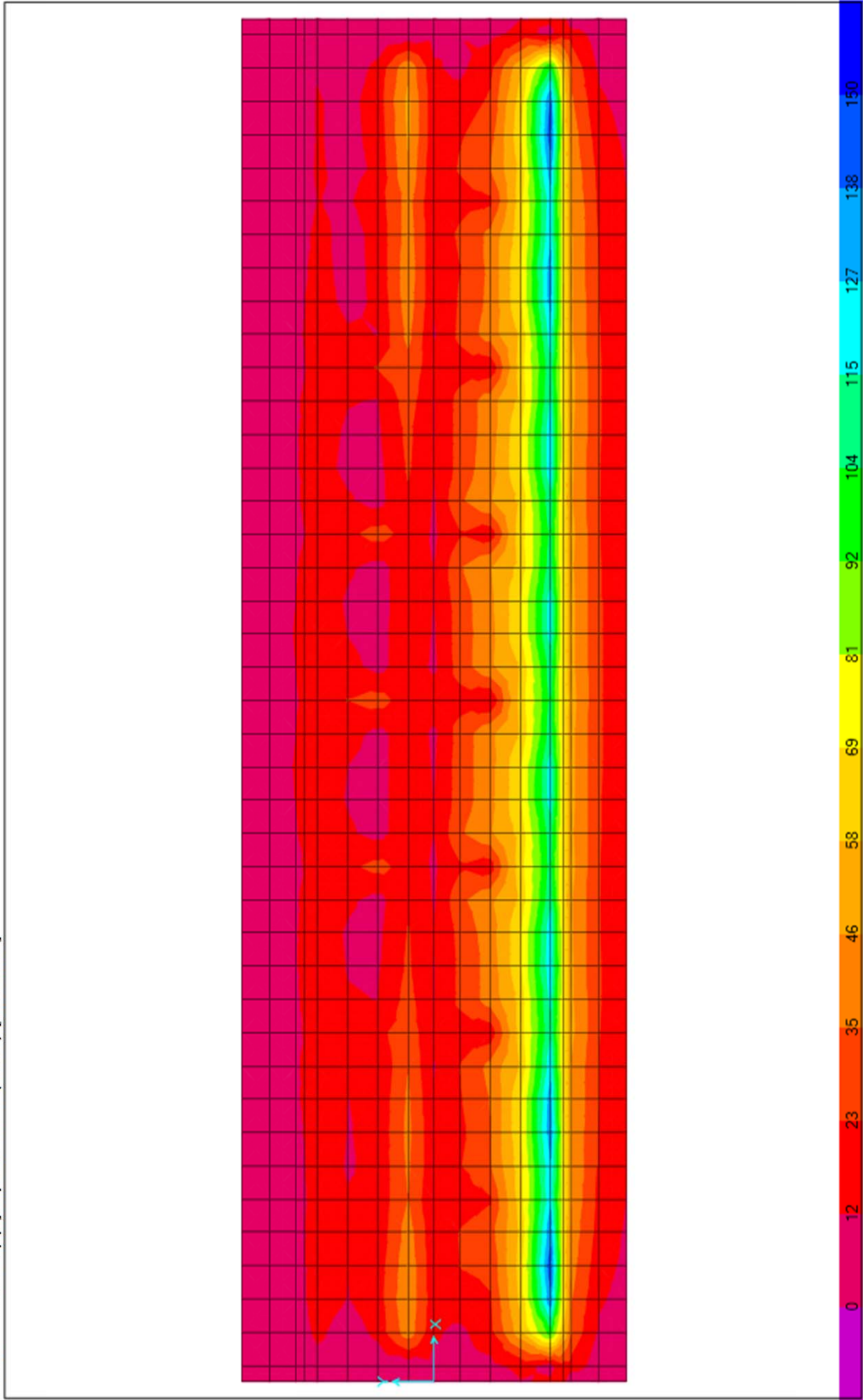
Слика 2.4.28 : Дијаграм M22 (max) [kNm/m²]



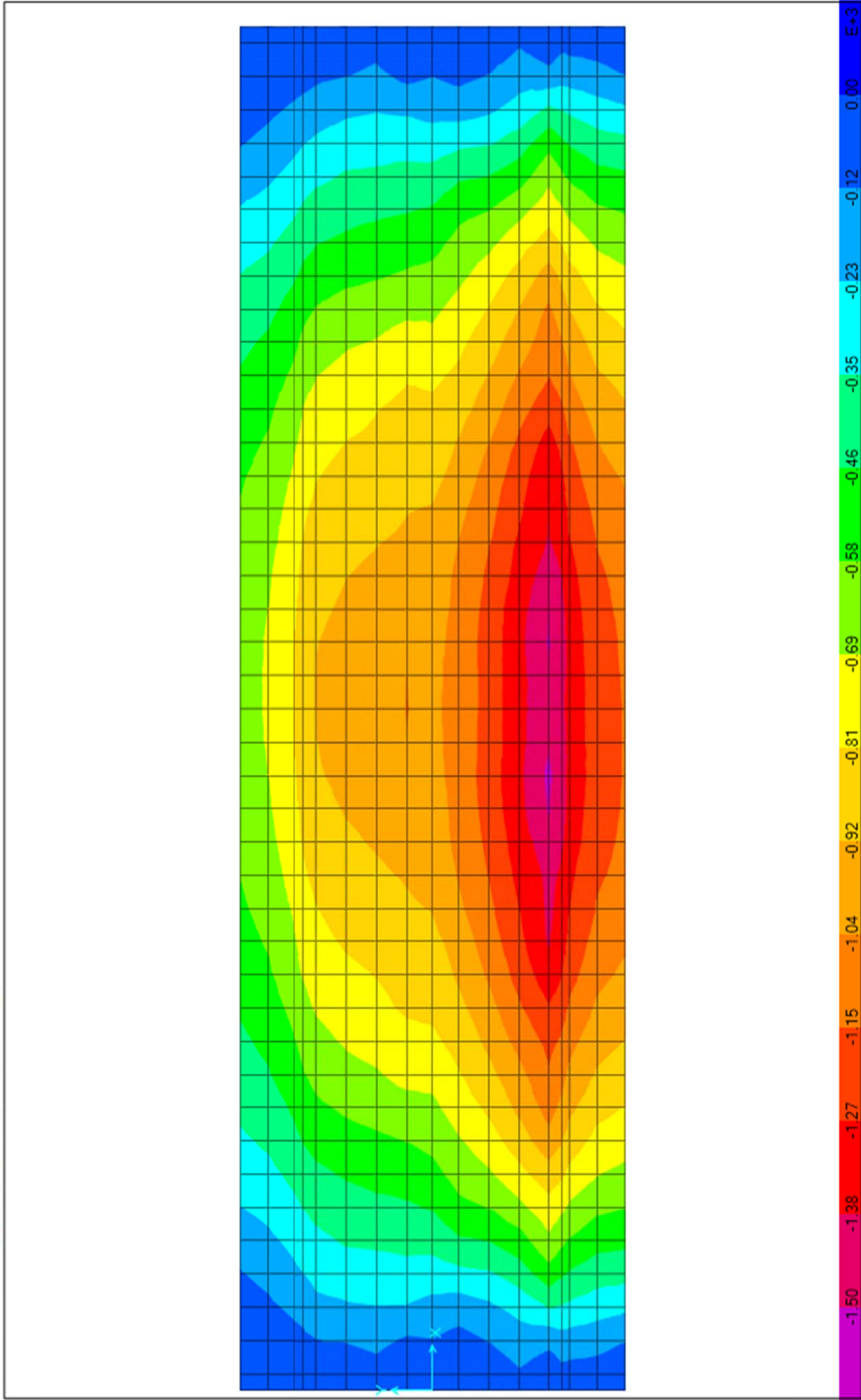
Слика 2.4.29 : Дијаграм М11 (min) [kNm/m²]



Слика 2.4.30 : Дијаграм M11 (max) [kNm/m²]

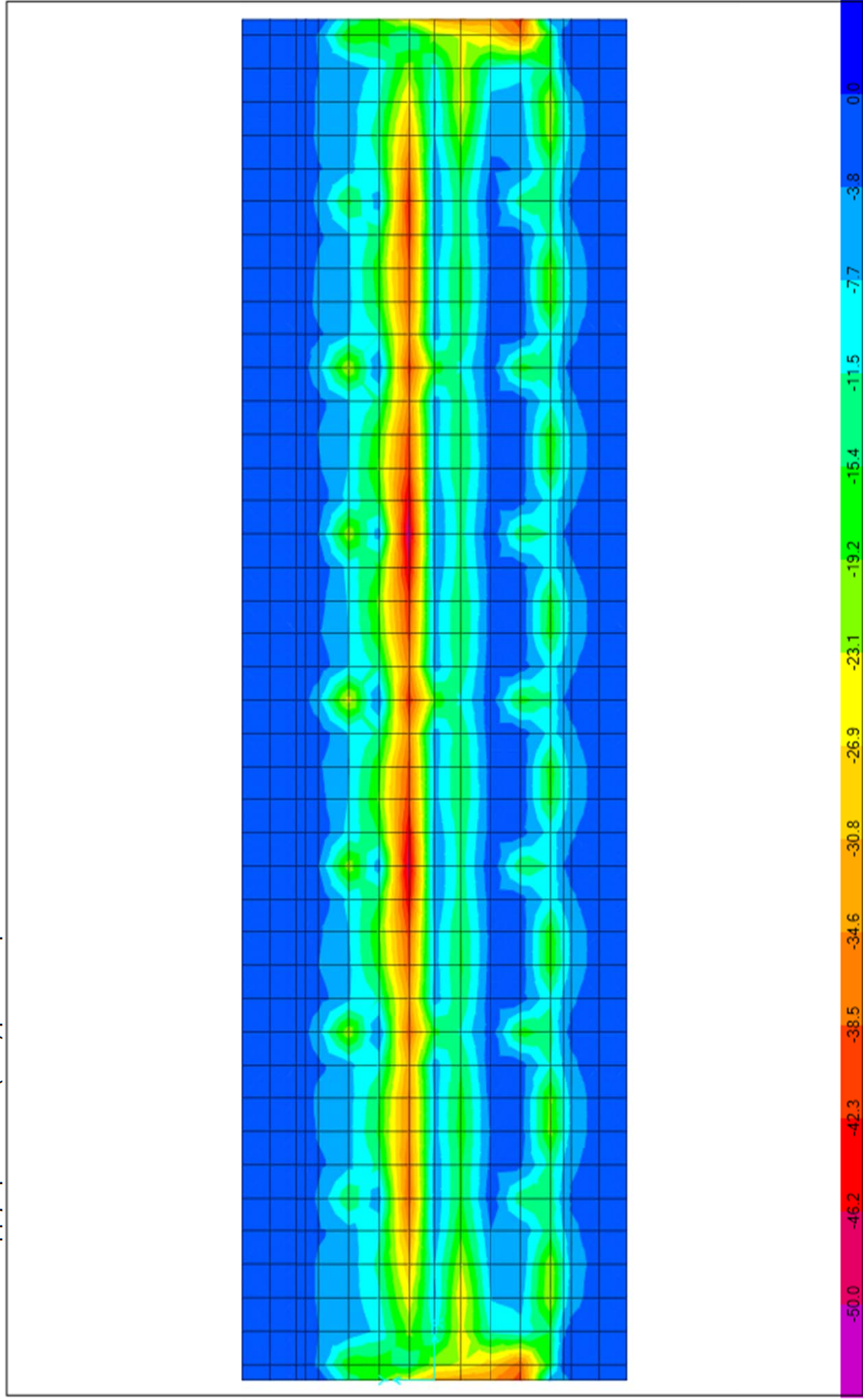


Слика 2.4.31 : Дијаграм N (min) [kN/m²]

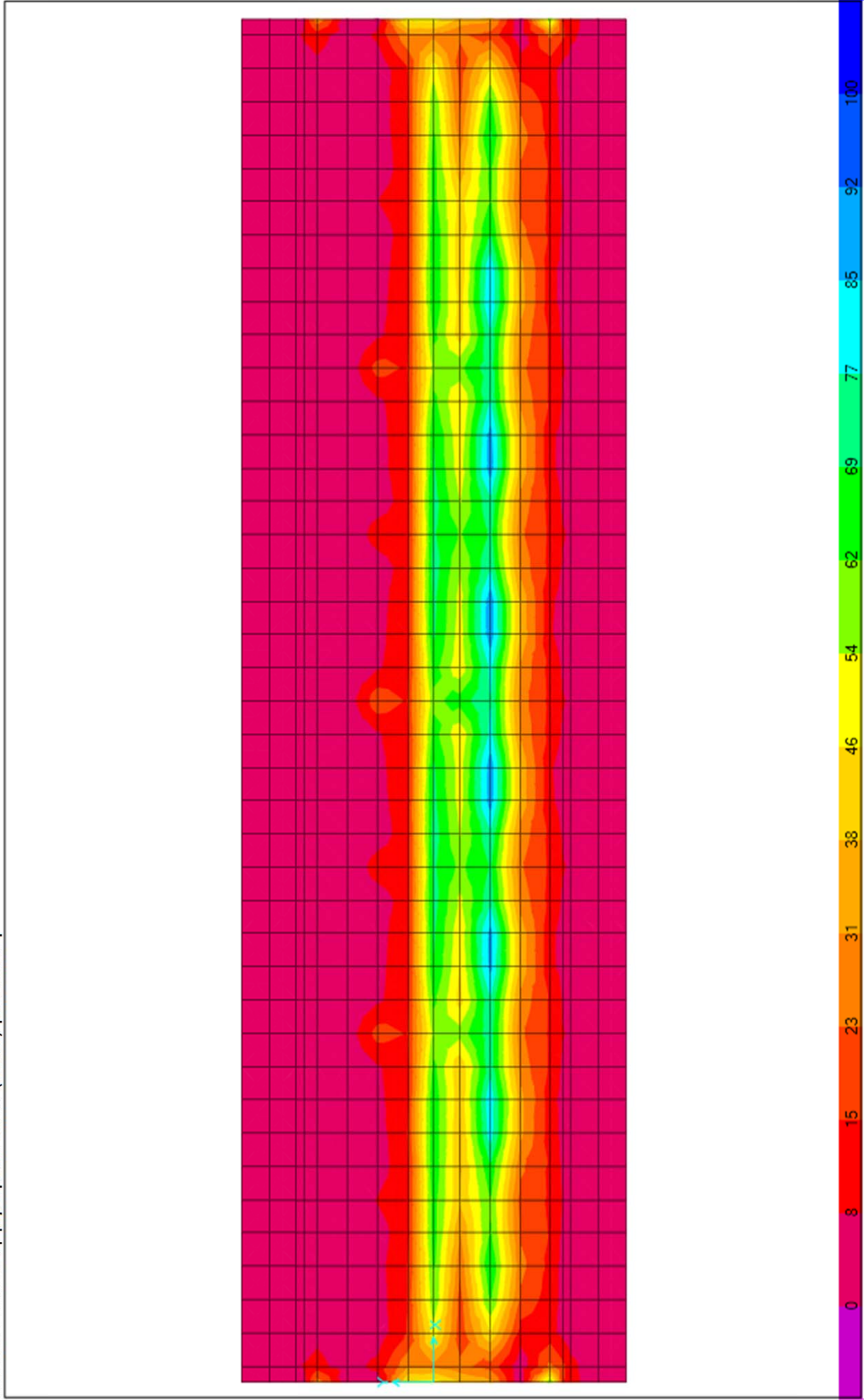


Пројектна ситуација I - исклизивање ка унутра

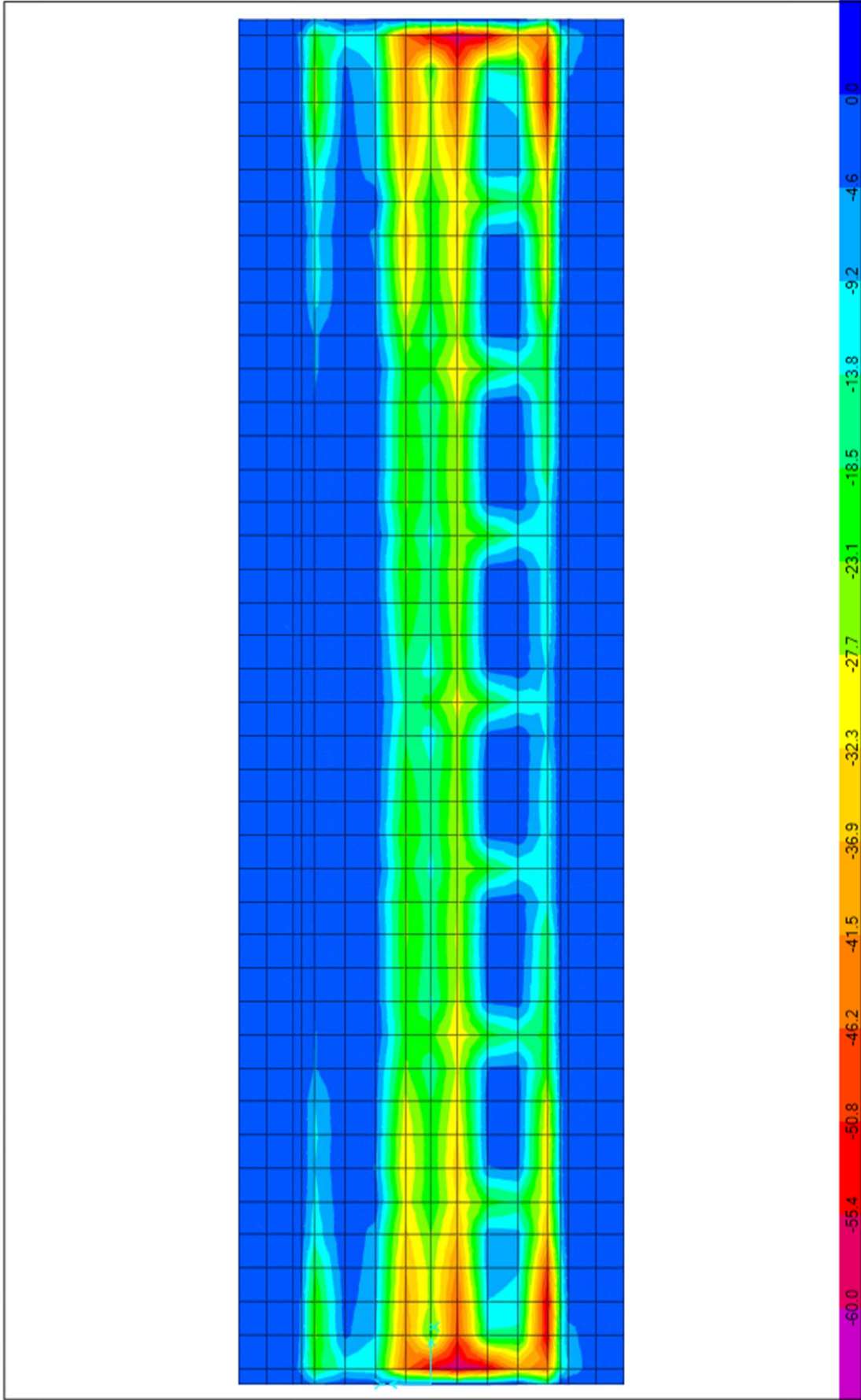
Слика 2.4.32 : Дијаграм M22 (min) [kNm/m']



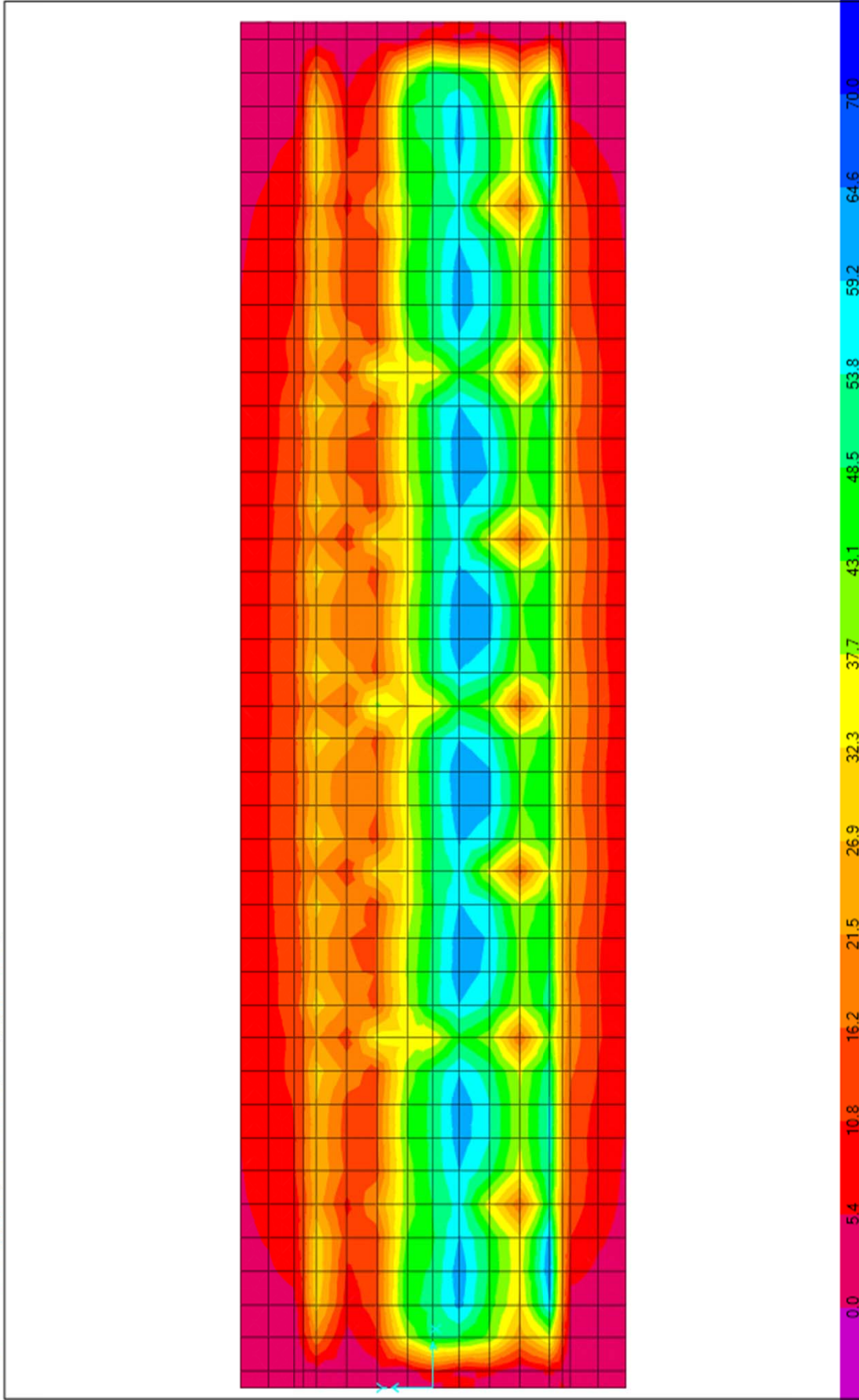
Слика 2.4.33 : Дијаграм M22 (max) [kNm/m²]



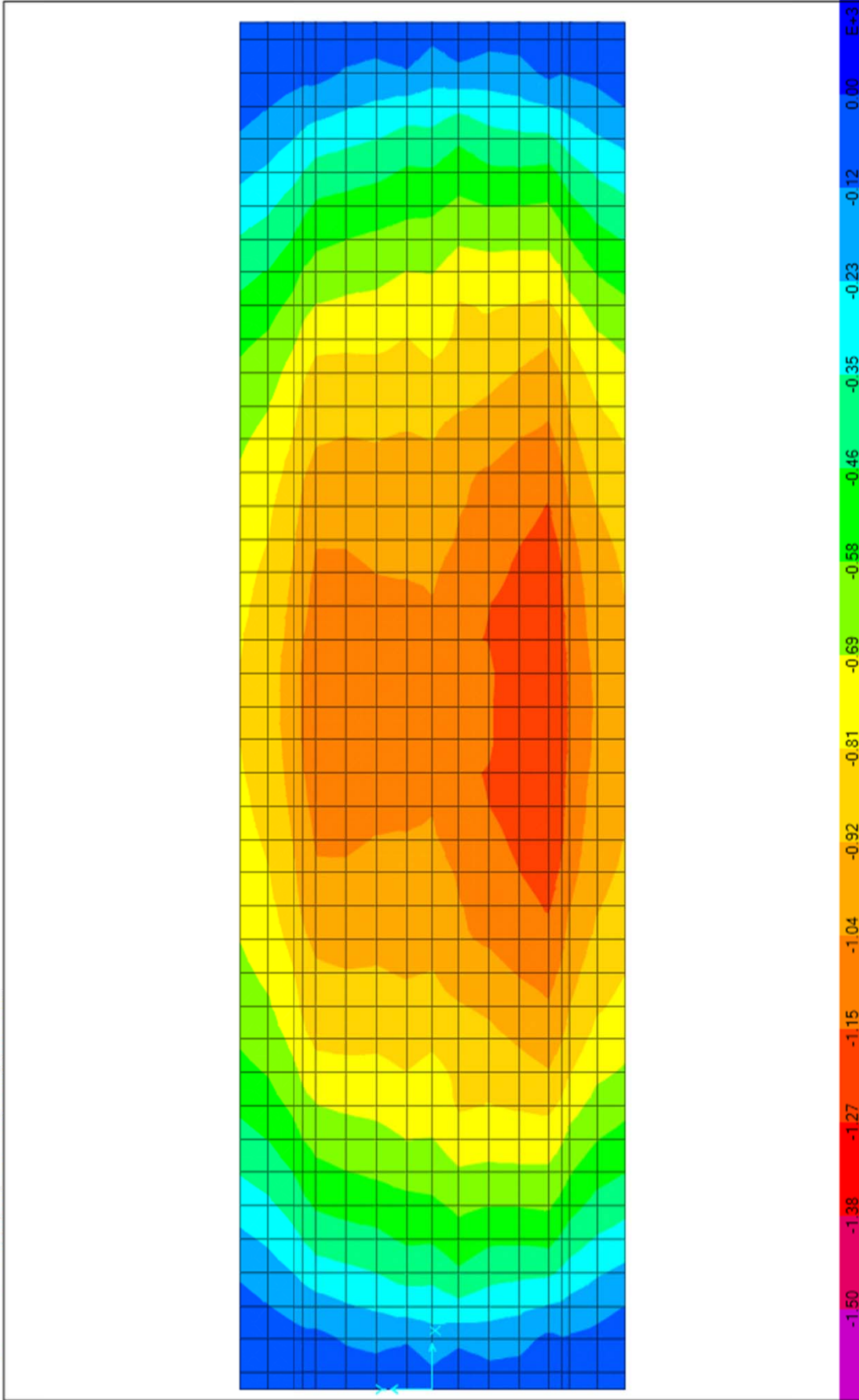
Слика 2.4.34 : Дијаграм M11 (min) [kNm/m']



Слика 2.4.35 : Дијаграм М11 (max) [kNm/m²]

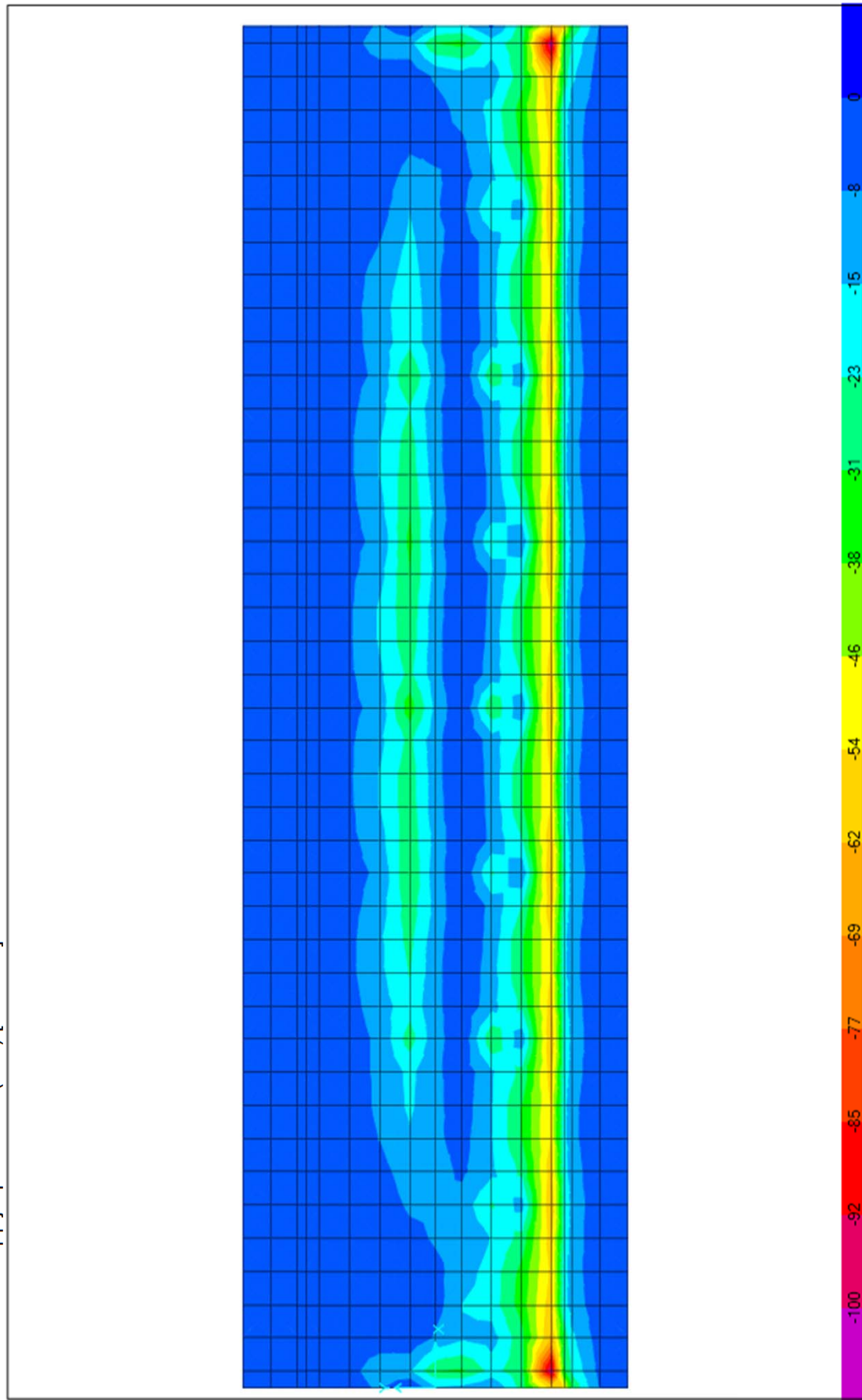


Слика 2.4.36 : Дијаграм N (min) [kN/m²]

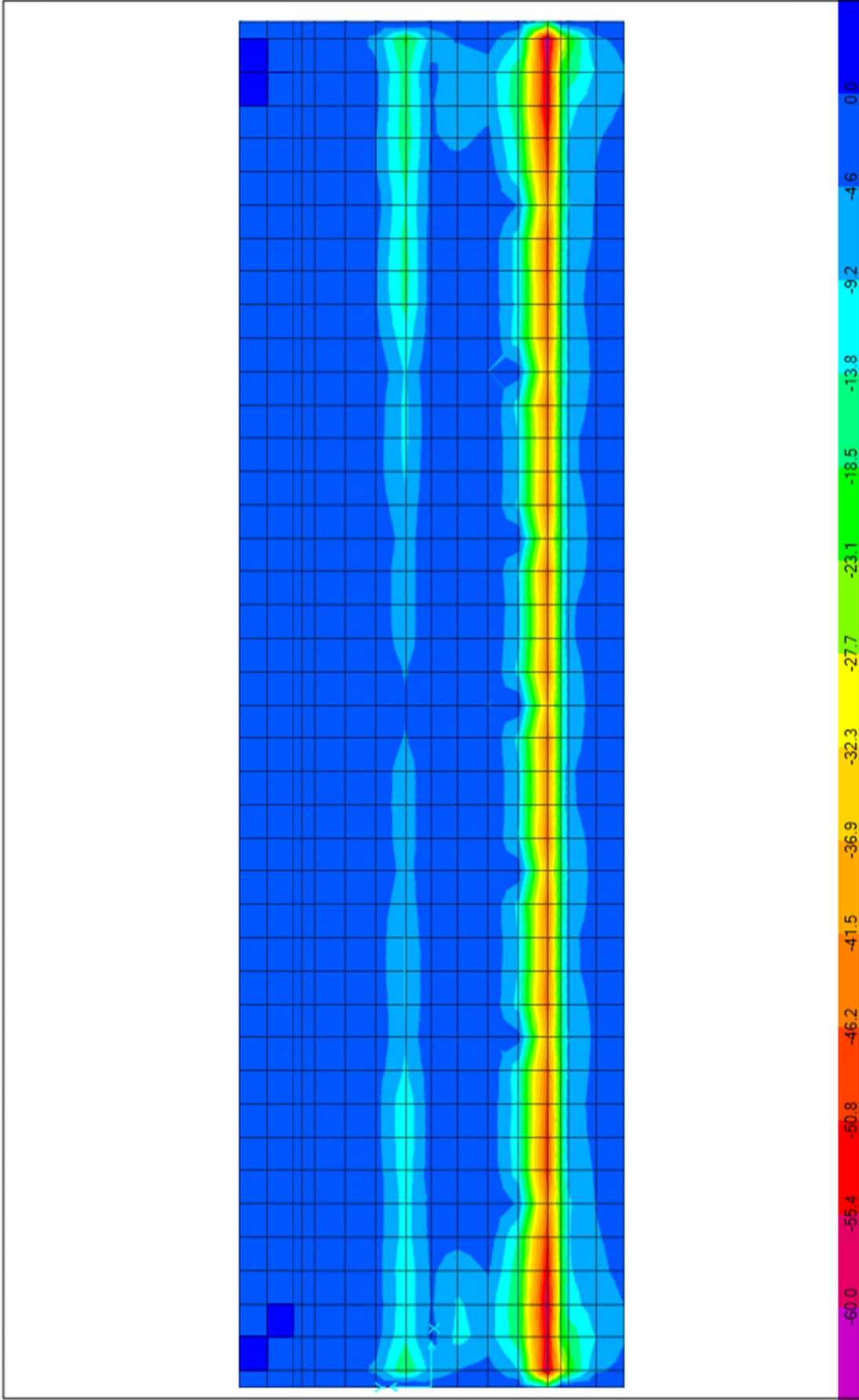


Пројектна ситуација II

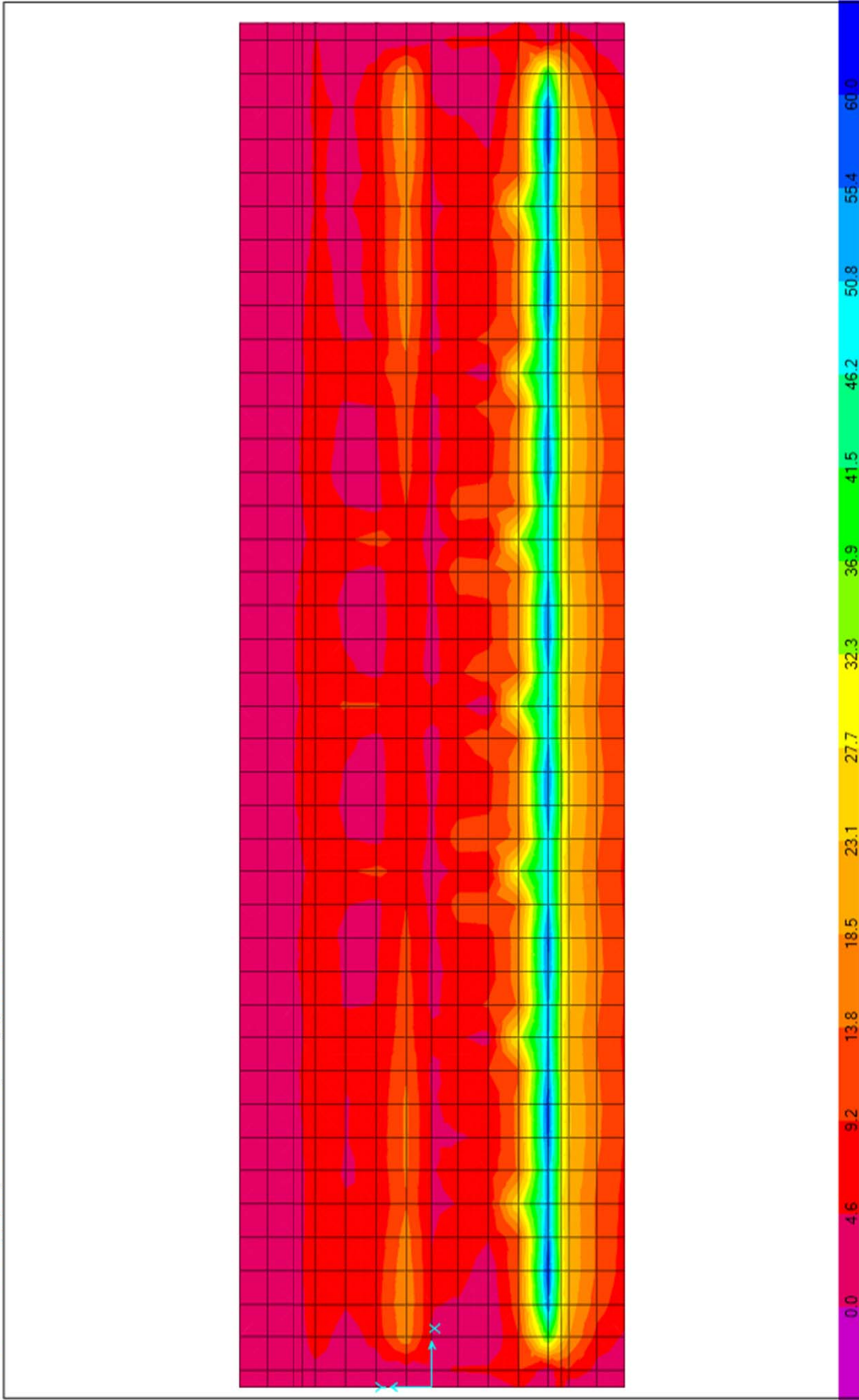
Слика 2.4.37 : Дијаграм M22 (min) [kNm/m']



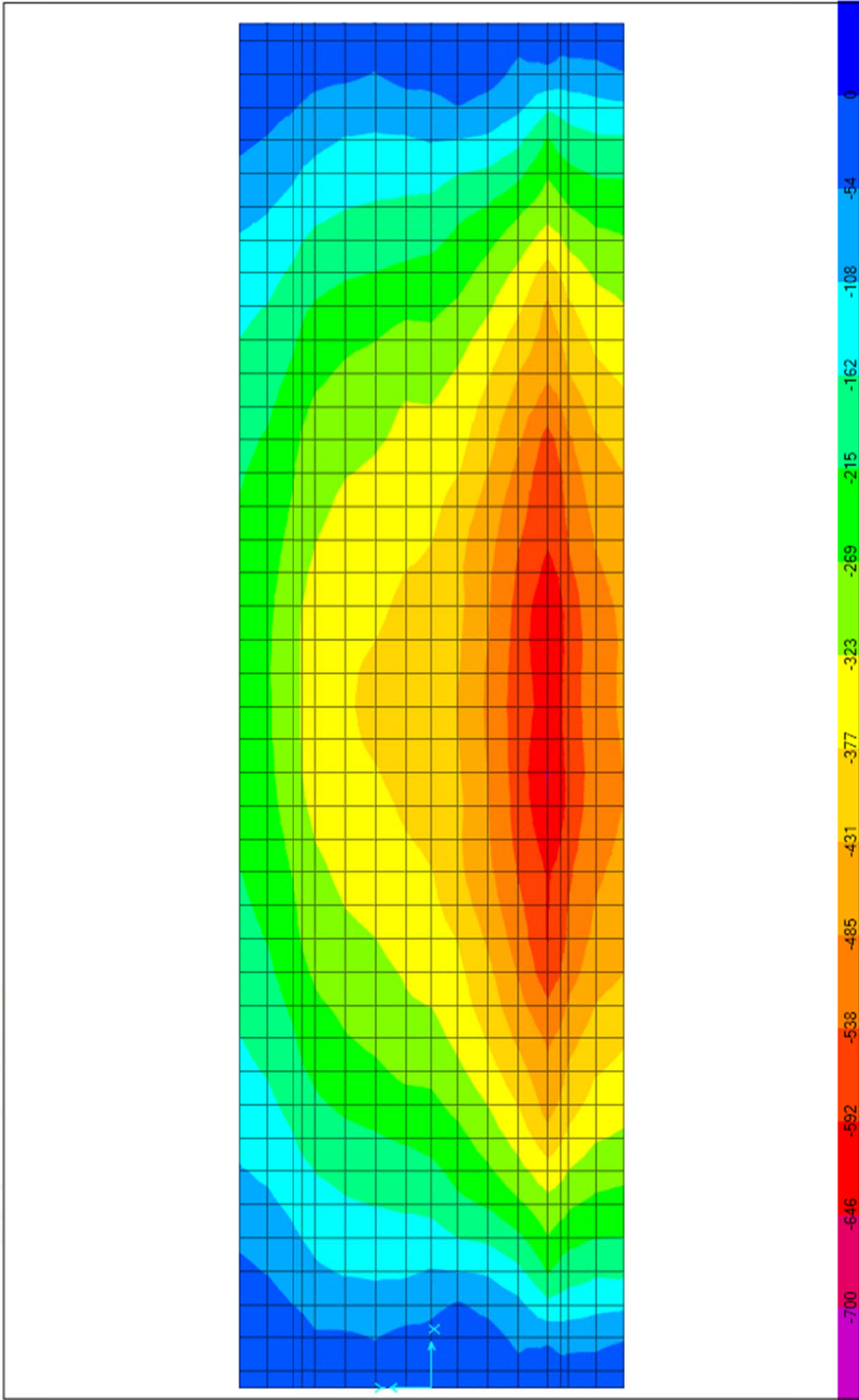
Слика 2.4.38 : Дијаграм М11 (min) [kNm/m']



Слика 2.4.39 : Дијаграм M11 (max) [kNm/m²]

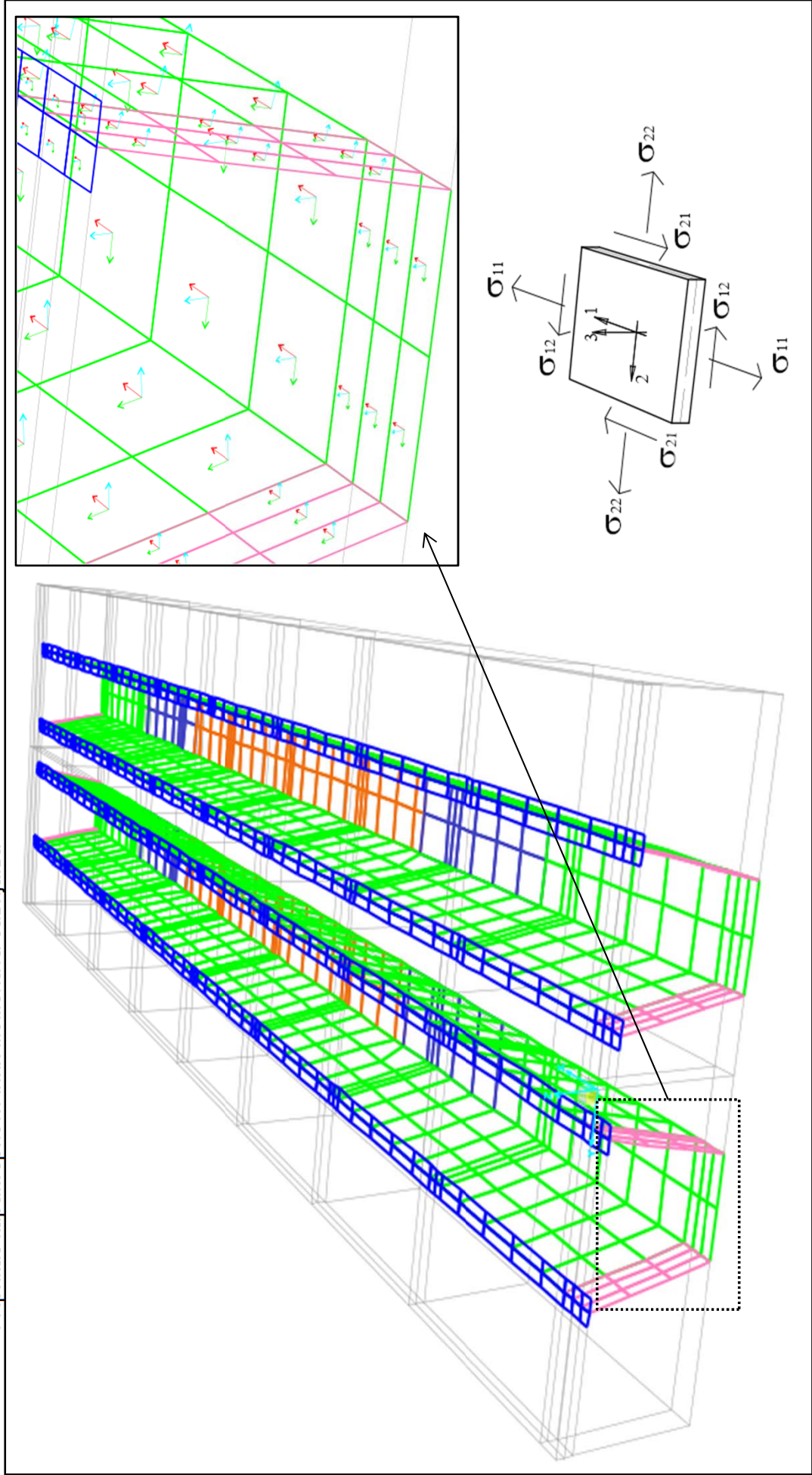


Слика 2.4.40 : Дијаграм N (min) [kN/m²]



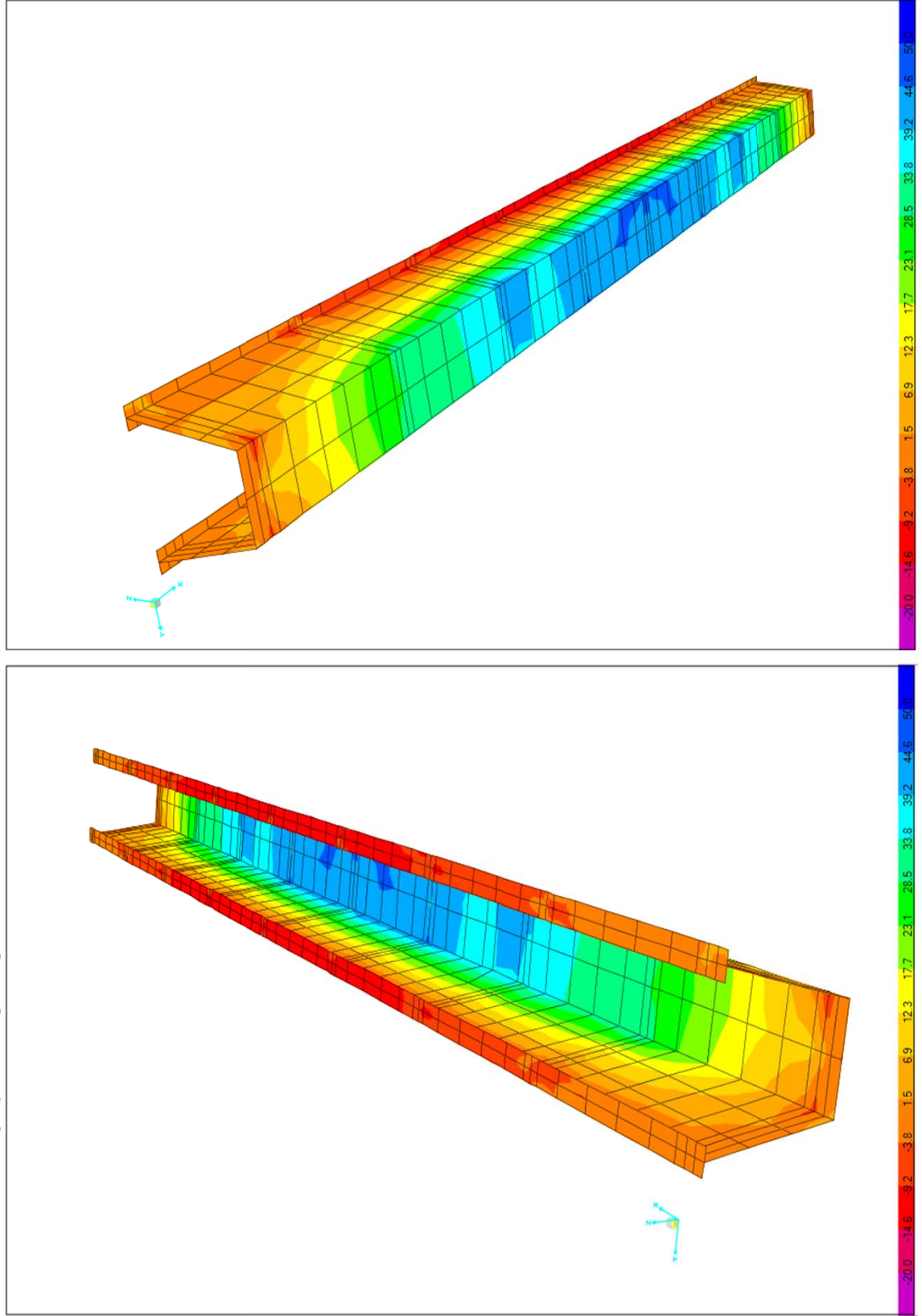
2.4.3. Главни челични носачи

Слика 2.4.41 : Приказ карактеристичних момената савијања

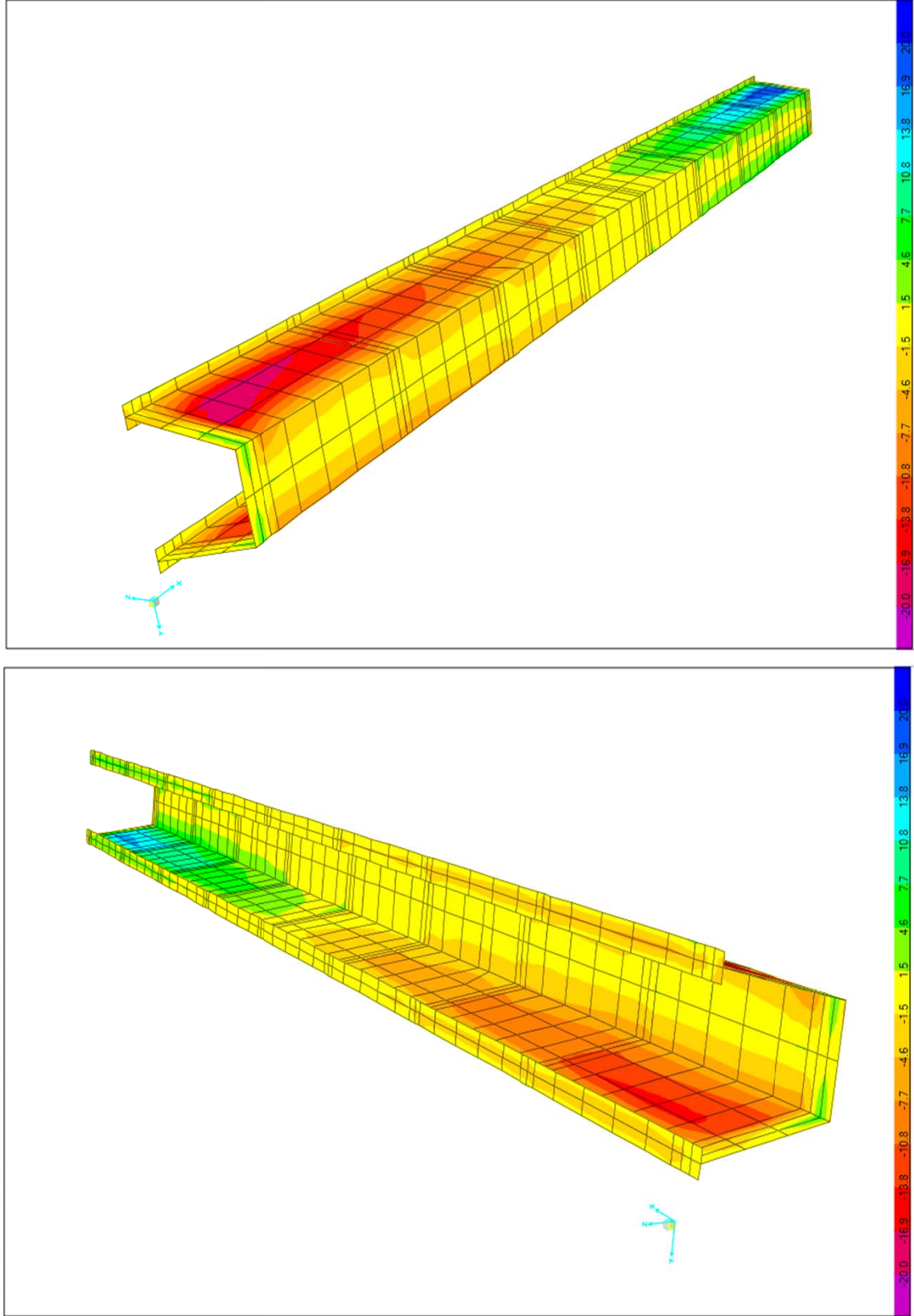


2.4.3.1. Сопствена тежина (G)

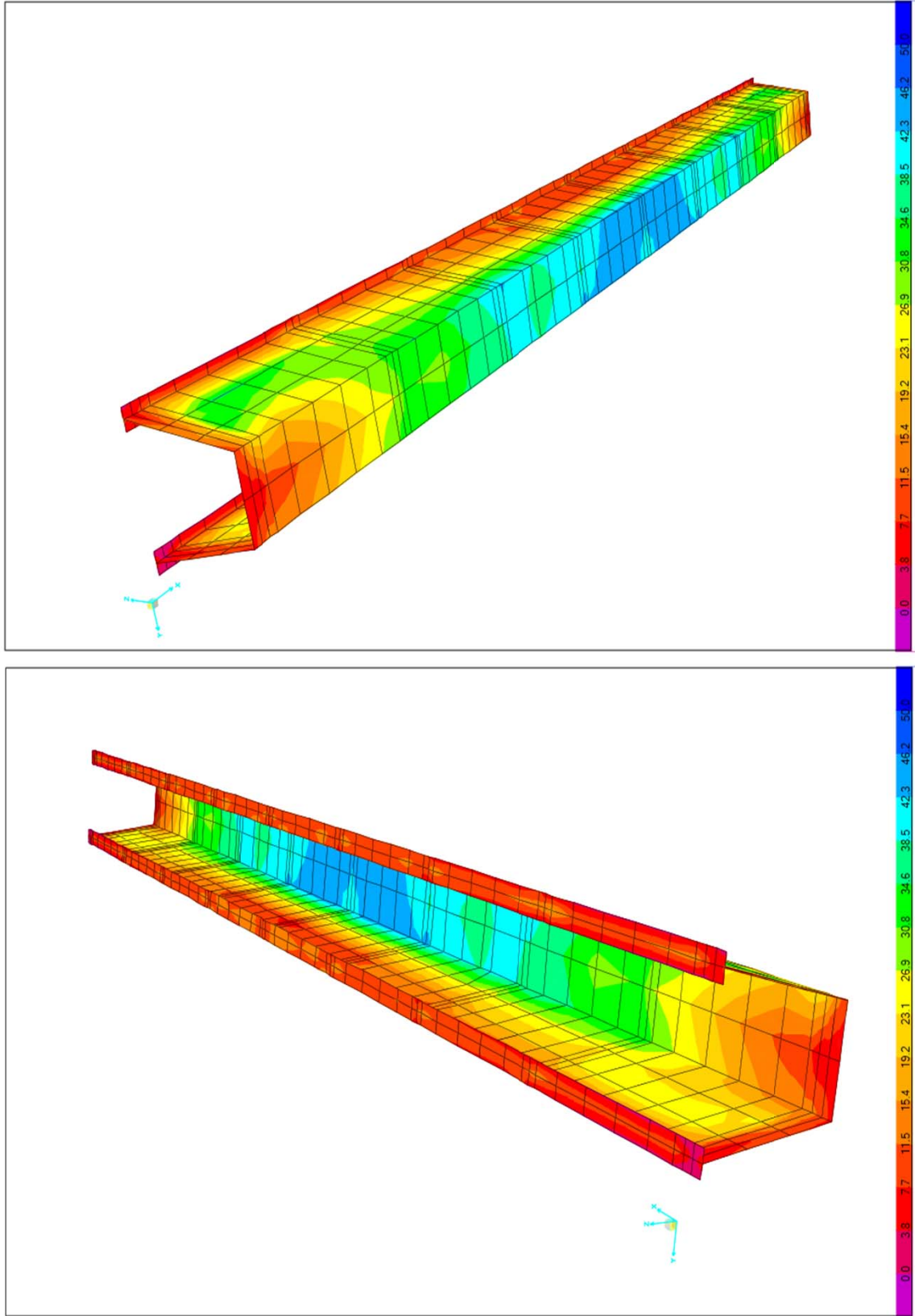
Слика 2.4.42 : Дијаграм σ_{11} [MPa]



Слика 2.4.43 : Дијаграм σ_{12} [MPa]

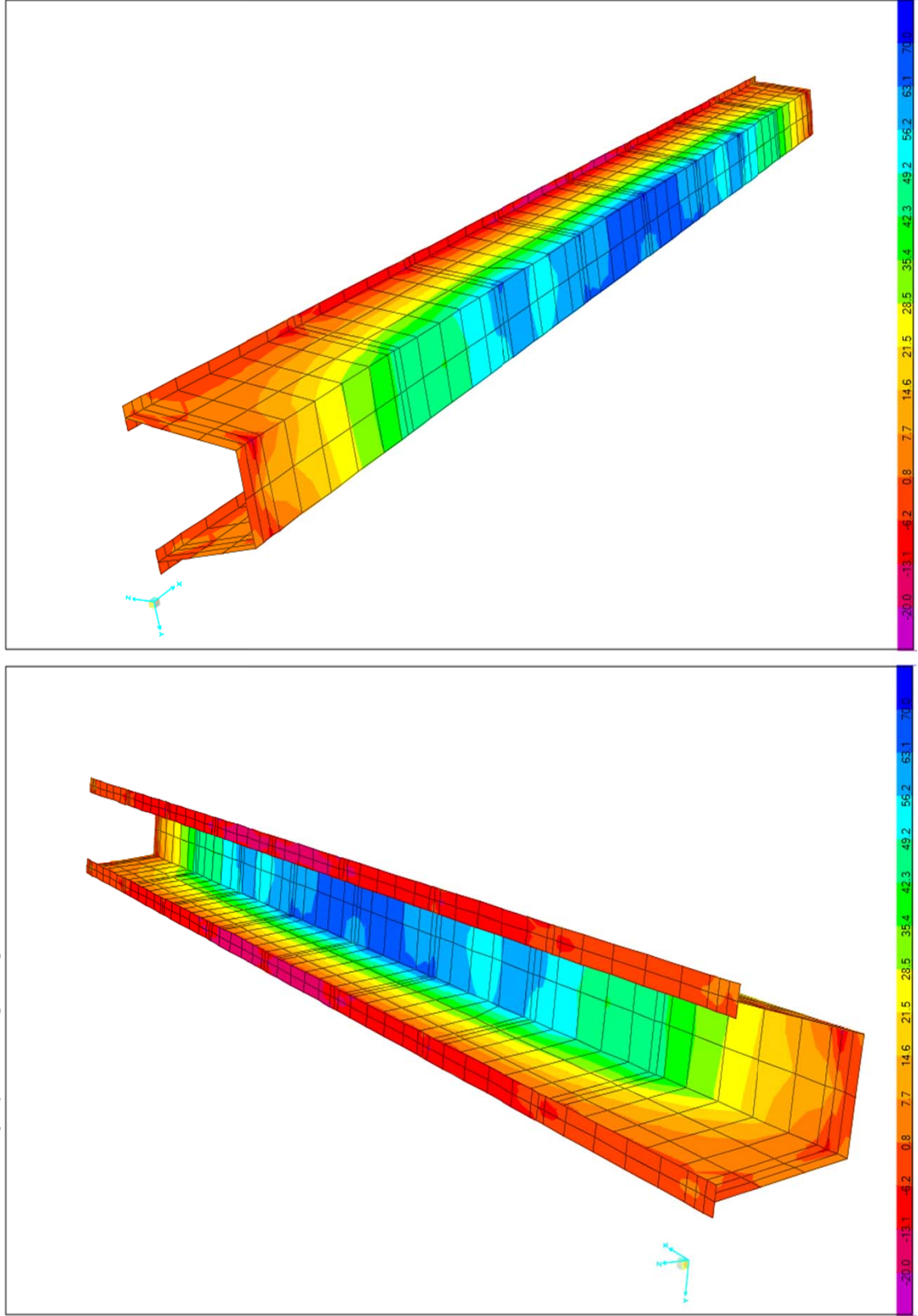


Слика 2.4.44 : Дијаграм σ_{sv} [MPa]

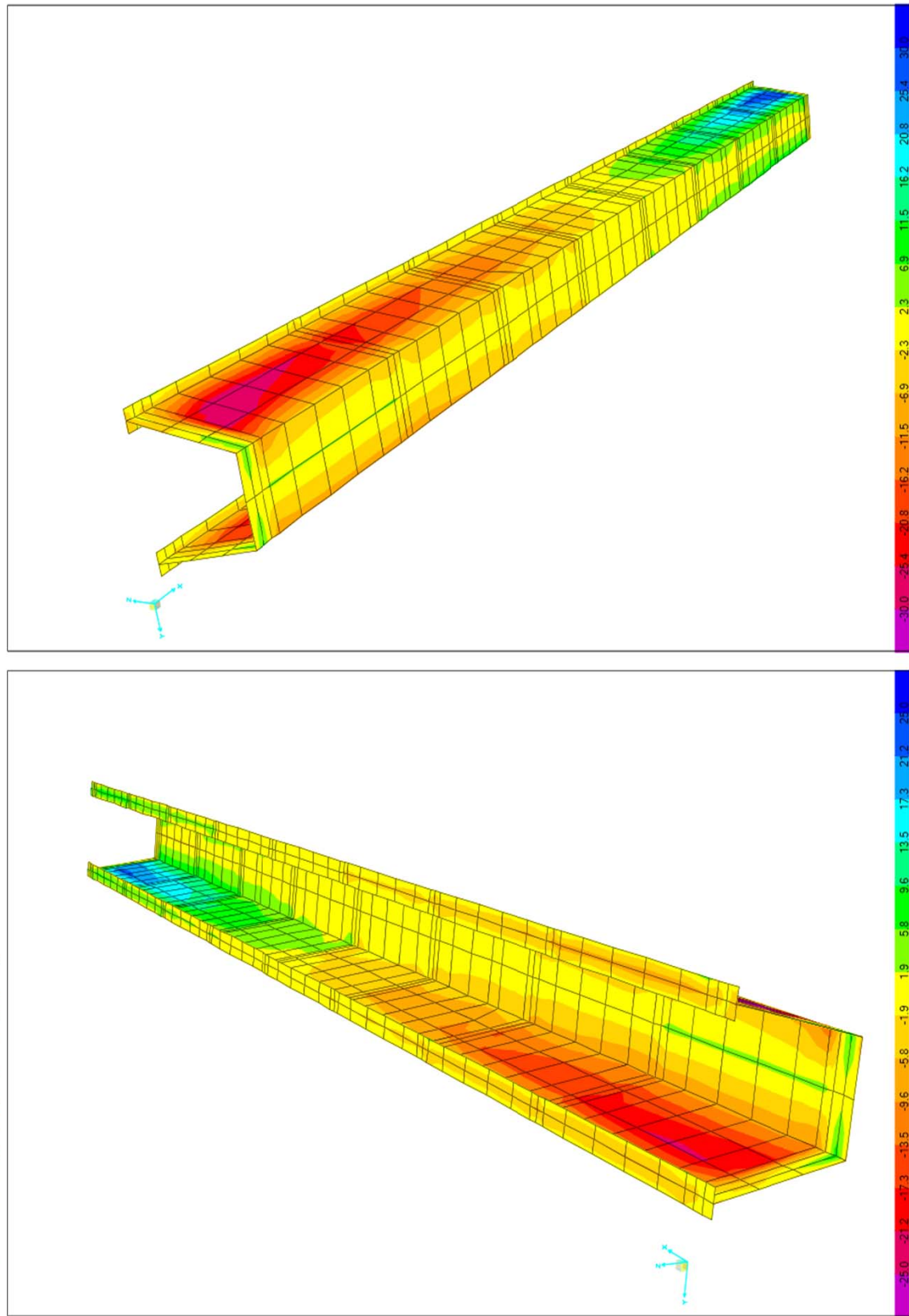


2.4.3.2. Додато стално (ΔG)

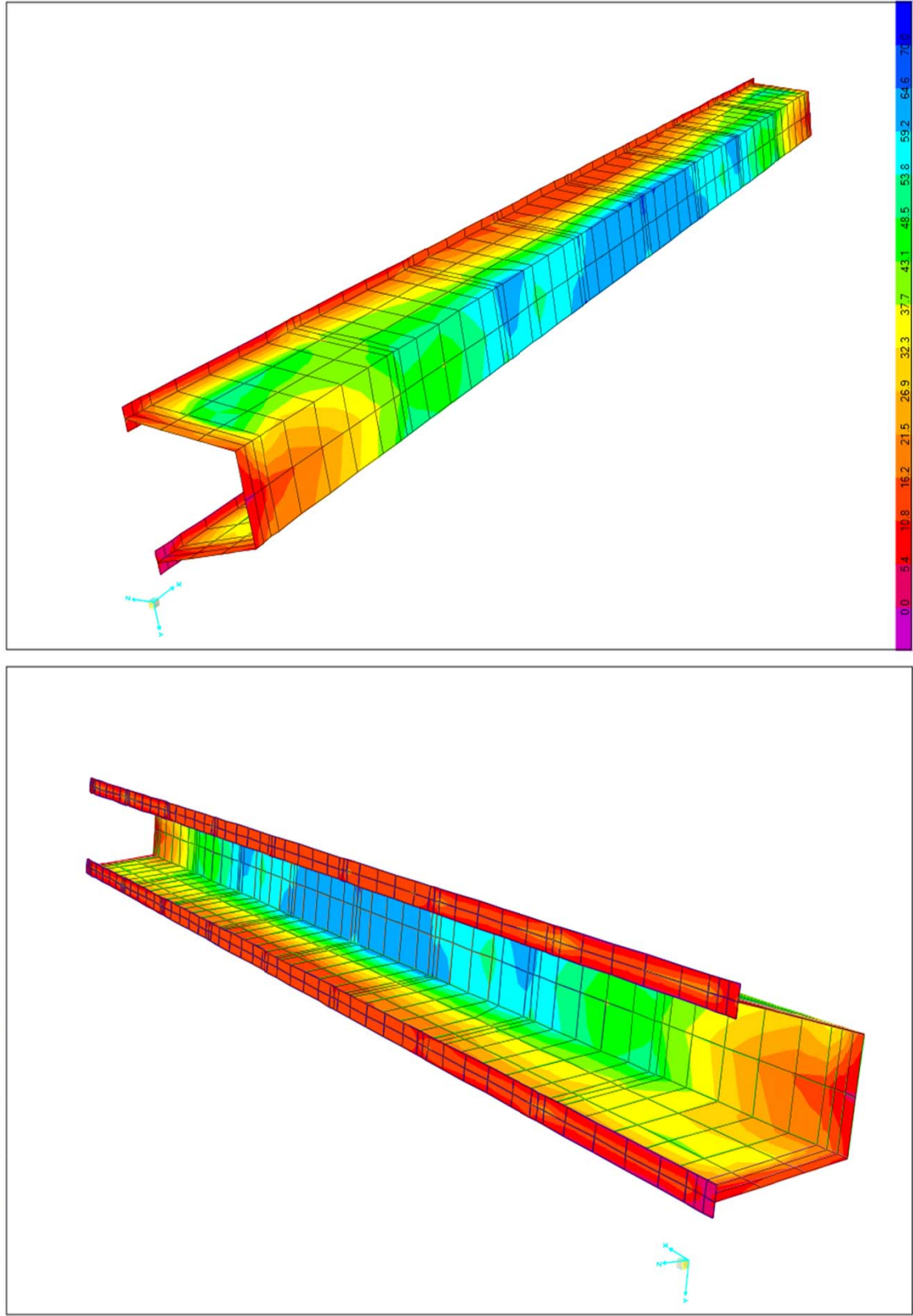
Слика 2.4.45 : Дијаграм σ_{11} [MPa]



Слика 2.4.46 : Дијаграм σ_{12} [MPa]

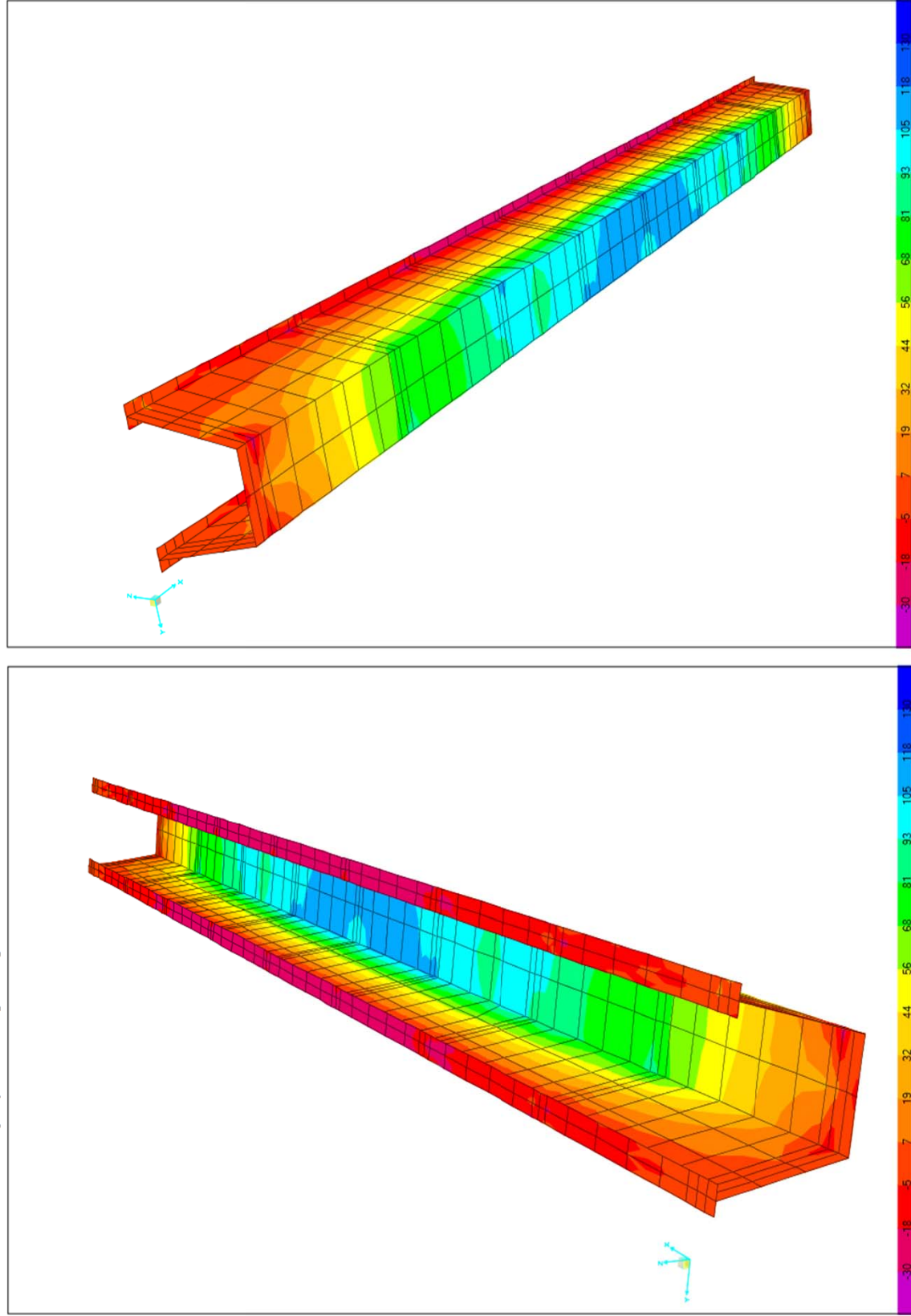


Слика 2.4.47 : Дијаграм σ_{sv} [MPa]

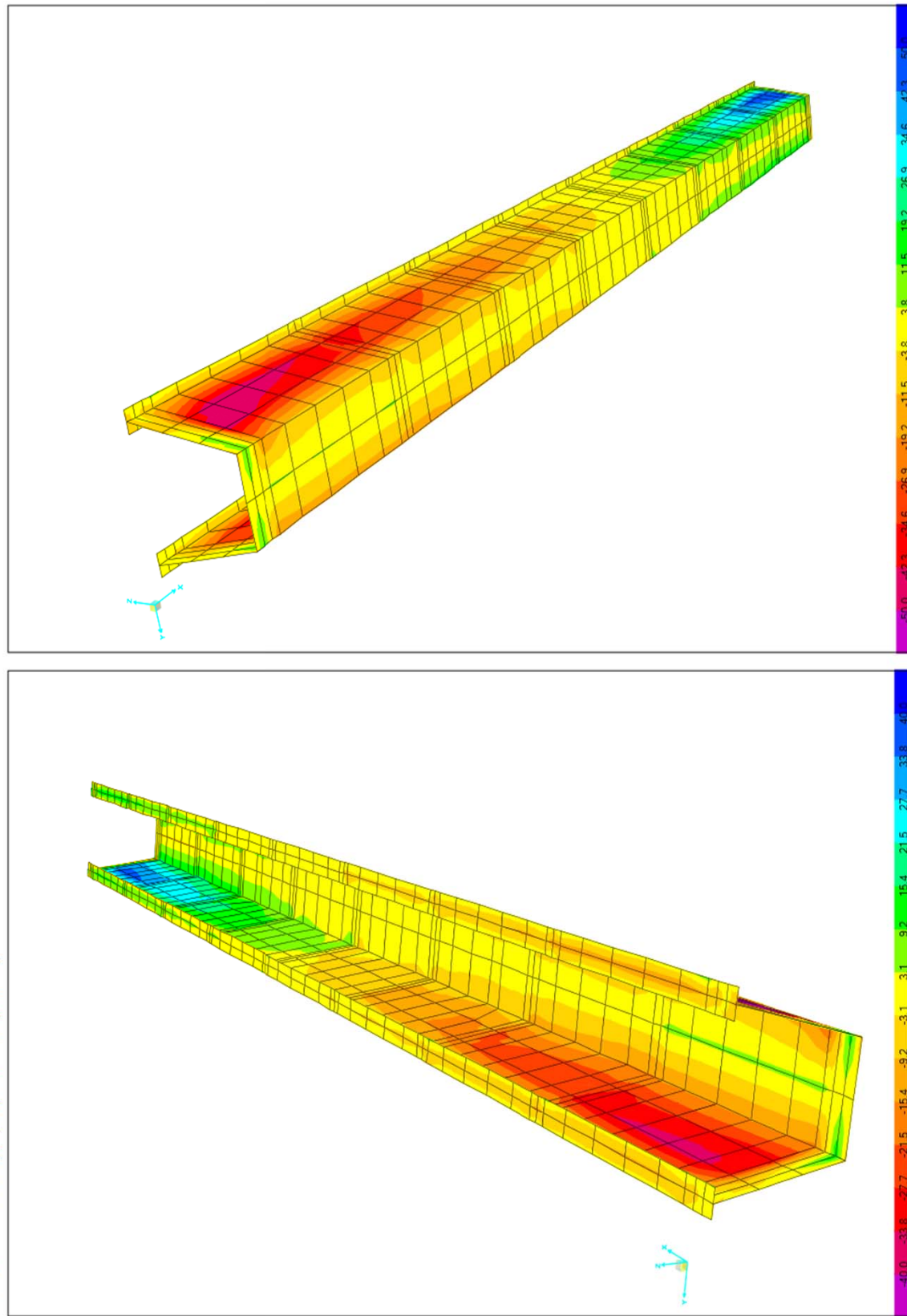


2.4.3.3. Стално оптерећење (G + ΔG, t=0)

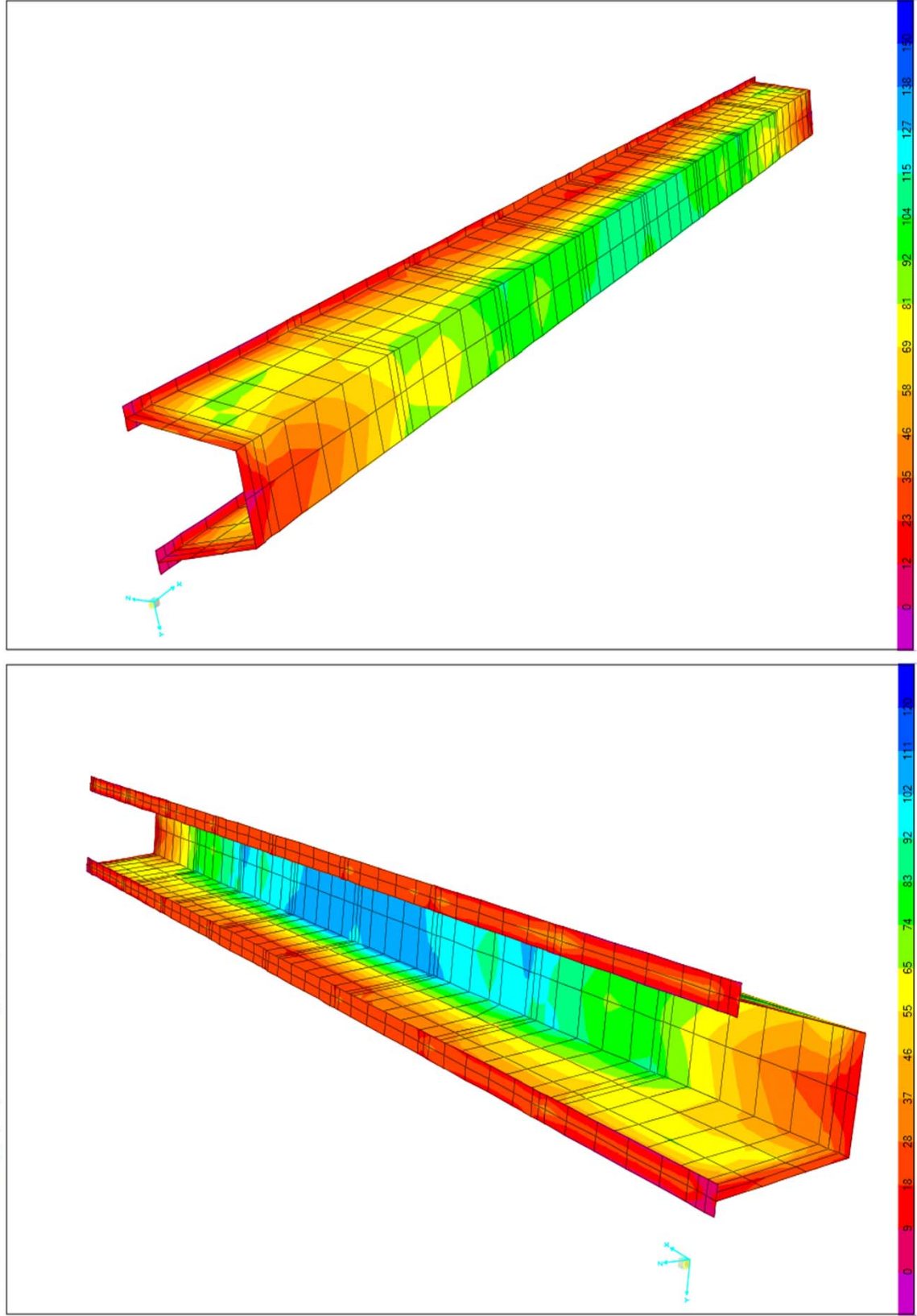
Слика 2.4.48 : Дијаграм σ_{11} [MPa]



Слика 2.4.49 : Дијаграм σ_{12} [MPa]

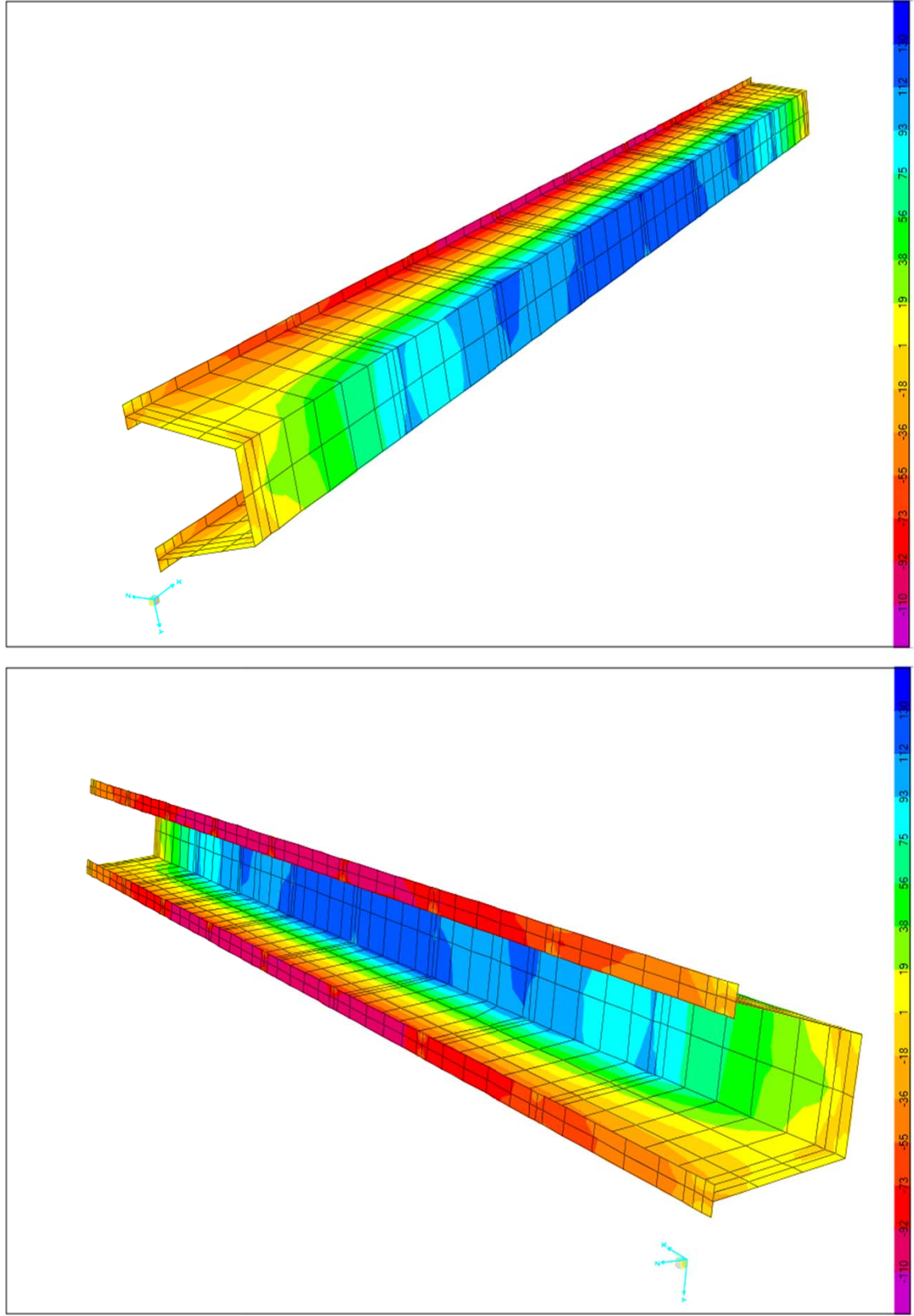


Слика 2.4.50 : Дијаграм σ_{sv} [MPa]

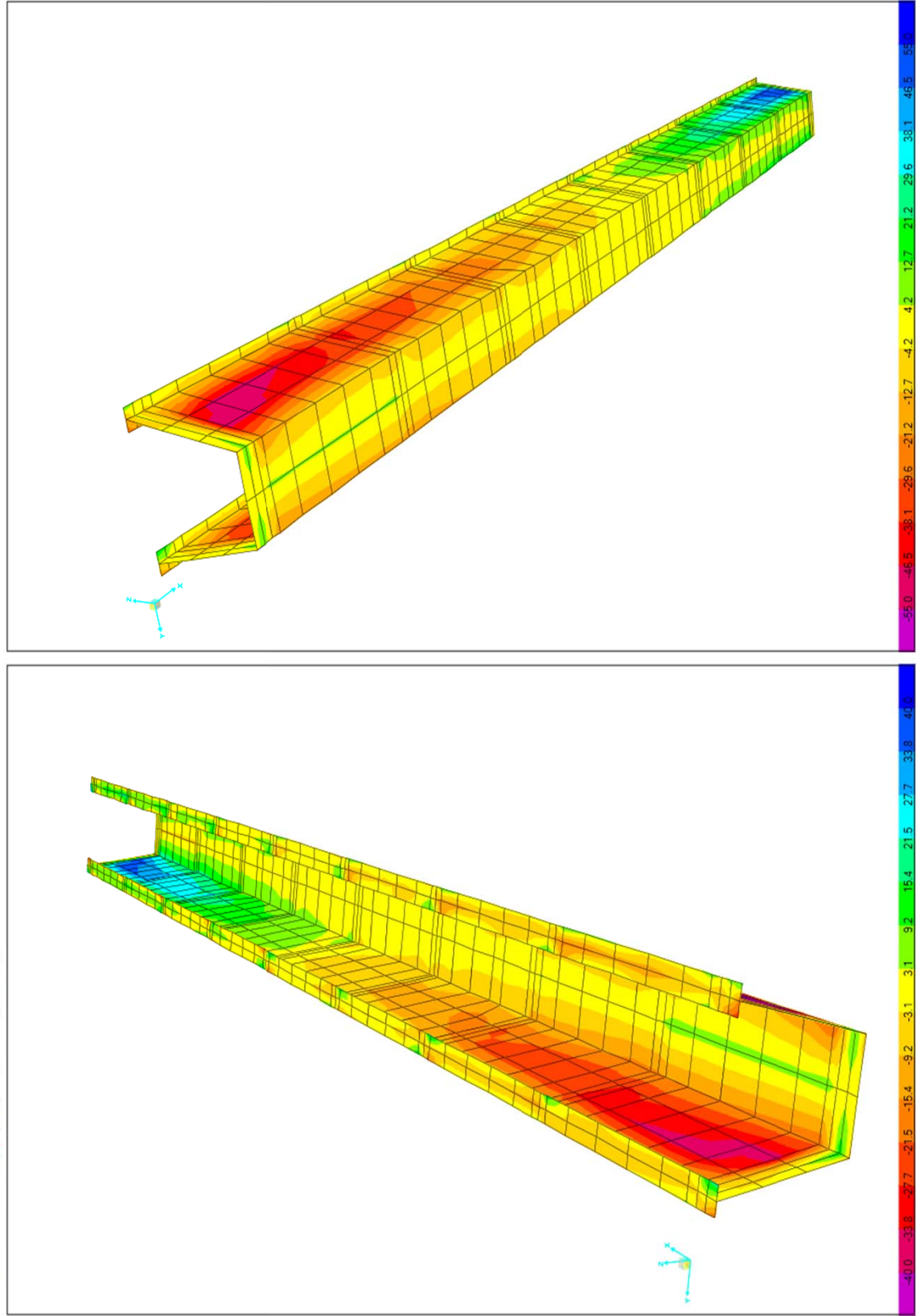


2.4.3.4. Стално оптерећење ($G + \Delta G$, $t = \infty$)

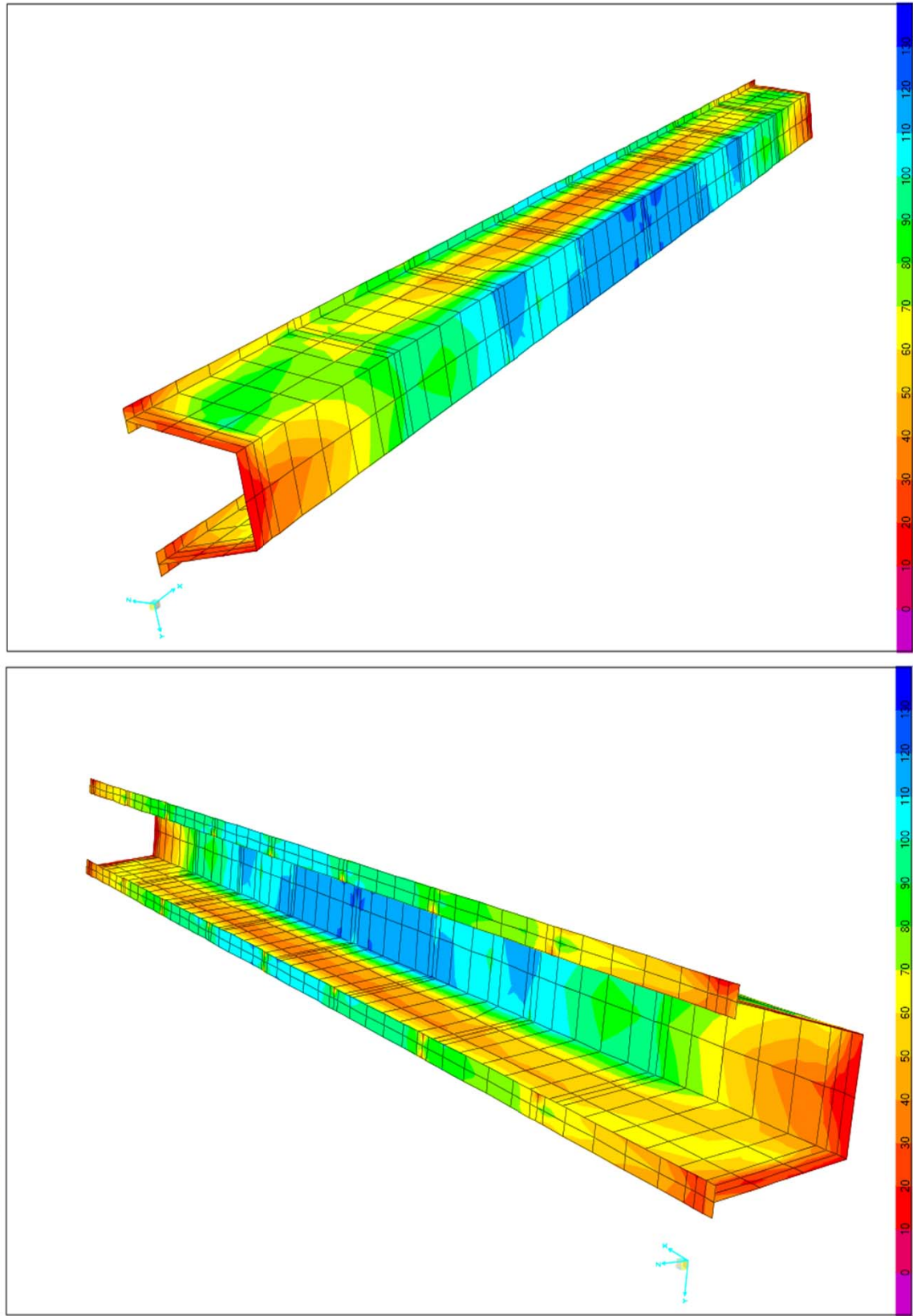
Слика 2.4.51 : Дијаграм σ_{11} [MPa]



Слика 2.4.52 : Дијаграм σ_{12} [MPa]

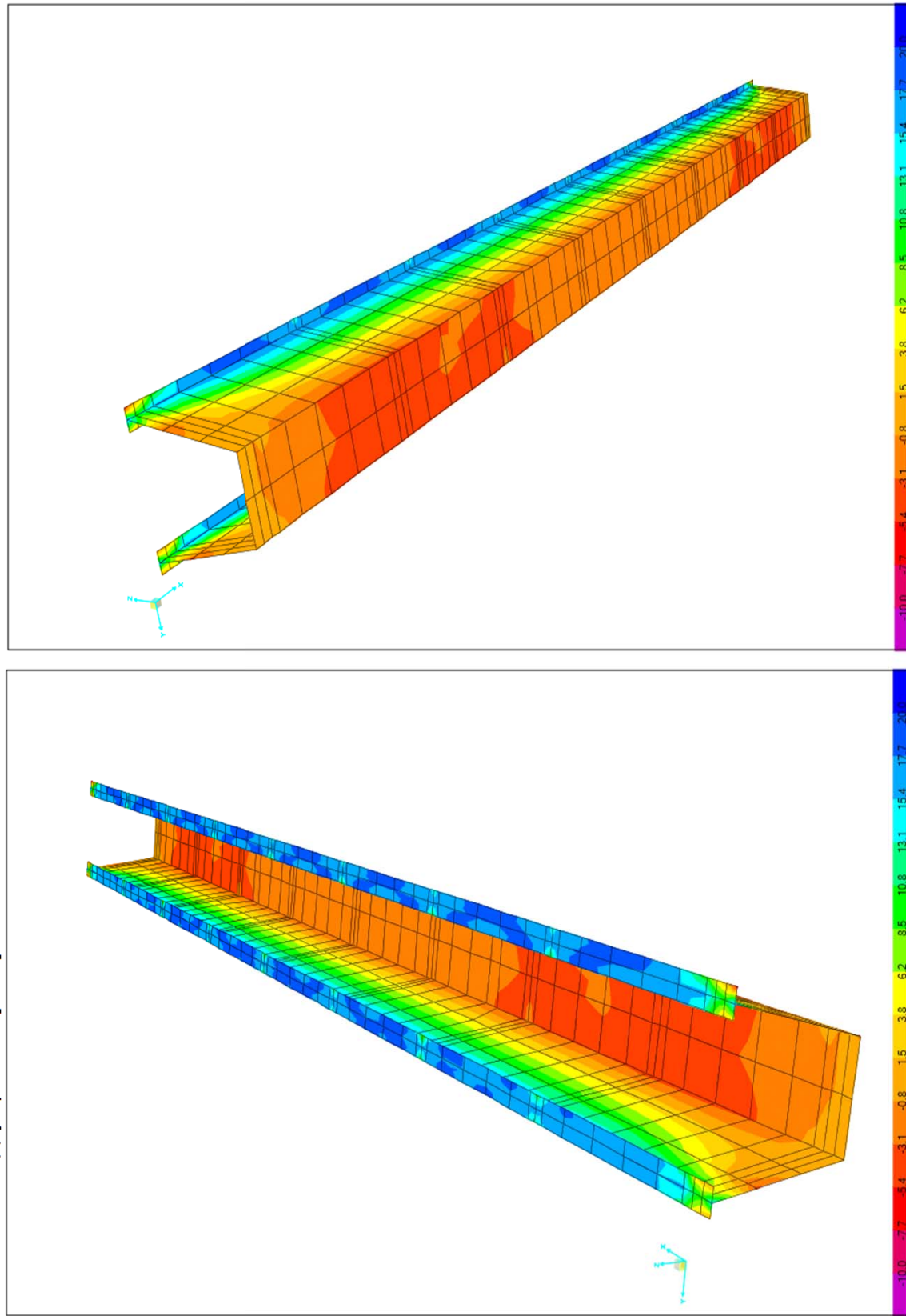


Слика 2.4.53 : Дијаграм σ_{sv} [MPa]



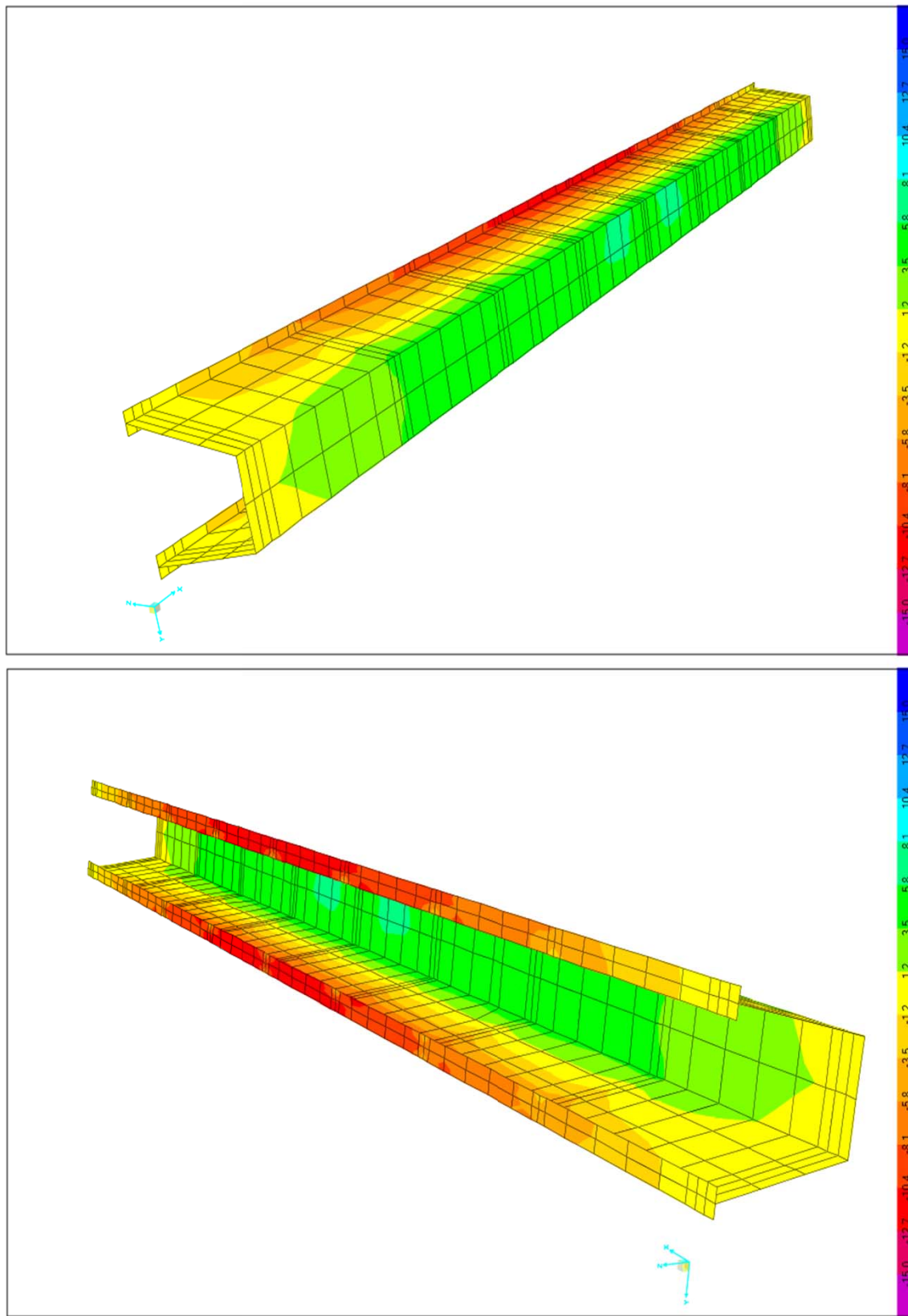
2.4.3.5. Нелинеарна температурна разлика

Слика 2.4.54 : Дијаграм σ_{11} [MPa]

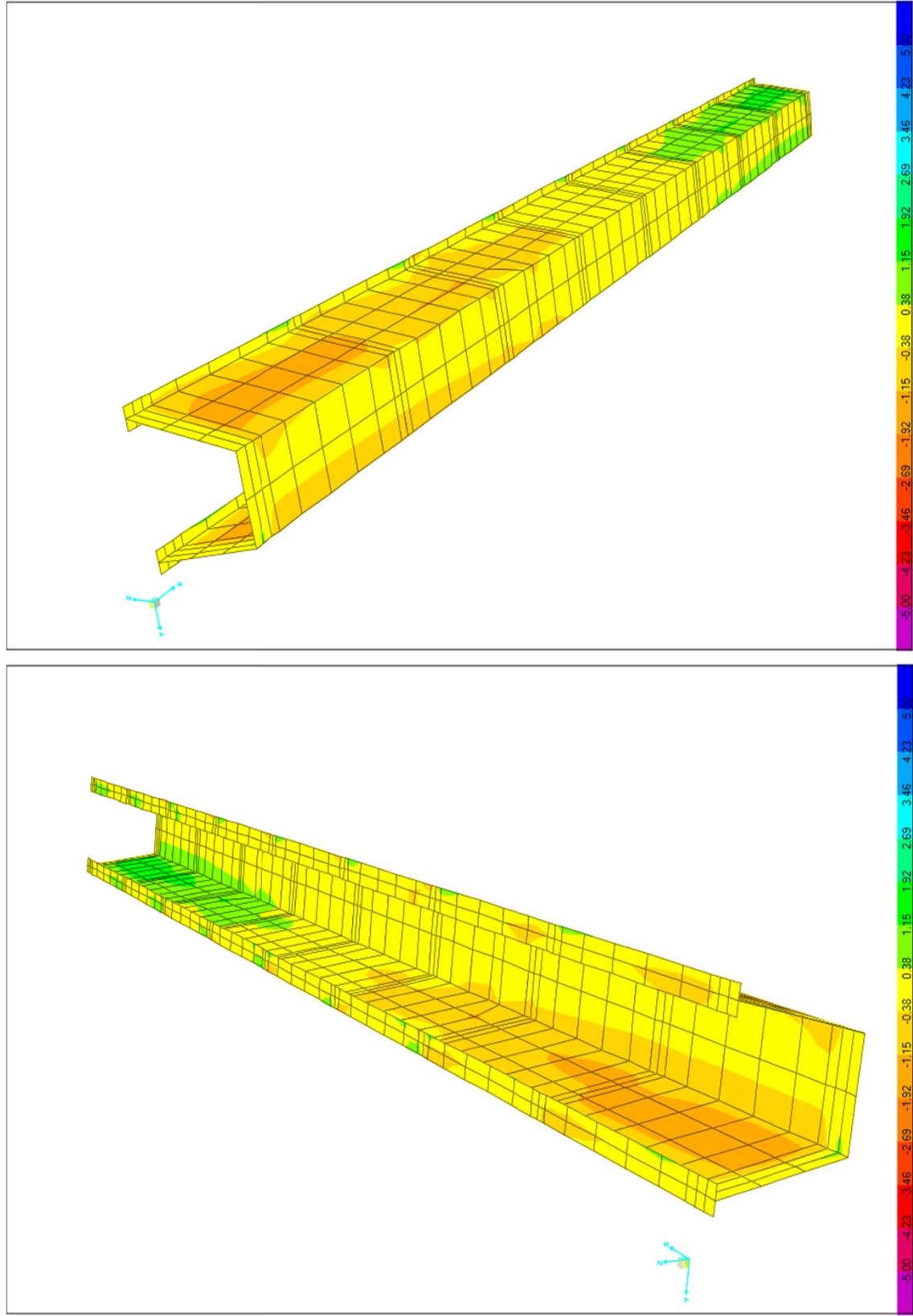


2.4.3.6. Неравномерно слегање привремених ослонаца

Слика 2.4.55 : Дијаграм σ_{11} [MPa]

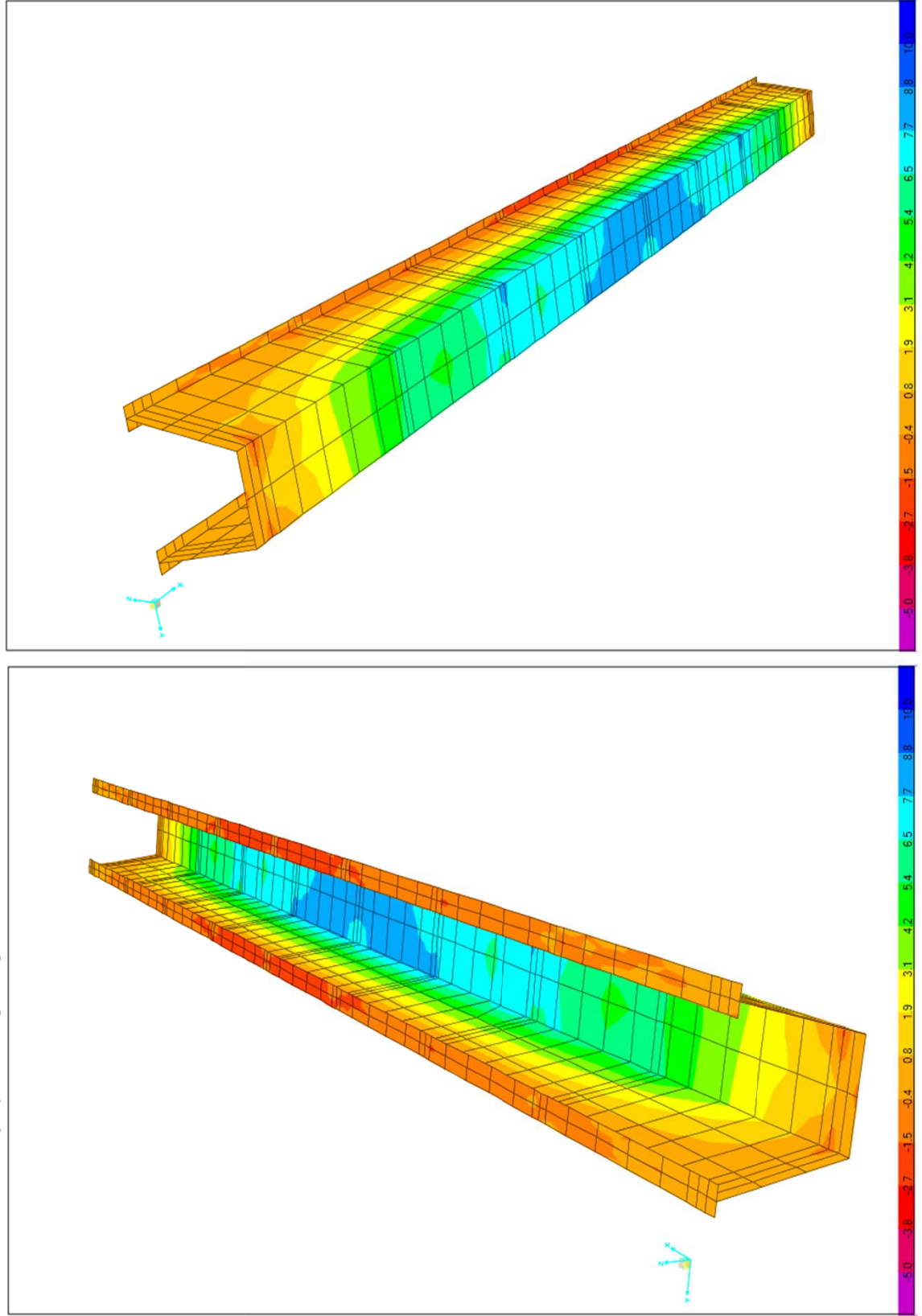


Слика 2.4.56 : Дијаграм σ_{12} [MPa]

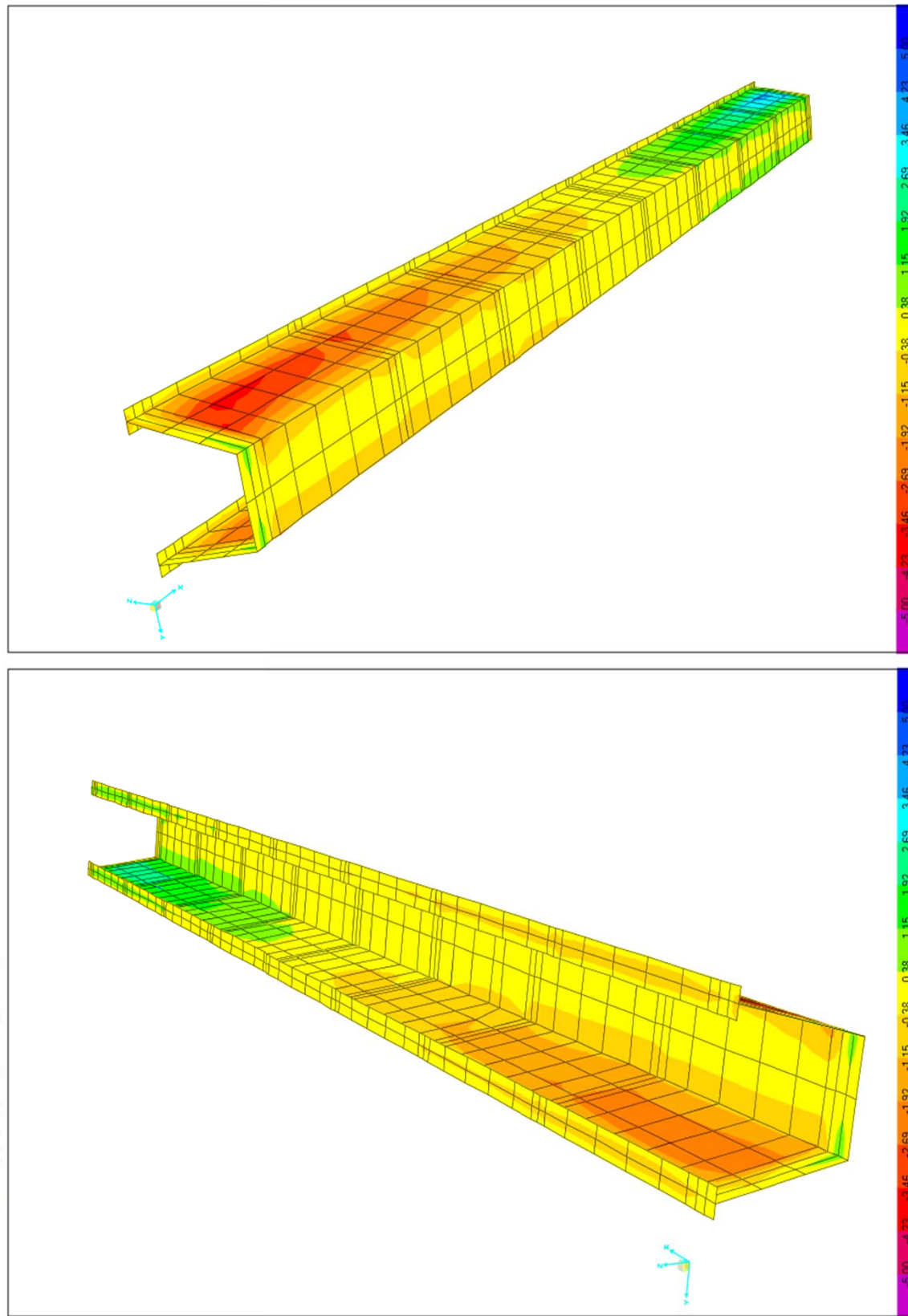


2.4.3.7 Опрема и особље за време изградње

Слика 2.4.57 : Дијаграм σ_{11} [MPa]

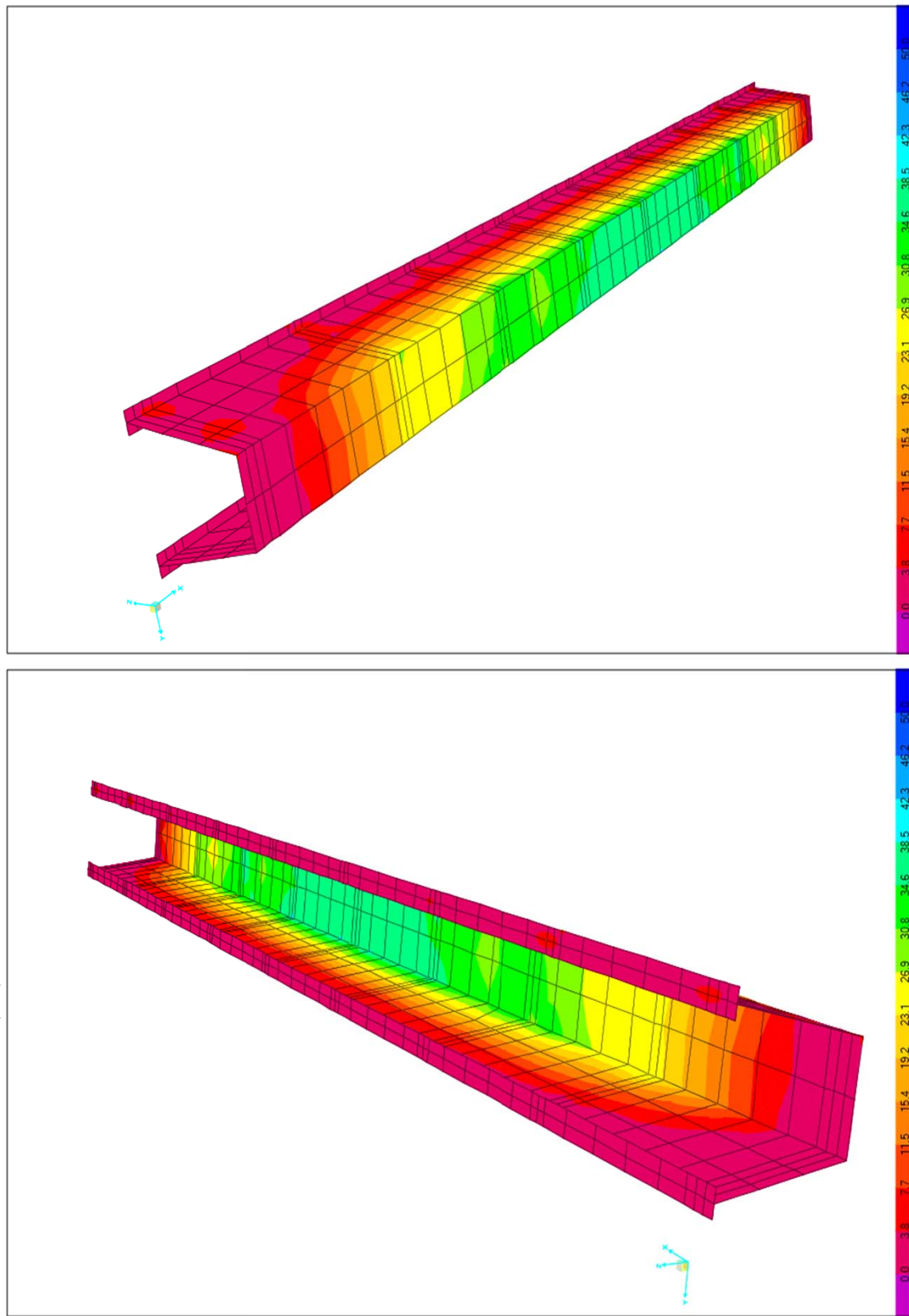


Слика 2.4.58 : Дијаграм σ_{12} [MPa]

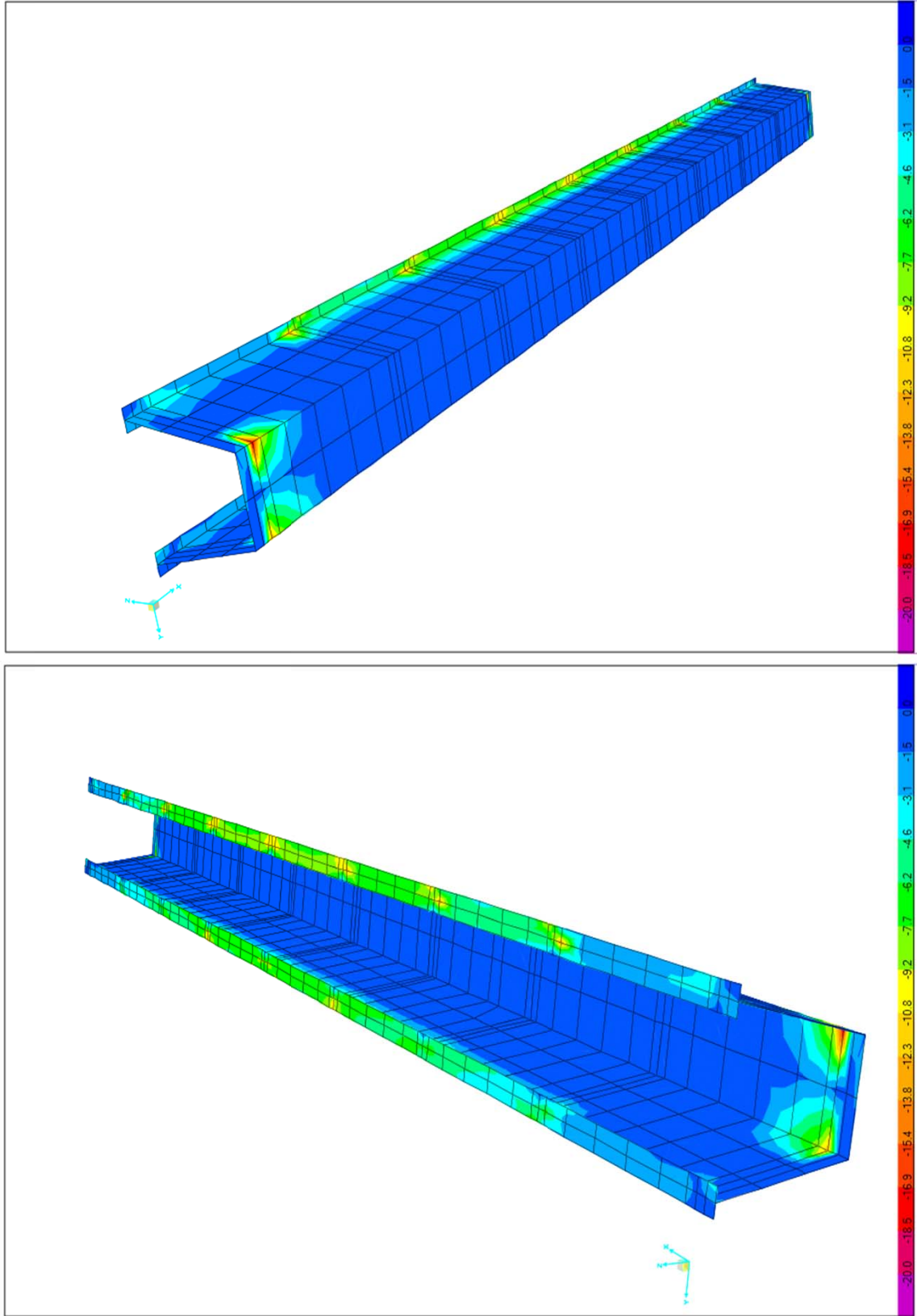


2.4.3.8. Шема оптерећења LM71-1. колосек

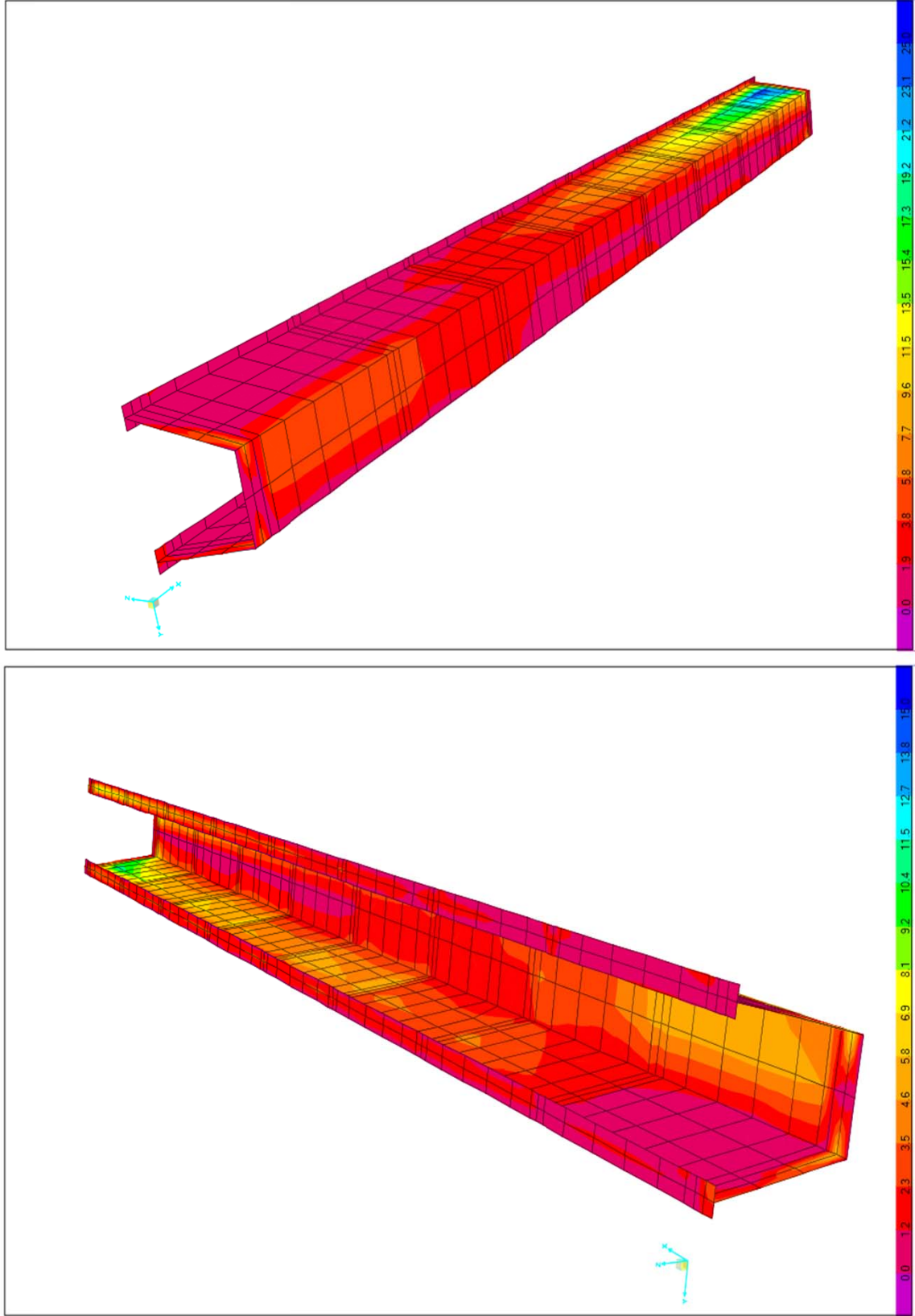
Слика 2.4.59 : Дијаграм σ_{11} (max) [MPa]



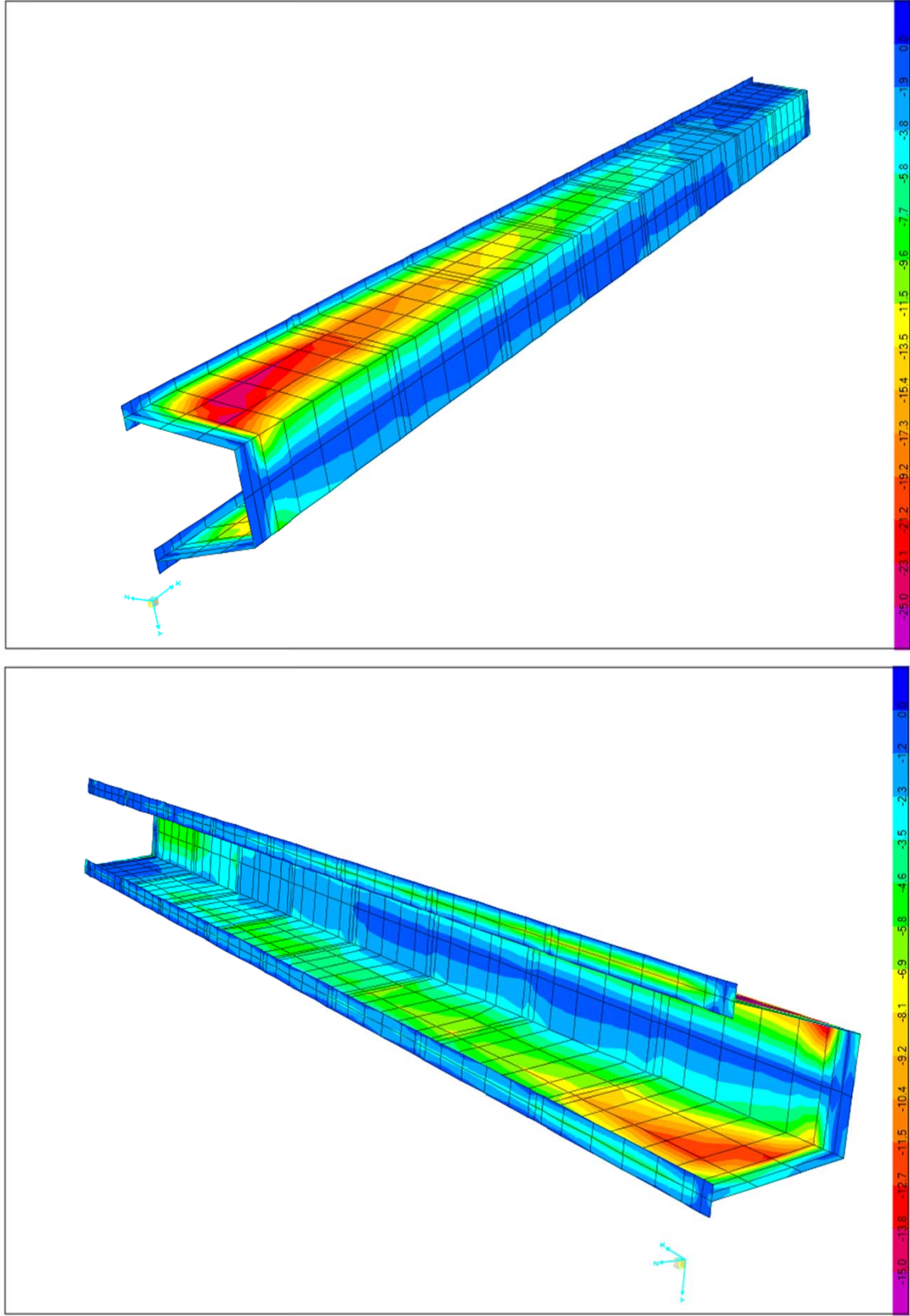
Слика 2.4.60 : Дијаграм σ_{11} (min) [MPa]



Слика 2.4.61 : Дијаграм σ_{12} (max) [MPa]

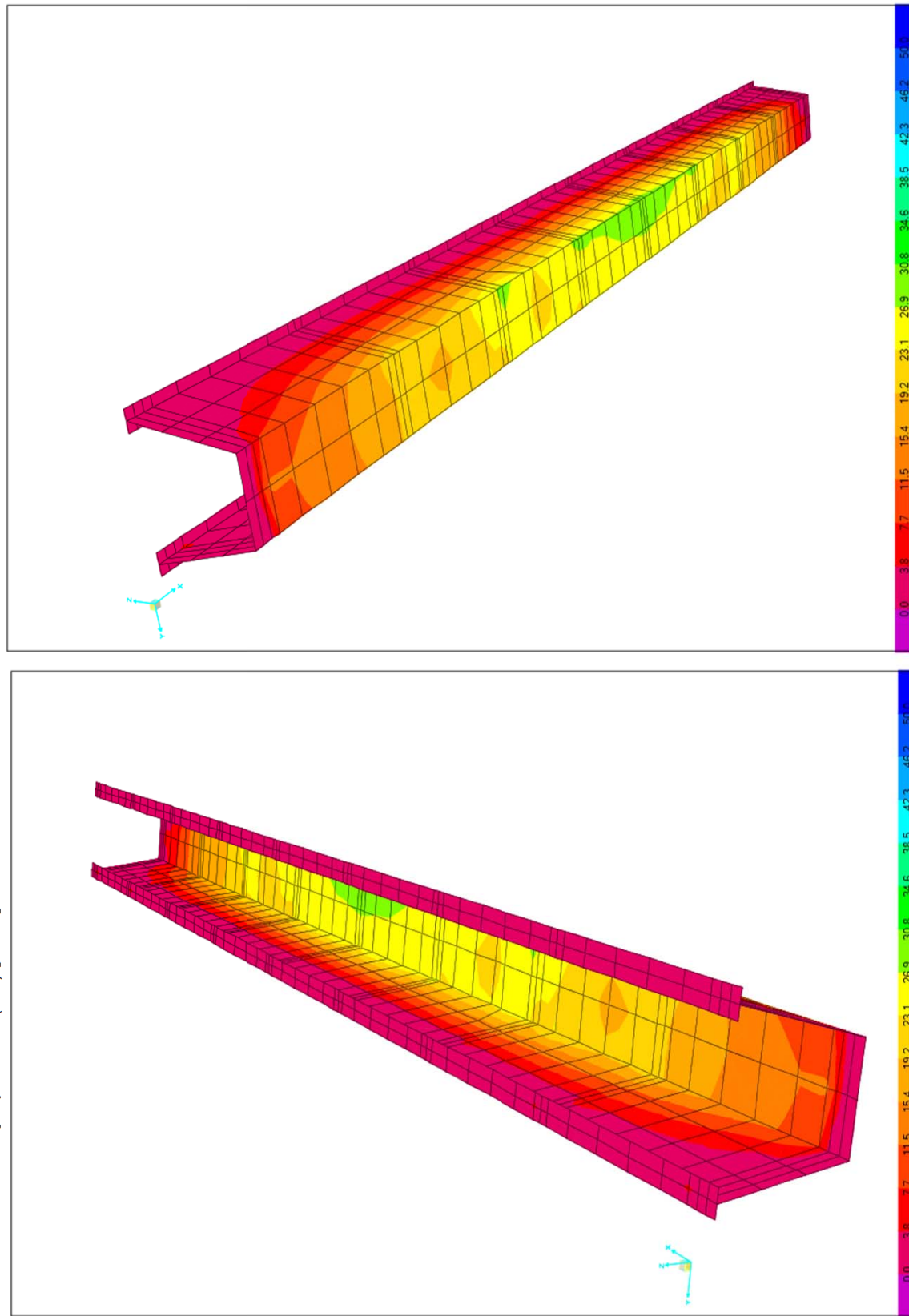


Слика 2.4.62 : Дијаграм σ_{12} (min) [MPa]

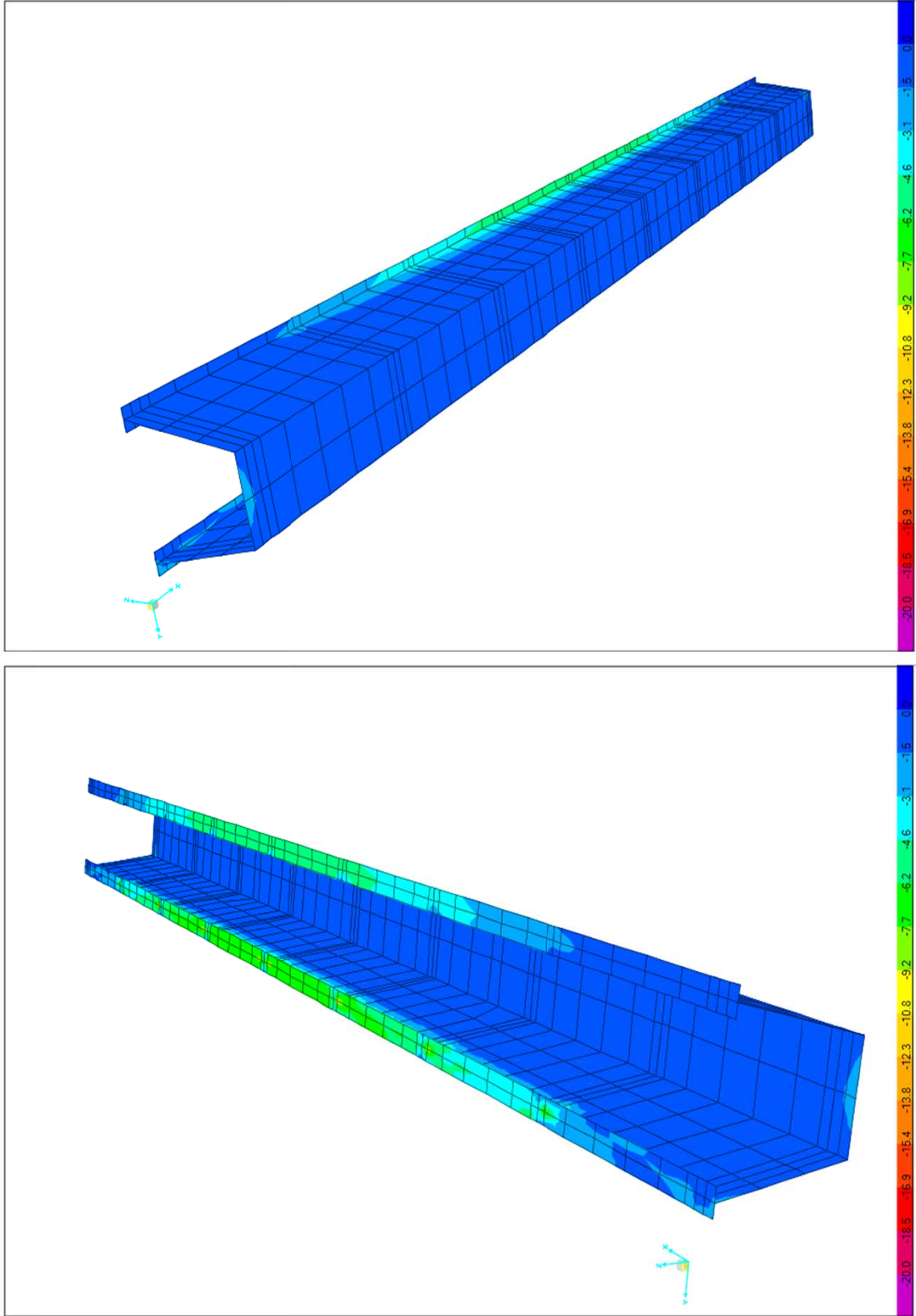


2.4.3.9. Шема оптерећења LM71-2.колосек

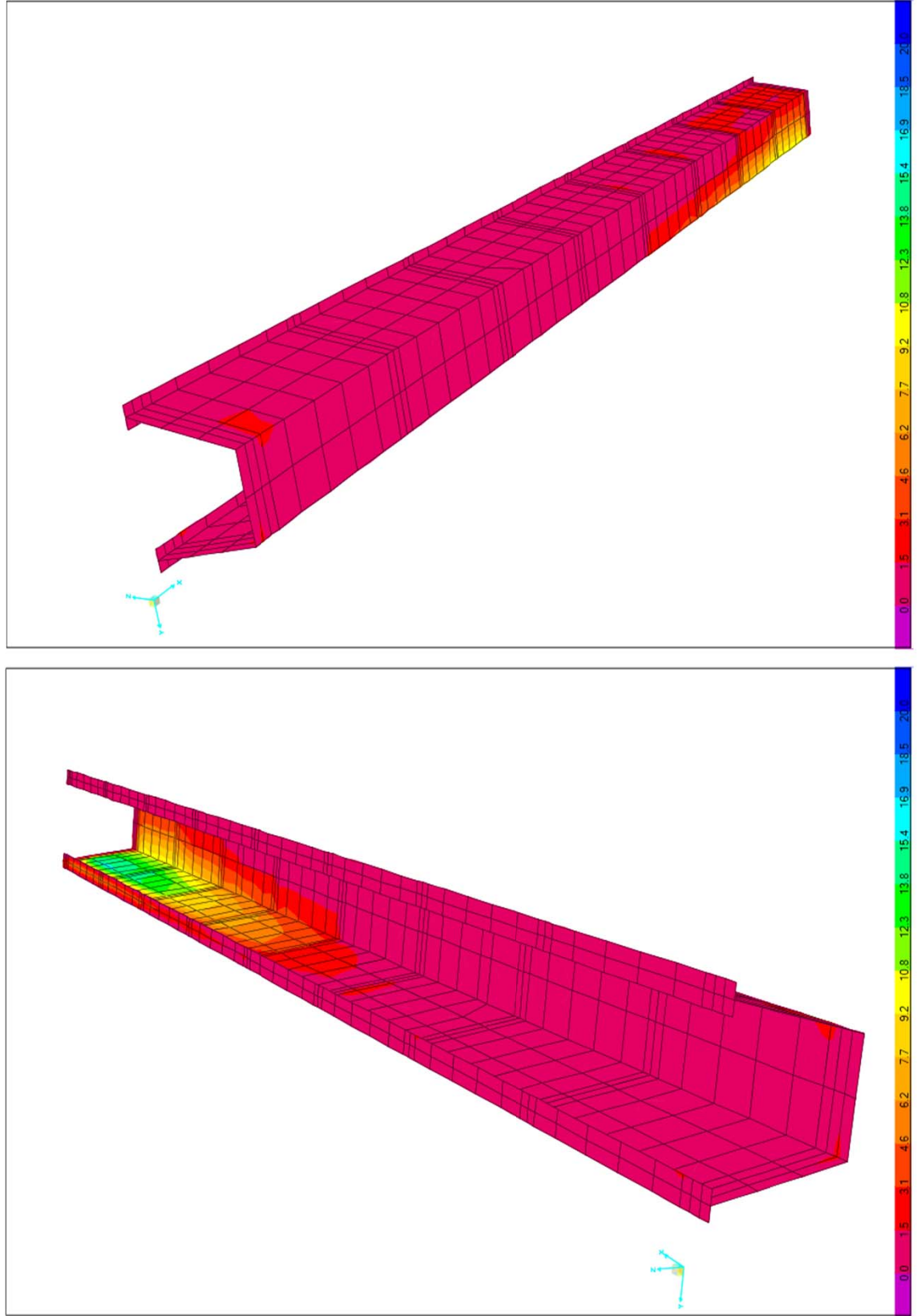
Слика 2.4.63 : Дијаграм σ_{11} (max) [MPa]



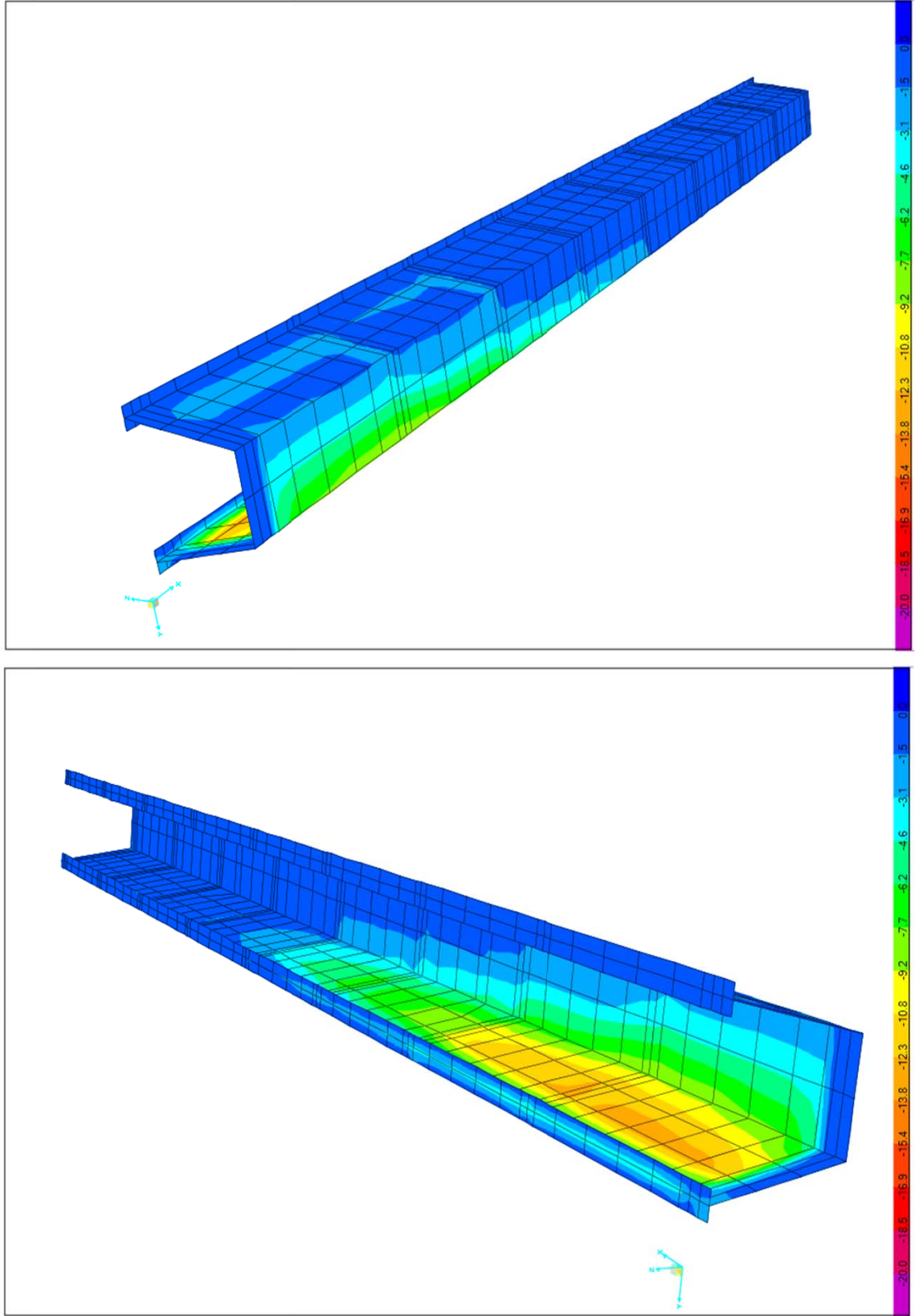
Слика 2.4.64 : Дијаграм σ_{11} (min) [MPa]



Слика 2.4.65 : Дијаграм σ_{12} (max) [MPa]

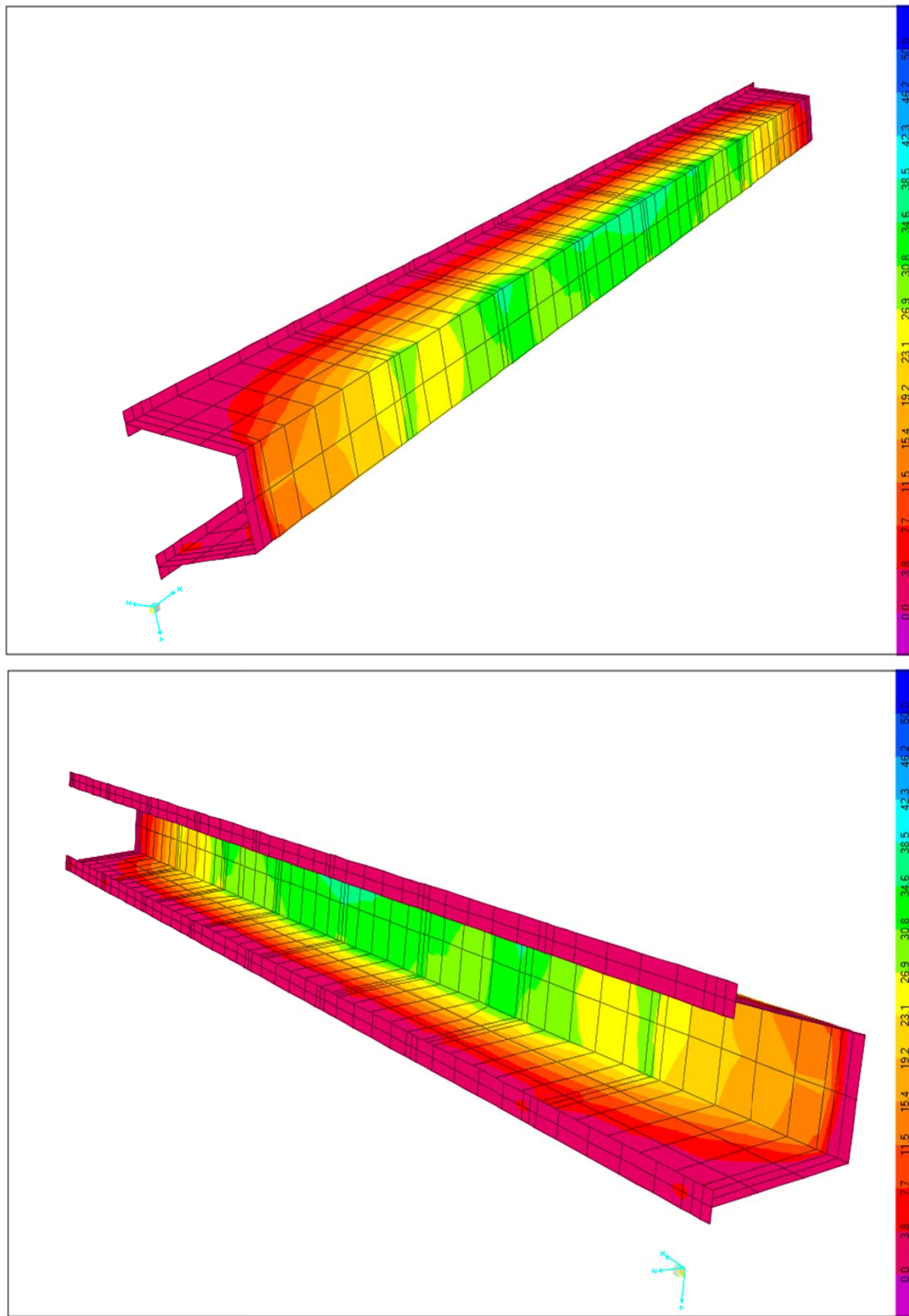


Слика 2.4.66 : Дијаграм σ_{12} (min) [MPa]

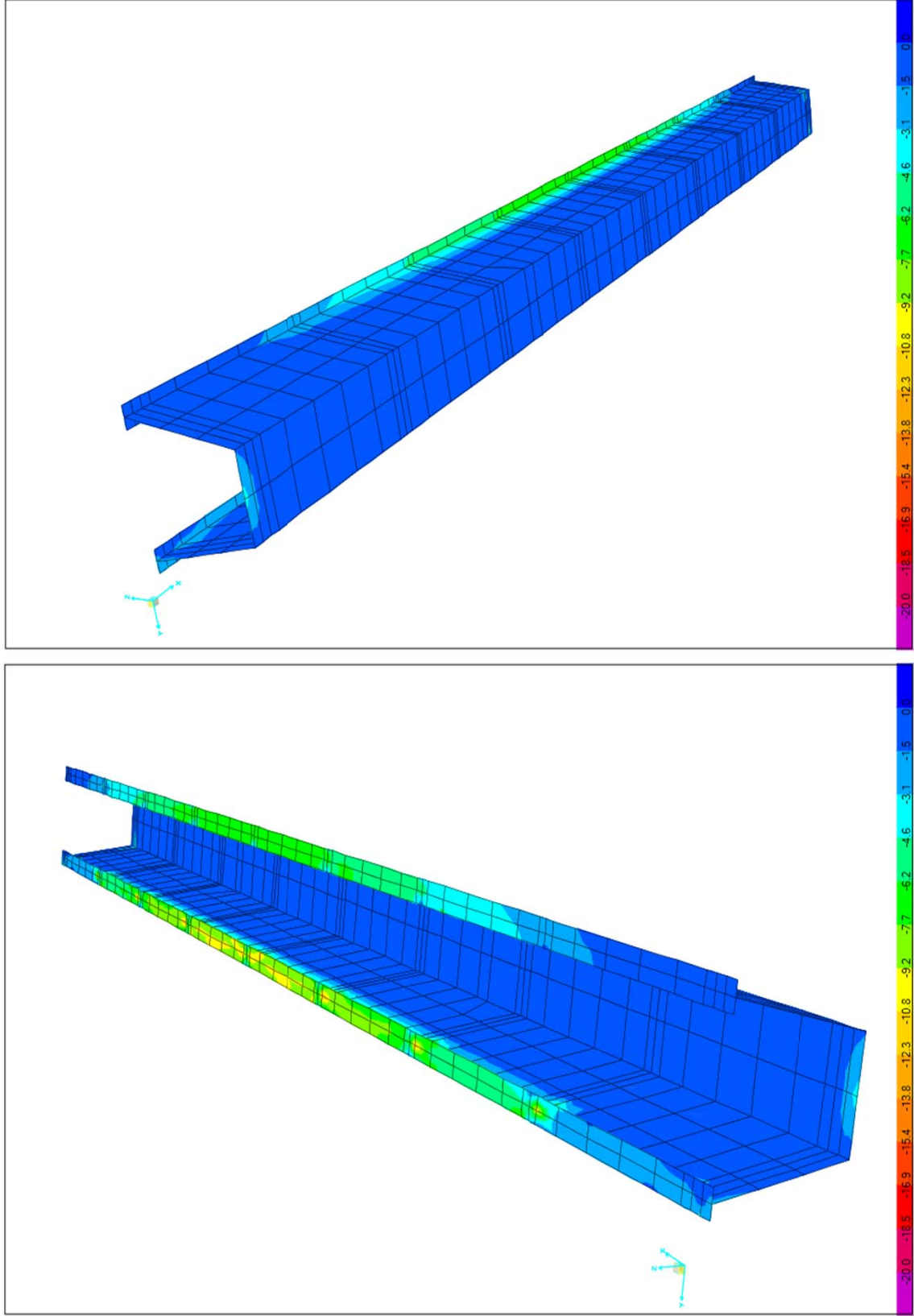


2.4.3.10. Шема оптерећења SW/2-2.колосек

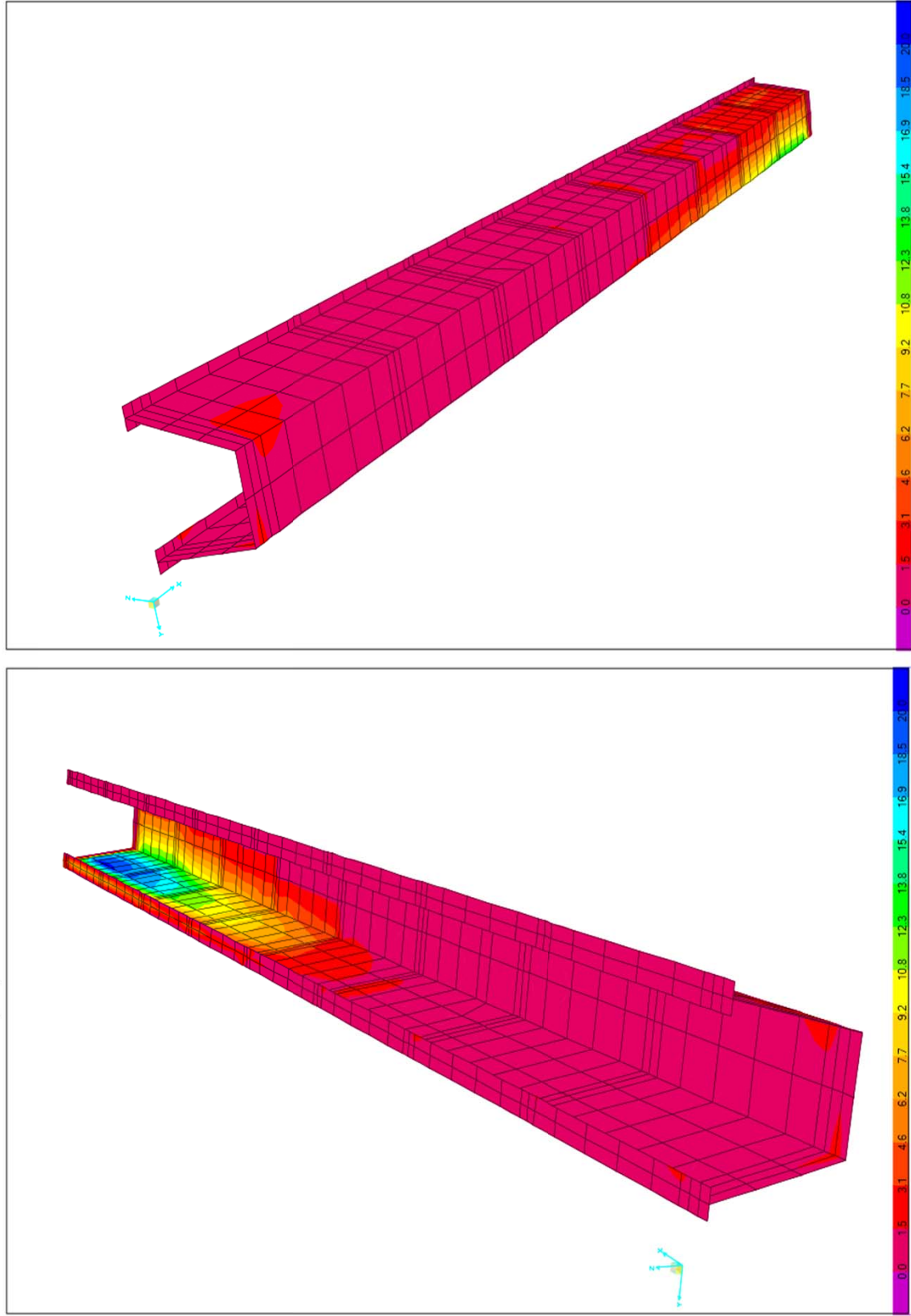
Слика 2.4.67 : Дијаграм σ_{11} (max) [MPa]



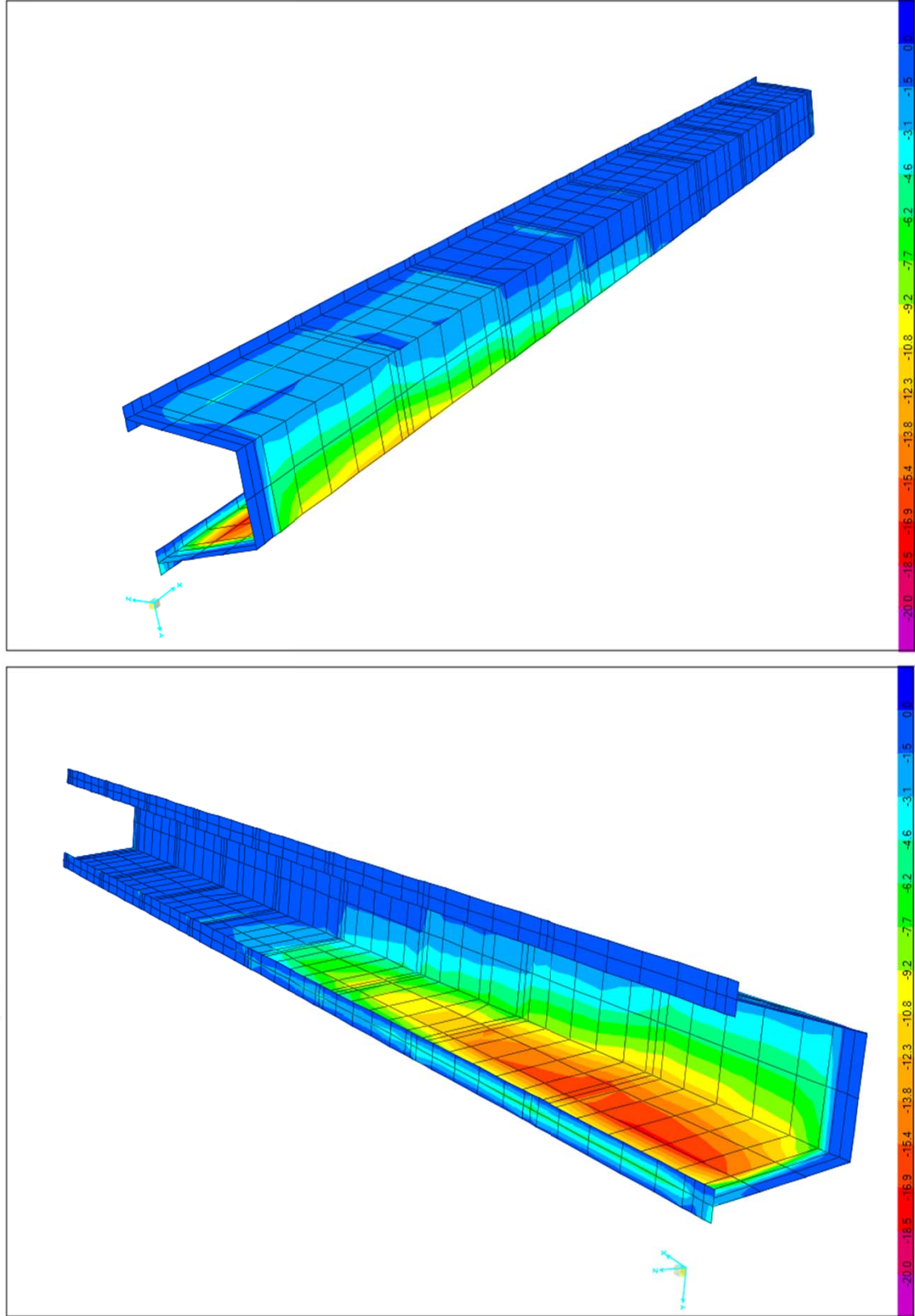
Слика 2.4.68 : Дијаграм σ_{11} (min) [MPa]



Слика 2.4.69 : Дијаграм σ_{12} (max) [MPa]

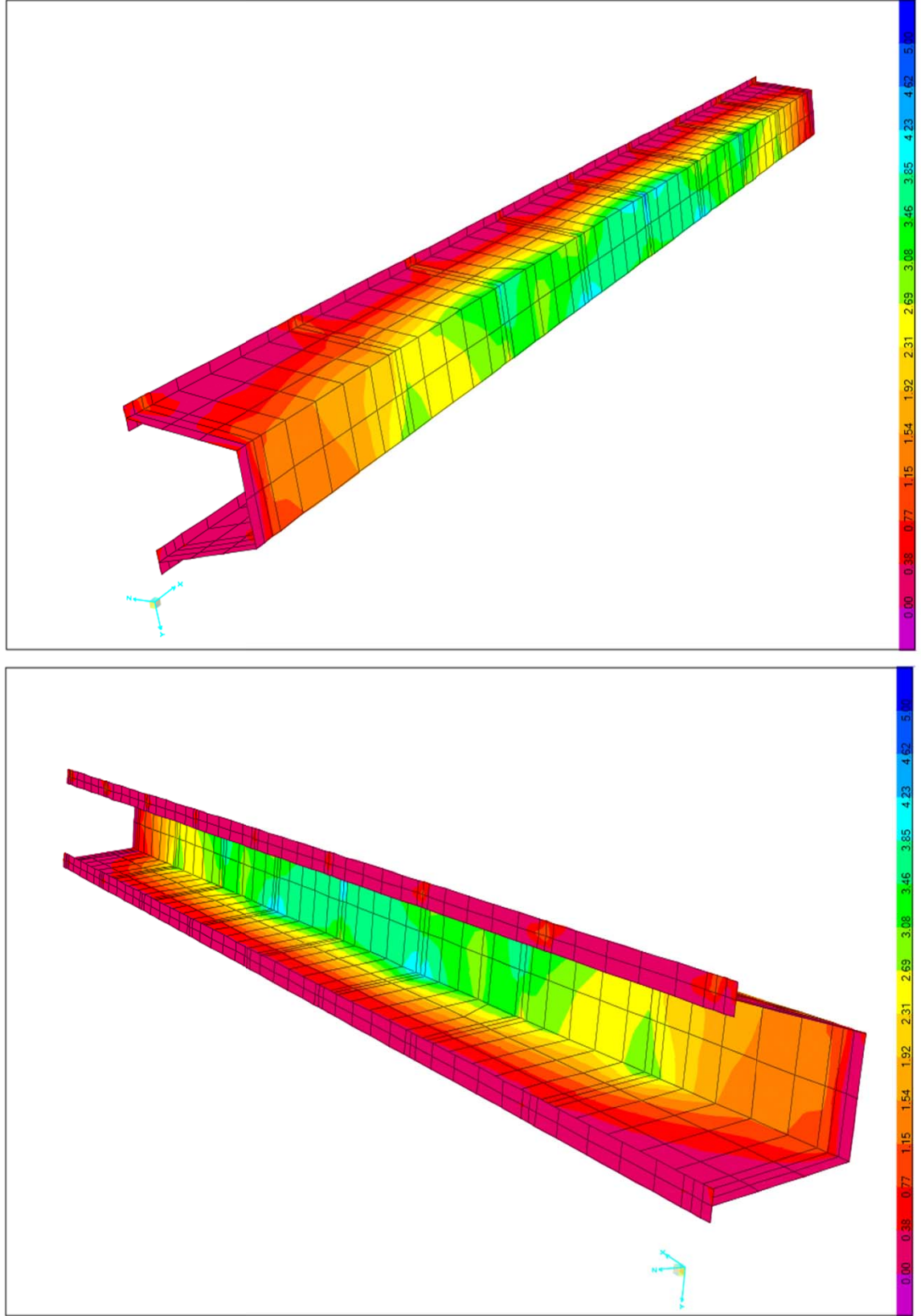


Слика 2.4.70 : Дијаграм σ_{12} (min) [MPa]

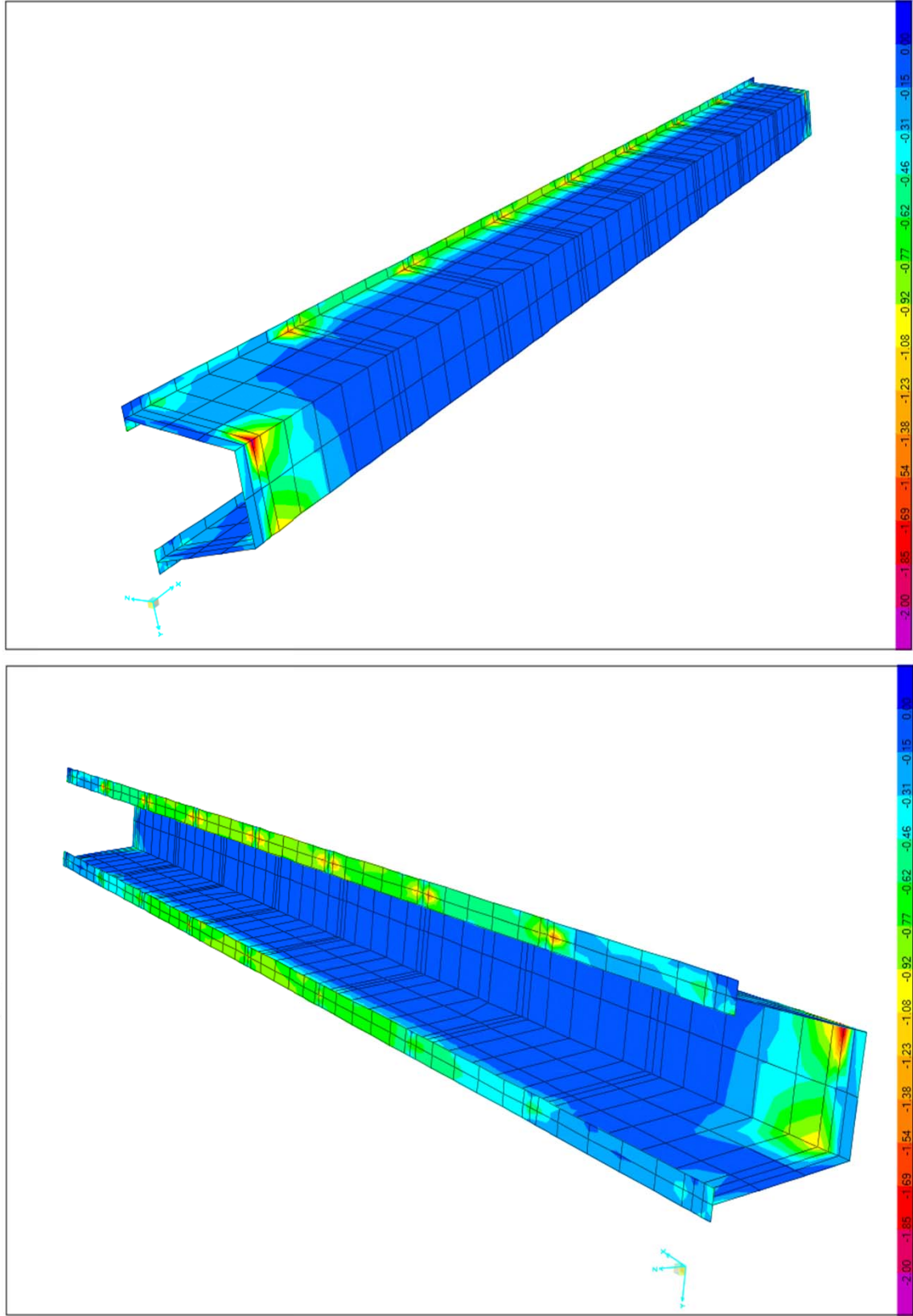


2.4.3.11. Оптерећење са ревизионе стазе

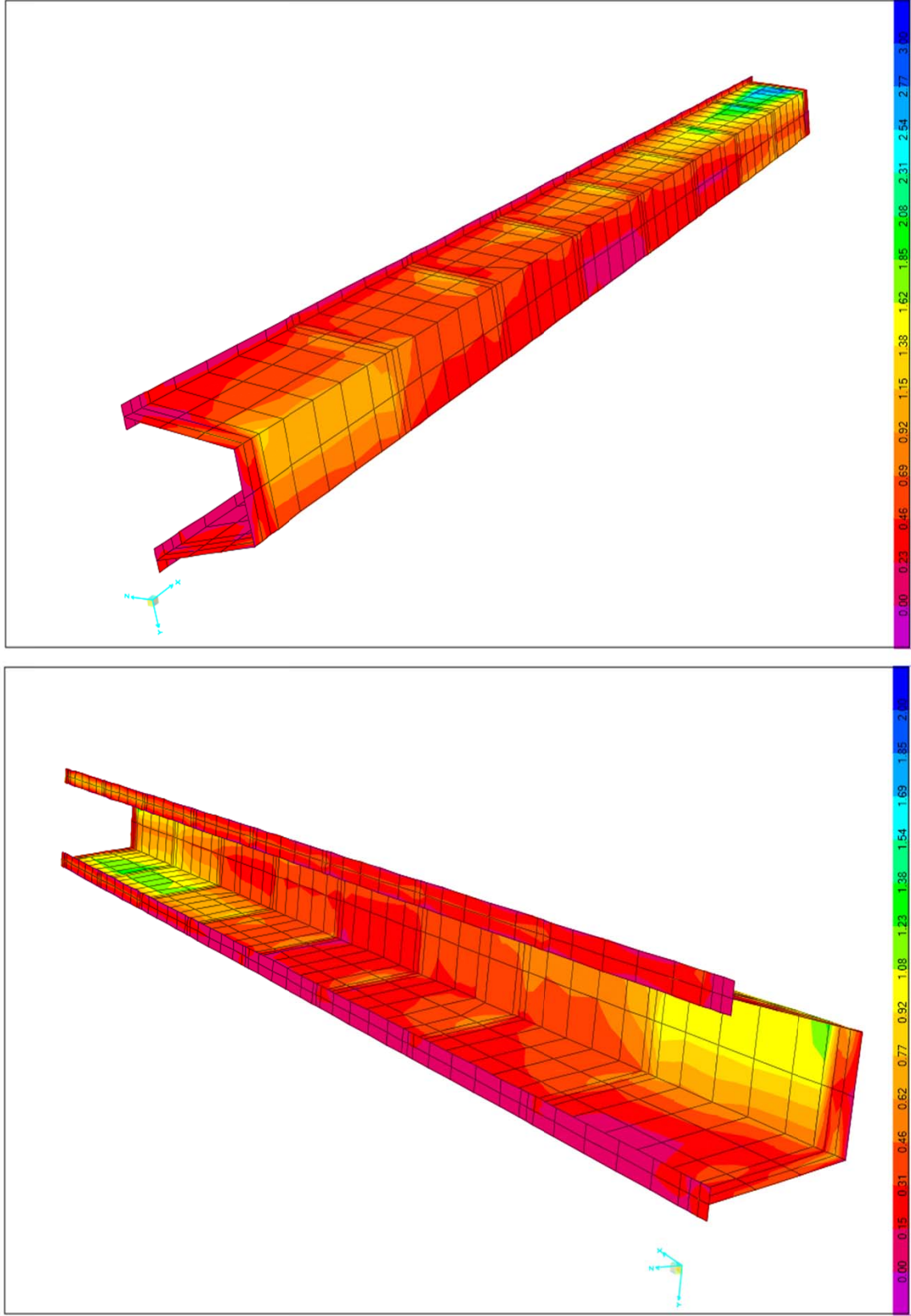
Слика 2.4.71 : Дијаграм σ_{11} (max) [MPa]



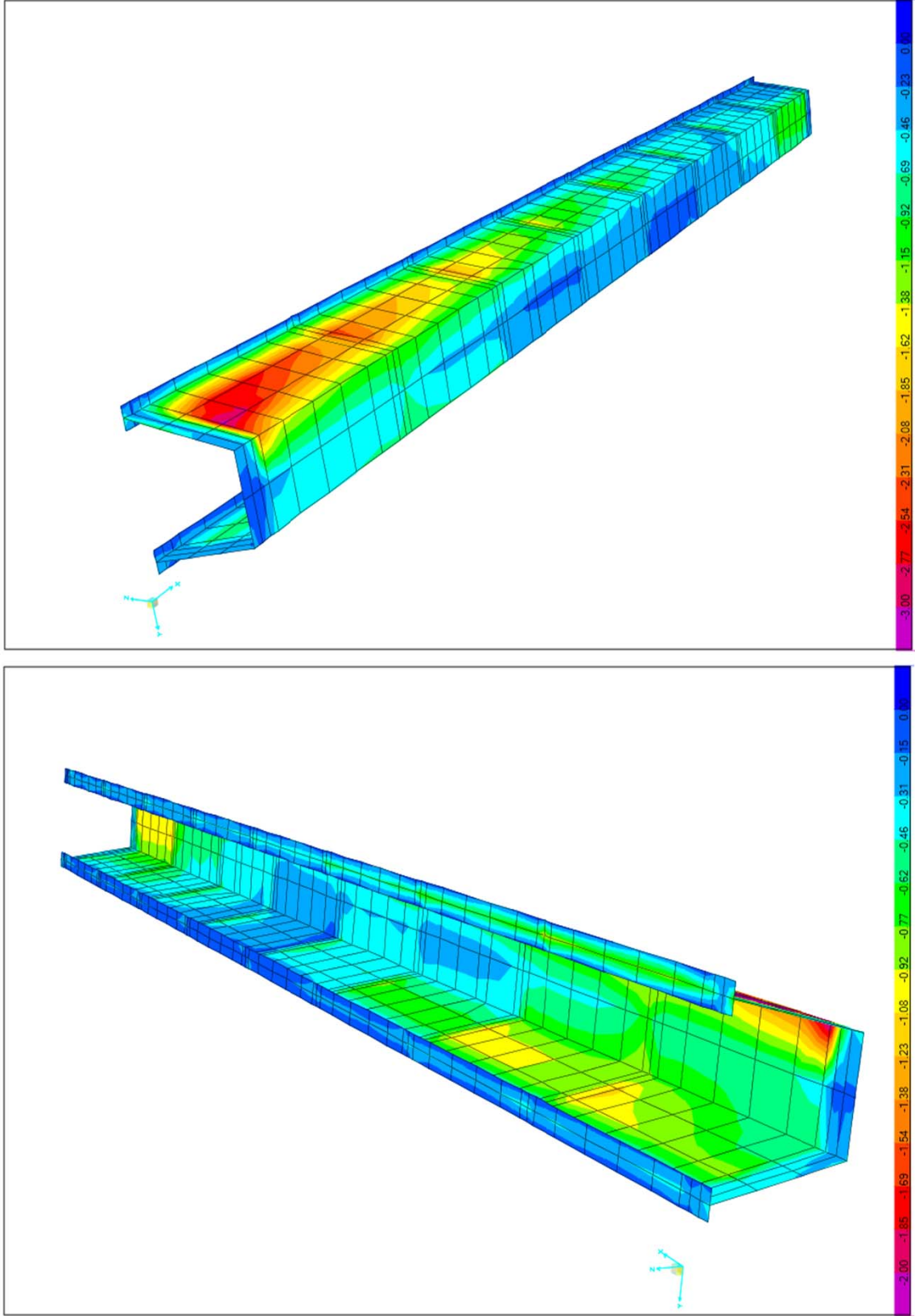
Слика 2.4.72 : Дијаграм σ_{11} (min) [MPa]



Слика 2.4.73 : Дијаграм σ_{12} (max) [MPa]



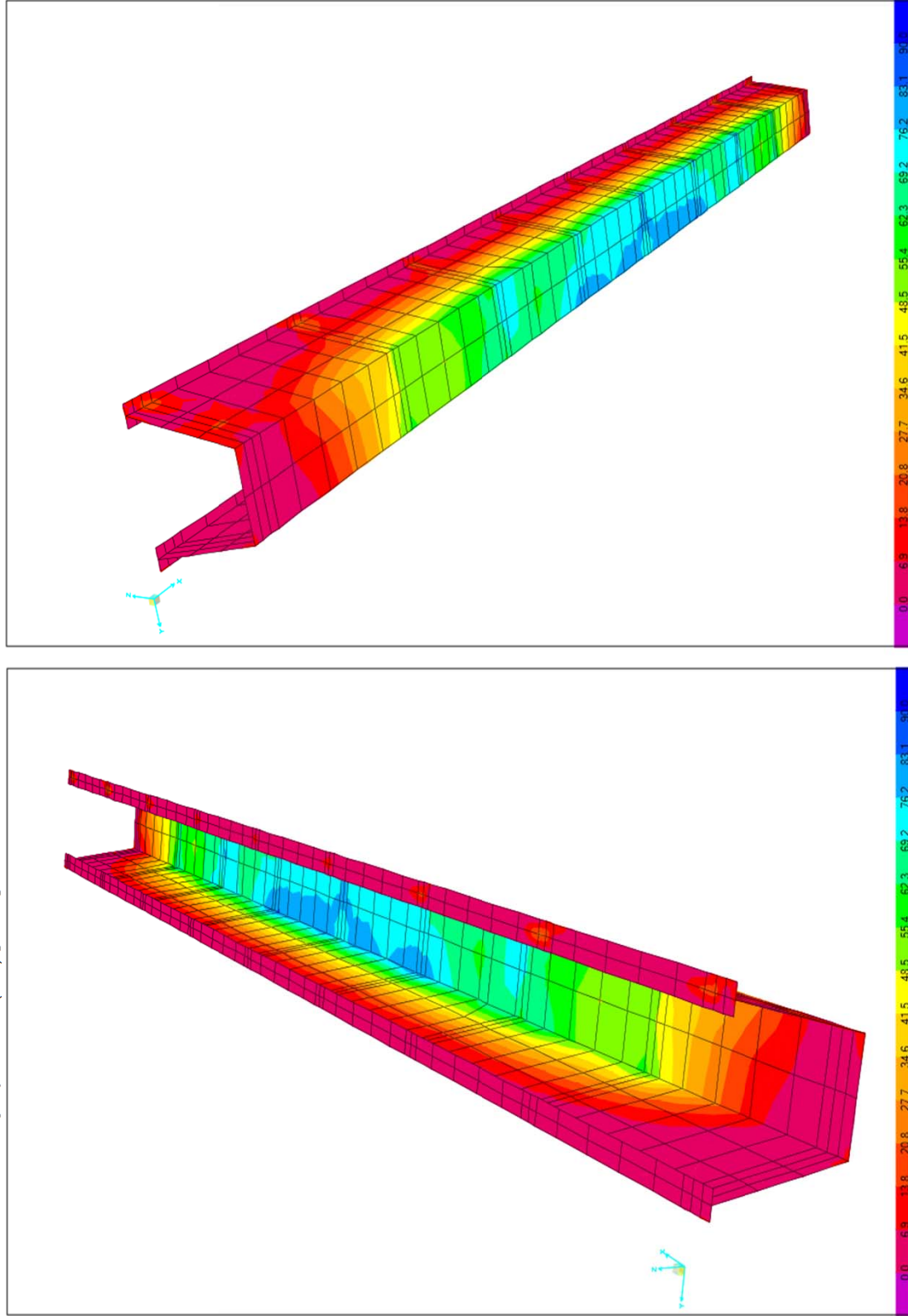
Слика 2.4.74 : Дијаграм σ_{12} (min) [MPa]



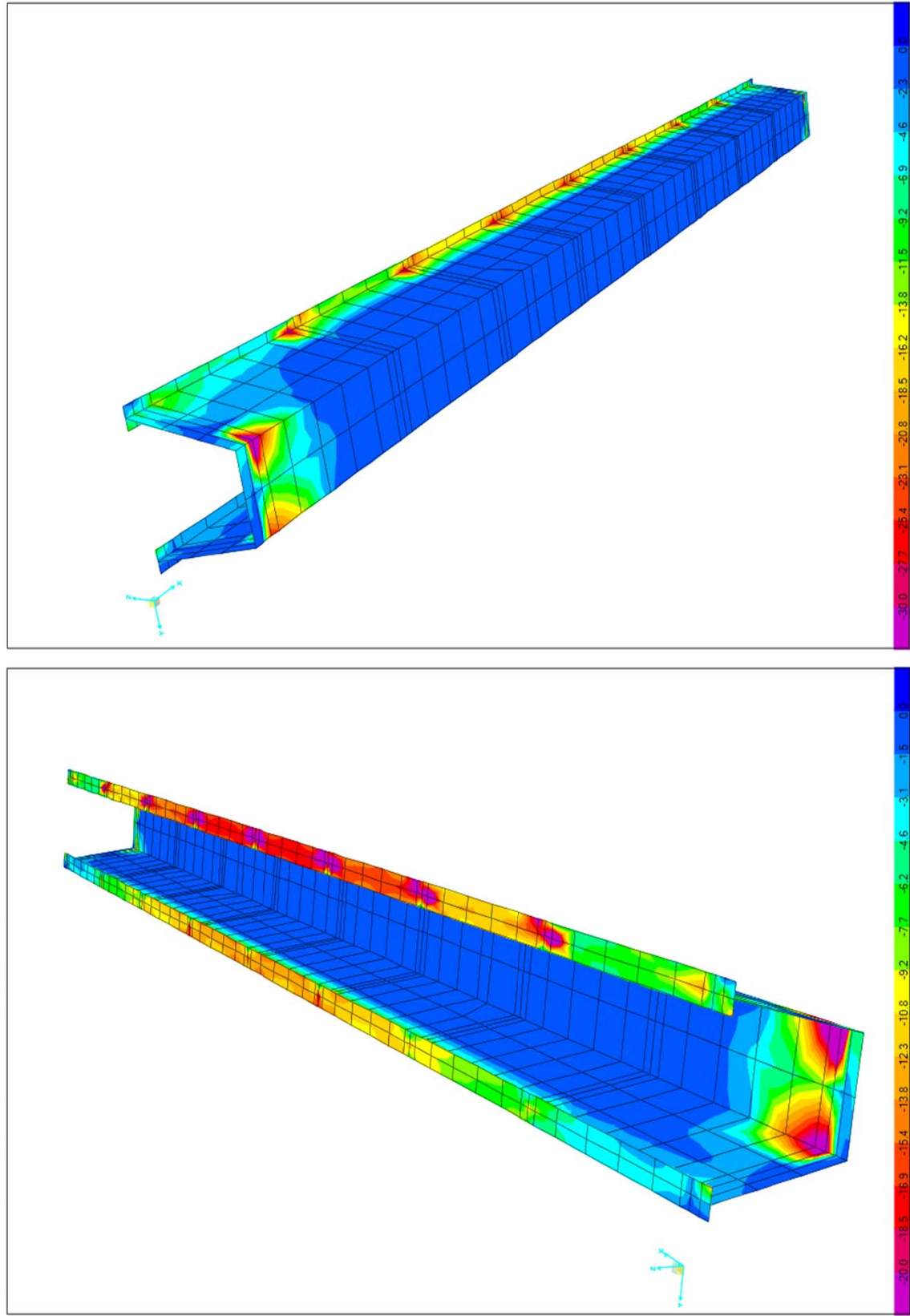
2.4.3.12. Исклизивање воза из шина (Инцидентно дејство)

Пројектна ситуација I

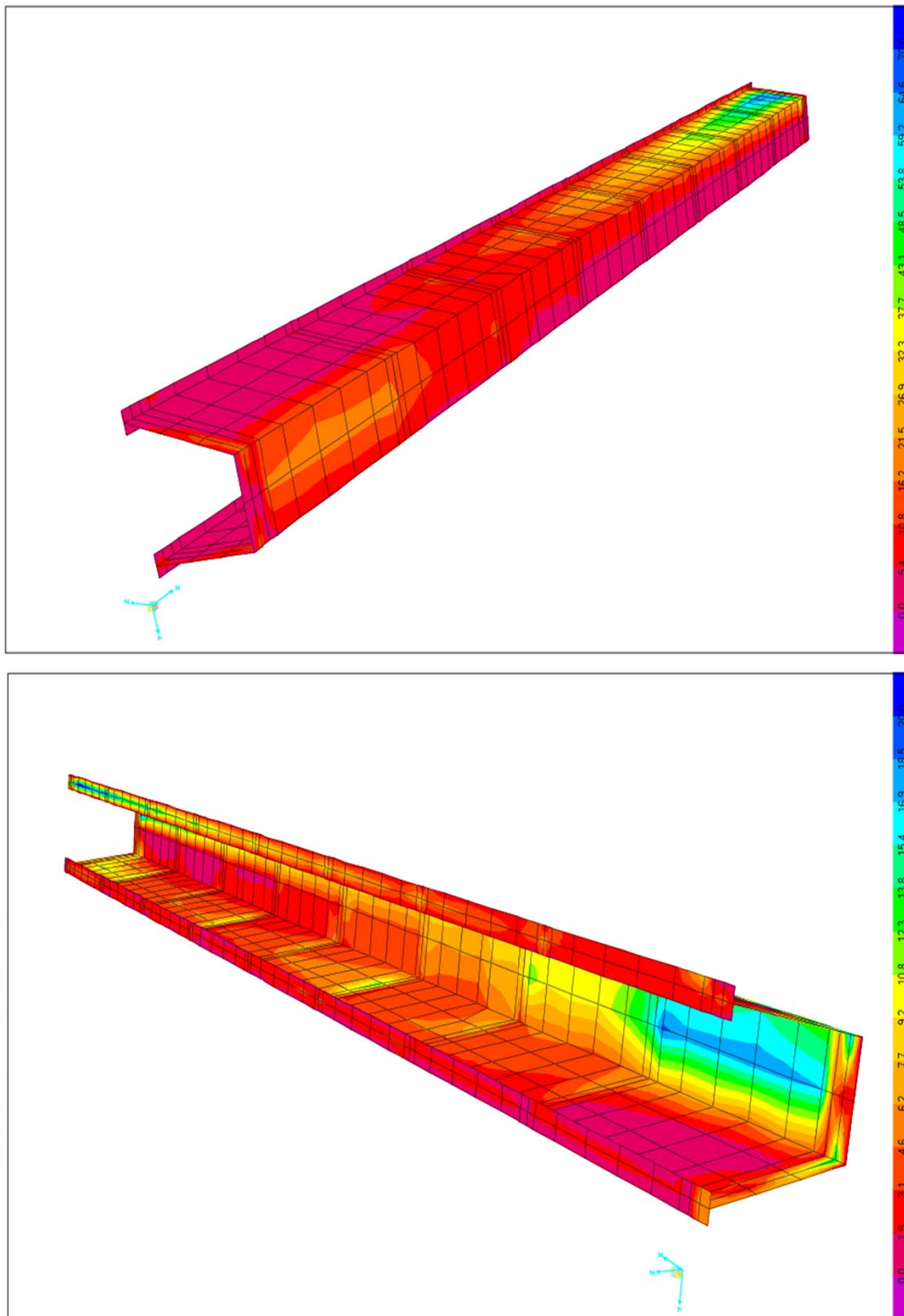
Слика 2.4.75 : Дијаграм σ_{11} (max) [MPa]



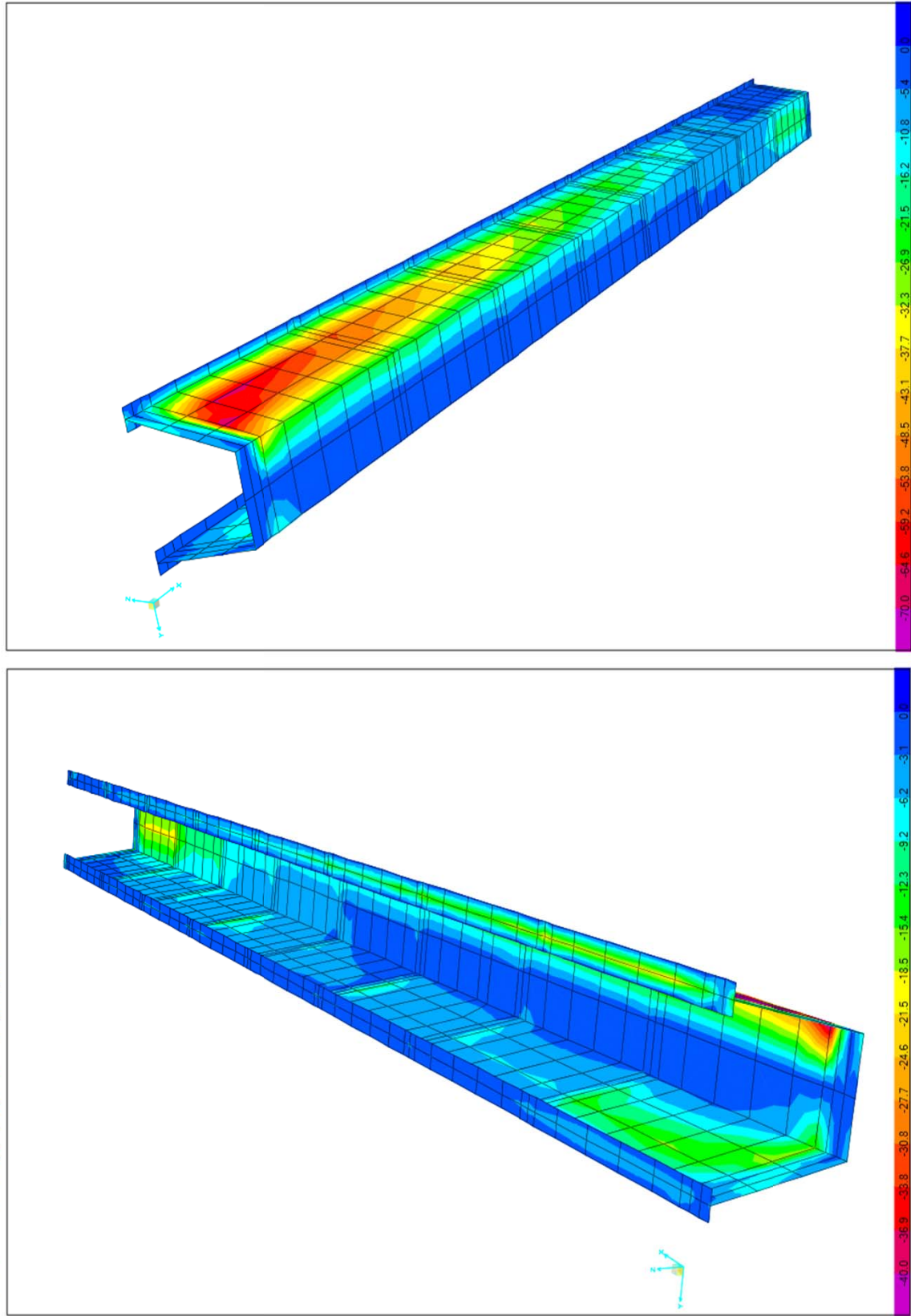
Слика 2.4.76 : Дијаграм σ_{11} (min) [MPa]



Слика 2.4.77 : Дијаграм σ_{12} (max) [MPa]

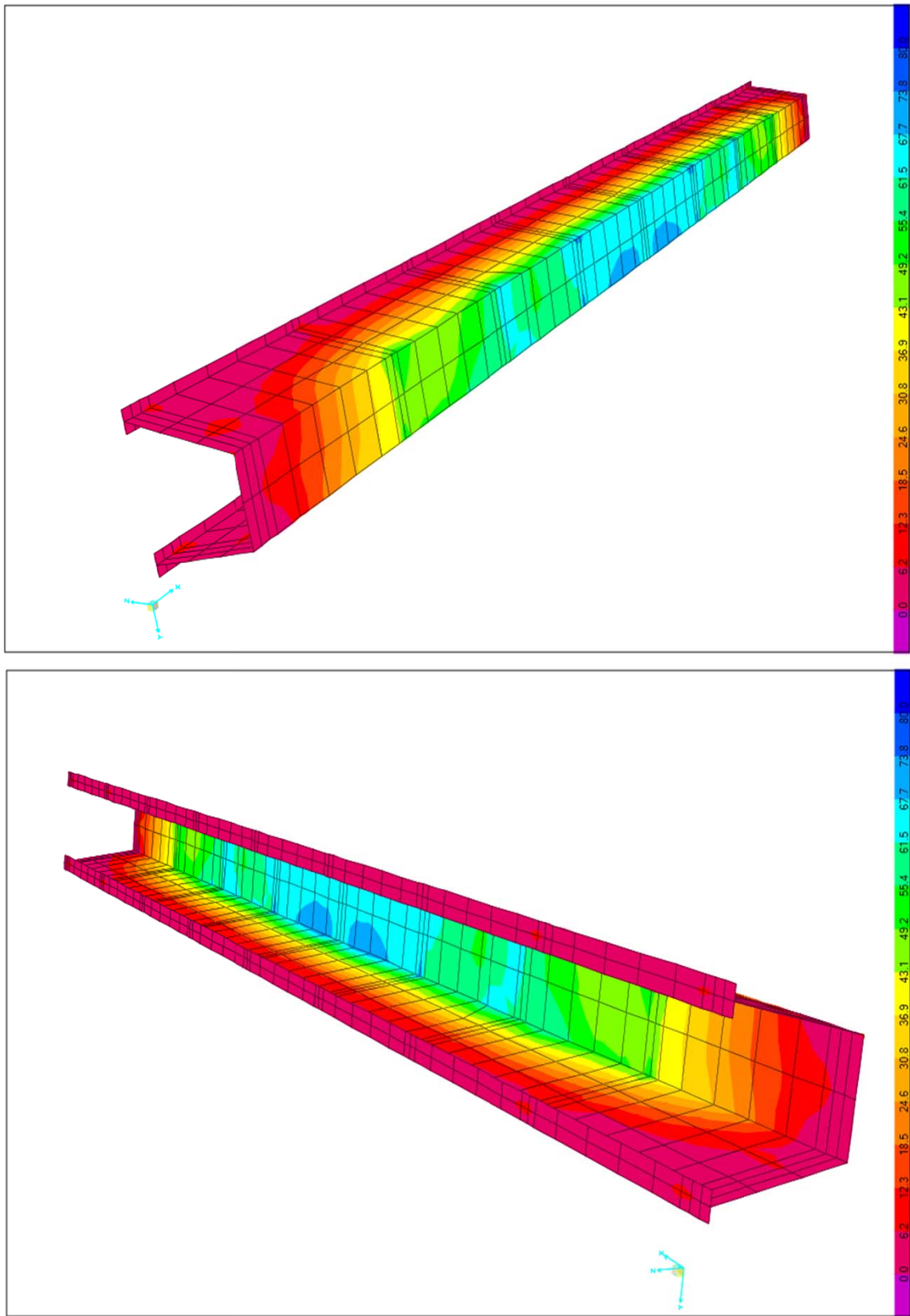


Слика 2.4.78 : Дијаграм σ_{12} (min) [MPa]

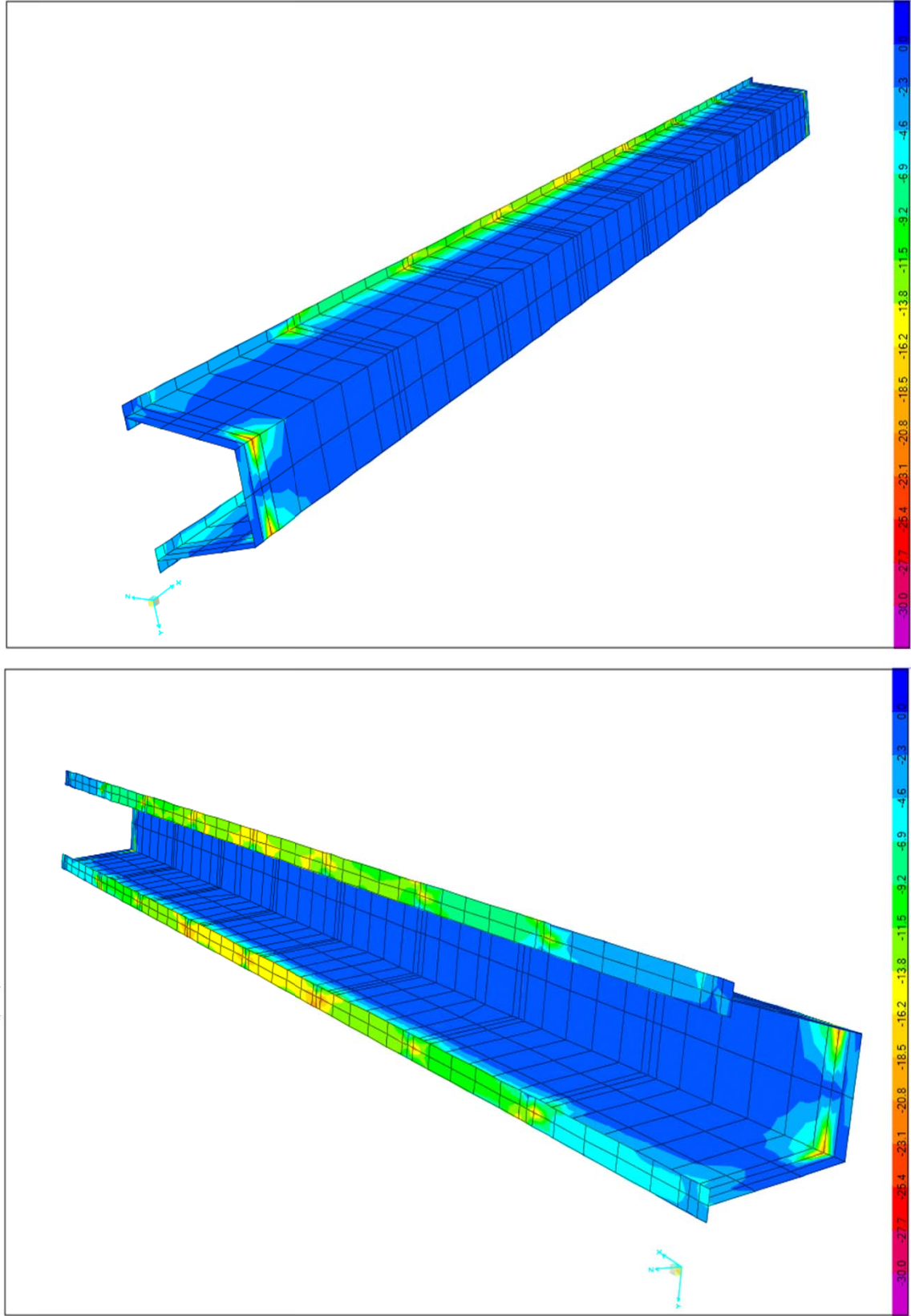


Пројектна ситуација I - исклизивање ка унутра

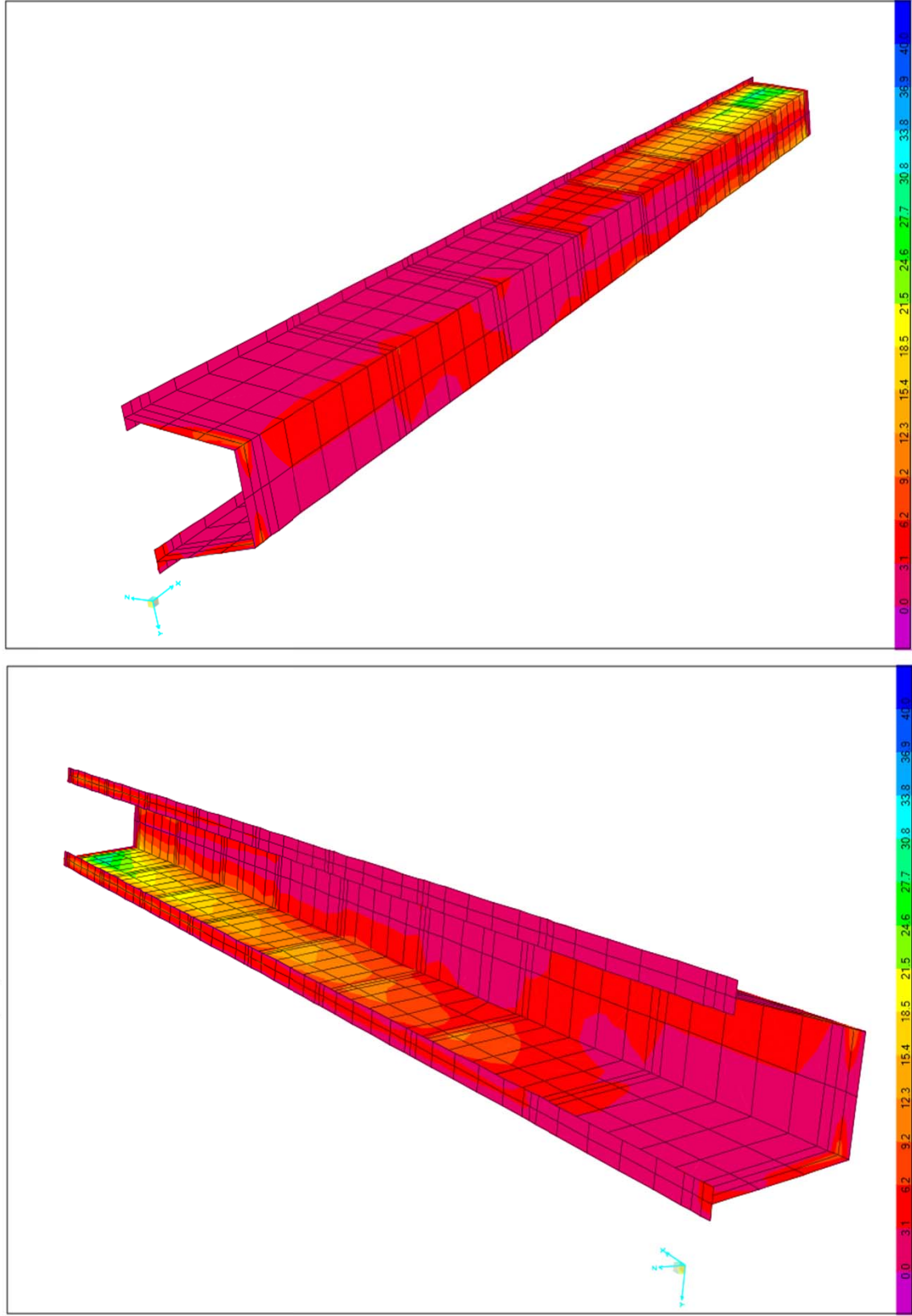
Слика 2.4.79 : Дијаграм σ_{11} (max) [MPa]



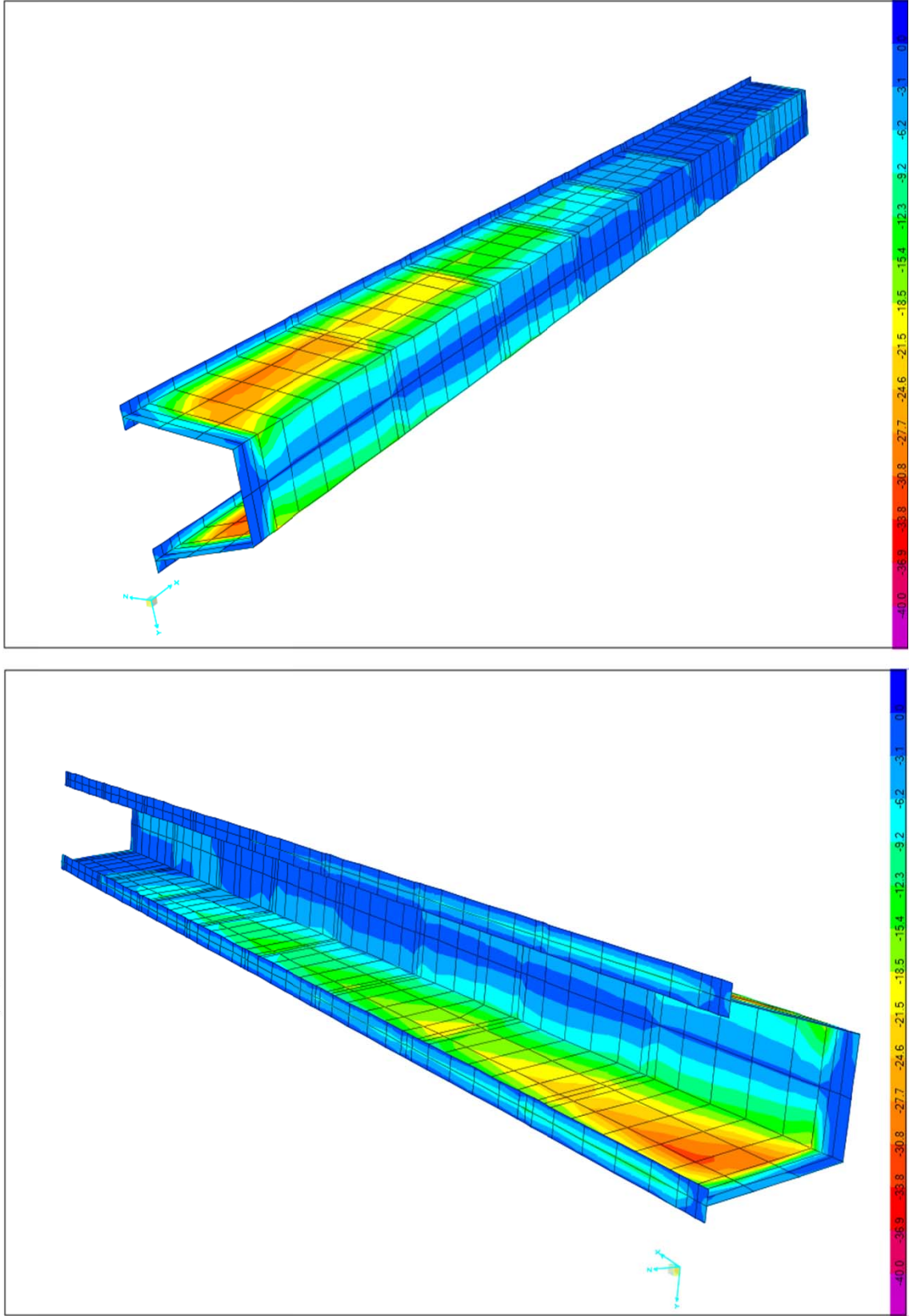
Слика 2.4.80 : Дијаграм σ_{11} (min) [MPa]



Слика 2.4.81 : Дијаграм σ_{12} (max) [MPa]



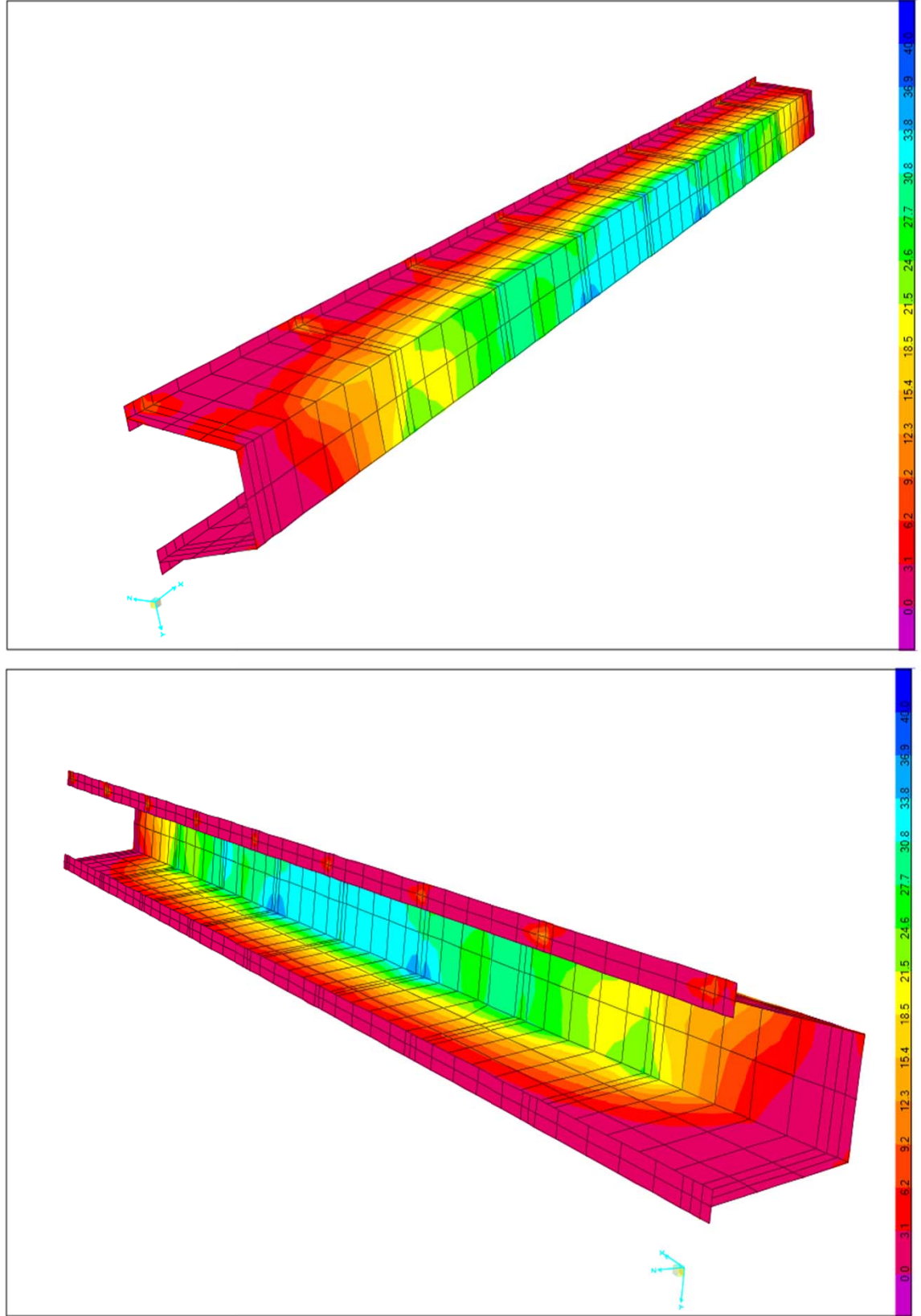
Слика 2.4.82 : Дијаграм σ_{12} (min) [MPa]



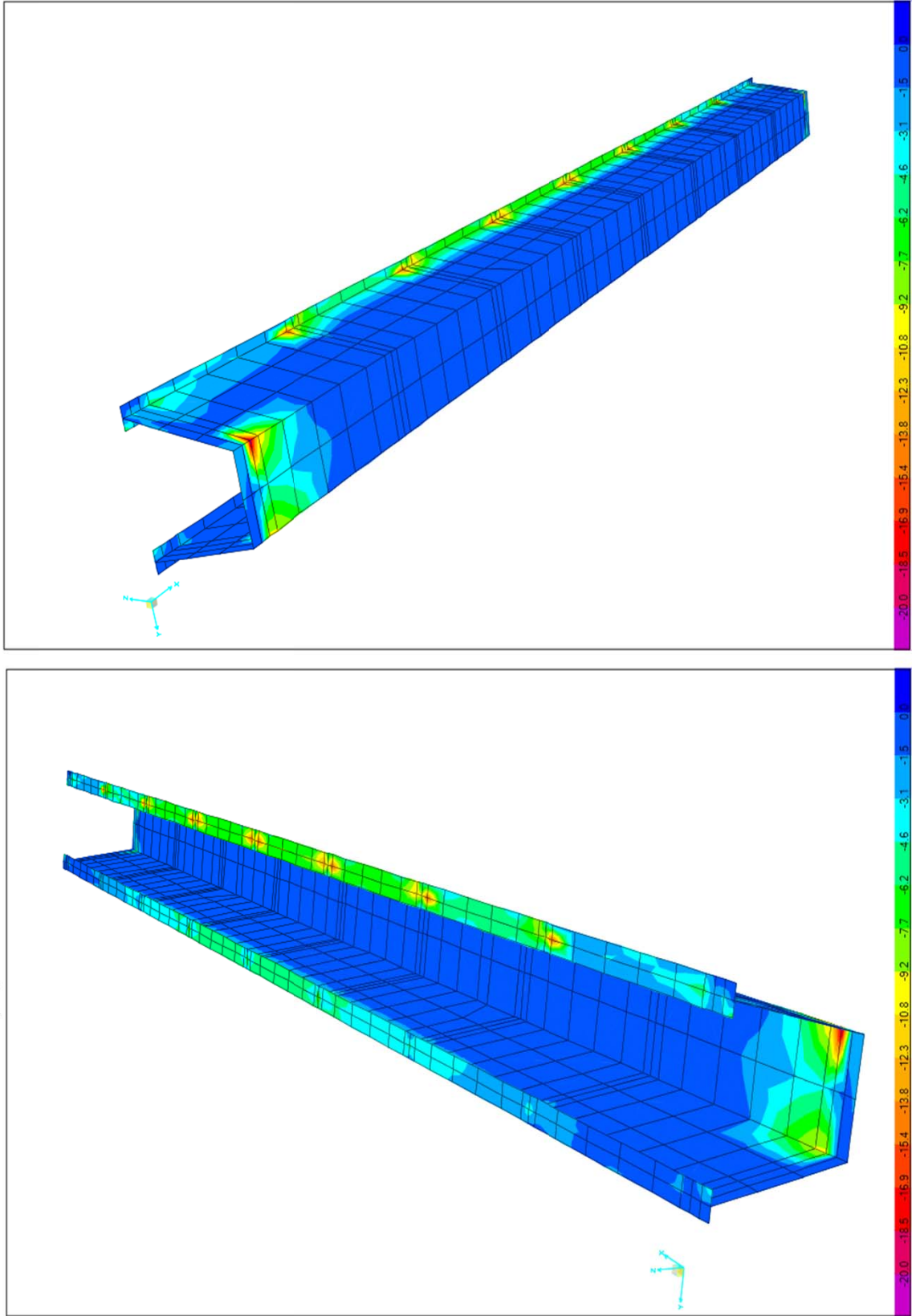
Пројектна ситуација II

157/272

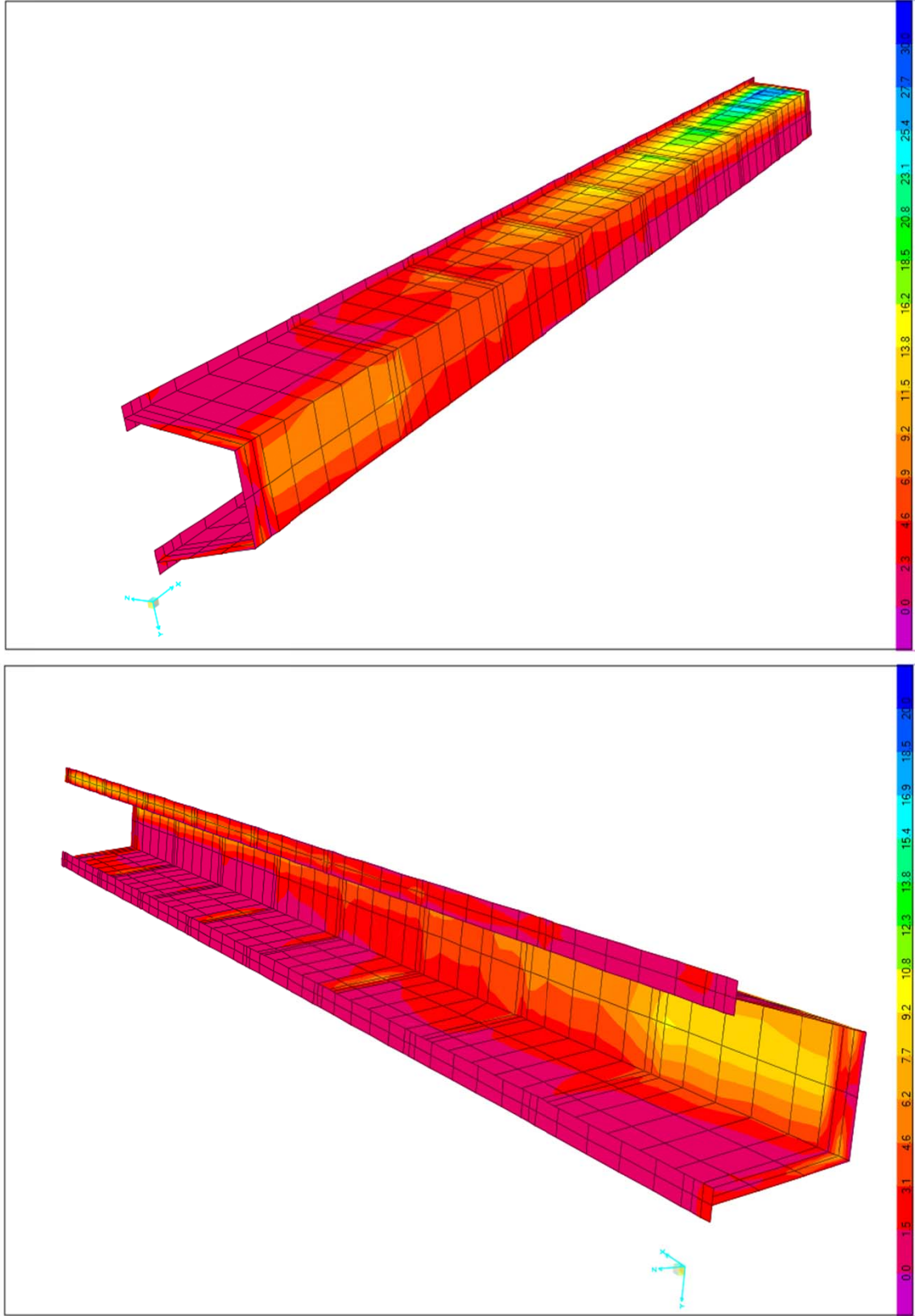
Слика 2.4.83 : Дијаграм σ_{11} (max) [MPa]



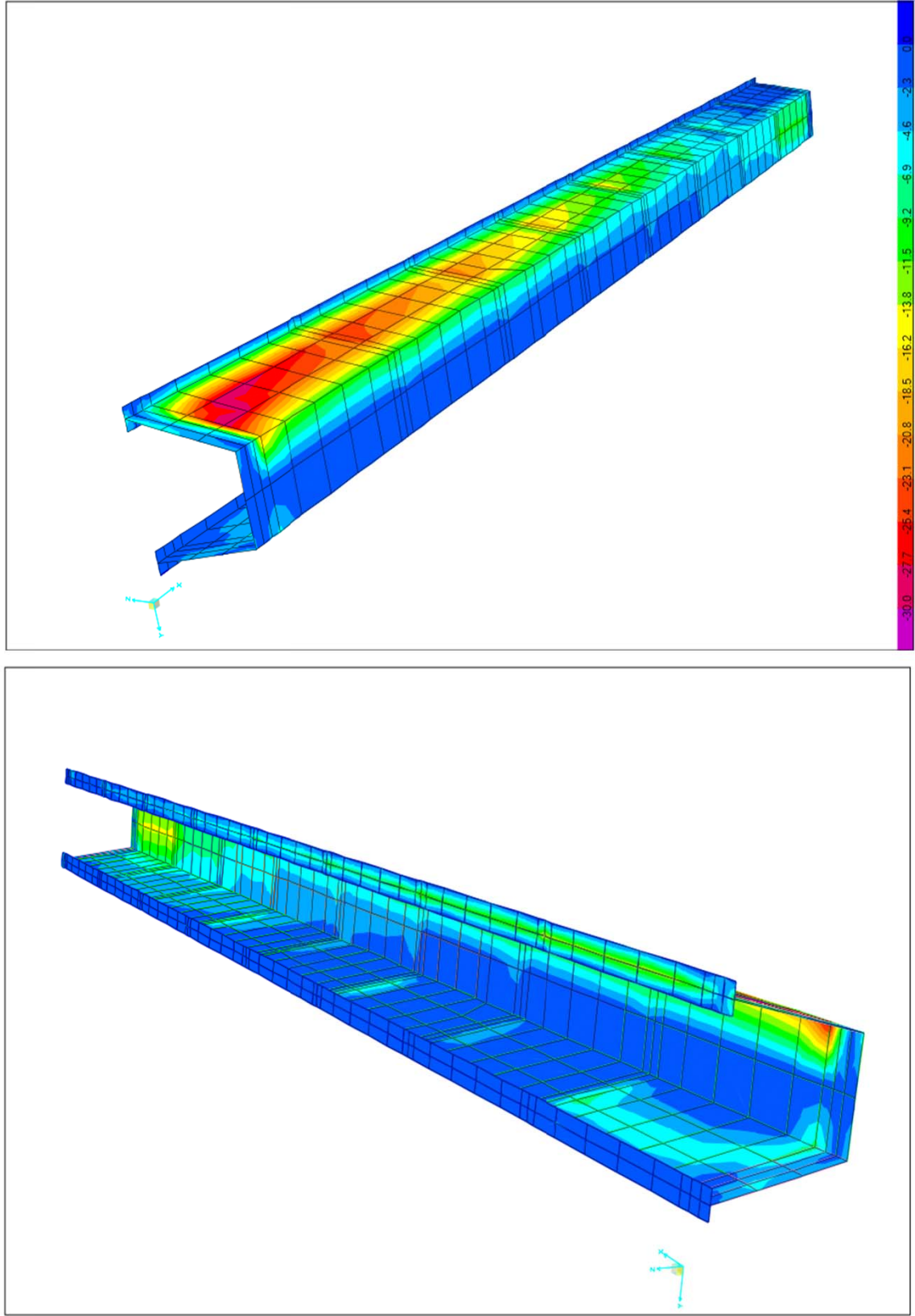
Слика 2.4.84 : Дијаграм σ_{11} (min) [MPa]



Слика 2.4.85 : Дијаграм σ_{12} (max) [MPa]

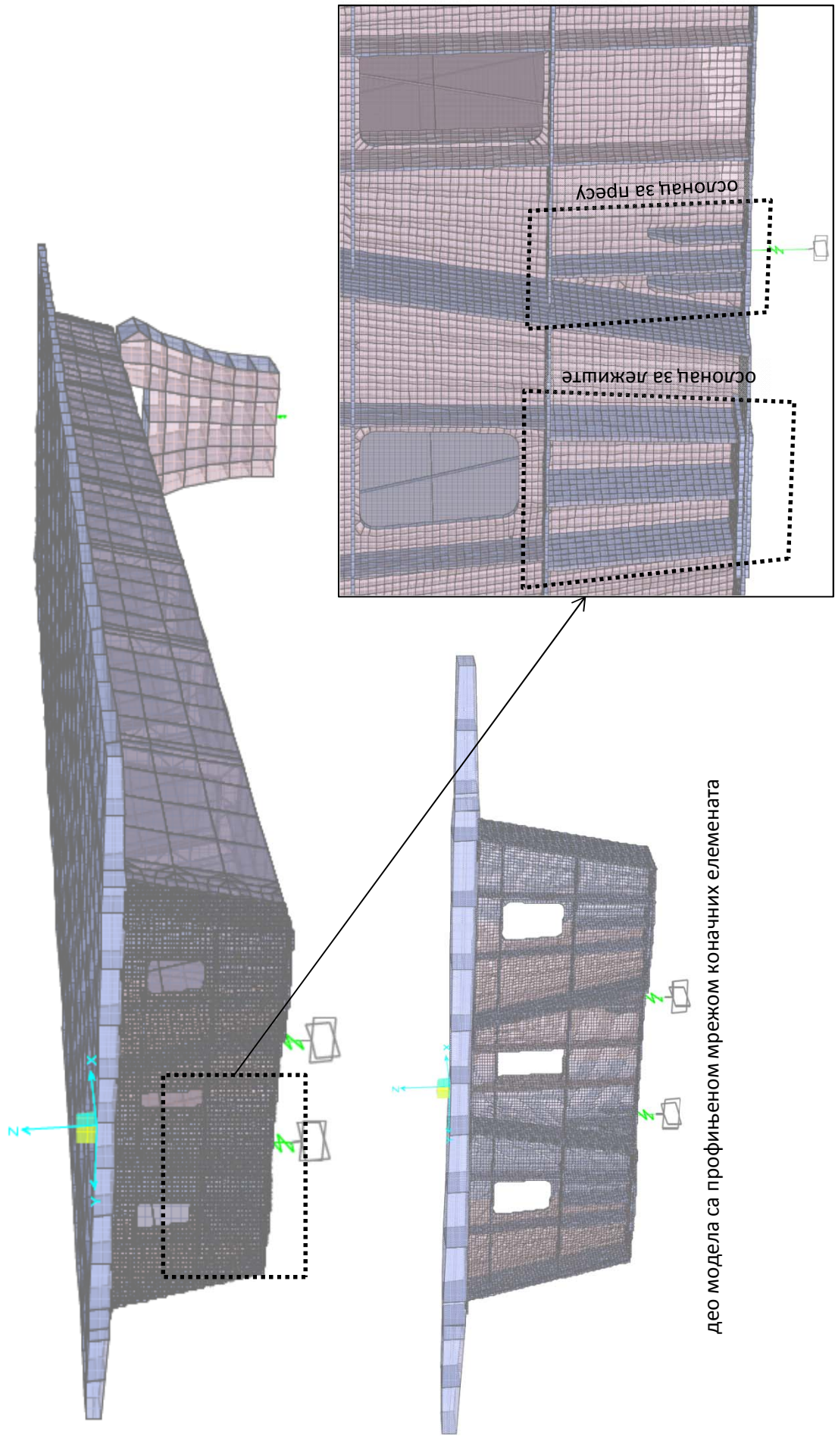


Слика 2.4.86 : Дијаграм σ_{12} (min) [MPa]

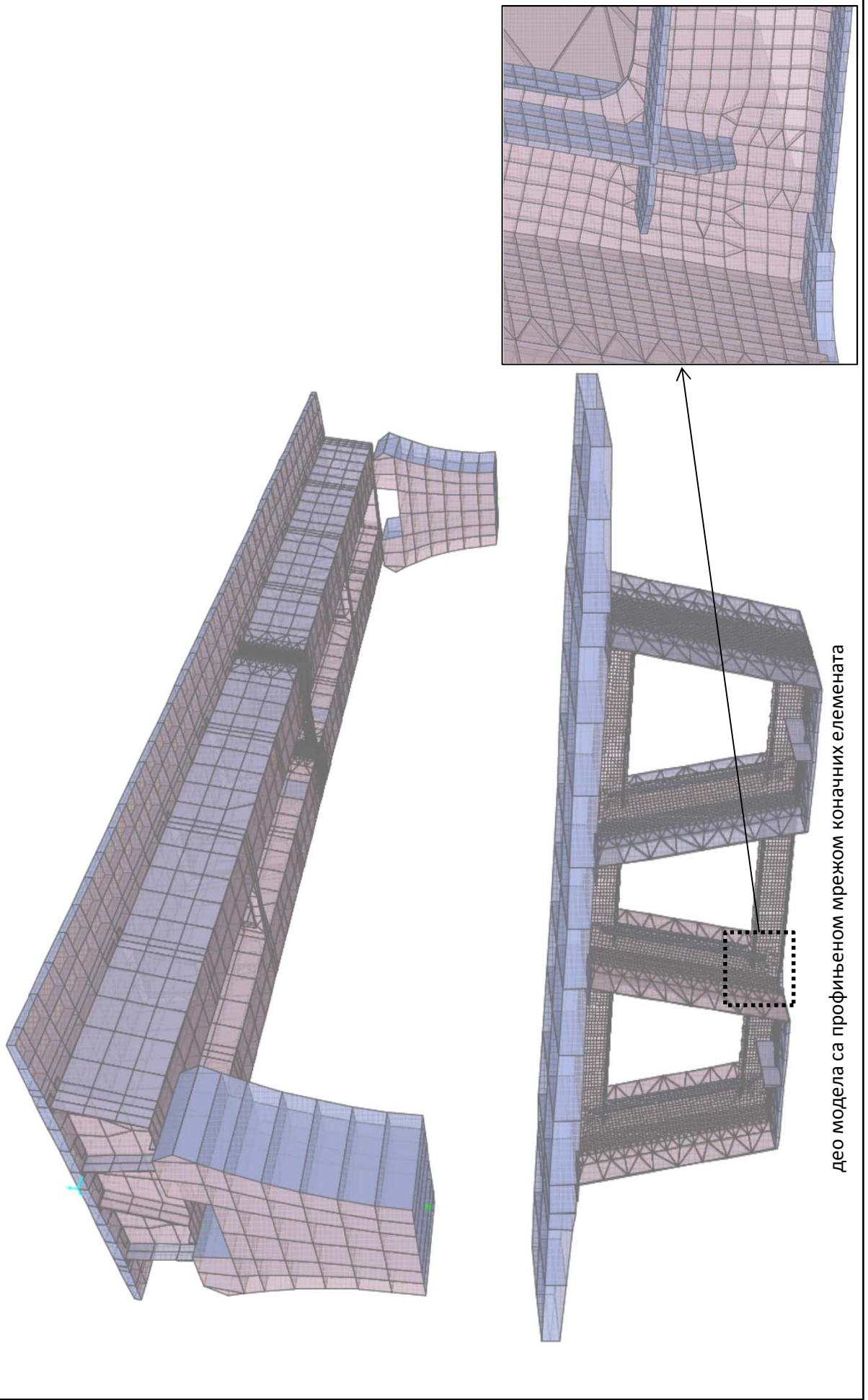


2.4.4. Попречна укружења моста

Слика 2.4.87 : Модел за срачунавање утицаја у ослоначком попречном укружењу



Слика 2.4.88 : Модел за рачунавање утицаја у попречном укрућењу на средини распона



део модела са профињеном мрежом коначних елемената

2.4.4.1. Ослоначко попречно укрућење Тип 1 (фаза експлоатације)

Статички прорачун попречних укрућења је спроведен на моделима са модификованом, профињеном мрежом коначних елемената у зони посматраног укрућења. Овакви модели су од пресудног значаја за формирање детаља потребних за израду укрућења, јер реално приказују распростраирање напона унутар елемената укрућења. У самим ослоначким укрућењима се јавља комплексно стање напона са интеракцијом значајног аксијалног и смичућег напрезања. Од статичких утицаја је поред главних и смичућих напона у елементима укрућења приказан и Фон Мизесов напон, неопходног за контролу капацитета пресека према изразу (6.1), Дела 6.2, стандарда SRPS EN 1993-1-1:2012.

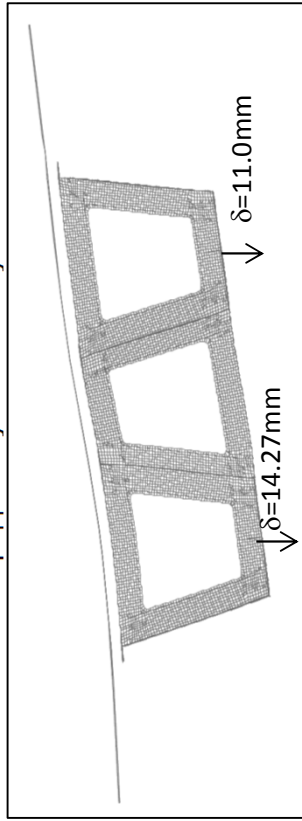
$$\sigma_{VM} = \sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed} \cdot \sigma_{z,Ed} + 3\tau_{Ed}^2$$

Пресечне силе у ослоначком укрућењу је неопходно је срачунати за две меродавне ситуације:

- 1) Конструкција у експлоатацији ослоњена на одговарајућа лежишта са свим меродавним утицајима предвиђеним у делу **2.1**
Анализа оптерећења;
- 2) Конструкција у фази сервиса лежишта, ослоњена на пресе и привремене ослонце у зонама попречног укрућења које су за то предвиђене пројектом (видети **Слику 2.4.87**).

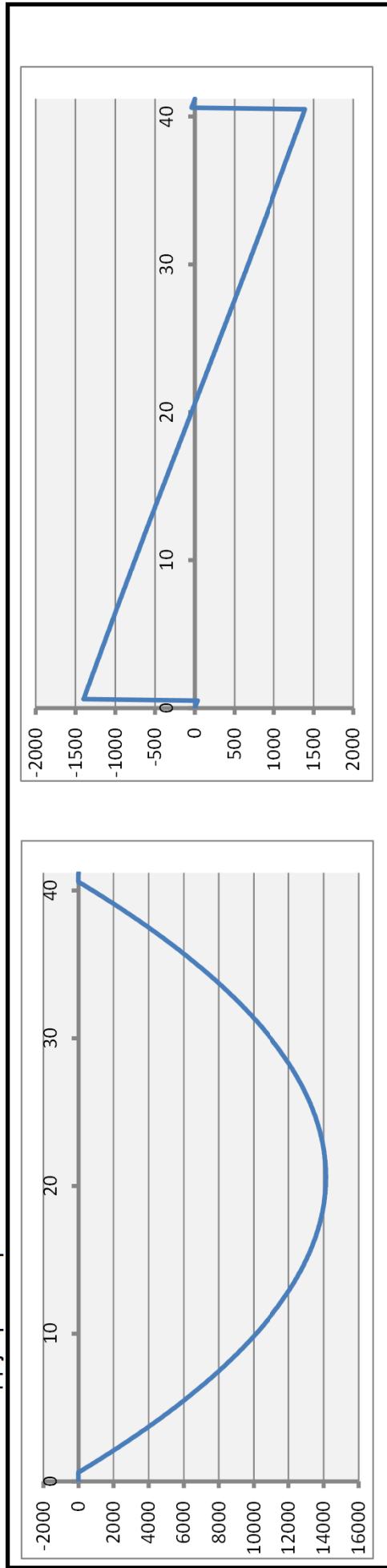
2.4.5. Утицаји из линијског модела - Главни носач (по једном, идеализованом носачу)

Слика 2.4.106 : Мероводавни угиб за шему LM 71-1. Колосек

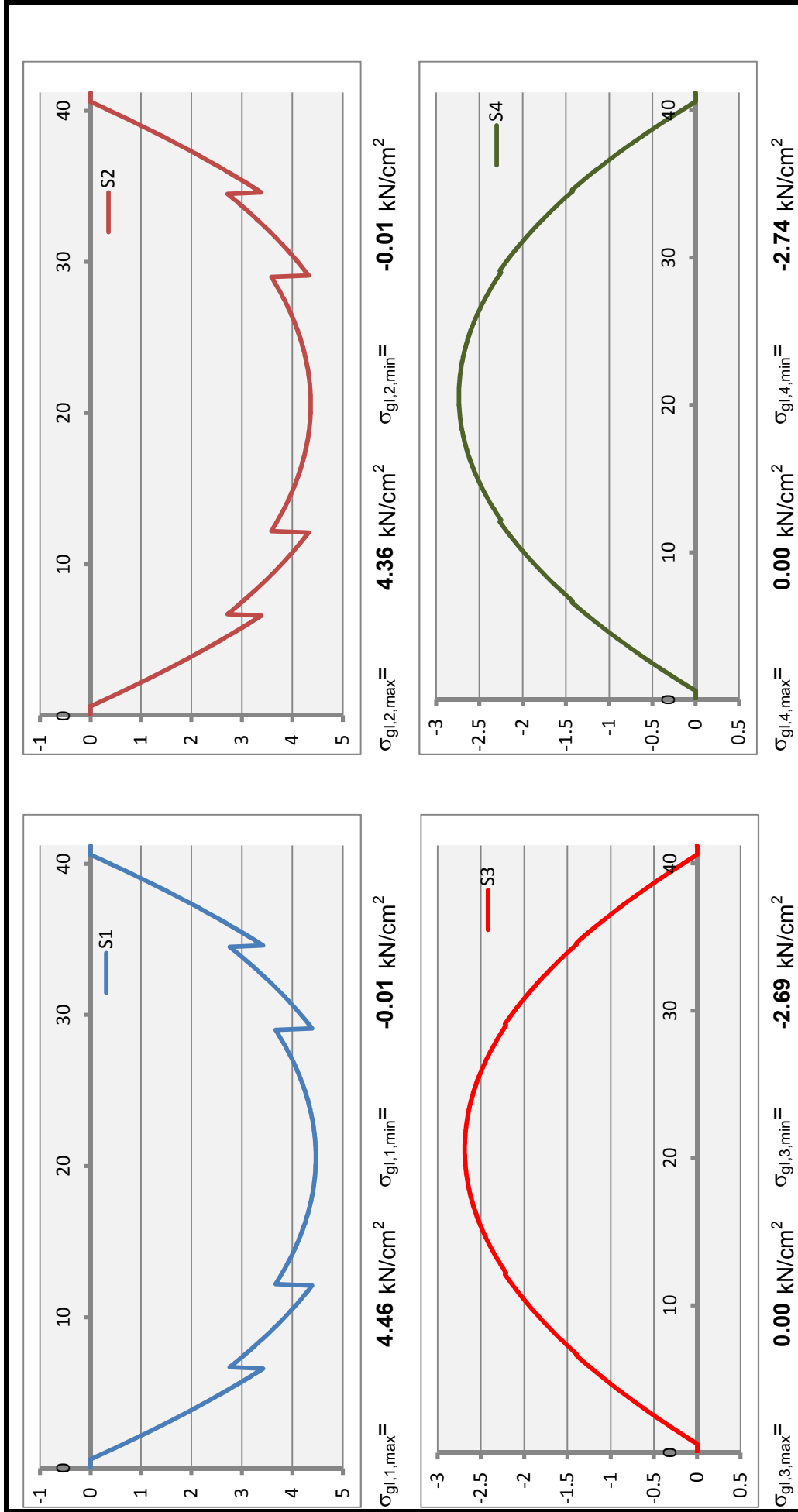


2.4.5.1. Сопствена тежина

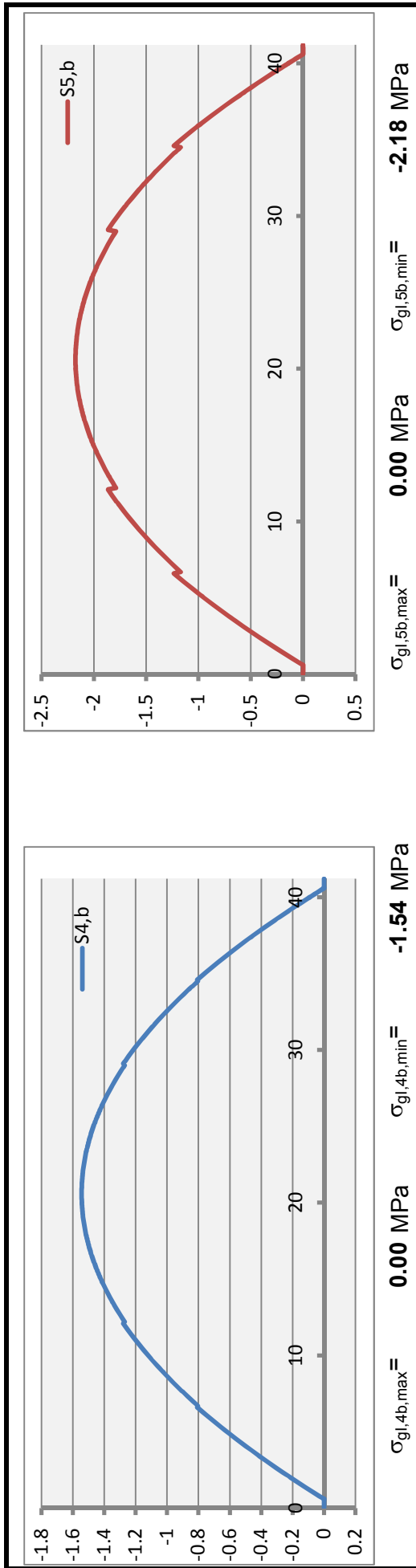
Слика 2.4.107 : Дијаграми пресечних сила



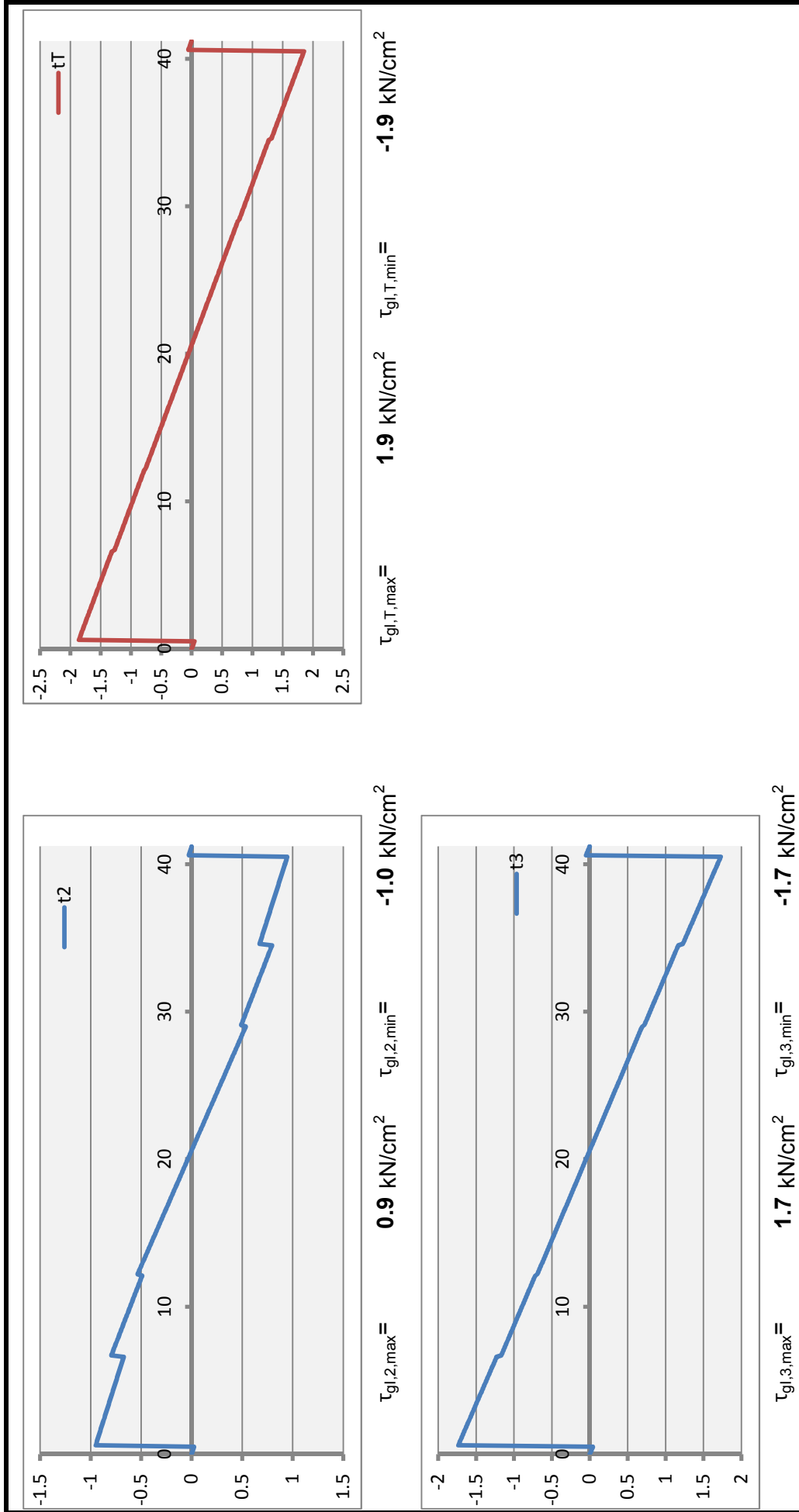
Слика 2.4.108 : Дијаграми нормалних напона



Слика 2.4.109 : Дијаграм нормалних напона у бетону

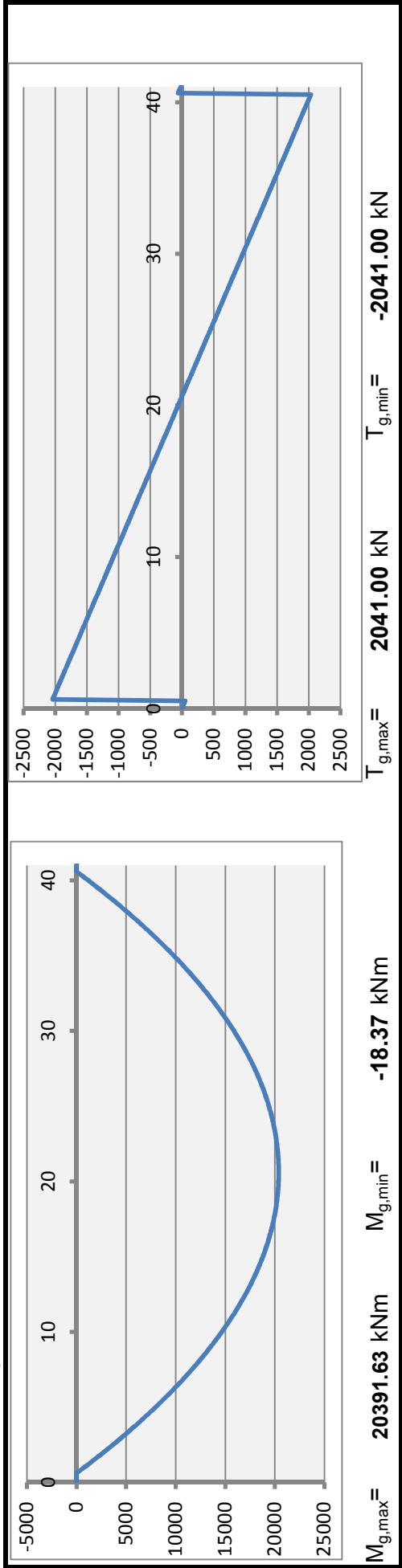


Слика 2.4.110 : Дијаграм смичућих напона

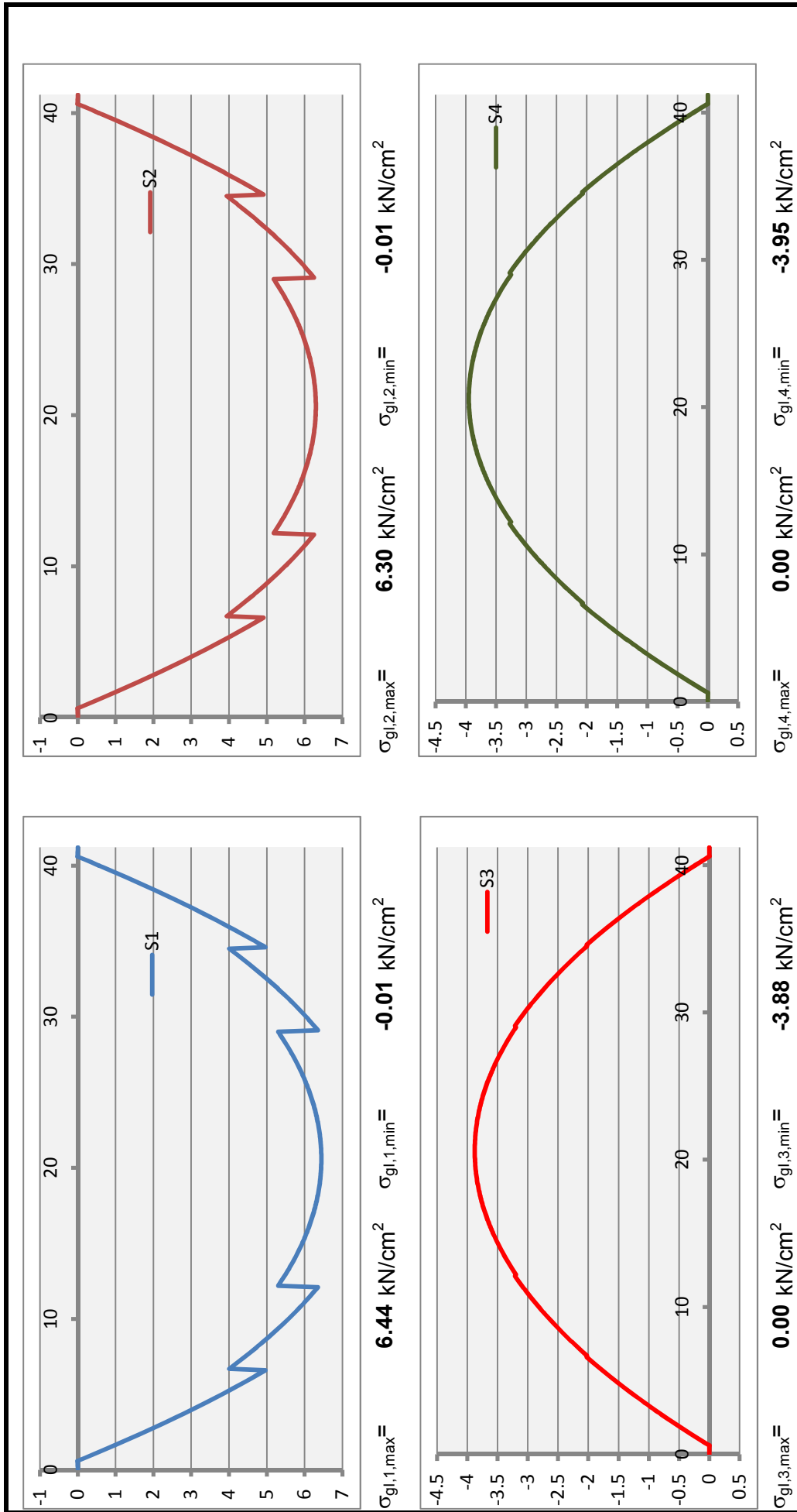


2.4.5.2. Додатно стално оптерећење

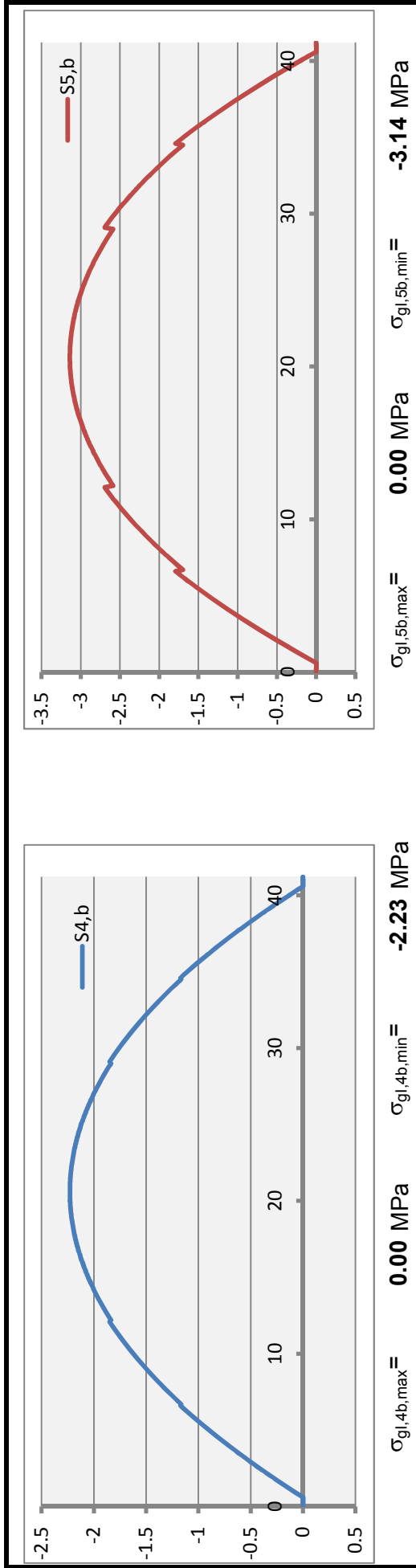
Слика 2.4.111 : Дијаграми пресечних сила



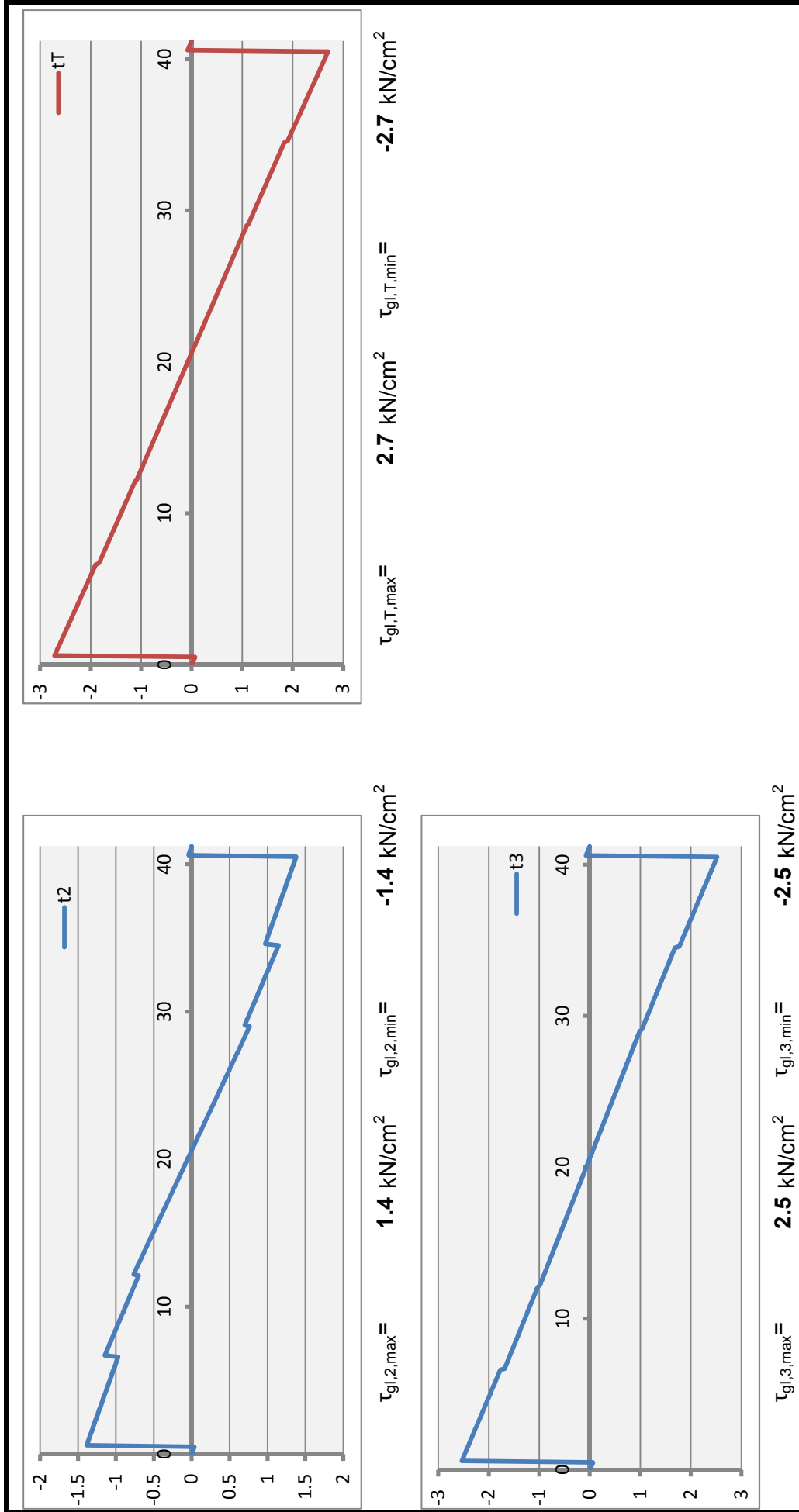
Слика 2.4.112: Дијаграми нормалних напона



Слика 2.4.113 : Дијаграм нормалних напона у бетону

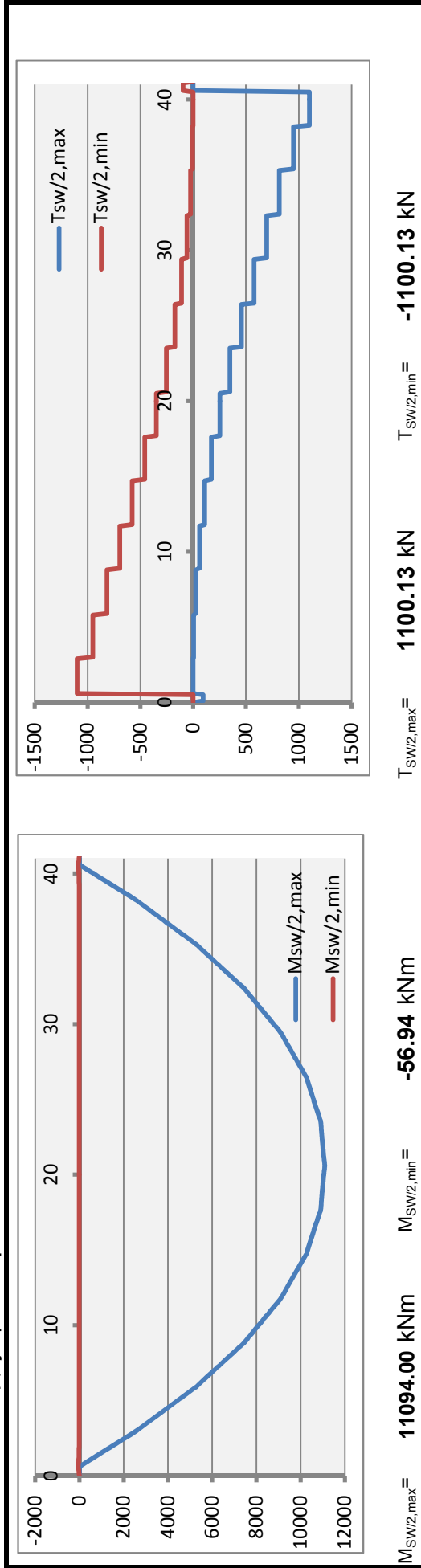


Слика 2.4.114 : Дијаграм смичућих напона

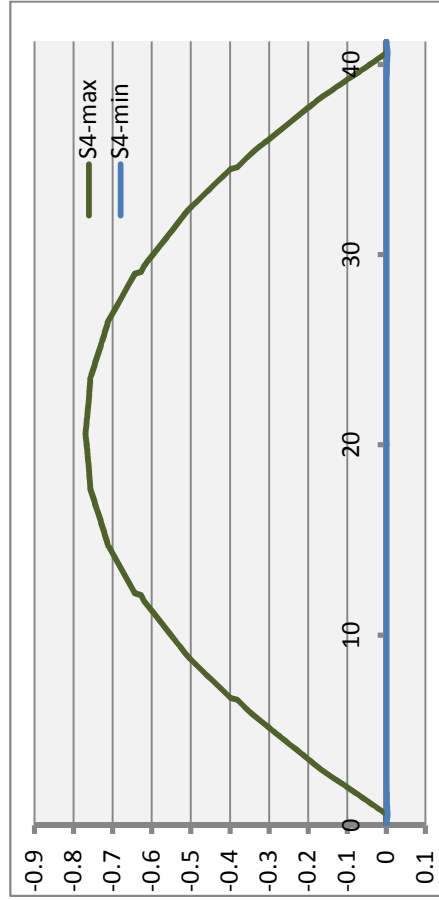
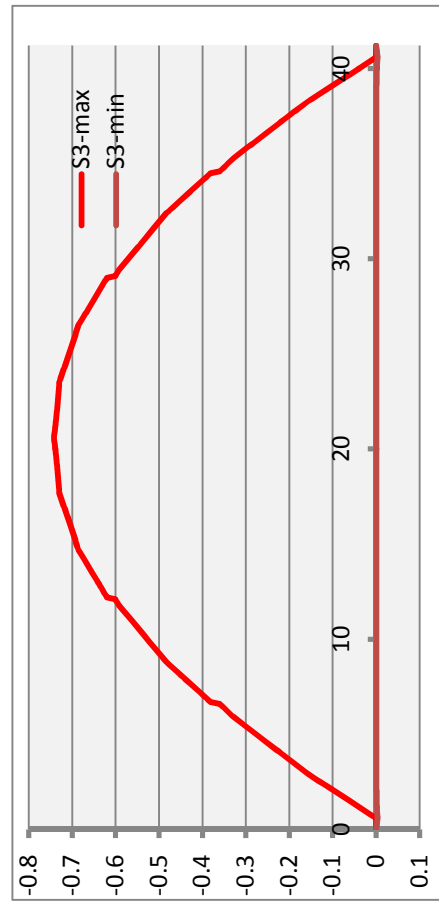
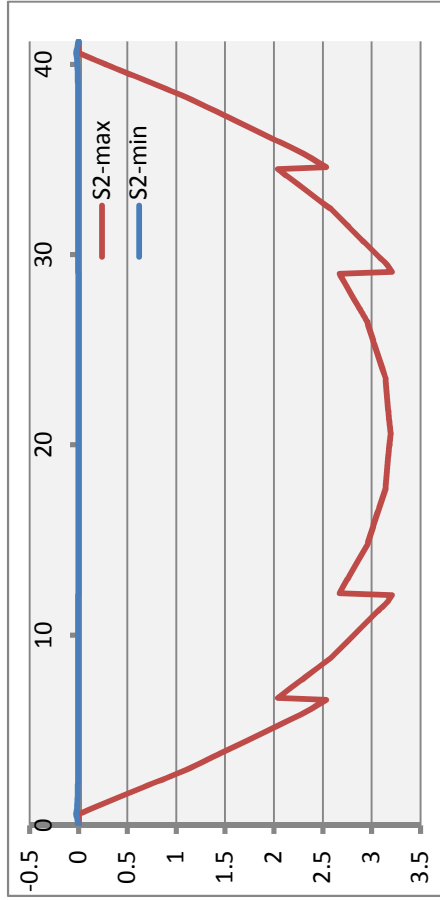
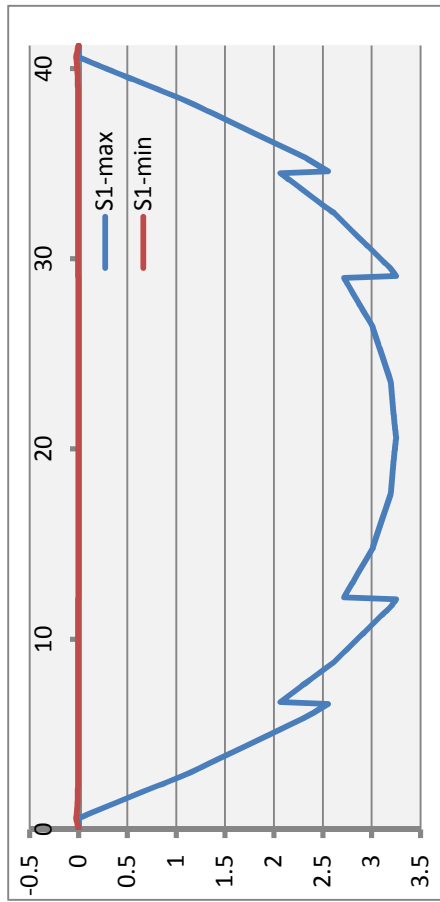


5.4.5.3. Шема оптерећења SW/2-2. Колосек

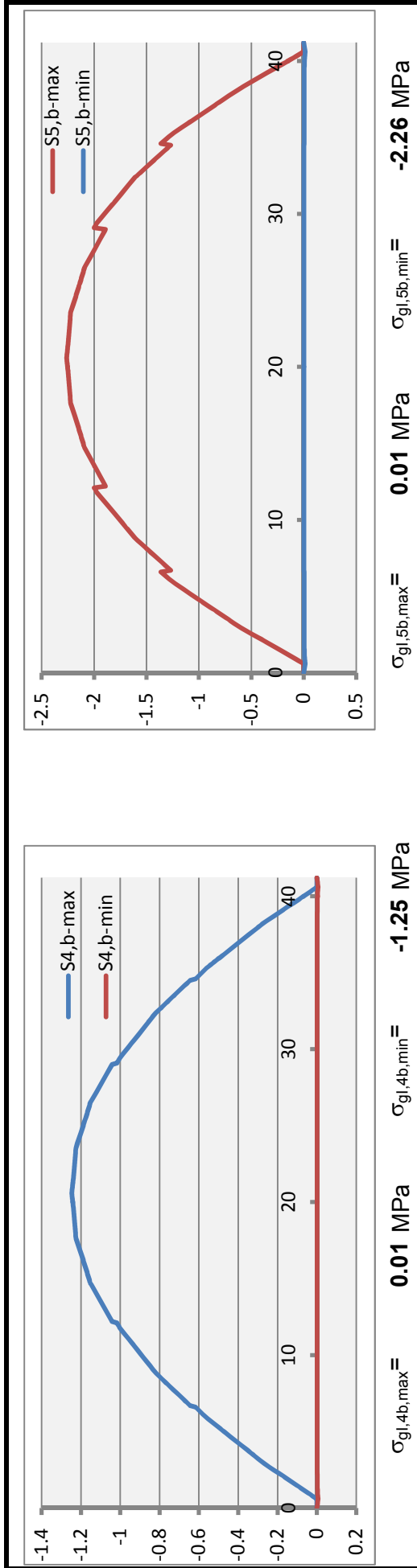
Слика 2.4.115 : Дијаграми пресечних сила



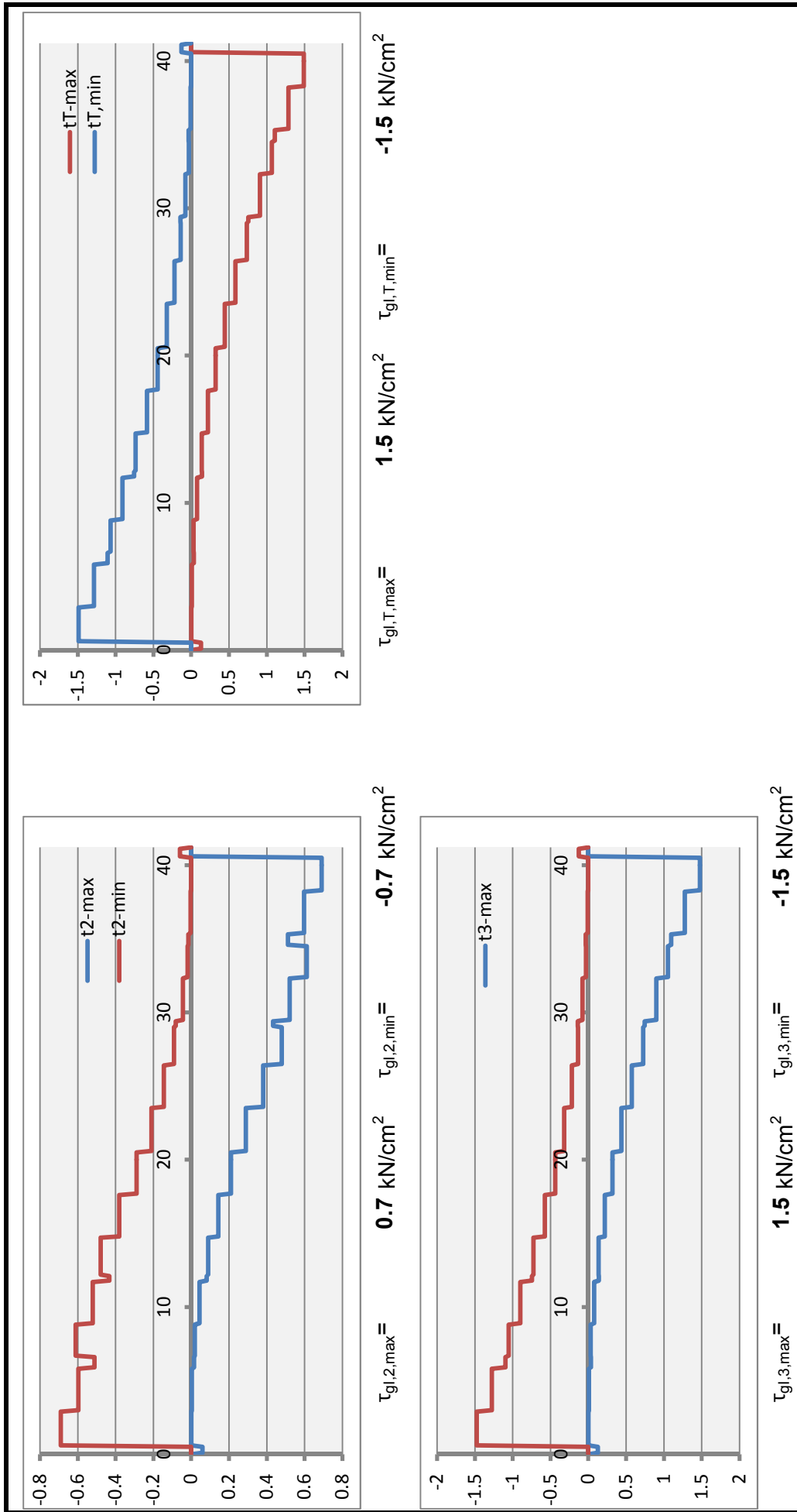
Слика 2.4.116 : Дијаграми нормалних напона



Слика 2.4.117 : Дијаграм нормалних напона у бетону

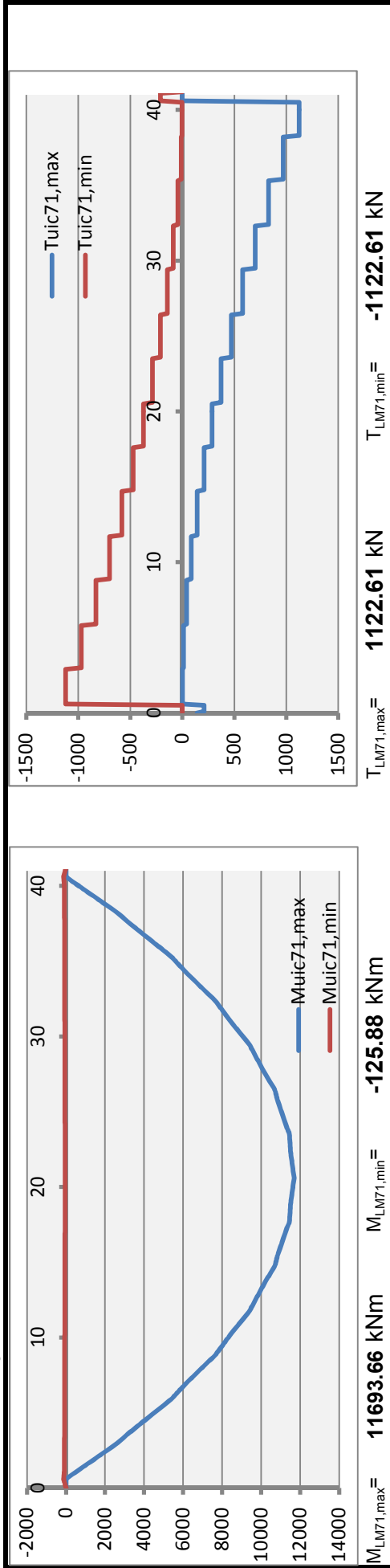


Слика 2.4.118 : Дијаграм смичућих напона

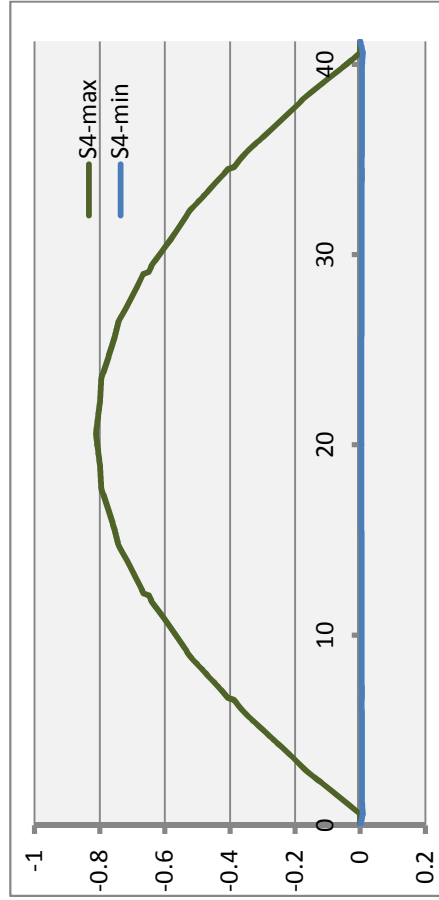
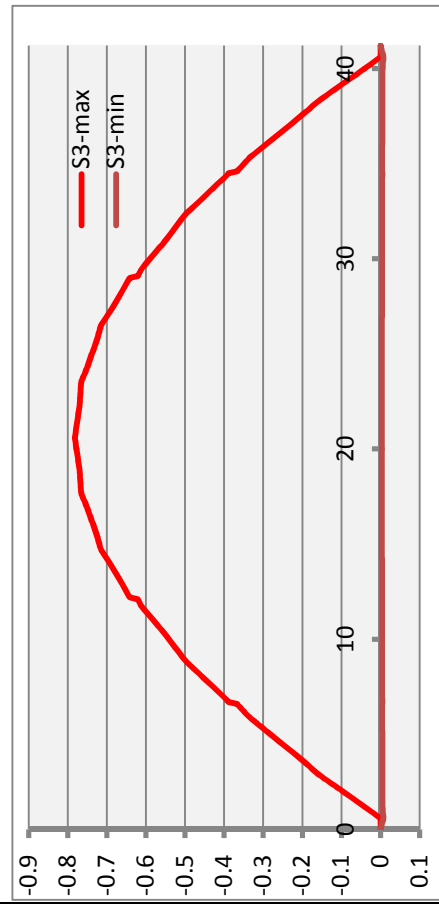
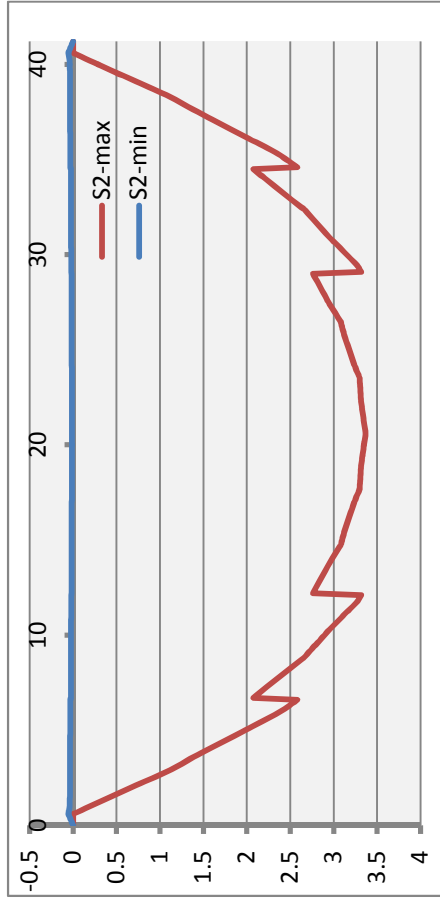
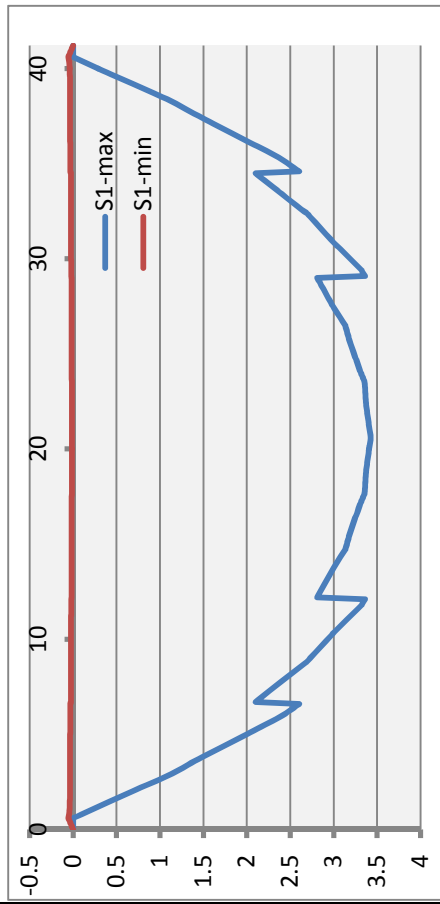


5.4.5.4 Шема оптерећења LM 71-1. Колосек

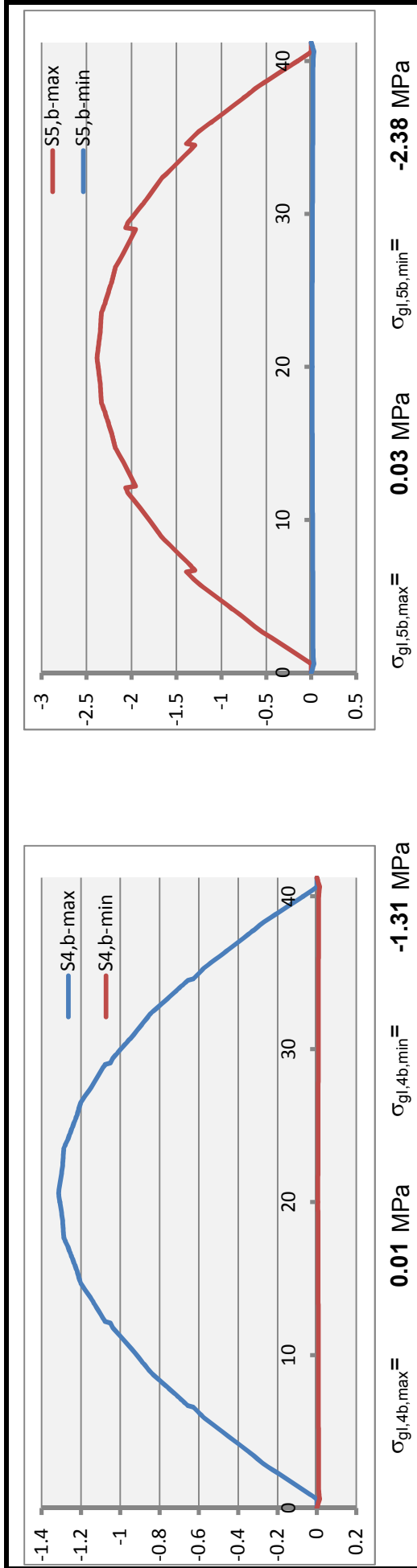
Слика 2.4.119 : Дијаграми пресечних сила



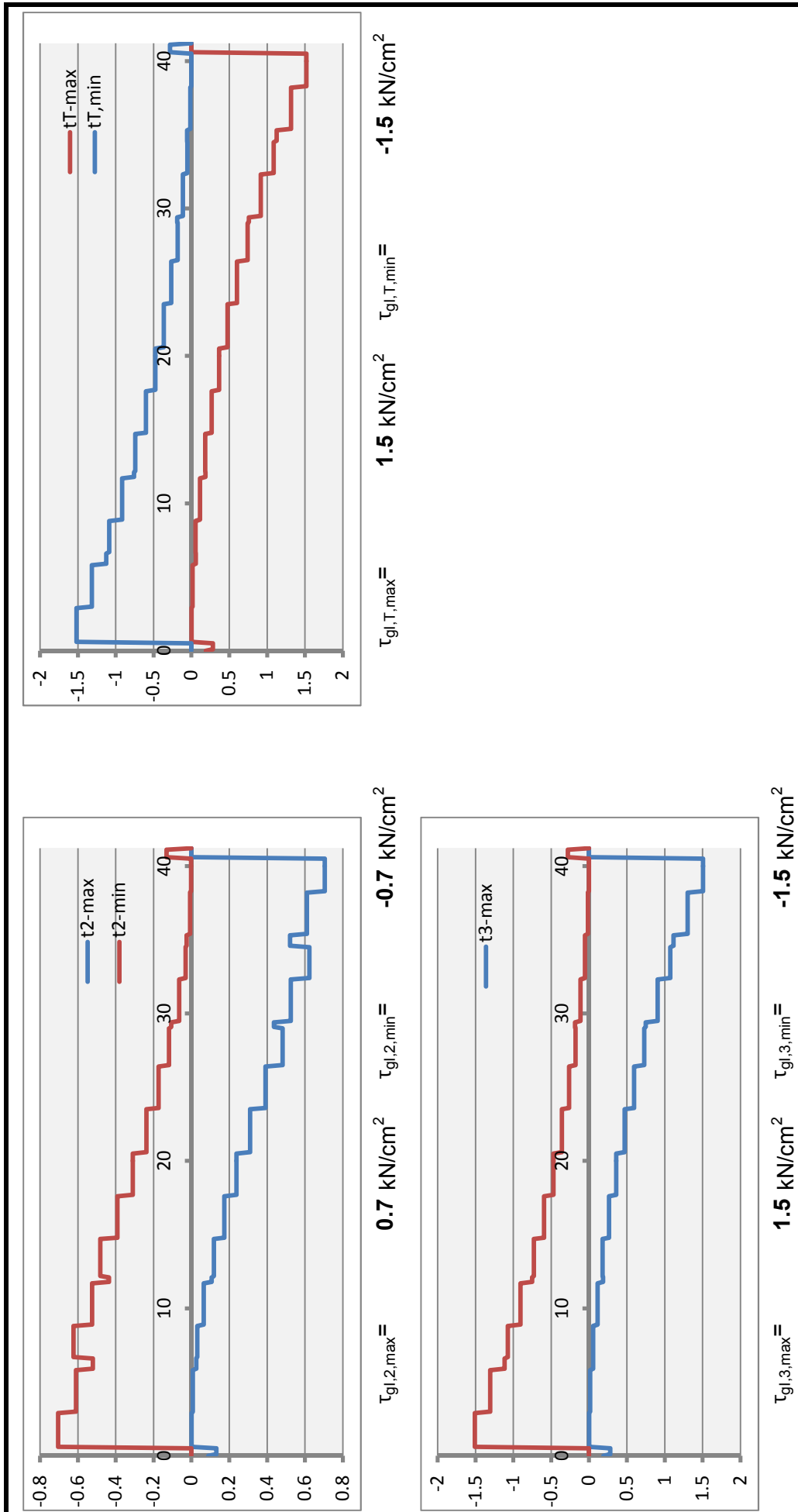
Слика 2.4.120 : Дијаграми нормалних напона



Слика 2.4.121 : Дијаграм нормалних напона у бетону

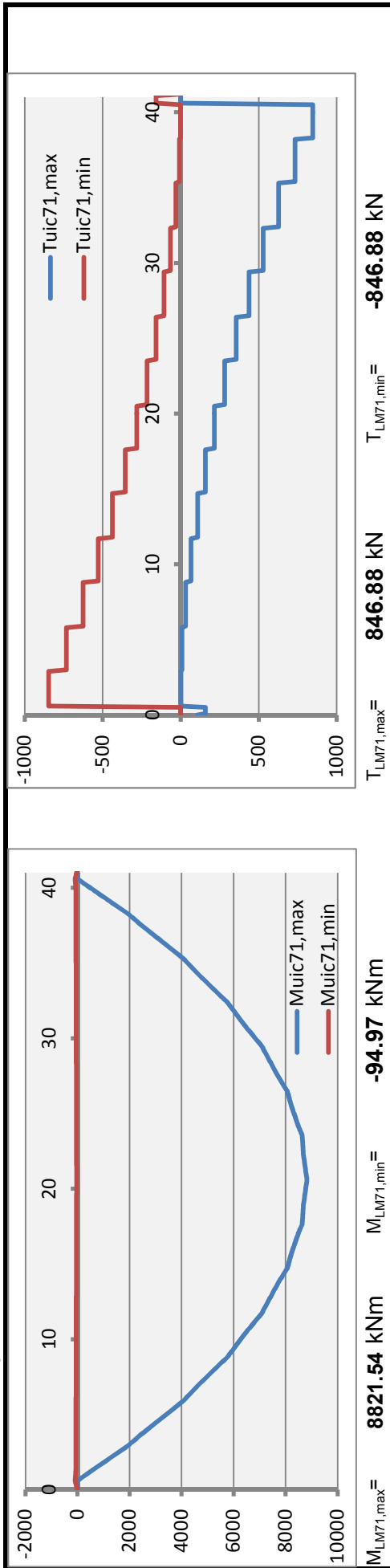


Слика 2.4.122 : Дијаграм смичућих напона

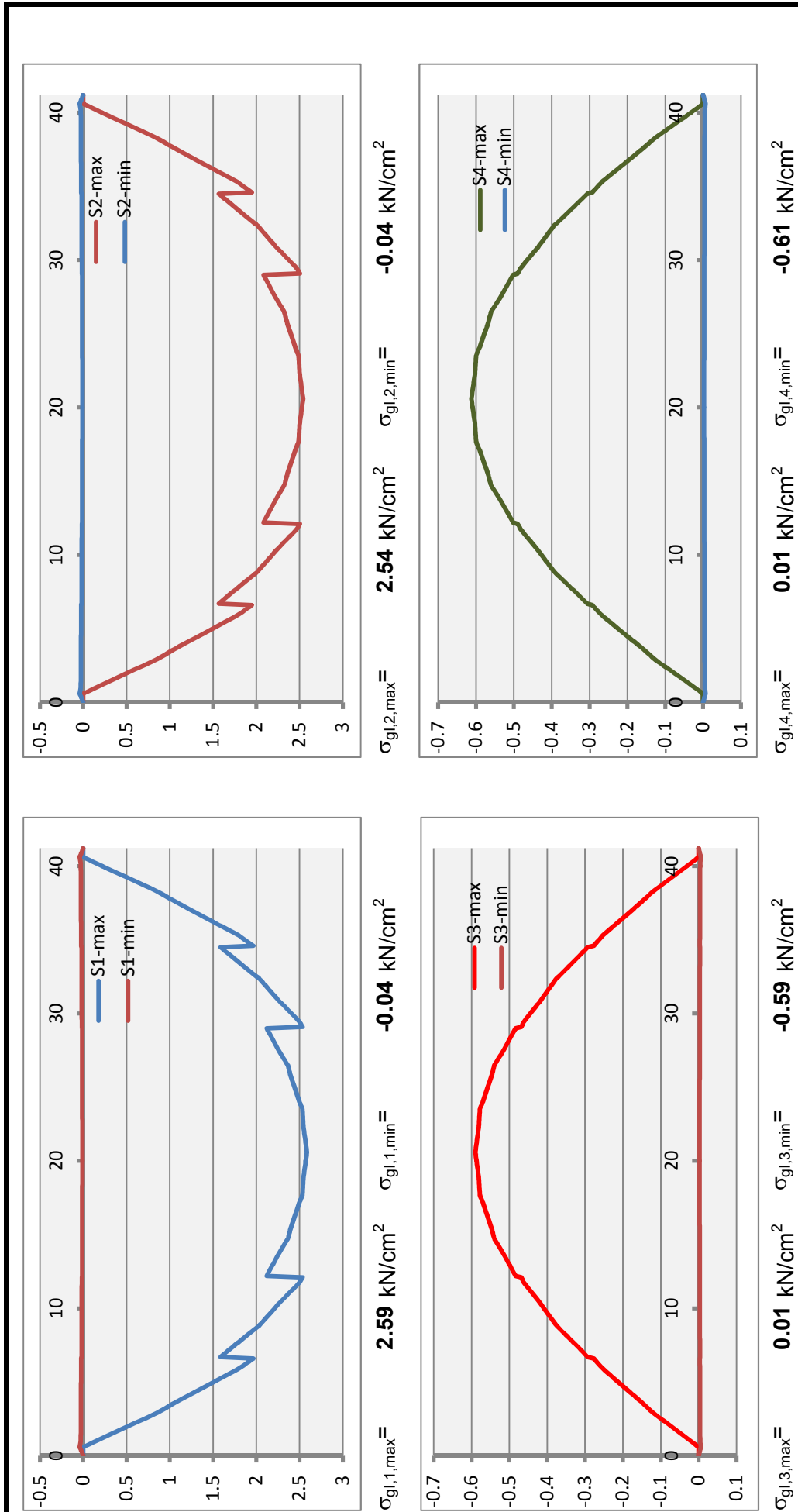


5.4.5.5 Шема оптерећења LM 71-2. Колосек

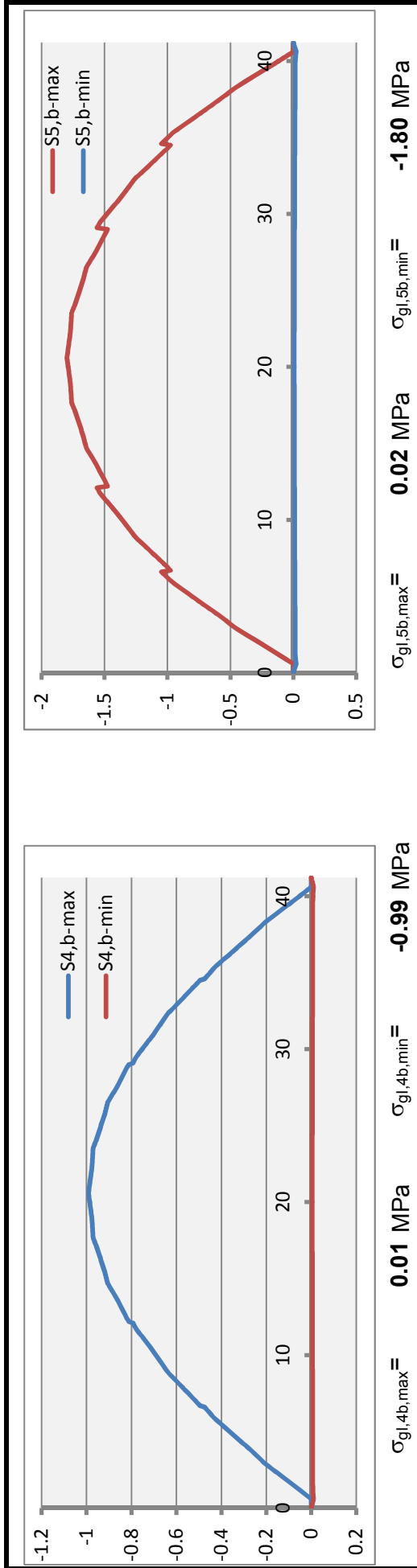
Слика 2.4.123 : Дијаграми пресечних сила



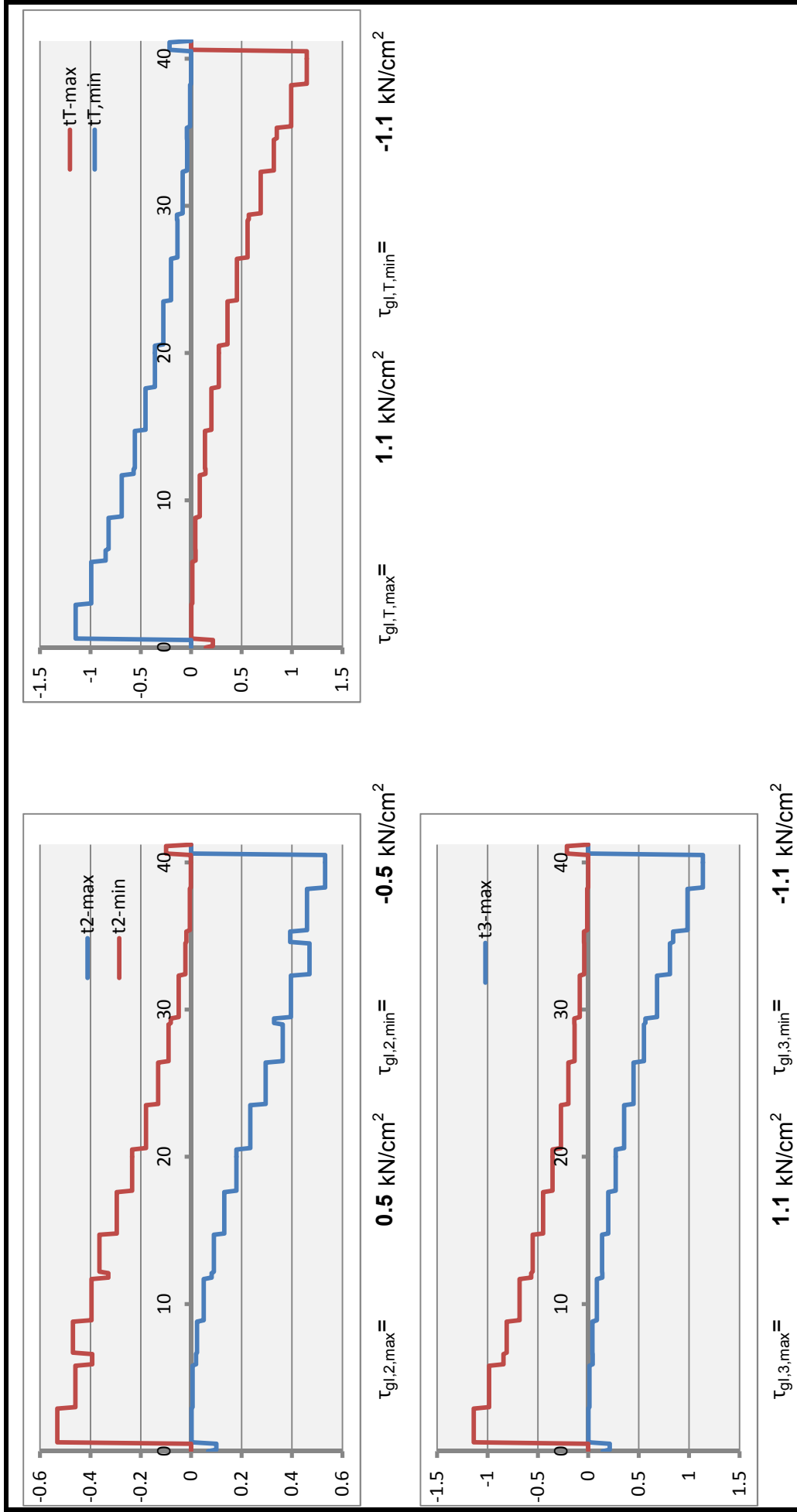
Слика 2.4.124 : Дијаграми нормалних напона



Слика 2.4.125 : Дијаграм нормалних напона у бетону

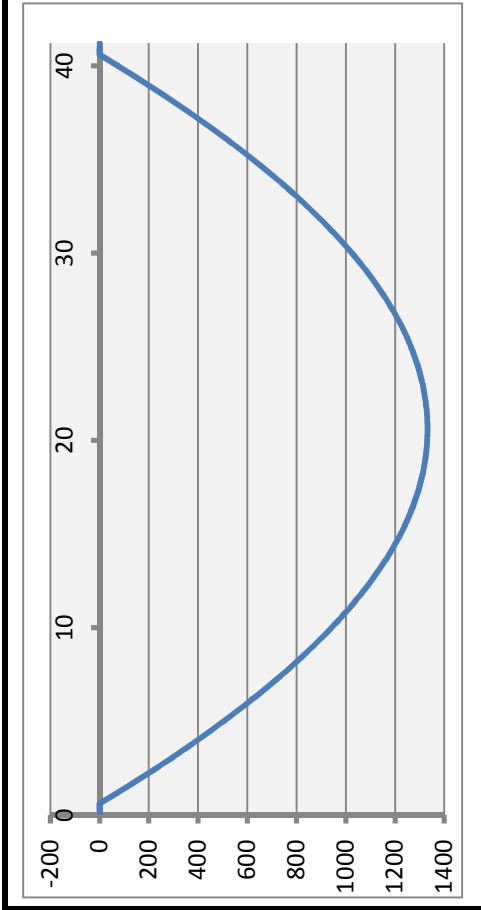


Слика 2.4.126 : Дијаграм смичућих напона

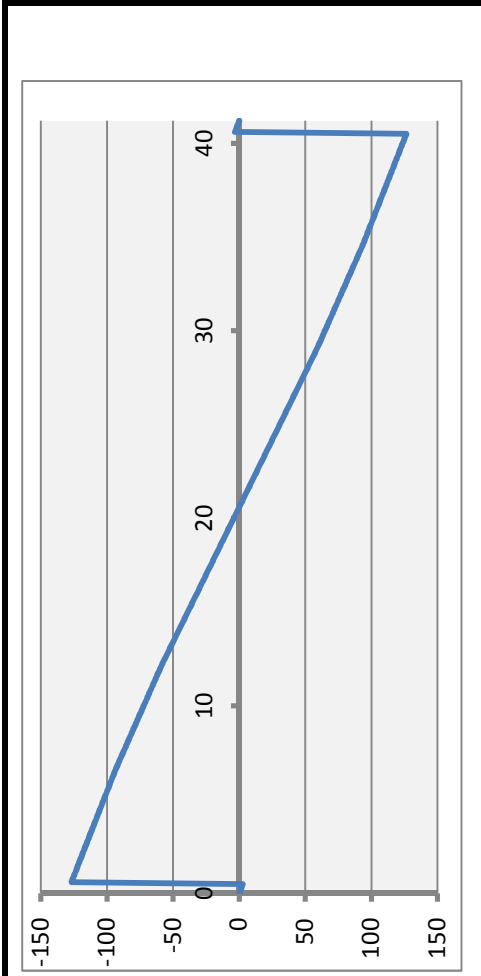


2.4.5.6. Неравномерно слегање ослонаца

Слика 2.4.107 : Дијаграми пресечних сила

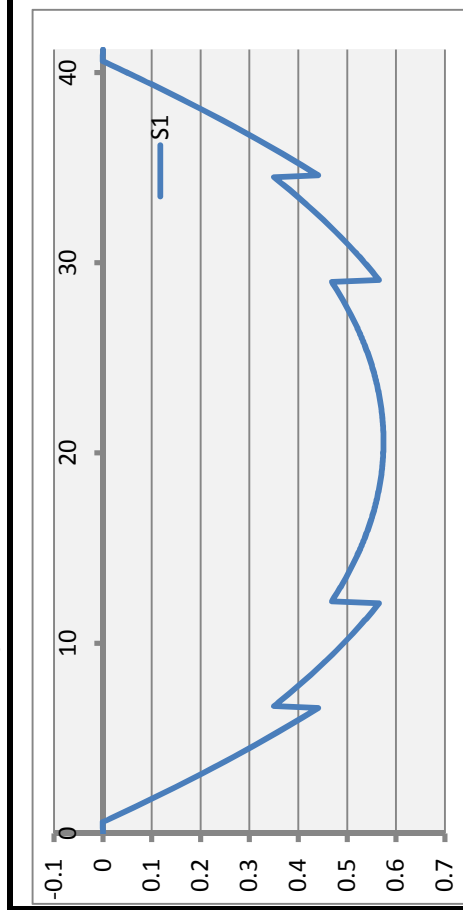


$T_{g,max} = 1331.82 \text{ kNm}$ $T_{g,min} = -1.00 \text{ kNm}$

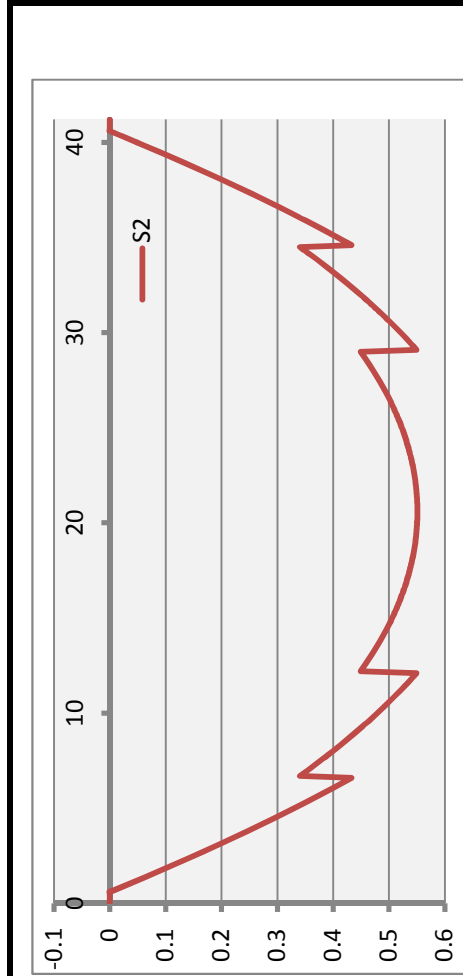


$\sigma_{gl,1,max} = 126.93 \text{ kN/cm}^2$ $\sigma_{gl,1,min} = -126.93 \text{ kN/cm}^2$

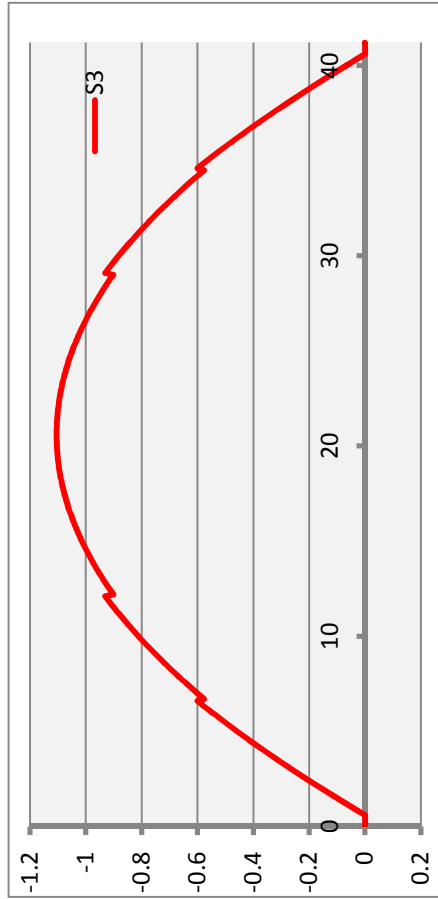
Слика 2.4.108 : Дијаграми нормалних напона



$\sigma_{gl,1,max} = 0.57 \text{ kN/cm}^2$ $\sigma_{gl,1,min} = 0.00 \text{ kN/cm}^2$



$\sigma_{gl,2,max} = 0.55 \text{ kN/cm}^2$ $\sigma_{gl,2,min} = 0.00 \text{ kN/cm}^2$

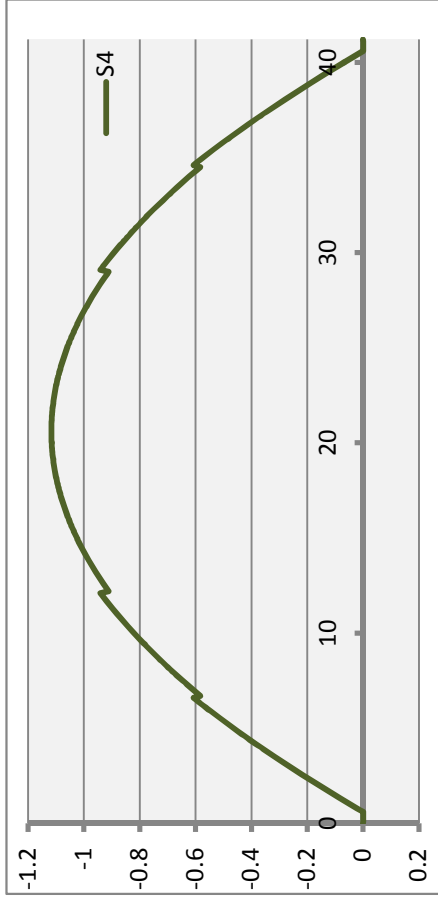


$\sigma_{gl,3,max}$

0.00 kN/cm²

$\sigma_{gl,3,min}$

-1.10 kN/cm²



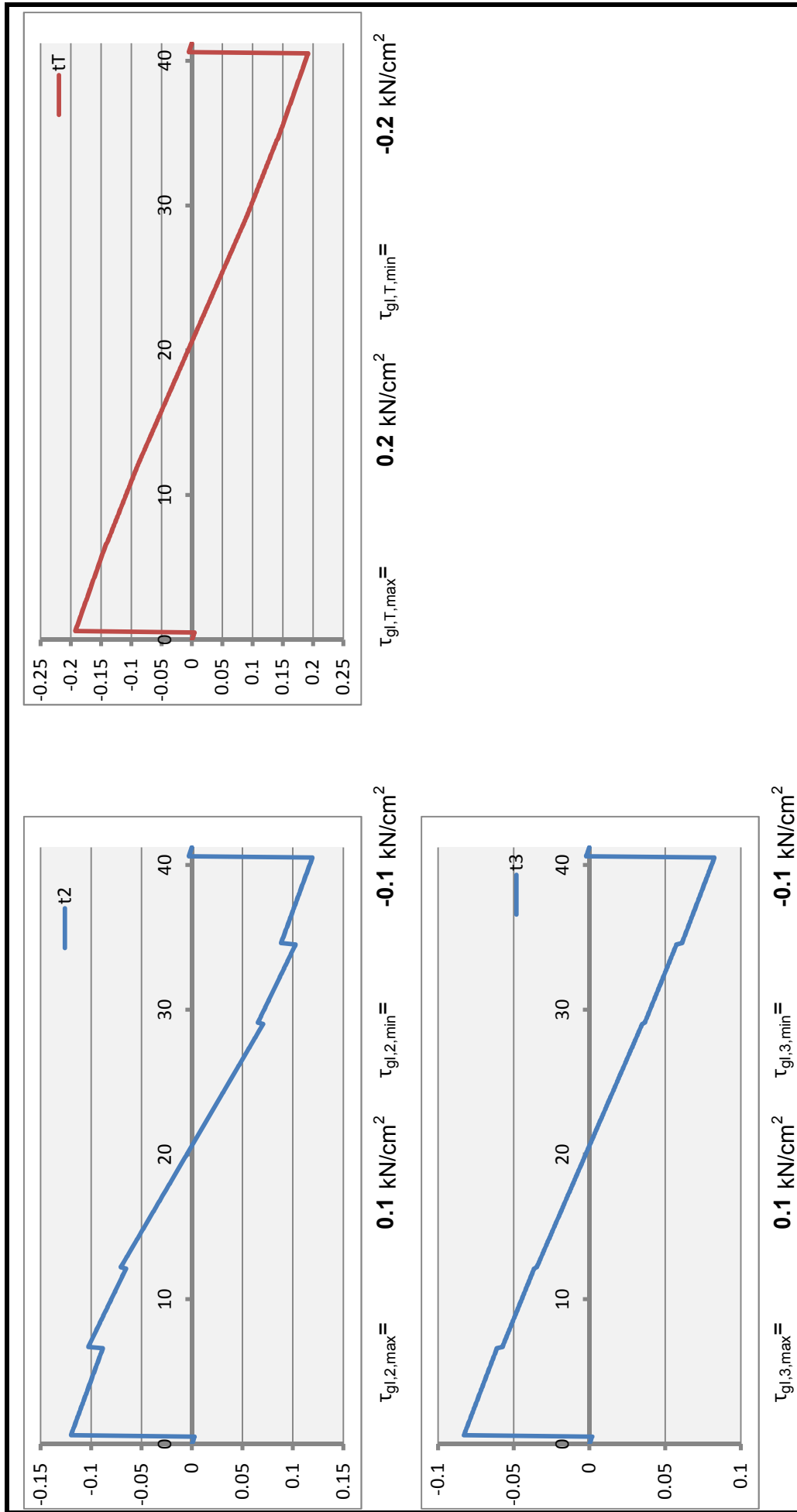
$\sigma_{gl,4,max}$

0.00 kN/cm²

$\sigma_{gl,4,min}$

-1.12 kN/cm²

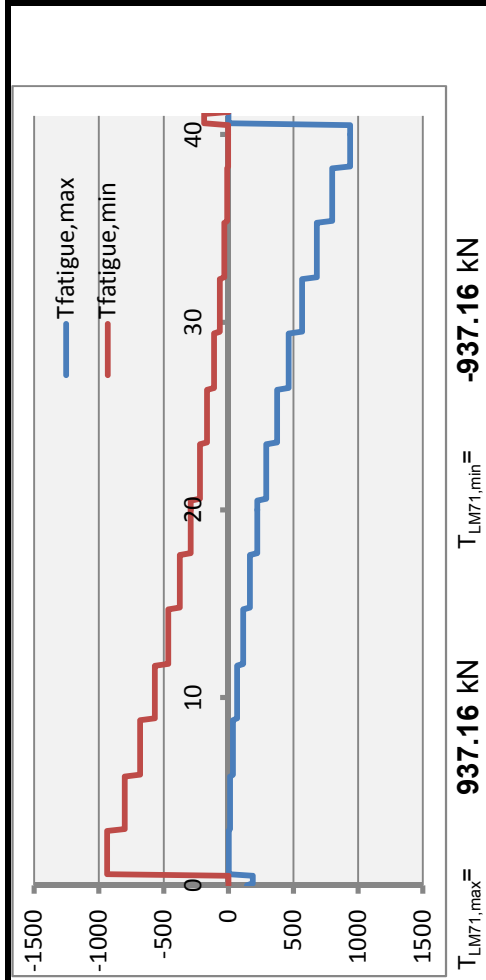
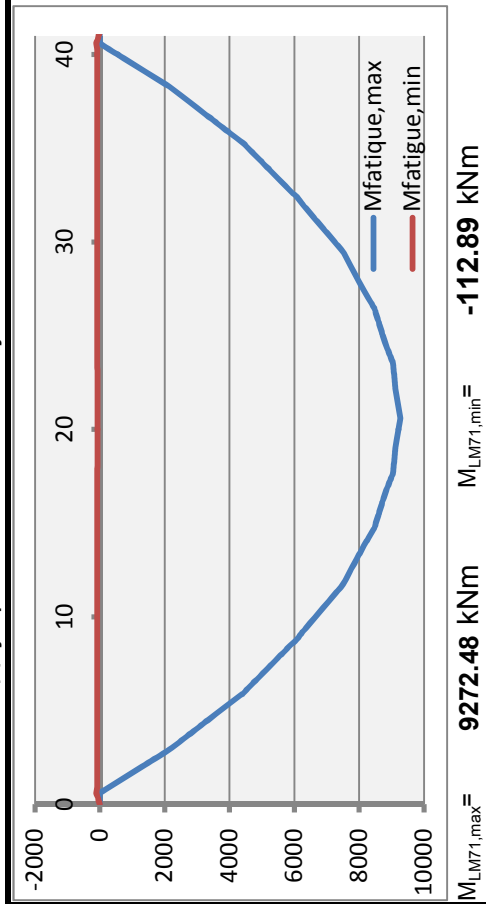
Слика 2.4.110 : Дијаграм смичућих напона



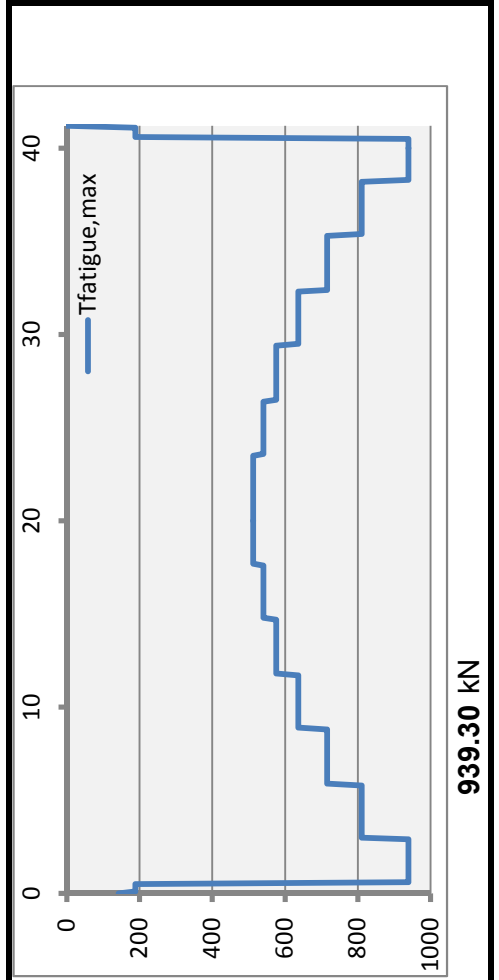
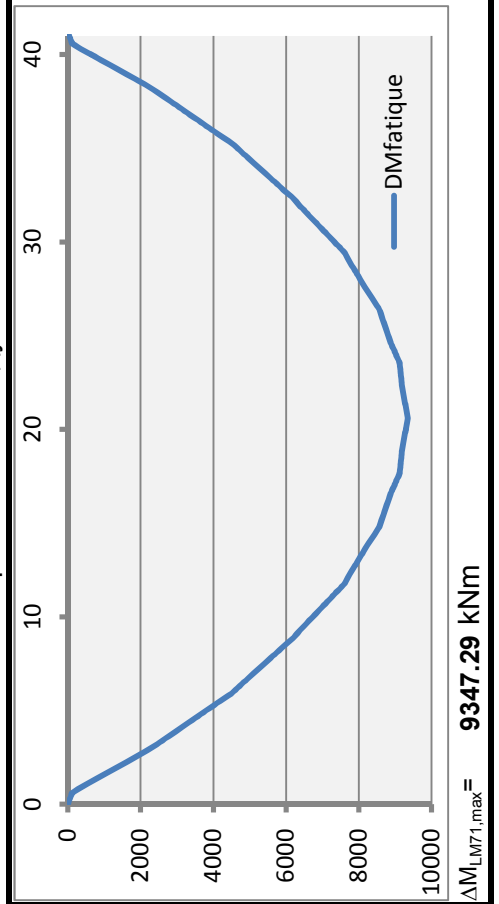
5.4.5.7 Утицаји за контролу дејства замора

На **Слици 2.4.127** су приказане анvelope пресечних сила услед дејства шема оптерећења од Шеме 1 до Шеме 12 као што је предвиђено у Делу 2.1 Анализа оптерећења.

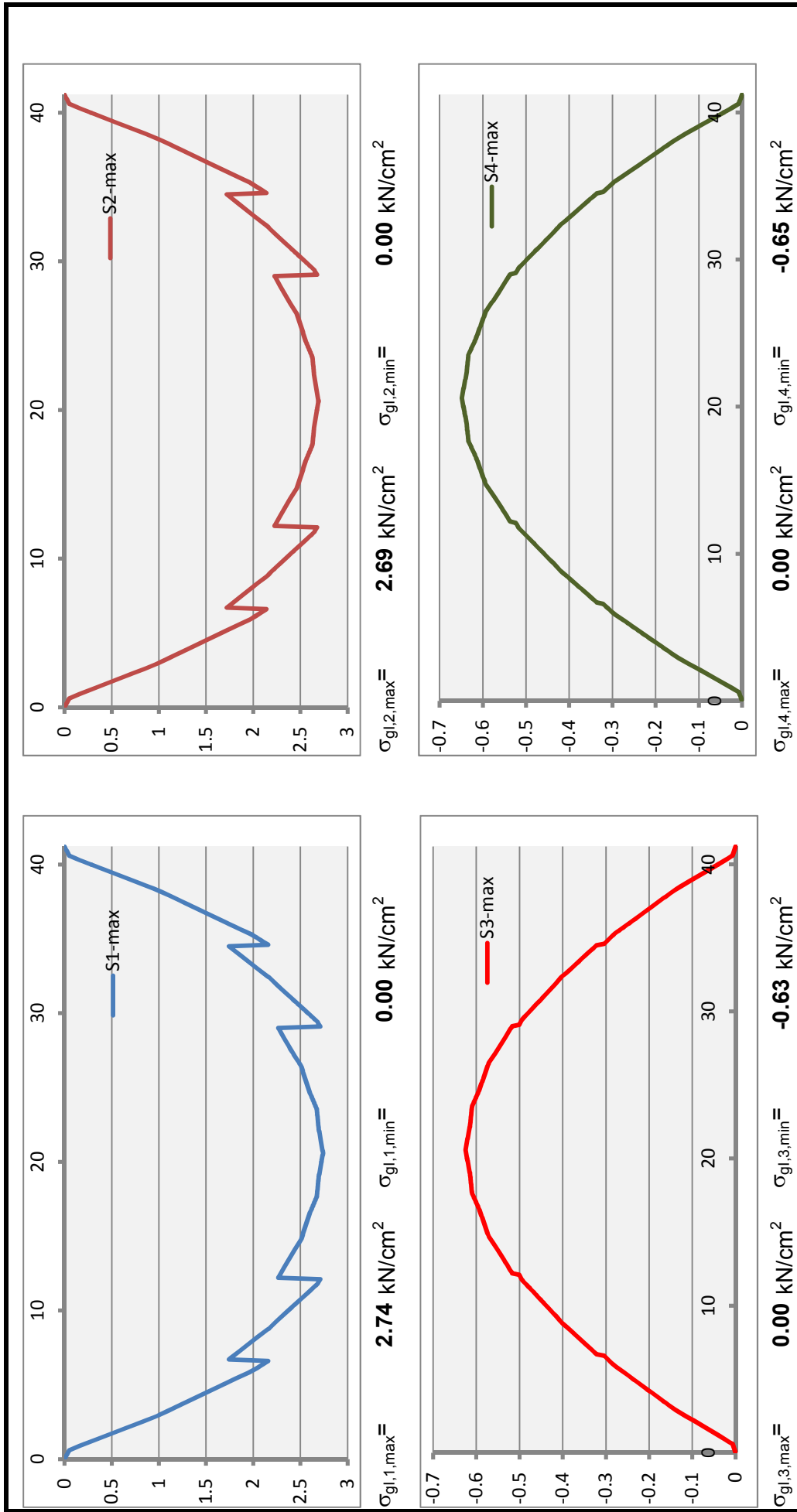
Слика 2.4.127 : Дијаграм момената савијања



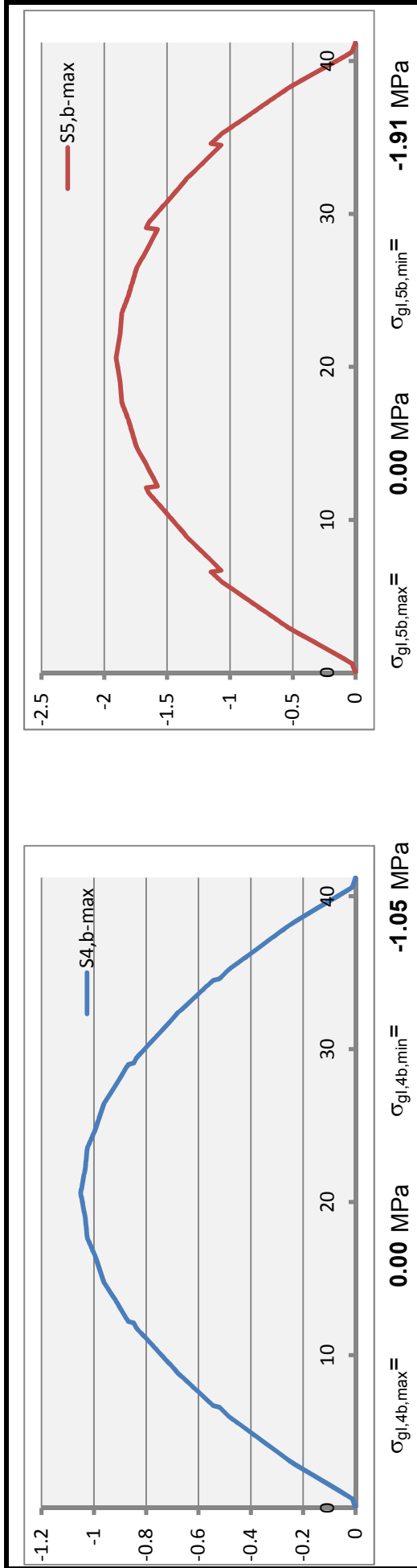
Слика 2.4.128 : Опсег пресечних сила дуж главног носача



Слика 2.4.129 : Дијаграми нормалних напона



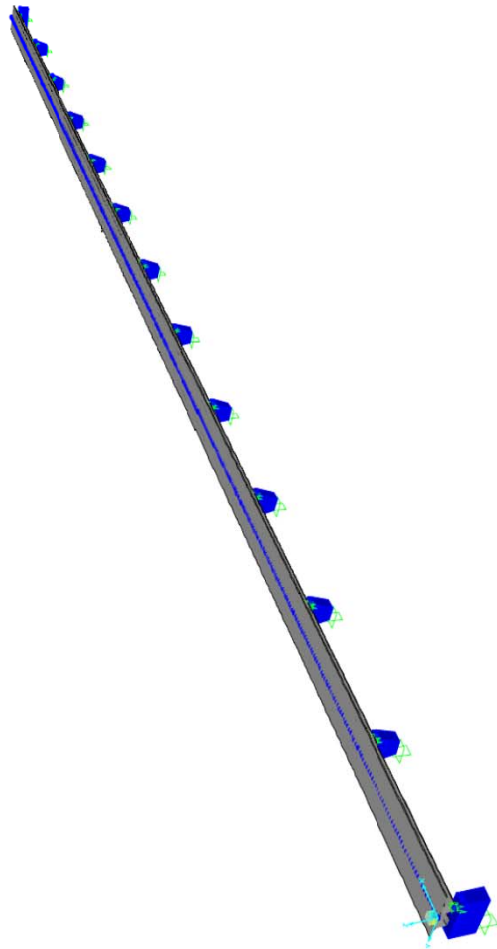
Слика 2.4.130 : Дијаграм нормалних напона у бетону



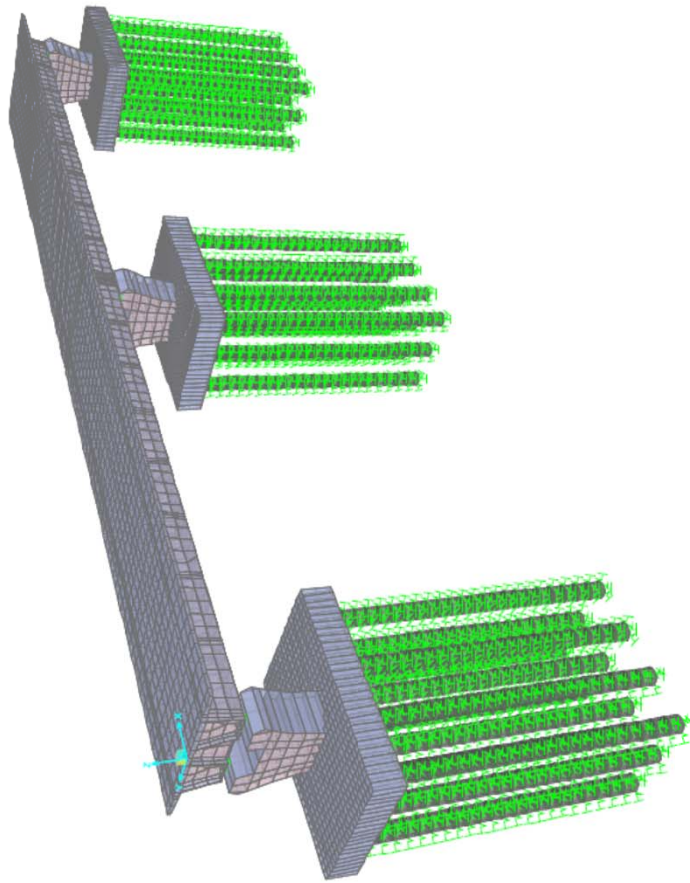
2.4.6. Утицаји из линијског модела - Стубови и фундаменти

Утицаји у стубовима моста добијени су првенствено из просторног линијског модела, док је контрола добијених утицаја рађена у просторном површинском моделу (FEM). Биће приказани сви утицаји релевантних оптерећења, добијени из просторног модела, као и утицаји добијени у меродавним комбинацијама за димензионисање. Такође, биће дат и приказ расподеле утицаја у стубу висине 7m, добијен на основу просторног

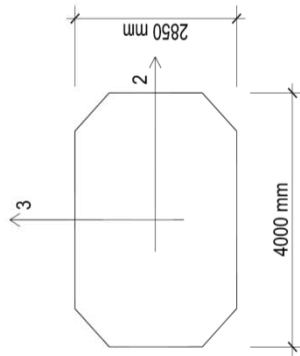
Слика 2.4.6.1 : Изглед просторног линијског модела



Слика 2.4.6.2 : Изглед просторног површинског модела

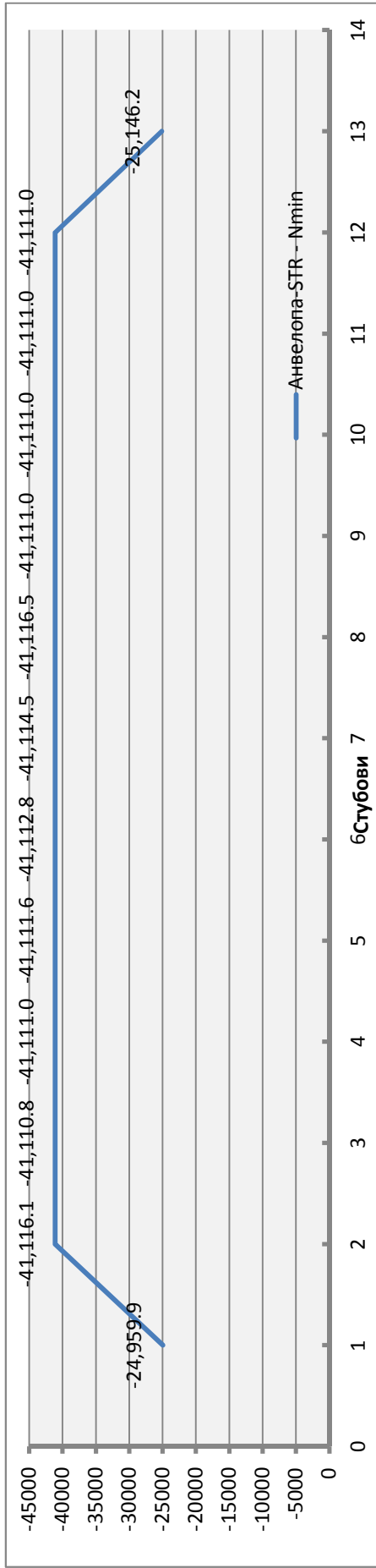


Слика 2.4.6.3 : Минимални попр. пресек стуба у основи и главне осе

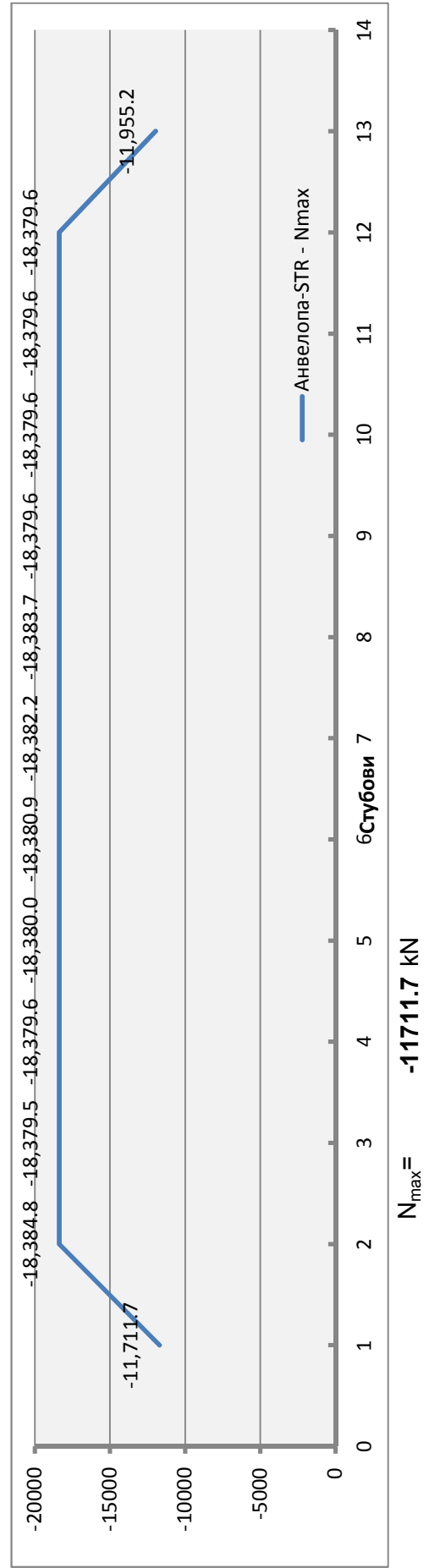


2.4.6.12. АНВЕЛОПА-STR

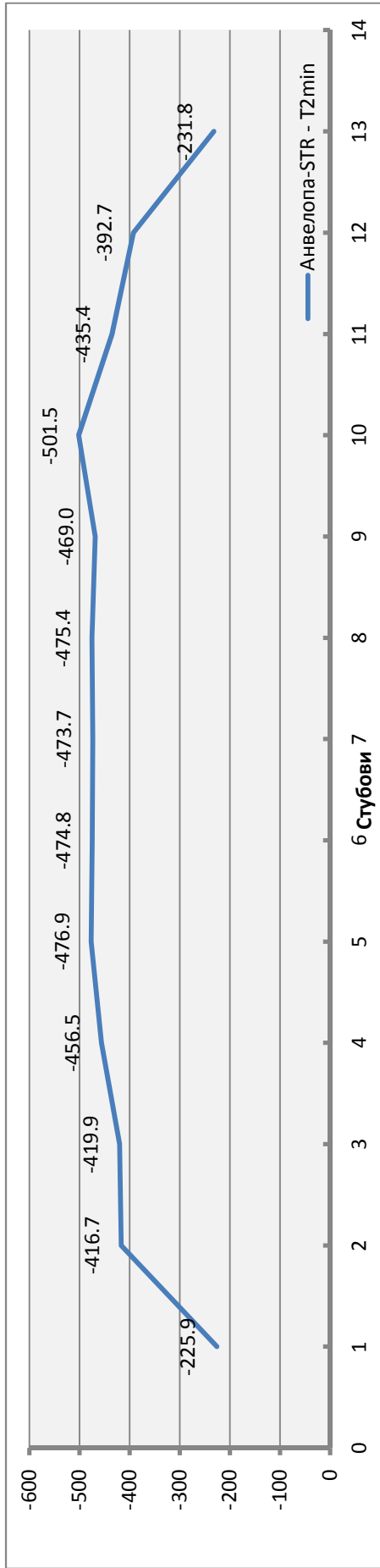
Слика 2.4.6.27 : Дијаграми пресечних сила - Нормалне силе



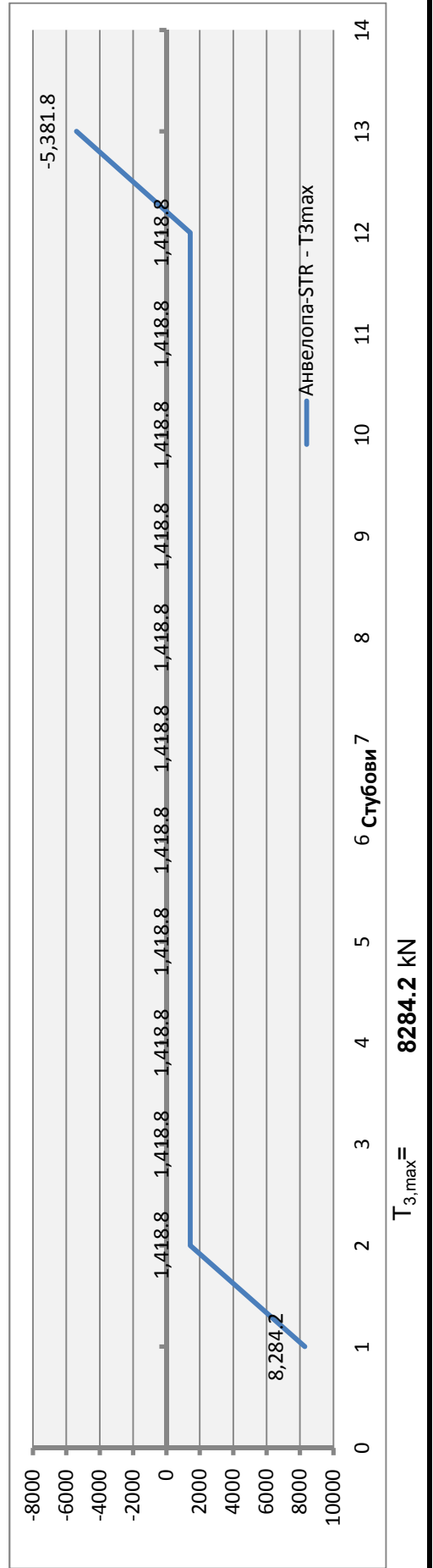
Слика 2.4.6.28 : Дијаграми пресечних сила - Нормалне силе



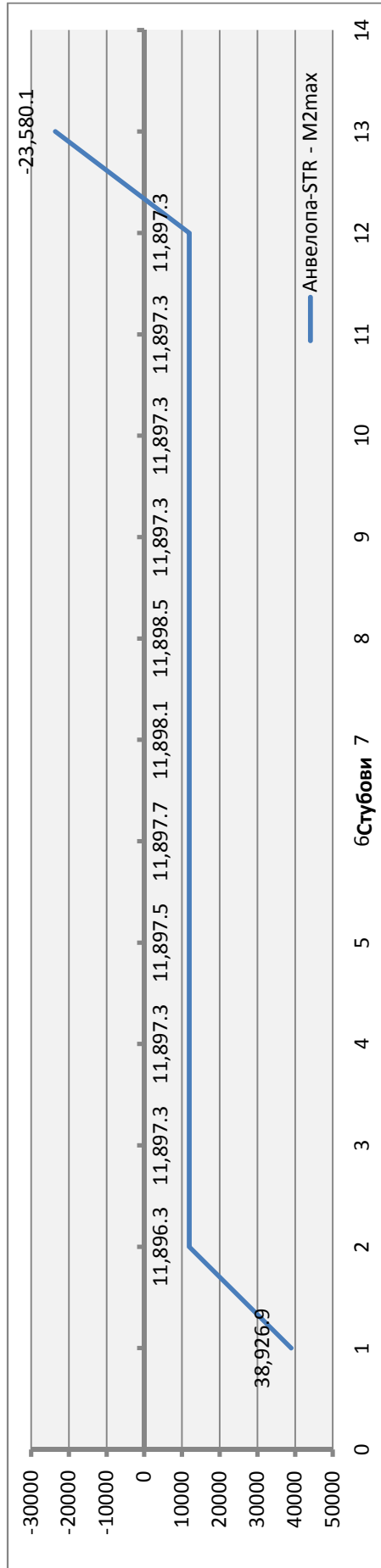
Слика 2.4.6.29: Дијаграми пресечних сила - Трансверзалне силе



Слика 2.4.6.30: Дијаграми пресечних сила - Трансверзалне силе

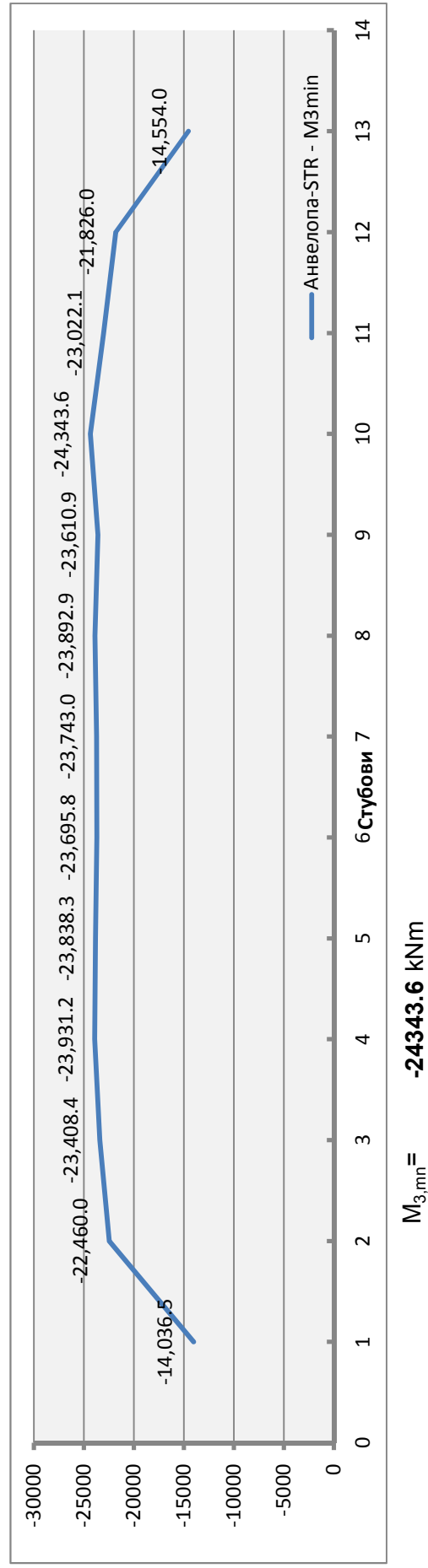


Слика 2.4.6.31 : Дијаграми пресечних сила - Моменти M2

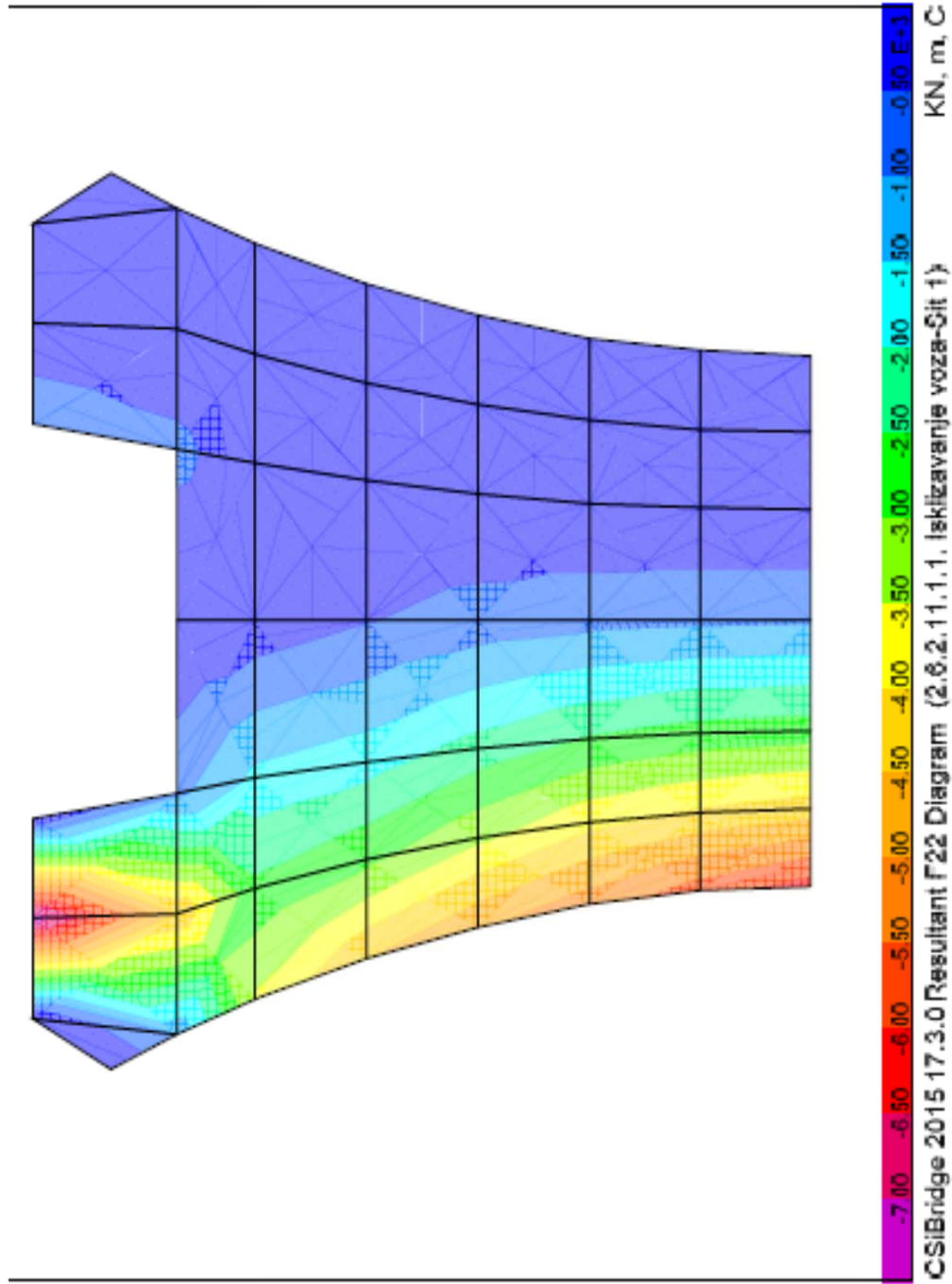


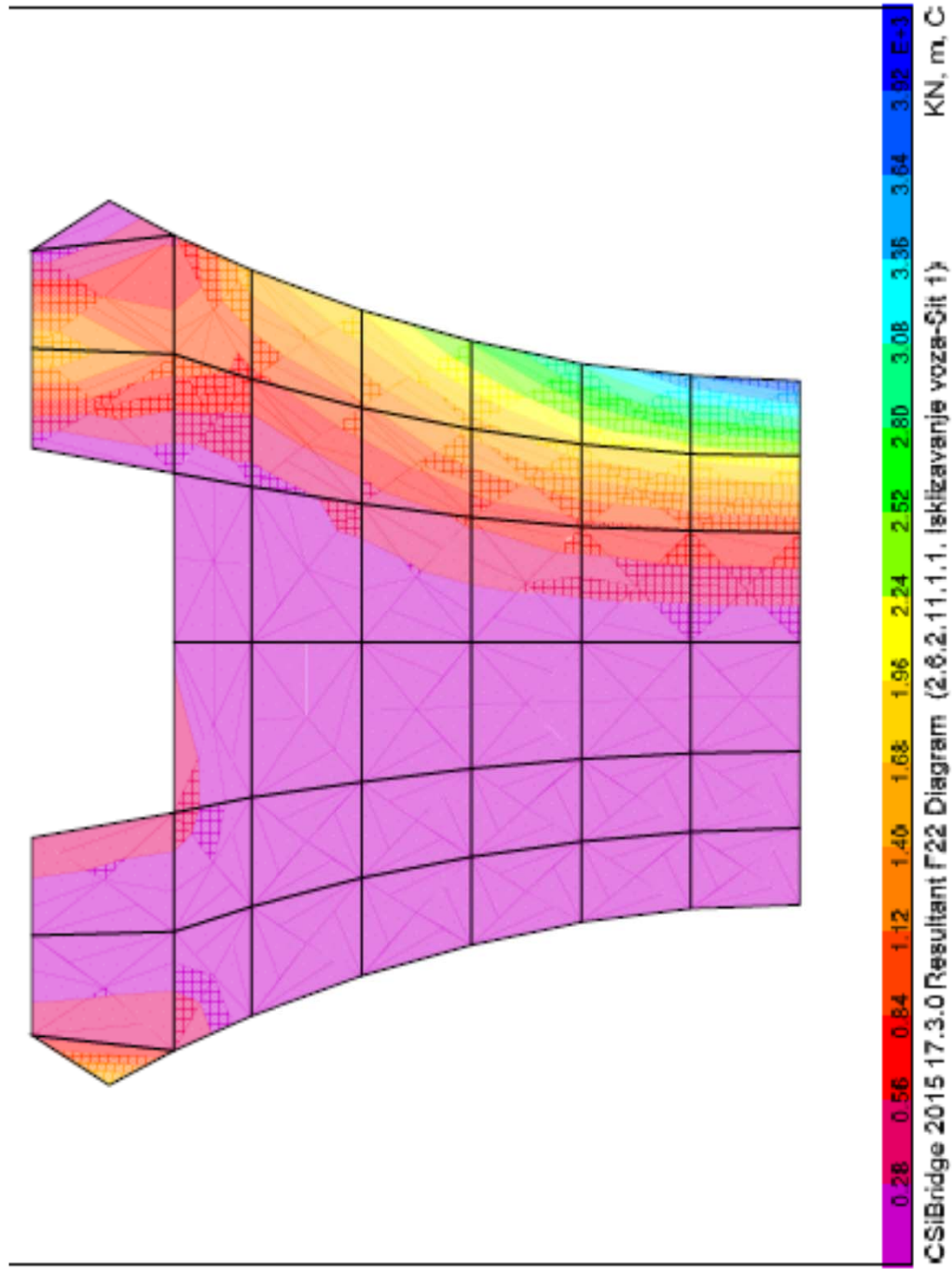
$M_{2,max} = 38926.9 \text{ kNm}$

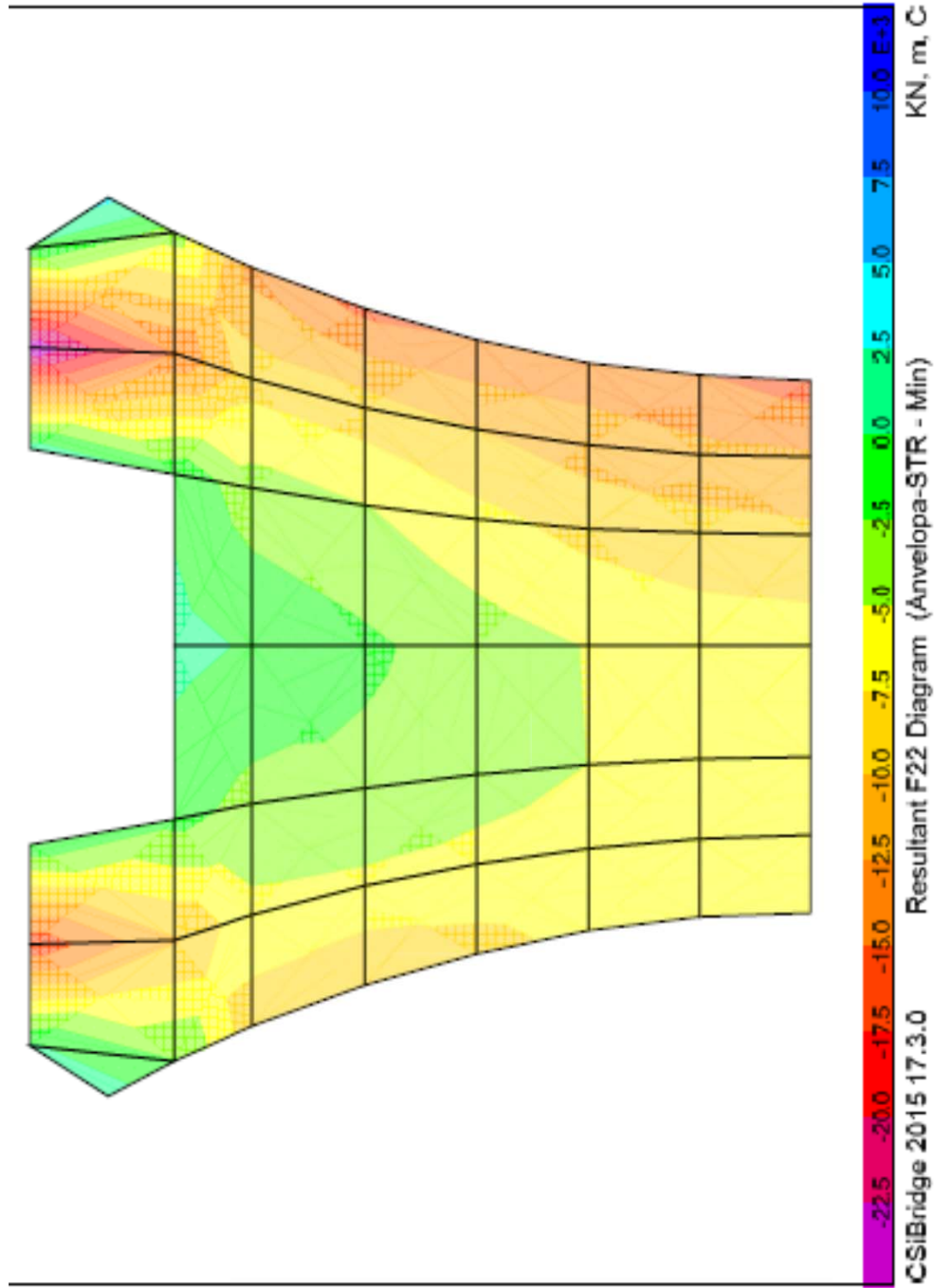
Слика 2.4.6.32 : Дијаграми пресечних сила - Моменти M3

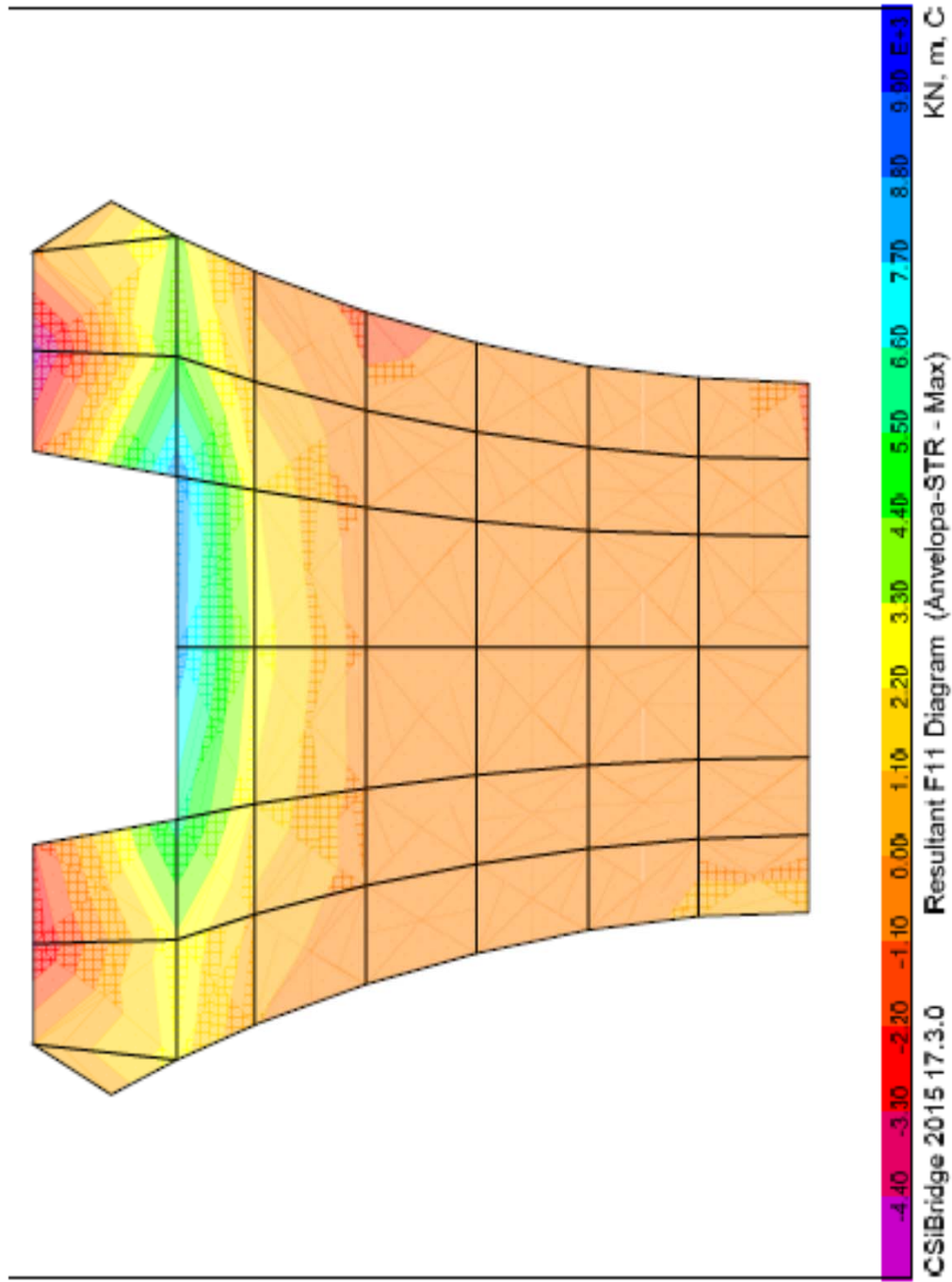


$M_{3,min} = -24343.6 \text{ kNm}$

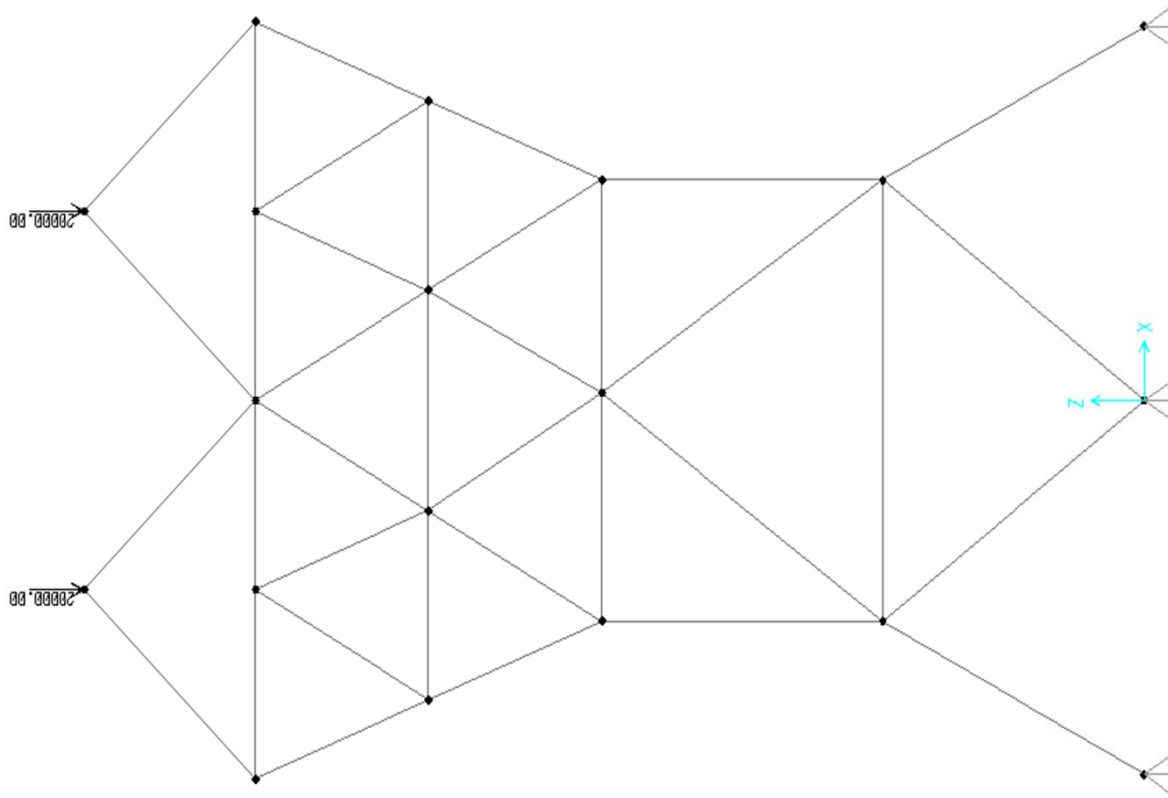


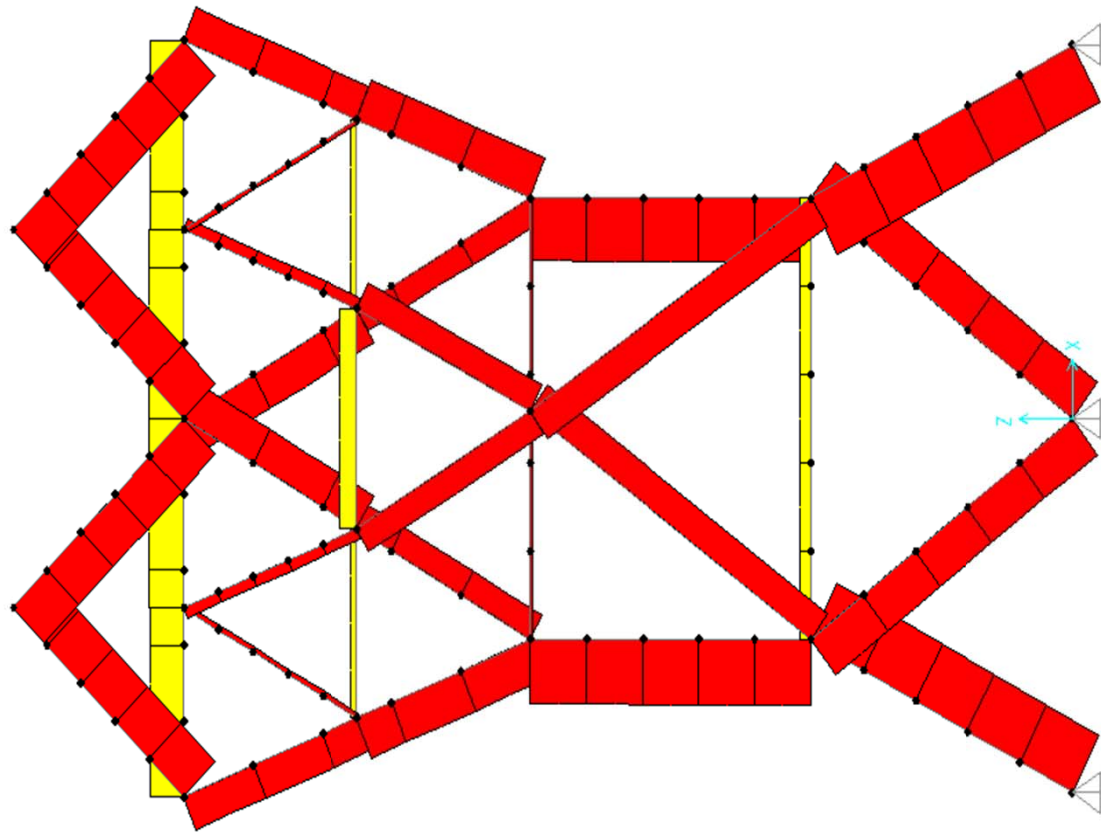


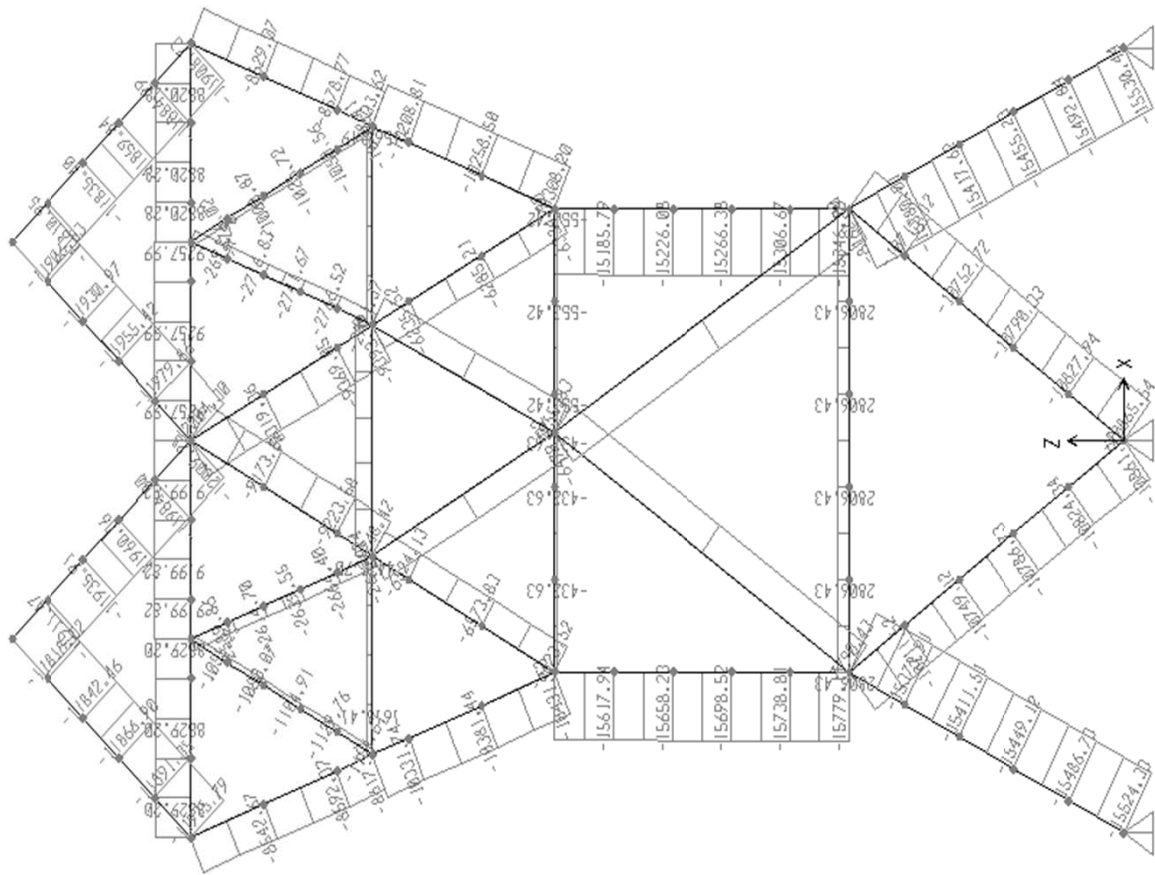




Strut tie





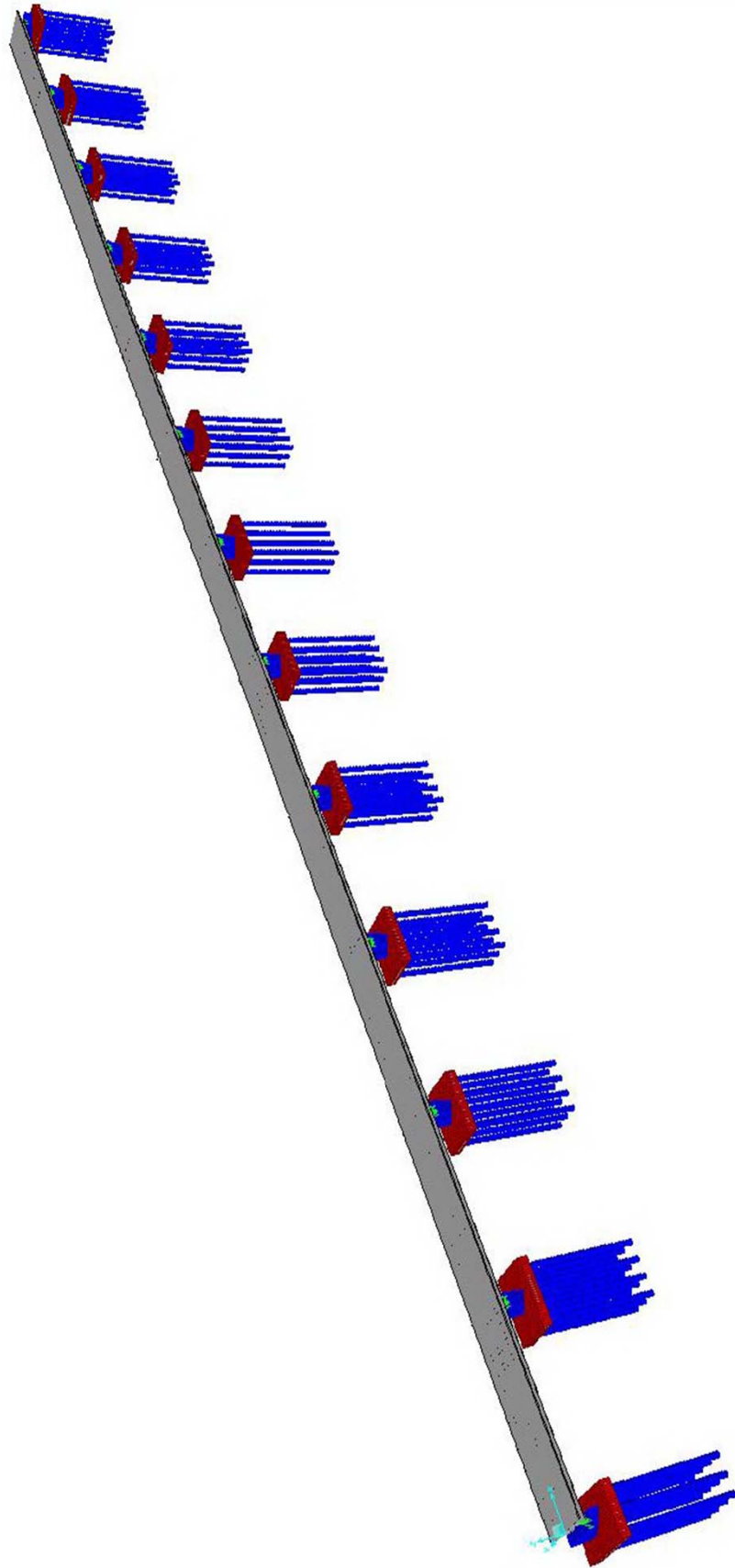


Максимална сила затезања

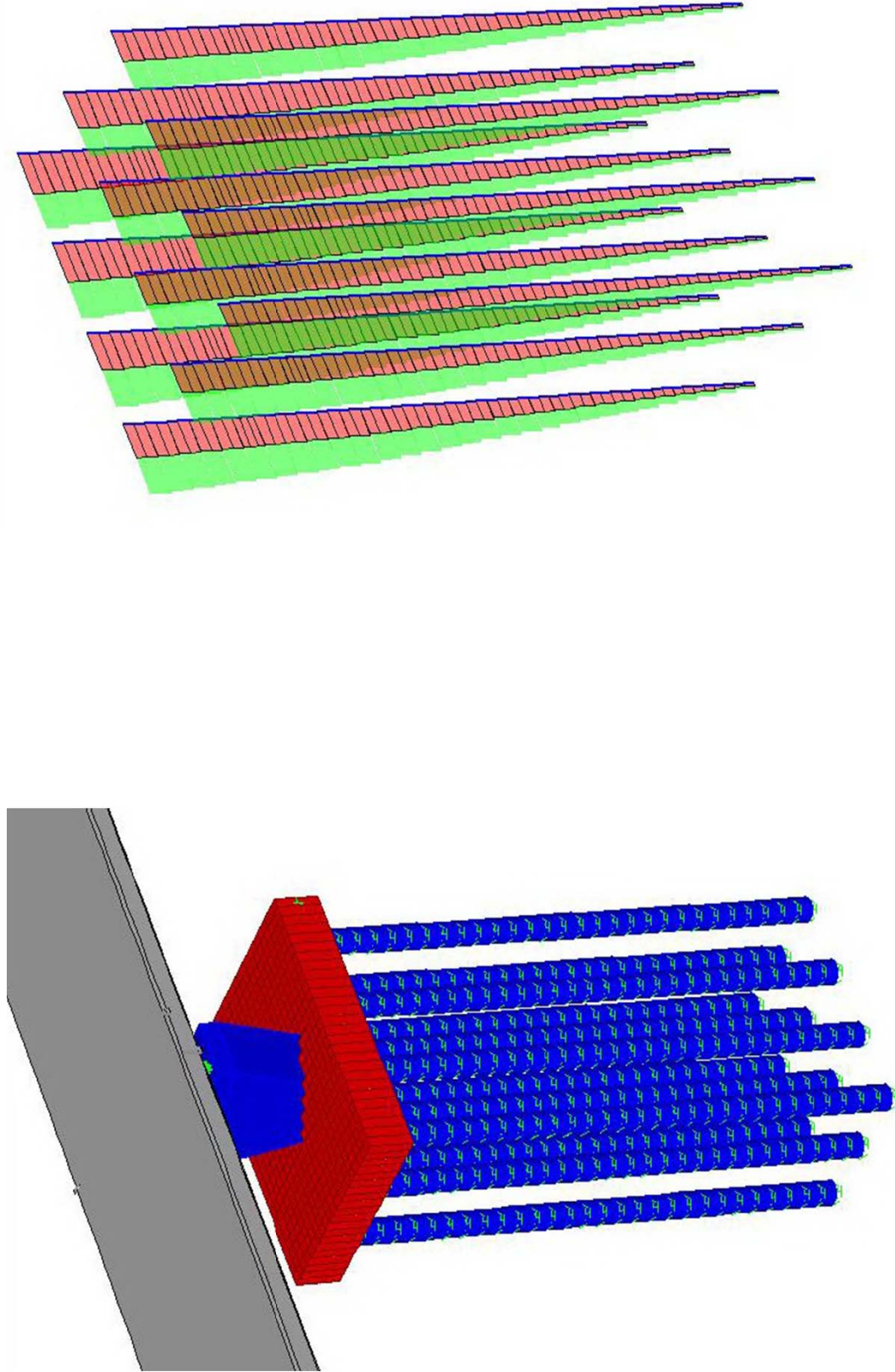
$Z_{\max} = 9258 \text{ kN}$

2.4.7. Статички утицаји - Силе у шиповима

Утицаји у шиповима добијени су из просторног модела направљеног у програму SAP2000, где су мостовска конструкција, стубови и шипови моделирани као линијски носачи, а наглавне греде као површонски носачи. Околно тло је представљено еластичним опругама чије су карактеристике срачунате на основу карактеристика тла датих у Геомеханичком елаборату, а што је детаљније објашњено у "Делу 2.12.5.1 - Карактеристике тла". Добијене пресечне силе за утицаје од сталног и карактеристичног покретног оптерећења, као и за меродавне комбинације приказане су на следећим дијаграмима за сваки шип и за свако стубно место.



Слика 2.4.7.1 : Изглед модела



Слика 2.4.7.2 : Изглед модела стуба са карактеристикама тла

Слика 2.4.7.3 : Дијаграм сила у шповима

2.4.7.13. Рекапитулација екстремних вредности сила у најоптерећенијим шиповима

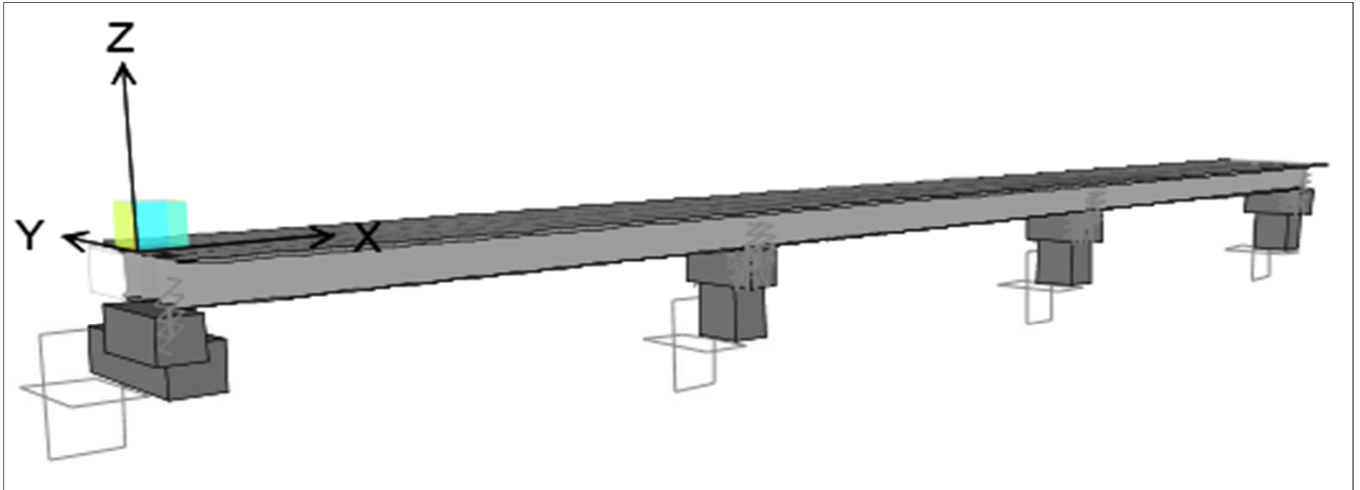
Комбинација: Анвелопа STR										
Табела 1	N_{min} [kN]	N_{max} [kN]	$T_{x,min}$ [kN]	$T_{x,max}$ [kN]	$T_{y,min}$ [kN]	$T_{y,max}$ [kN]	$M_{x,min}$ [kNm]	$M_{x,max}$ [kNm]	$M_{y,min}$ [kNm]	$M_{y,max}$ [kNm]
Стуб 01	-4937.7	-209.4	-490.2	86.1	-10.4	38.1	-1348.0	703.0	-97.2	154.2
Стуб 02	-5358.4	-233.0	-115.2	20.2	-32.7	68.8	-347.4	162.6	-315.9	309.9
Стуб 03	-5381.5	-232.8	-117.2	20.3	-34.5	62.6	-361.3	163.0	-339.5	294.9
Стуб 04	-5342.3	-213.5	-112.4	16.1	-52.7	81.7	-233.6	124.1	-394.0	261.9
Стуб 05	-5344.9	-213.5	-113.5	16.8	-51.5	83.5	-236.0	126.8	-389.6	264.0
Стуб 06	-5464.1	-215.4	-112.4	16.1	-54.5	80.7	-233.6	124.3	-410.5	242.9
Стуб 07	-5466.3	-215.4	-112.5	16.1	-54.5	80.7	-233.8	124.5	-410.9	242.5
Стуб 08	-5471.4	-215.2	-114.8	17.7	-52.2	84.4	-238.8	129.8	-404.5	249.2
Стуб 09	-5710.1	-219.1	-113.2	16.7	-58.1	79.8	-235.5	126.5	-445.7	209.4
Стуб 10	-5729.7	-217.9	-121.4	23.7	-53.2	94.7	-253.4	147.0	-429.9	231.4
Стуб 11	-6133.2	-244.9	-117.5	20.3	-43.6	62.4	-362.4	163.2	-436.5	200.8
Стуб 12	-6096.4	-246.1	-121.6	21.0	-47.6	52.5	-376.6	168.6	-464.0	130.1
Стуб 13	-4786.5	-251.3	-66.8	390.6	-6.5	21.4	-546.7	1138.9	-63.3	112.9

2.5. Сеизмика

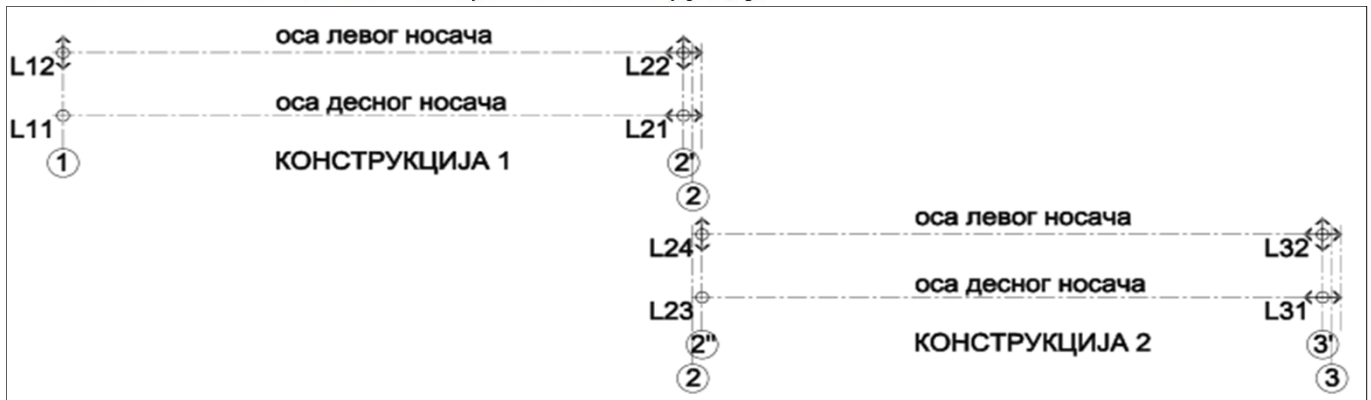
2.5.1 Мултимодална спектрална анализа

Мултимодална анализа је спроведена на линијском моделу који се састоји од три суседна распона почевши од стуба C01. Овај модел је довољан за срачунавање сеизмичких ефеката јер не постоји разлика у висини опораца (C01 и C13) и средњих стубова (C02-C12). Из тог разлога, статички утицаји ће бити приказани у нивоу лежишта и споја стубова са наглавицама.

Слика 2.5.1: Изглед модела за сеизмички прорачун



Слика 2.5.2: Шема лежишта за прве две конструкције



Маса конструкције узета у обзир

Меродавна маса, која је укључена у прорачунски модел, је збир следећих, карактеристичних, вредности оптерећења:

1. Сопствена тежина конструкције;
2. Додатно стално оптерећење;
3. Саобраћајно оптерећење (срачунато са коефицијентом за квази-перманентну пројектну ситуацију $\psi_{2,1}=0,3$ што је у складу са препоруком стандарда SRPS EN 1998-2, Део 4.1.2).

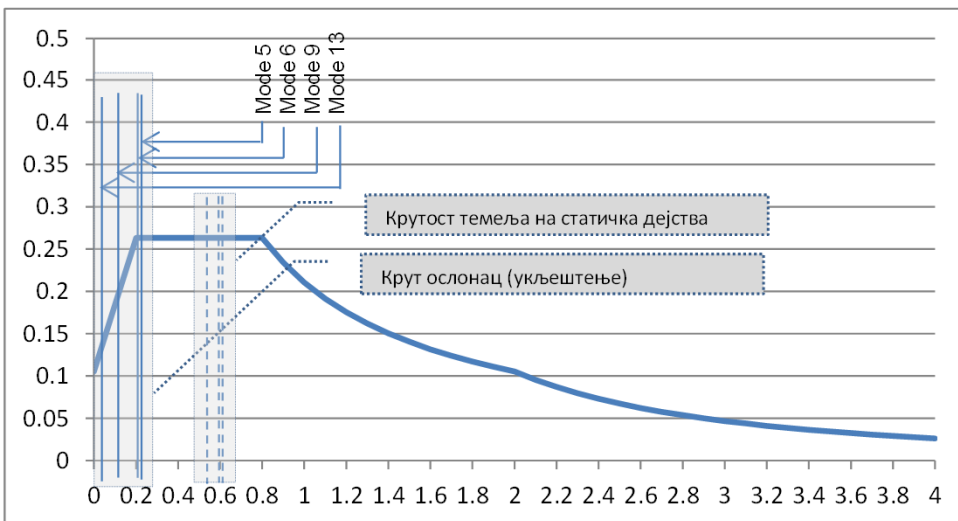
Крутоост темеља (наглавне греде са шиповима и околним тлом)

Према стандарду SRPS EN 1998-2, Део 4.1.4 (2) утицај интеракције тла и конструкције (SSI) се мора узети у обзир када крутоост темељног тла има утицај већи од 20% на хоризонтално померање врха стуба под дејством јединичне силе на истом месту. Узевши у обзир геомеханичке карактеристике тла на локацији и крутоост самих стубова, лако се долази до закључка да је утицај интеракције конструкције и околног тла потребно узети у обзир приликом прорачуна сеизмичких ефеката.

Анализирана су два екстремна случаја:

- 1) Крута веза стубова са темељном наглавицом (укљештење на доњој ивици стуба);
- 2) Флексибилан ослонац са крутоостима које одговарају понашању батерије шипова и наглавице приликом дејства статичког оптерећења.

Реално понашање конструкције у смислу максималних пресечних сила и померања мостовске конструкције приликом сизмичког дејства се налази између ова два екстремна случаја узимајући у обзир распоред меродавних тонова осциловања на пројектном спектру одговора приказаним на **Слици 2.5.3**.



Овако значајна варијација крутоости нема за последицу велику разлику у срачунатим силама и померањима, па тако максимална подужна хоризонтална реакција у лежишту варира у износу од 520kN до 2102kN (значајни модови осциловања одсецају максималне вредности ордината спектра одговора). Из овог разлога је за прорачун сеизмичких утицаја коришћена крутоост фундамента која карактерише статичко дејство оптерећења. Овакав модел, у овом случају, даје незнатно веће статичке утицаје и деформације од реалних, што не даје повећање инвестиционе вредности објекта. Ово добија на значају посебно имајући у виду да постоји резерва у носивости фундамента, што је последица оштрих захтева европских норми по питању померљивости система на дејство силе кочења и покретања на локацији са тлом лоших геотехничких карактеристика.

Модови укључени у прорачун

Према стандарду SRPS EN 1998-2, Део 4.2.1.2. (2) одређен је број значајних модова укључених у прорачун (сума свих ефективних модалних маса за укључене модове представља најмање 90% укупне масе моста):

(2) For bridges in which the total mass M can be considered as a sum of "effective modal masses" M_i , the criterion (1) is deemed to be satisfied if the sum of the effective modal masses for the modes considered, $(\sum M_i)_c$, amounts to at least 90% of the total mass of the bridge.

Табела 2.5.1 Модални фактори партиципације масе (модел са укљештеним стубовима)

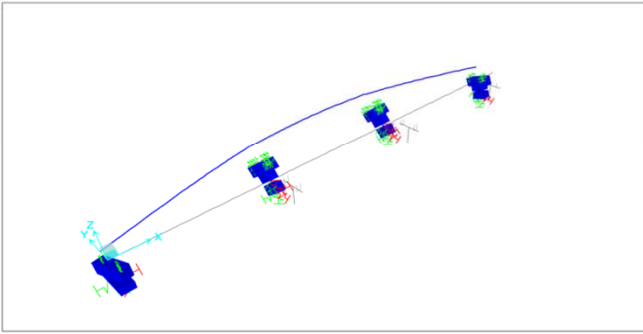
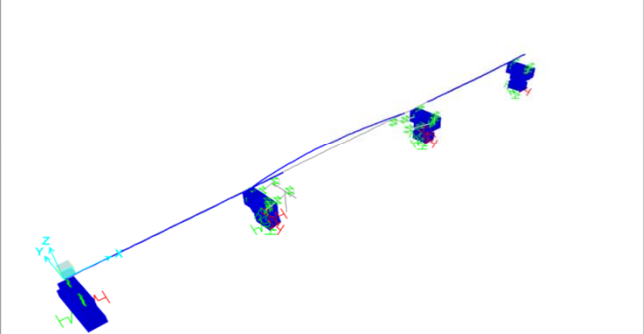
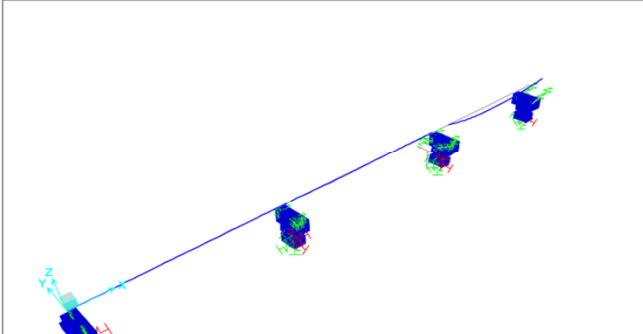
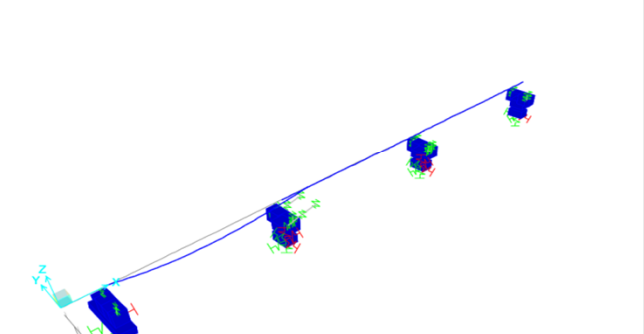
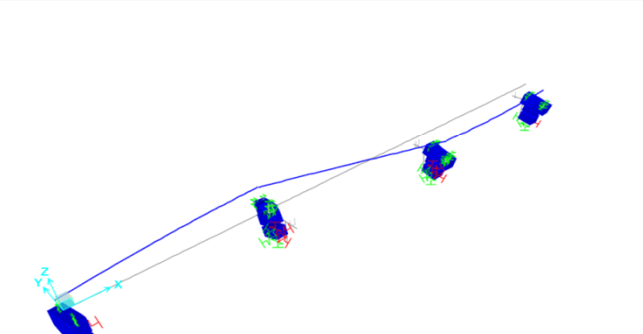
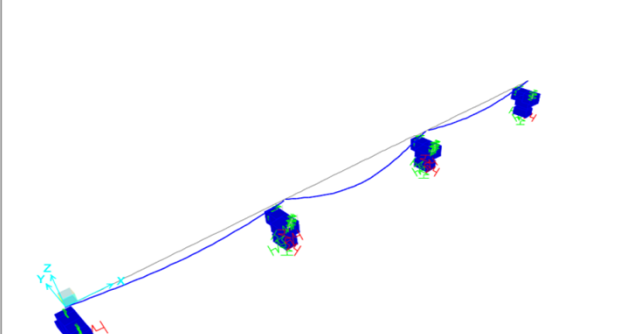
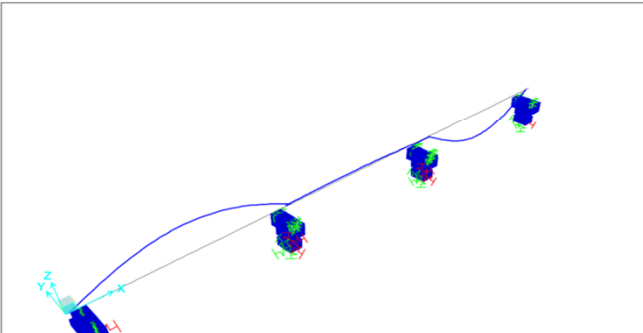
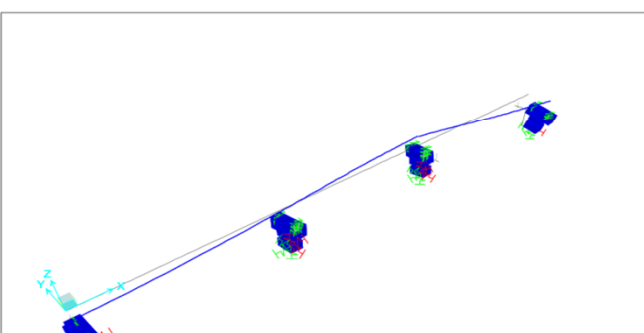
Модални фактори партиципације масе							
	T_n	х-правац	у-правац	z-правац	ΣX	ΣY	ΣZ
	[s]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
Mode 1	0.425	0.03	0.00	0.15	0.03	0.00	0.15
Mode 2	0.415	0.05	0.00	0.21	0.07	0.00	0.36
Mode 3	0.409	0.02	0.00	0.22	0.10	0.00	0.58
Mode 4	0.253	0.00	0.71	0.00	0.10	0.71	0.58
Mode 5	0.235	0.41	0.00	0.04	0.50	0.71	0.62
Mode 6	0.231	0.11	0.00	0.01	0.62	0.71	0.63
Mode 7	0.205	0.00	0.00	0.00	0.62	0.72	0.63
Mode 8	0.154	0.00	0.10	0.00	0.62	0.81	0.63
Mode 9	0.148	0.17	0.00	0.01	0.78	0.81	0.64
Mode 10	0.114	0.00	0.00	0.00	0.78	0.81	0.64
Mode 11	0.113	0.00	0.01	0.00	0.78	0.82	0.64
Mode 12	0.112	0.01	0.00	0.00	0.80	0.82	0.64
Mode 13	0.100	0.08	0.00	0.00	0.88	0.82	0.64
Mode 14	0.085	0.00	0.01	0.00	0.88	0.83	0.64
Mode 15	0.068	0.00	0.02	0.00	0.88	0.85	0.64
Mode 16	0.062	0.00	0.00	0.05	0.88	0.85	0.69
Mode 17	0.060	0.00	0.00	0.01	0.88	0.85	0.70
Mode 18	0.058	0.00	0.00	0.02	0.89	0.85	0.72
Mode 19	0.051	0.04	0.00	0.00	0.92	0.85	0.72
Mode 20	0.048	0.00	0.02	0.00	0.92	0.87	0.72
Mode 21	0.041	0.00	0.01	0.00	0.92	0.87	0.72
Mode 22	0.040	0.00	0.00	0.00	0.92	0.87	0.72
Mode 23	0.040	0.00	0.00	0.00	0.93	0.87	0.72
Mode 24	0.039	0.00	0.00	0.00	0.93	0.87	0.72
Mode 25	0.037	0.00	0.00	0.00	0.93	0.88	0.72
Mode 26	0.036	0.00	0.00	0.00	0.93	0.88	0.72
Mode 27	0.036	0.00	0.00	0.00	0.93	0.88	0.72
Mode 28	0.033	0.00	0.00	0.00	0.94	0.88	0.72

Напомена: разматрају се сви битни тонови у смислу SRPS EN 1998-2 до максималне фреквенције мода осциловања од 30Hz.

Табела 2.5.2 Модални фактори партиципације масе (модел са флексибилним ослоњцем)

Модални фактори партиципације масе							
	T_n	х-правац	у-правац	z-правац	ΣX	ΣY	ΣZ
	[s]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
Mode 1	0.665	0.00	0.85	0.00	0.00	0.85	0.00
Mode 2	0.649	0.21	0.00	0.00	0.21	0.85	0.00
Mode 3	0.642	0.38	0.00	0.01	0.60	0.85	0.01
Mode 4	0.583	0.32	0.00	0.01	0.91	0.85	0.02
Mode 5	0.538	0.00	0.00	0.00	0.91	0.85	0.02
Mode 6	0.409	0.02	0.00	0.53	0.94	0.85	0.55
Mode 7	0.396	0.00	0.00	0.00	0.94	0.85	0.55
Mode 8	0.393	0.00	0.09	0.00	0.94	0.94	0.55

Табела 2.5.3 Изглед меродавних модова осциловања

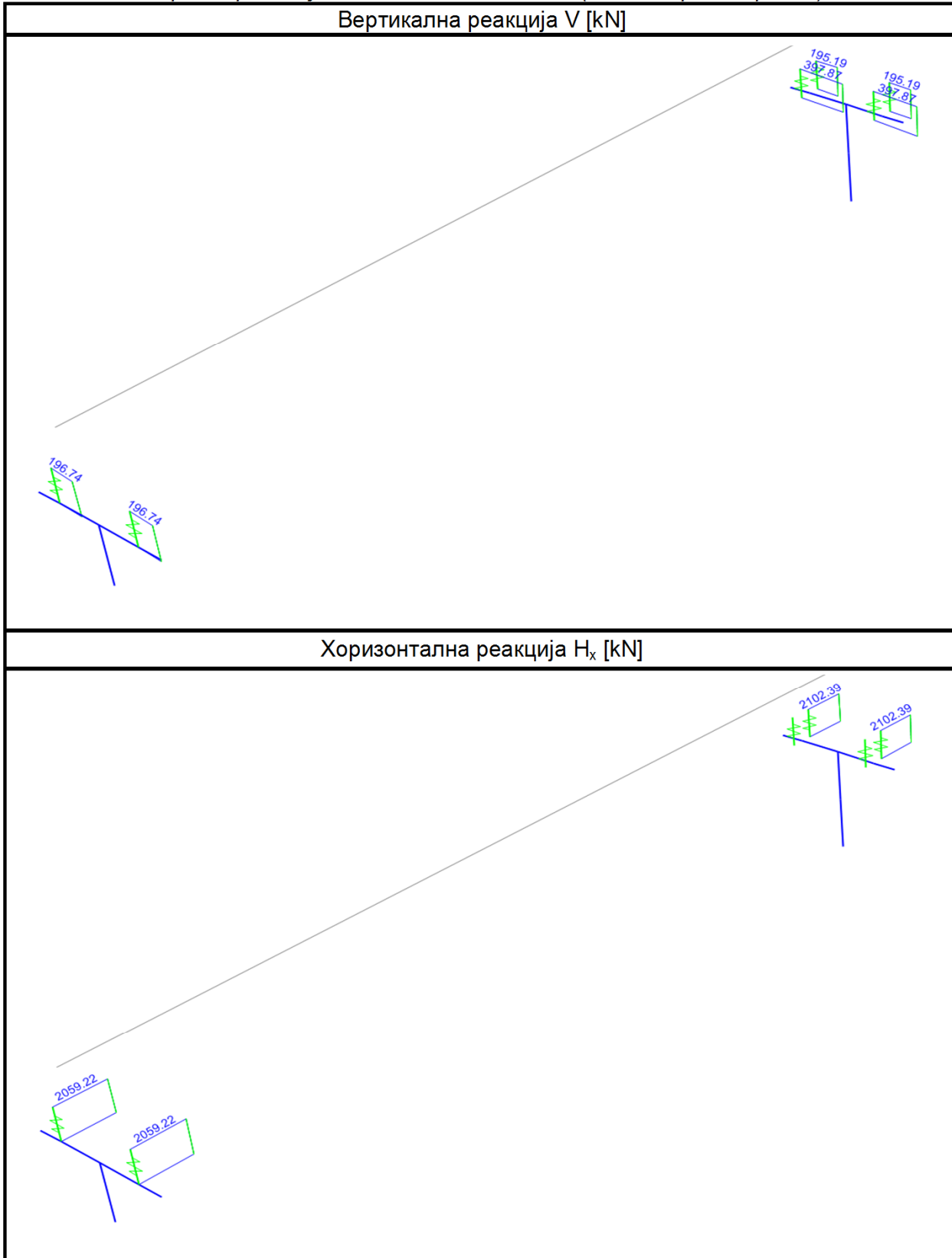
Мод осциловања 1	Мод осциловања 2
	
Мод осциловања 3	Мод осциловања 4
	
Мод осциловања 5	Мод осциловања 6
	
Мод осциловања 7	Мод осциловања 8
	

Резултати анализе

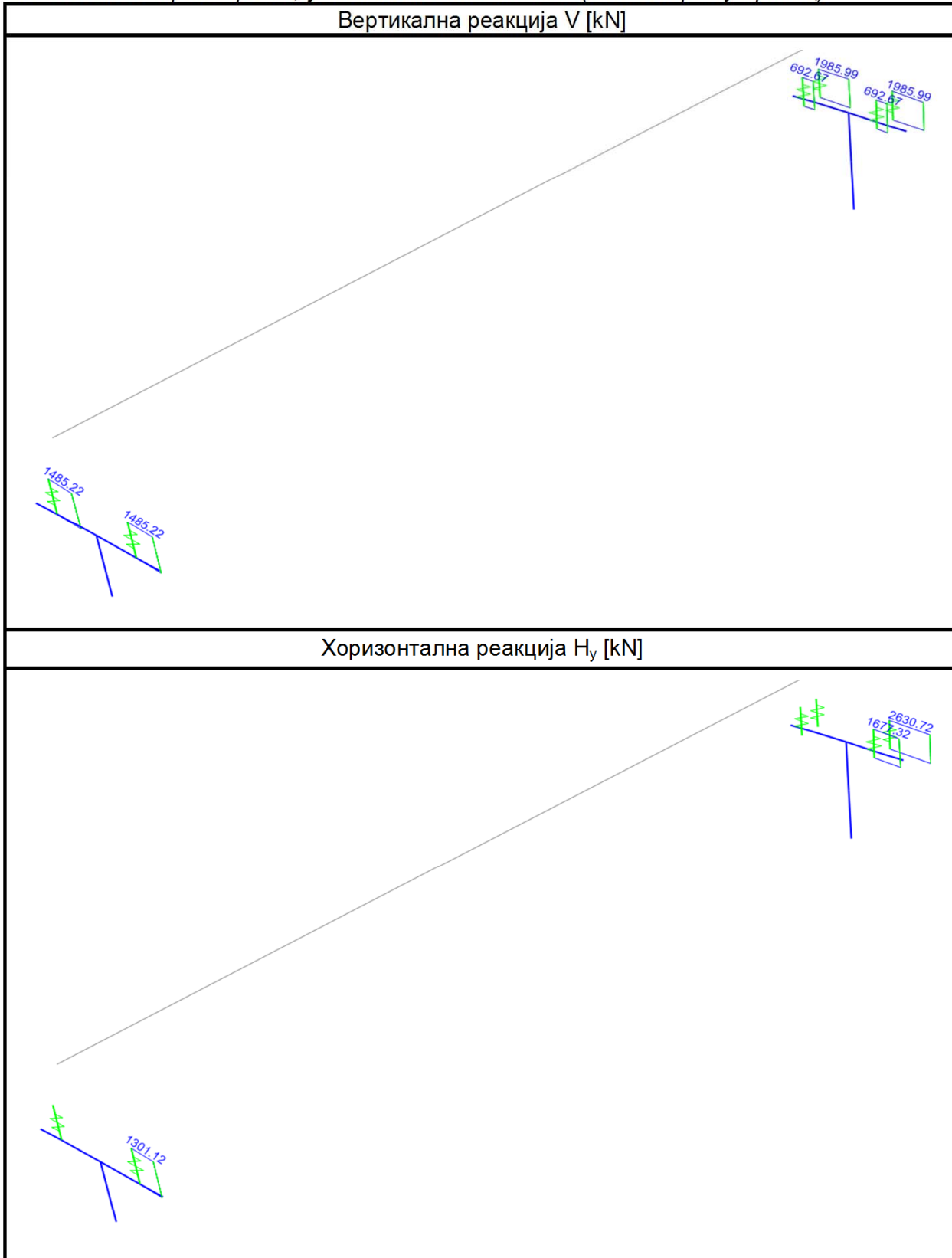
Спроведеном анализом су добијени следећи резултати:

- 1) Реакције на местима лежишта;
- 2) Реакције на месту везе стуба са наглавицом;
- 3) Хоризонтална померања на местима дилатација.

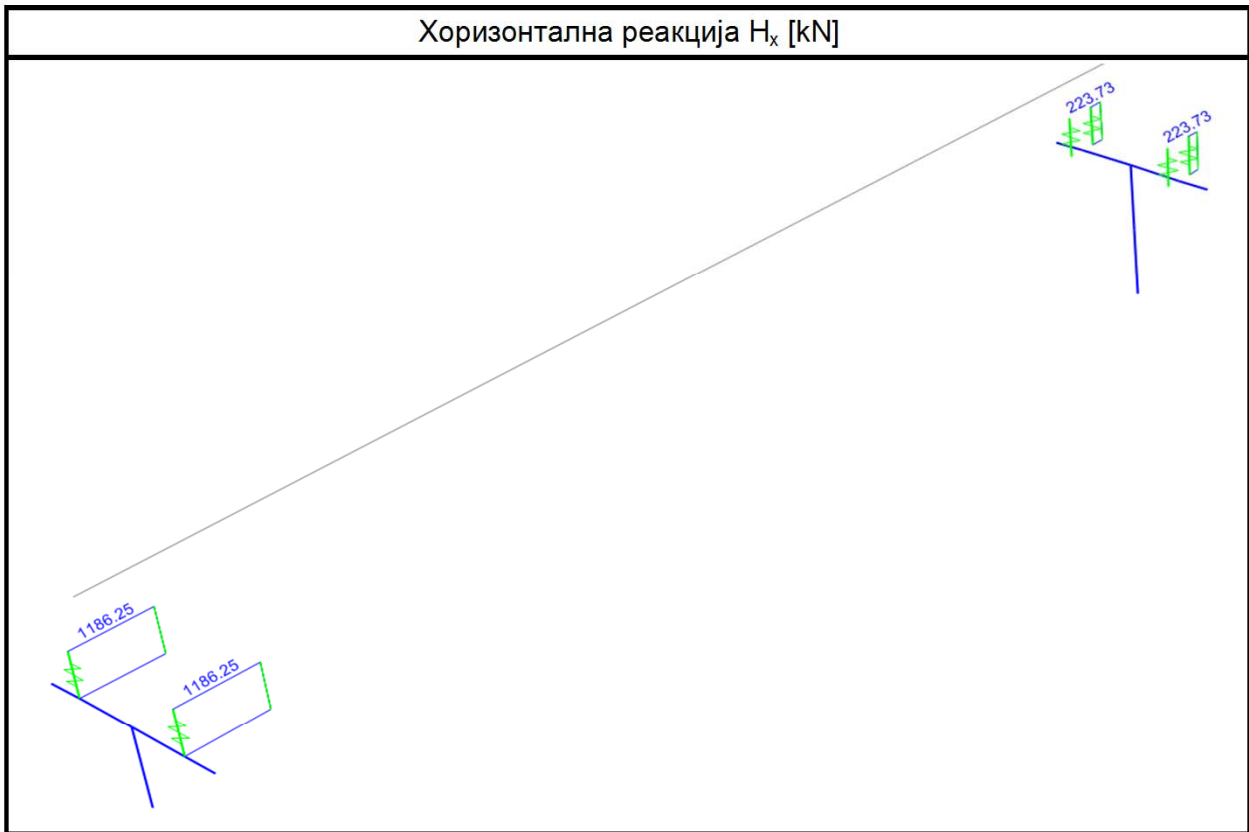
Табела 2.5.4 Приказ реакција на местима лежишта (Земљотрес x-правац)



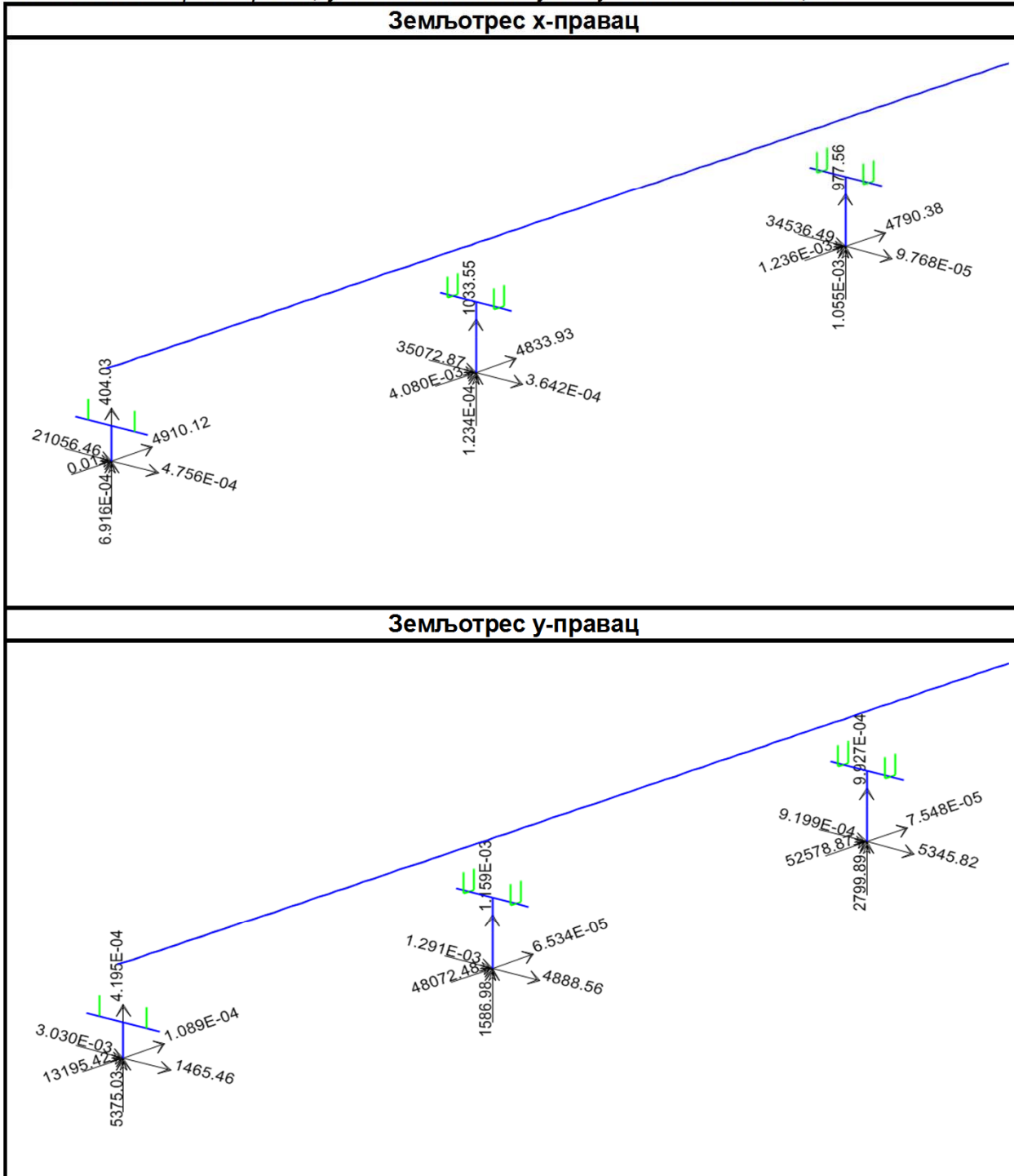
Табела 2.5.5 Приказ реакција на местима лежишта (Земљотрес у-правац)



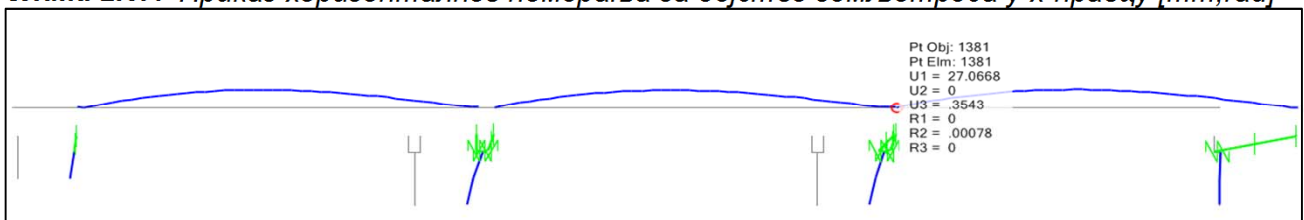
Хоризонтална реакција H_x [kN]



Табела 2.5.6 Приказ реакција на местима споја стубова са наглавицама



Слика 2.5.4 Приказ хоризонталног померања за дејство земљотреса у x-правцу [mm,rad]

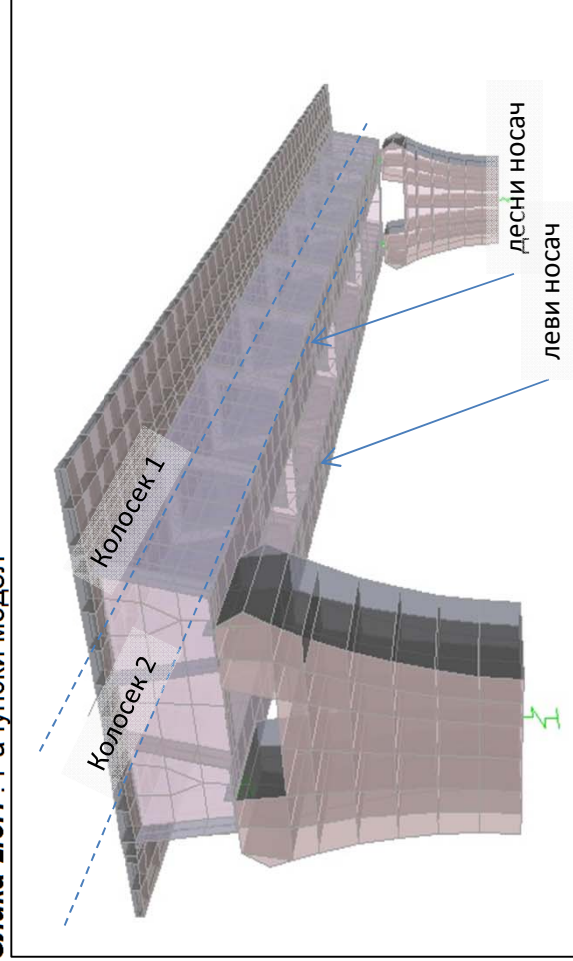


Напомена: На слици су приказана померања коловозне плоче на месту стуба С03 где се јавља максимално померање меродавно за димензионисање дилатационе спојнице. Меродавни опсег померања услед дејства земљотреса у подужном правцу се добија као збир померања са две суседне конструкције ($\Delta_{\max} = 2 \times 27 = 54 \text{mm}$)

2.8. Деформације

Деформације мостовске конструкције су срачунате на просторном моделу сачињеног од површинских елемената. Идентичан модел је коришћен за прорачун статичких утицаја у Делу 2.4. Деформација главног носача је приказана у чворовима који су меродавни за контролу граничних стања употребљивости (у нивоу горње плоче, дилатационе спојнице ...). Рачунски модел за прорачун деформација је приказан на **Слици 2.8.1**.

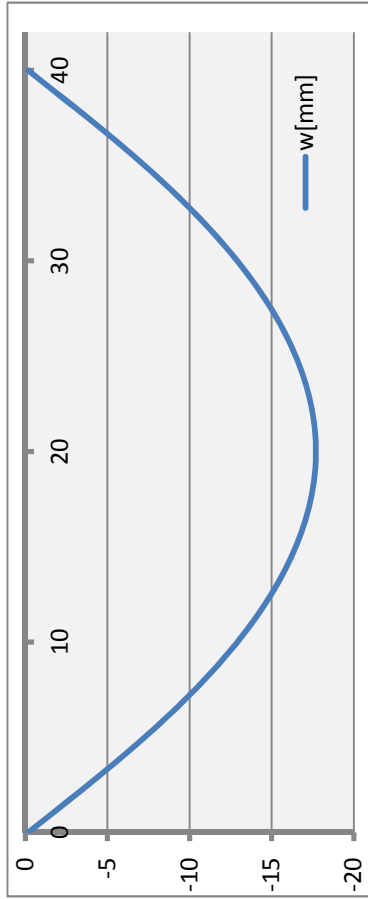
Слика 2.8.1 : Рачунски модел



Деформације приказане у Деловима 2.8.1 до 2.8.6 су оне које су срачунате за колвозну плочу у оси Колосека 1 (десни главни носач).

2.8.1. Сопствена тежина (t=0)

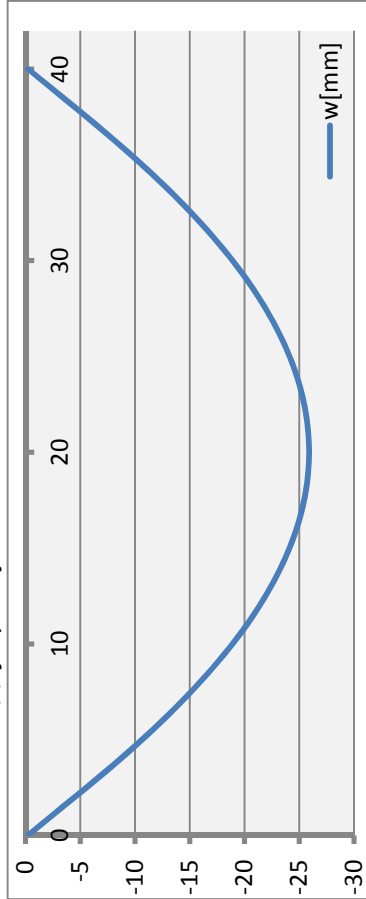
Слика 2.8.2 : Дијаграм угиба



$w_{g,max} = -17.7 \text{ mm}$

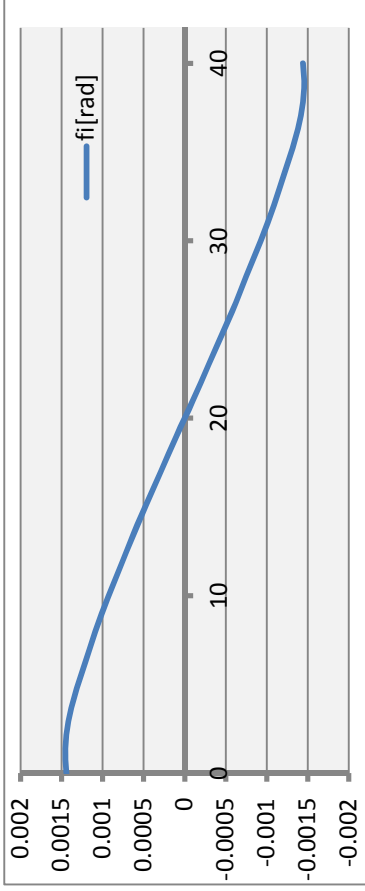
2.8.2. Додато стално оптерећење (t=0)

Слика 2.8.4 : Дијаграм угиба



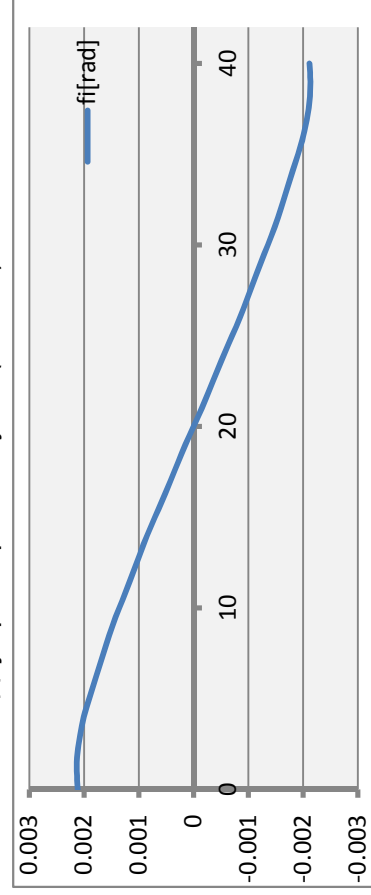
$w_{g,max} = -25.9 \text{ mm}$

Слика 2.8.3 : Дијаграм промене угла (нагиба)



$\phi_{g,max} = 1.46E-03 \text{ rad}$

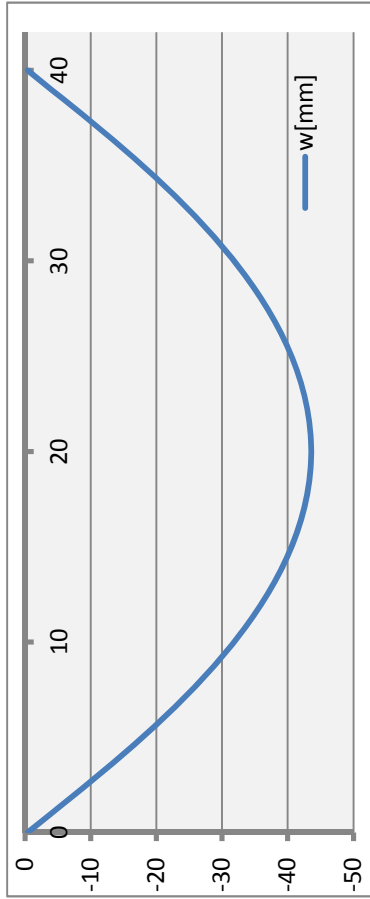
Слика 2.8.5 : Дијаграм промене угла (нагиба)



$\phi_{g,max} = 2.13E-03 \text{ rad}$

2.8.3. Стално оптерећење (t=0)

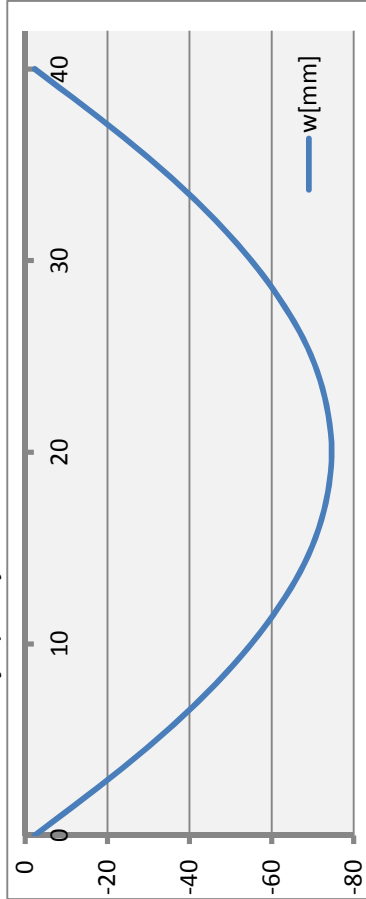
Слика 2.8.6 : Дијаграм угиба



$$w_{g,max} = -43.6 \text{ mm}$$

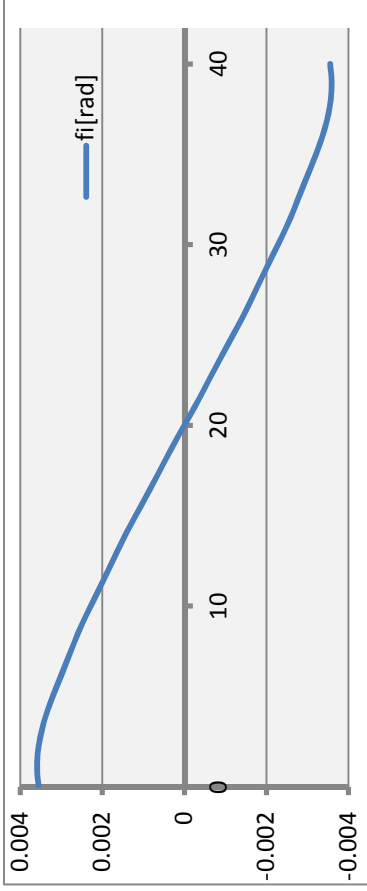
2.8.4. Стално оптерећење (t=∞)

Слика 2.8.8 : Дијаграм угиба



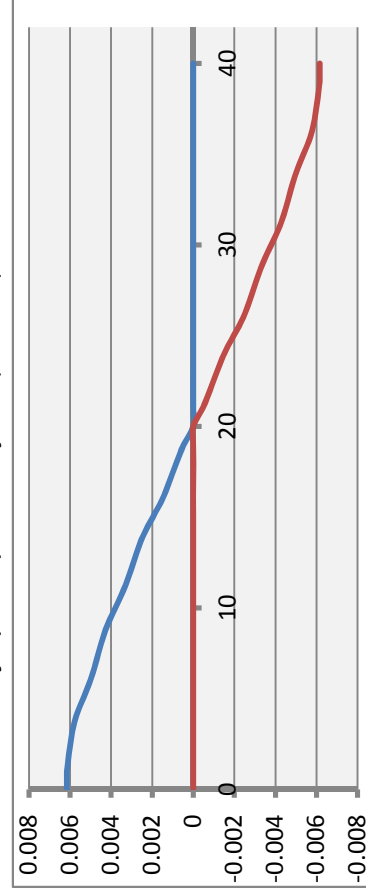
$$w_{g,max} = -74.62 \text{ mm}$$

Слика 2.8.7 : Дијаграм промене угла (нагиба)



$$\phi_{g,max} = 3.59E-03 \text{ rad}$$

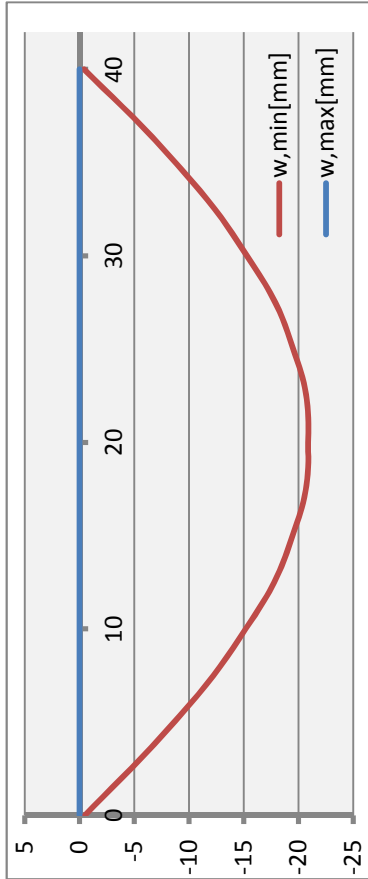
Слика 2.8.9 : Дијаграм промене угла (нагиба)



$$\phi_{g,max} = 6.16E-03 \text{ rad}$$

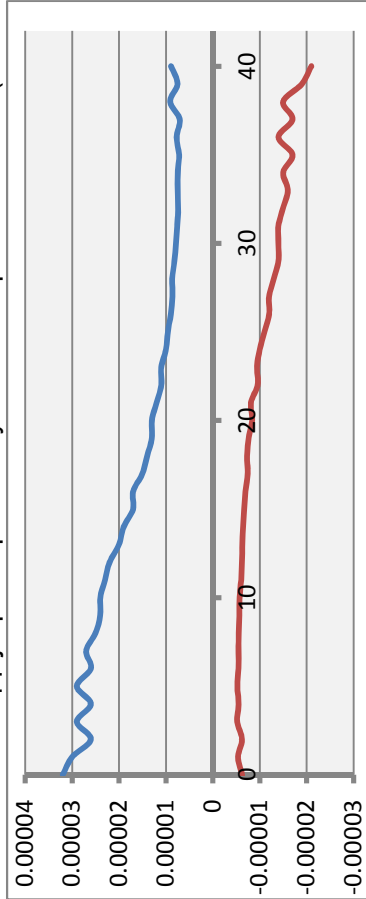
2.8.5. Шема оптерећења UC 71 - Колосек 1

Слика 2.8.10 : Дијаграм угиба (MIN)



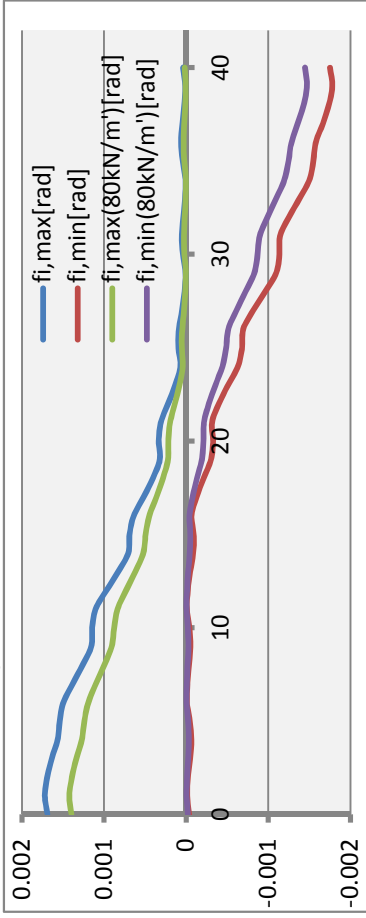
$w_{LM71,max} = 0.01 \text{ mm}$ $w_{LM71,min} = -20.89 \text{ mm}$

Слика 2.8.12 : Дијаграм промене угла око вертикалне осе (MAX/MIN)



$\phi_{LM71,max} = 3.2E-05 \text{ rad}$ $\phi_{LM71,min} = -2.1E-05 \text{ rad}$

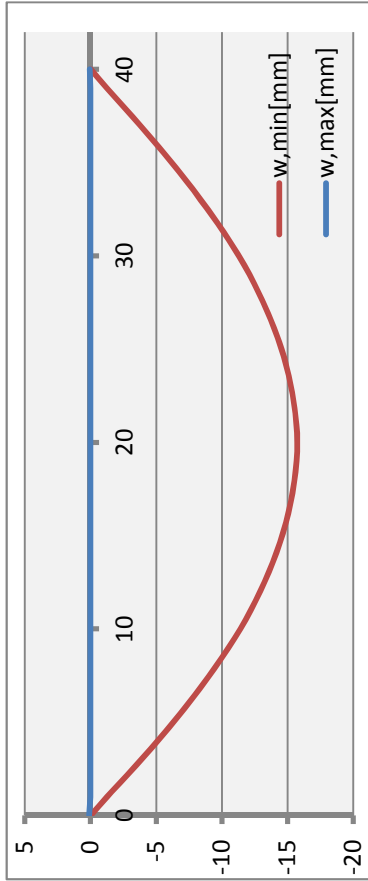
Слика 2.8.11 : Дијаграм промене нагиба (MAX)



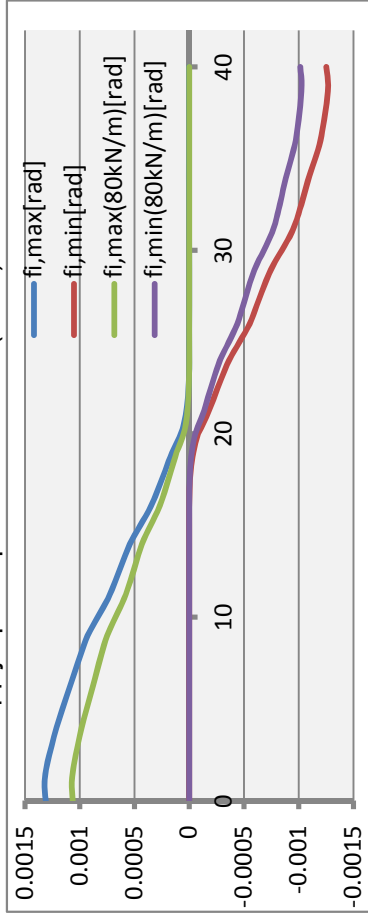
$\phi_{LM71,max} = 1.7E-03 \text{ rad}$ $\phi_{LM71,min} = -1.8E-03 \text{ rad}$
 $\phi_{LM71,max} = 1.4E-03 \text{ rad}$ $\phi_{LM71,min} = -1.5E-03 \text{ rad}$ (80kN/m)

2.8.6. Шема оптерећења UC 71 - Колосек 2

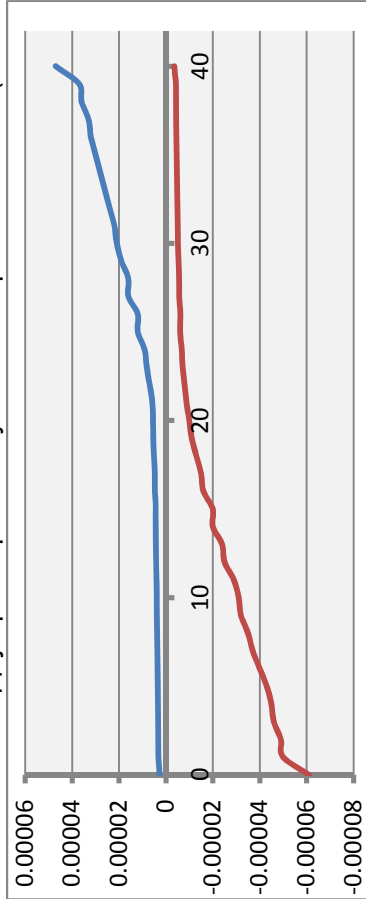
Слика 2.8.13 : Дијаграм угиба (MIN)



Слика 2.8.14 : Дијаграм промене нагиба (MAX)

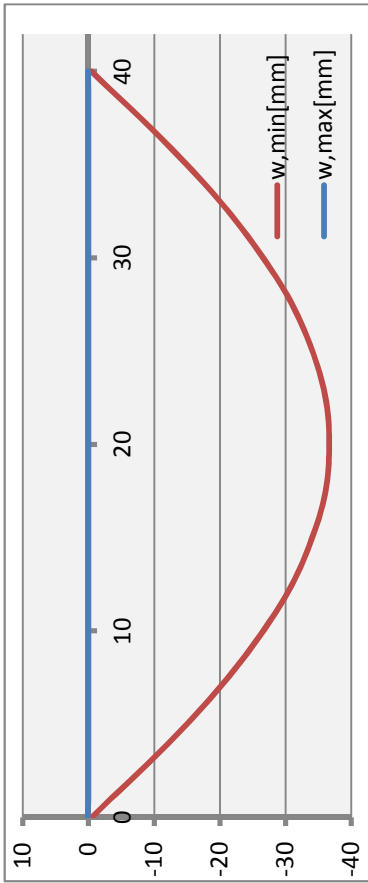


Слика 2.8.15 : Дијаграм промене угла око вертикалне осе (MAX/MIN)



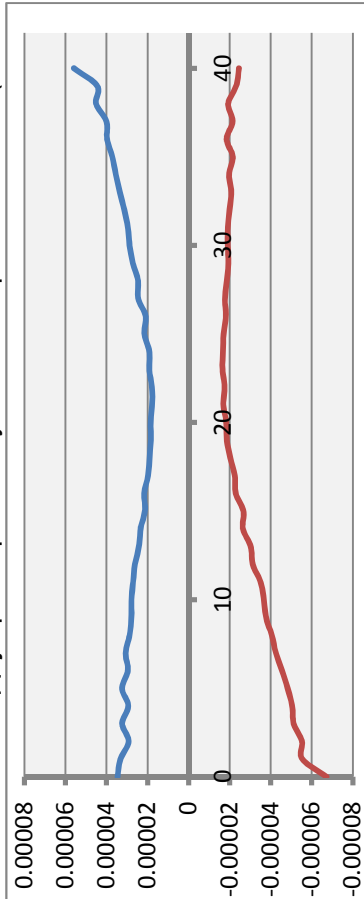
2.8.7. Шема оптерећења UC 71 - Колосек 1 и 2

Слика 2.8.16 : Дијаграм угиба (MIN)



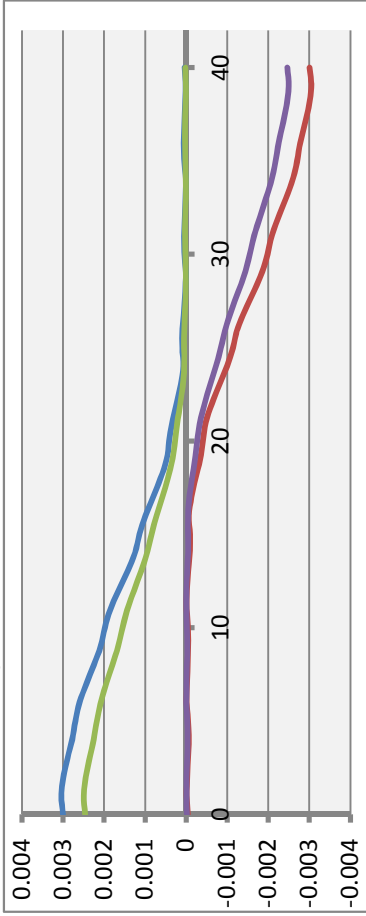
$w_{LM71, \max} = 0.10 \text{ mm}$ $w_{LM71, \min} = -36.60 \text{ mm}$

Слика 2.8.18 : Дијаграм промене угла око вертикалне осе (MAX/MIN)



$\phi_{LM71, \max} = 5.6E-05 \text{ rad}$ $\phi_{LM71, \min} = -6.7E-05 \text{ rad}$

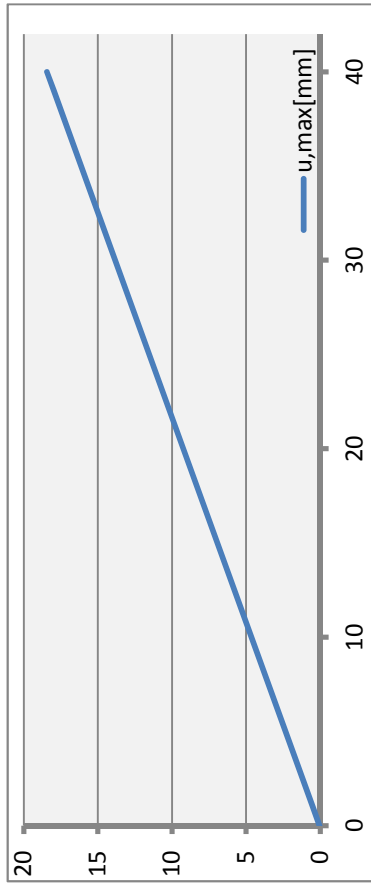
Слика 2.8.17 : Дијаграм промене нагиба (MAX)



$\phi_{LM71, \max} = 3.0E-03 \text{ rad}$ $\phi_{LM71, \min} = -3.0E-03 \text{ rad}$
 $\phi_{LM71, \max} = 2.5E-03 \text{ rad}$ $\phi_{LM71, \min} = -2.5E-03 \text{ rad}$ (80kN/m)

2.8.8. Равномерна температурна промена

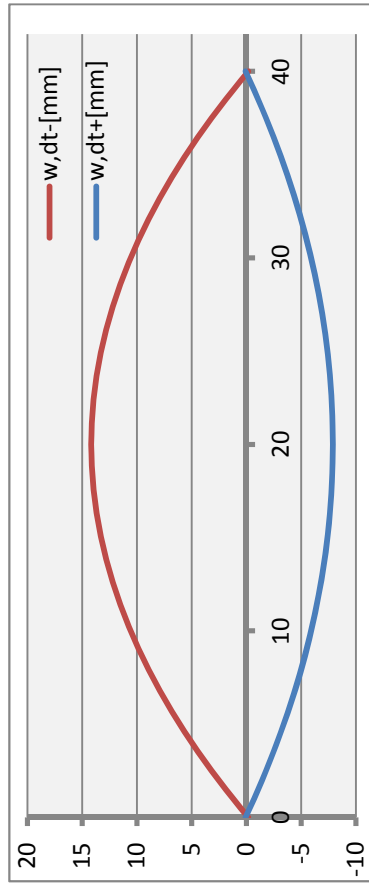
Слика 2.8.19 : Дијаграм хоризонтаног померања



$u_{i,max} = 18.43$ mm

2.8.9. Температурна разлика

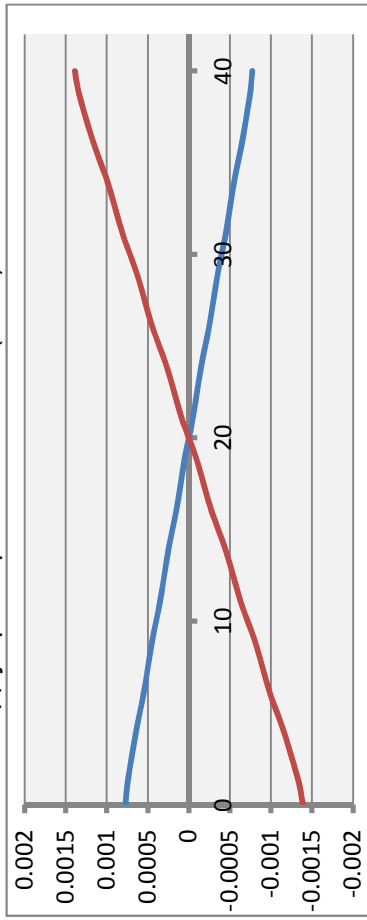
Слика 2.8.20 : Дијаграм угиба (MIN/MAX)



$w_{dt+,max} = 14.18$ mm

$w_{dt-,min} = -7.89$ mm

Слика 2.8.21 : Дијаграм промене нагиба (MAX)



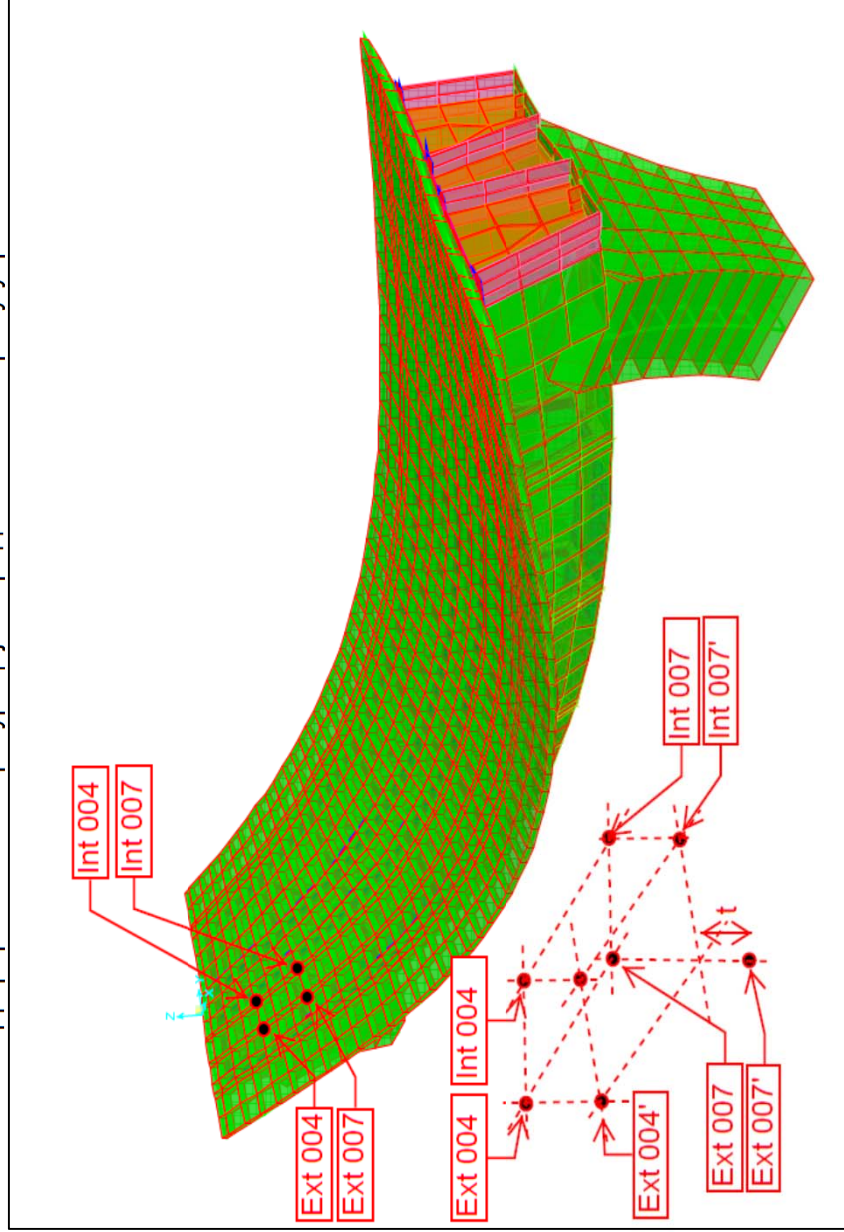
$\phi_{dt+} = 7.7E-04$ rad

$\phi_{dt-} = -1.4E-03$ rad

2.8.10. Увртање коловозне конструкције

Увртање коловозне конструкције је срачунато за дејство шеме оптерећења LM 71 које делује на једном колосеку (десном). Максимална увртања конструкције су забележена у околини ослонца и то у тачки која се налази на 6 метара од ослонца.

Слика 2.8.22 : Деформисана конфигурација меродавна за контролу увртања коловозне плоче



Где је:

Ext-004

-спољна тачка на 3 метра од ослонца

Int-004

-унутрашња тачка на 3 метра од ослонца

Ext-007

-спољна тачка на 6 метара од ослонца

Int-008

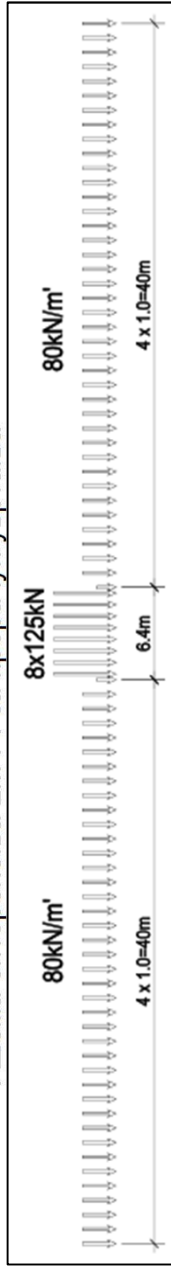
-унутрашња тачка на 6 метара од ослонца

t

-меродавно увртање

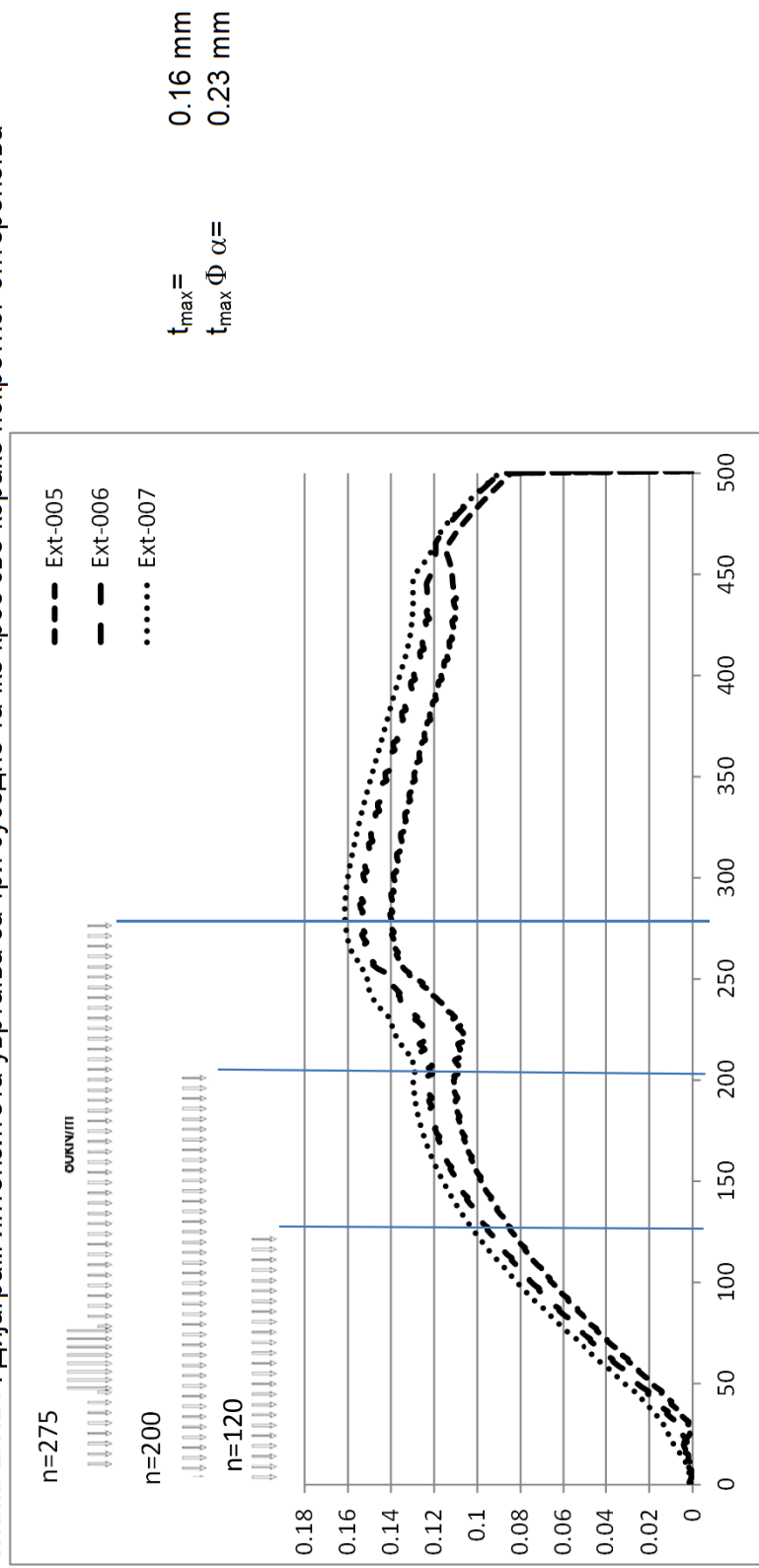
Чворови означени апострофом представљају деформисану конфигурацију.

Слика 2.8.23 : Шема оптерећења LM 71 за прорачун увртања



Прорачун је спроведен корак по корак, са померајем меродавне шеме оптерећења од 0,2 метра између свака два корака. Прорачун је урађен за 500 корака покретног оптерећења. На **Слици 2.8.4** је приказана величина увртања за три суседне тачке коловозне плоче за различите кораке покретног оптерећења.

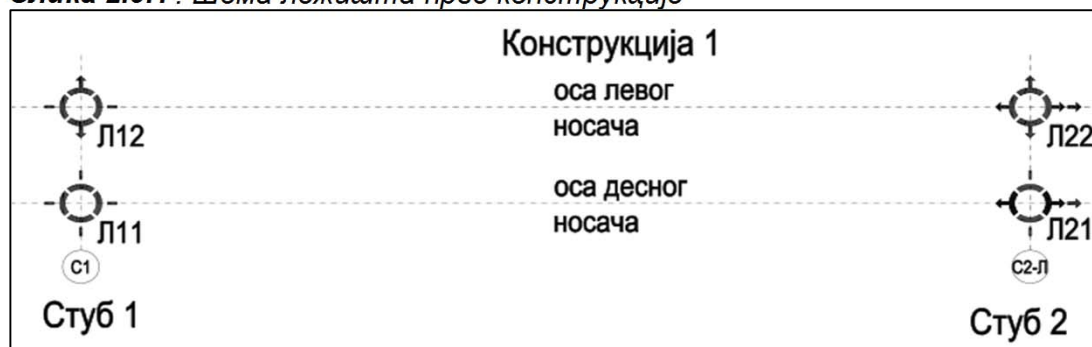
Слика 2.8.24 : Дијаграм интензитета увртања за три суседне тачке кроз све кораке покретног оптерећења



2.9. Лежишта

Сва лежишта на мосту бира Извођач радова, уз неопходну сагласност Инвеститора и Пројектанта према овој спецификацији, која одговара стандарду SRPS EN 1337-1, Додатак Б, Табела Б.2. **Сва лежишта на мосту су са анкерним плочама.** Шема лежишта је приказана и у Делу IV, Графичка документација, Ц-75-План постављања лежишта.

Слика 2.9.1: Шема лежишта пре конструкције



Лежиште Л11				
1	Објекат	Вијадукт на км. 51+423.75		
2	Локација извођења (оса)	С1П		
	Врста лежишта	сферно		
	Тип лежишта	непокретно		
	Број лежишта	L11		
3	Граничне вредности димензија лежишта	Дужина* (mm)	650	
		Висина* (mm)	200	
		Ширина* (mm)	650	
4	Предходно подешавање	v_{vx} (mm)	0	
5	Комбинације утицаја: Силе, померања, ротације			
	N_{sd}	max. (kN)	10285.46	
		стално (kN)	4766.53	
		min. (kN)	3530.76	
	max. $V_{x, sd}$ (kN)		2737.25	
	max. $V_{y, sd}$ (kN)		2799.08	
	$v_{x,d}$	max. (mm)	-	
		min. (mm)	-	
	$v_{y,d}$	max. (mm)	-	
		min. (mm)	-	
	$\alpha_{y,d}$	max. (‰)	2.7	
		min. (‰)	-6.2	
$\alpha_{z,d}$	max. (‰)	0.4		
	min. (‰)	0		

* Не узимајући у обзир анкерне плоче. Максималне димензије лежишта је могуће изменити на захтев Инвеститора, уз одређене измене пројектантског решења, уз сагласност Пројектанта.

Лежиште Л12				
1	Објекат	Вијадукт на км. 51+423.75		
2	Локација извођења (оса)	С1Д		
	Врста лежишта	сферно		
	Тип лежишта	покретно у једном правцу		
	Број лежишта	L12		
3	Граничне вредности димензија лежишта	Дужина* (mm)	650	
		Висина* (mm)	200	
		Ширина* (mm)	650	
4	Предходно подешавање	v_{vx} (mm)	0	
5	Комбинације утицаја: Силе, померања, ротације			
	N_{sd}	max. (kN)	10285.46	
		стално (kN)	4766.53	
		min. (kN)	3530.76	
	max. $V_{x, sd}$ (kN)		2474.54	
	max. $V_{y, sd}$ (kN)		-	
	$v_{x,d}$	max. (mm)	-	
		min. (mm)	-	
	$v_{y,d}$	max. (mm)	1.4	
		min. (mm)	-	
	$\alpha_{y,d}$	max. (‰)	2.7	
		min. (‰)	-6.2	
	$\alpha_{z,d}$	max. (‰)	0.3	
min. (‰)		0		

* Не узимајући у обзир анкерне плоче. Максималне димензије лежишта је могуће изменити на захтев Инвеститора, уз одређене измене пројектантског решења, уз сагласност Пројектанта.

Лежиште Л21				
1	Објекат	Вијадукт на км. 51+423.75		
2	Локација извођења (оса)	С2Л		
	Врста лежишта	сферно окренуто		
	Тип лежишта	покретно у једном правцу		
	Број лежишта	L21		
3	Граничне вредности димензија лежишта	Дужина* (mm)	650	
		Висина* (mm)	200	
		Ширина* (mm)	650	
4	Предходно подешавање	v_{vx} (mm)	-20	
5	Комбинације утицаја: Силе, померања, ротације			
	N_{sd}	max. (kN)	10285.46	
		стално (kN)	4766.53	
		min. (kN)	3530.76	
	max. $V_{x, sd}$ (kN)		-	
	max. $V_{y, sd}$ (kN)		2694.82	
	$v_{x,d}$	max. (mm)	-54	
		min. (mm)	54	
	$v_{y,d}$	max. (mm)	-	
		min. (mm)	-	
	$\alpha_{y,d}$	max. (‰)	2.7	
		min. (‰)	-6.2	
	$\alpha_{z,d}$	max. (‰)	0.3	
min. (‰)		0		

* Не узимајући у обзир анкерне плоче. Максималне димензије лежишта је могуће изменити на захтев Инвеститора, уз одређене измене пројектантског решења, уз сагласност Пројектанта.

Лежиште Л22				
1	Објекат	Вијадукт на км. 51+423.75		
2	Локација извођења (оса)	С2Д		
	Врста лежишта	сферно окренуто		
	Тип лежишта	покретно у свим правцима		
	Број лежишта	L22		
3	Граничне вредности димензија лежишта	Дужина* (mm)	650	
		Висина* (mm)	200	
		Ширина* (mm)	650	
4	Предходно подешавање	v_{vx} (mm)	-20	
5	Комбинације утицаја: Силе, померања, ротације			
	N_{sd}	max. (kN)	10285.46	
		стално (kN)	4766.53	
		min. (kN)	3530.76	
	max. $V_{x, sd}$ (kN)		-	
	max. $V_{y, sd}$ (kN)		-	
	$v_{x,d}$	max. (mm)	-54	
		min. (mm)	54	
	$v_{y,d}$	max. (mm)	-	
		min. (mm)	-	
	$\alpha_{y,d}$	max. (‰)	2.7	
		min. (‰)	-6.2	
	$\alpha_{z,d}$	max. (‰)	0.3	
min. (‰)		0		

* Не узимајући у обзир анкерне плоче. Максималне димензије лежишта је могуће изменити на захтев Инвеститора, уз одређене измене пројектантског решења, уз сагласност Пројектанта.

За осталих једанаест конструкција је усвојен идентичан распоред лежишта:

Л11≡Л23≡Л33≡Л43≡Л53≡Л63≡Л73≡Л83≡Л93≡Л103≡Л113≡Л123
Л12≡Л24≡Л34≡Л44≡Л54≡Л64≡Л74≡Л84≡Л94≡Л104≡Л114≡Л124
Л21≡Л31≡Л41≡Л51≡Л61≡Л71≡Л81≡Л91≡Л101≡Л111≡Л121≡Л131
Л22≡Л32≡Л42≡Л52≡Л62≡Л72≡Л82≡Л92≡Л102≡Л112≡Л122≡Л132



2.10 Комбинације


Коефицијенти
$\gamma_{G,sup}(1.35)$
$\gamma_{G,inf}(1.00)$
$\gamma_{G,inf}(0.95)$

Коефицијенти
$\gamma_Q(1.45)$
$\gamma_Q(1.20)$
$\gamma_Q(1.35)$
$\gamma_Q(1.50)$
$\gamma_{Gset}(1.20)$
$\gamma_{Gset}(1.35)$

№	Оптерећење	Ознака
2.1.1	Сопствена тежина конструкције	G
2.1.2	Додатно стално	ΔG
2.1.3	Ветар	$F_{wk} (F_w^{**})$
2.1.4.1	Температура у оси	ΔT_N
2.1.4.2	Температурна разлика	ΔT_M
2.1.5.1	Неравномерно слегање	G_{set}
2.1.5.2	Тежина оплате	G_{constr}
2.1.6.2.1	LM71	LM71
2.1.6.2.2	SW/2	SW/2
2.1.6.2.3	Празан воз	LM
2.1.6.2.7	Центрифугална сила	Q_{tk}
2.1.6.2.8	Бочни удар	Q_{sk}
2.1.6.2.9	Кочење и покретање	$Q_{lak,lbk}$
2.1.6.2.10	Сервисне стазе	Q_{fk}
2.1.6.2.11.1	Исклизнуће I	Q_{A1d}
2.1.6.2.11.2	Исклизнуће II	Q_{A2d}
2.5	Земљотрес	A_{Ed}
	Укупно стално	(G+ΔG)
	Заједничко деловање темп 1	$\Delta T_M + \omega_N \Delta T_N$
	Заједничко деловање темп 2	$\omega_M \Delta T_M + \Delta T_N$

Коефицијенти		
$\psi_0(1.00)$	$\psi_1(1.00)$	$\psi_2(1.00)$
$\psi_0(0.80)$	$\psi_1(0.80)$	$\psi_2(0.50)$
$\psi_0(0.75)$	$\psi_1(0.70)$	
$\psi_0(0.60)$	$\psi_1(0.60)$	
	$\psi_1(0.50)$	

Групе	EQU	КМБИНАЦИЈЕ - STR/ГЕО (скуп А) [ДА 1 - Comb 1]															макс. верт. са макс. попр. - gr12		
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15			
Групе	EQU	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15		макс. верт. и ветар - gr12	
		2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15			макс. верт. и ветар - gr12	
		3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15				макс. верт. и ветар - gr12	
Појединачно	КМБИНАЦИЈЕ - STR/ГЕО (скуп Б) [ДА 1 - Comb 1]	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	макс. вертикално - LM71	
		2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16		макс. вертикално - SW/2	
		3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16			макс. хориз - кочење	
		4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16				макс. хориз - бочни удар	
		5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16					макс. хориз - центриф. сила	
		6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16							макс. хориз - ветар
		7	8	9	10	11	12	13	14	15	16								макс. верт. серв. стазе - LM71
		8	9	10	11	12	13	14	15	16									макс. хориз - кочење (стубови)
		9	10	11	12	13	14	15	16										макс. верт. са макс. попр. - gr11
		10	11	12	13	14	15	16											макс. верт. и ветар - gr11
		11	12	13	14	15	16												макс. верт. и серв. стазе - gr11
		12	13	14	15	16													макс. верт. са макс. попр. - gr12
		13	14	15	16														макс. верт. и ветар - gr12
		14	15	16															макс. верт. и серв. стазе - gr12
		15	16																макс. верт. са макс. попр. - gr21
		16	17	18	19	20	21	22	23	24									макс. верт. и ветар - gr21
		17	18	19	20	21	22	23	24										макс. верт. и серв. стазе - gr21
		18	19	20	21	22	23	24											макс. верт. са макс. попр. - gr22
		19	20	21	22	23	24												макс. верт. и ветар - gr22
		20	21	22	23	24													макс. верт. са макс. попр. - gr26
		21	22	23	24														макс. верт. и серв. стазе - gr26
		22	23	24															макс. верт. са макс. попр. - gr27
		23	24																макс. верт. и серв. стазе - gr27
		24																	
Појединачно	КМБИНАЦИЈЕ - STR/ГЕО (скуп Ц) [ДА 1 - Comb 2]	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	макс. вертикално - LM71	
		2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16		макс. вертикално - SW/2	
		3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16			макс. хориз - кочење	
		4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16				макс. хориз - бочни удар	
		5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16					макс. хориз - центриф. сила	
		6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16							макс. хориз - ветар
		7	8	9	10	11	12	13	14	15	16								макс. верт. серв. стазе - LM71
		8	9	10	11	12	13	14	15	16									макс. верт. са макс. попр. - gr11
		9	10	11	12	13	14	15	16										макс. верт. и ветар - gr11
		10	11	12	13	14	15	16											макс. верт. и серв. стазе - gr11
		11	12	13	14	15	16												макс. верт. са макс. попр. - gr12
		12	13	14	15	16													макс. верт. и ветар - gr12
		13	14	15	16														макс. верт. и серв. стазе - gr12
		14	15	16															макс. верт. са макс. попр. - gr21
		15	16																макс. верт. и ветар - gr21
		16	17	18	19	20	21	22	23	24									макс. верт. и серв. стазе - gr21
		17	18	19	20	21	22	23	24										макс. верт. са макс. попр. - gr22
		18	19	20	21	22	23	24											макс. верт. и ветар - gr22
		19	20	21	22	23	24												макс. верт. и серв. стазе - gr22
		20	21	22	23	24													макс. верт. са макс. попр. - gr26
		21	22	23	24														макс. верт. и серв. стазе - gr26
		22	23	24															макс. верт. са макс. попр. - gr27
		23	24																макс. верт. и серв. стазе - gr27
Иницијалне	КМБИНАЦИЈЕ - STR/ГЕО (скуп Д) [ДА 1 - Comb 2]	1	2	3														Исклизује 1	
		2	3															Исклизује 2	
		3																Земљотрес	

2.11. Гранична стања употребљивости

2.11.1. Вертикална убрзања коловозне конструкције моста

Критеријум по дозвољеним вертикалним убрзањима коловозне конструкције дефинисан је у Техничком извештају, Део 1.1.2.2.2.1, док су срачуната убрзања приказана у Делу 2.7 Интеракција возила и моста. Срачуната убрзања коловозне конструкције су у дозвољеним границама и одговарају случају врло добре удобности.

2.11.2. Увртање коловозне конструкције

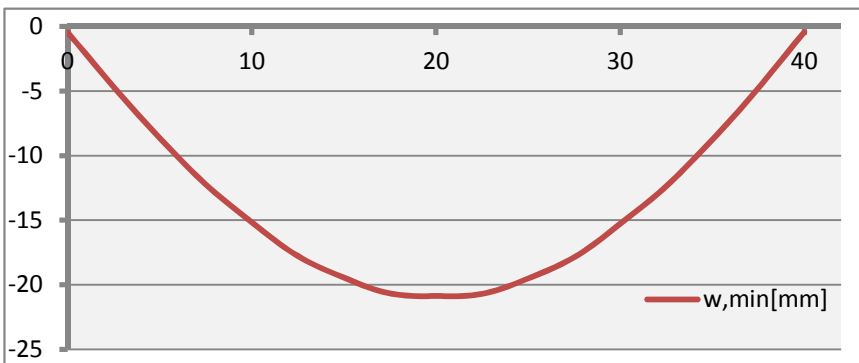
Критеријум по дозвољеном увртању коловозне конструкције је дефинисан у Техничком извештају, Део 1.1.2.2.2.2, док су срачуната убрзања приказана у Делу 2.8.10 Деформације моста. Прорачуном су добијена максимална увртања коловозне конструкције од $t_{\max} = 0.23 \text{ mm} \ll 3.0 \text{ mm}$.

2.11.3. Вертикална деформација коловозне конструкције моста

2.11.3.1. Контрола угиба

Према SRPS EN 1990:2012, члан А 2.4.4.2.3 контрола вертикалног угиба за двоколосечне мостове:

Слика 2.11.2 : Меродаван дијаграм угиба



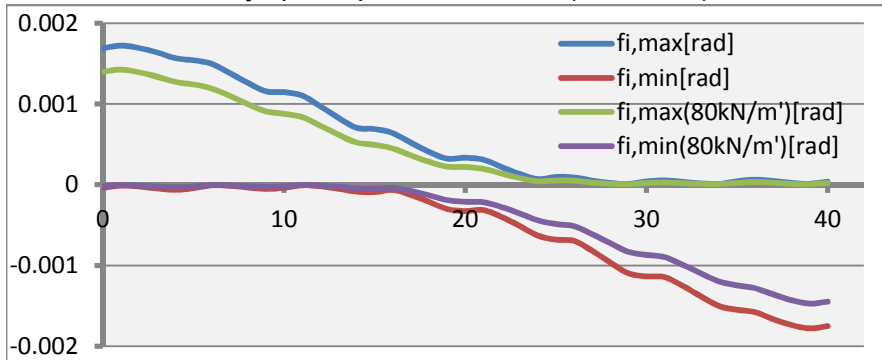
Угиб у средини распона:	$w_{LM71,sr} =$	-20.89 mm	
Угиб на месту лежишта:	$w_{LM71,osl} =$	-0.45 mm	
Чист деформацијски угиб:	$w_{LM71,def} =$	-20.44 mm	$\rightarrow \delta = 20.44 \text{ mm} < \frac{L}{800} = 50 \text{ mm}$

Према смерницама немачких железница, швајцарског стандарда SIA 260 и смерница Европске комисије за случај када није потребно опсежно одржавање колосека (не узима се у обзир класификовано оптерећење):

$$\delta_{sia} = \frac{\delta}{\alpha} = \frac{20.44}{1.33} = 15.3 \text{ mm} < \frac{L}{2600} = 15.4 \text{ mm}$$

Према SRPS EN 1990:2012, контрола нагиба за двоколосечне мостове:

Слика 2.11.3 : Дијаграм промене нагиба (MAX/MIN)



$$\phi_{LM71,max} = 1.7E-03 \text{ rad}$$

$$\phi_{LM71,min} = -1.8E-03 \text{ rad}$$

$$\phi_{LM71,max} = 1.4E-03 \text{ rad}$$

$$\phi_{LM71,min} = -1.5E-03 \text{ rad} \quad (80kN/m)$$

Нагиб на преласку са насипа: $\phi_{LM71,max} = 1.8E-03 \text{ rad} < \phi_{доп} = 3.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$

Нагиб између две конструкције: $\phi_{LM71,max} = 3.3E-03 \text{ rad} < \phi_{доп} = 5.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$

Напомена: Меродавна промена нагиба се срачунава за дејство меродавне шеме покретног оптерећења (LM71) на једном колосеку што је у складу са стандардом. Контрола меродавног нагиба узимајући у обзир симулитано дејство покретног оптерећења и температурне разлике се контролише на захтев надлежне институције, што овде није случај.

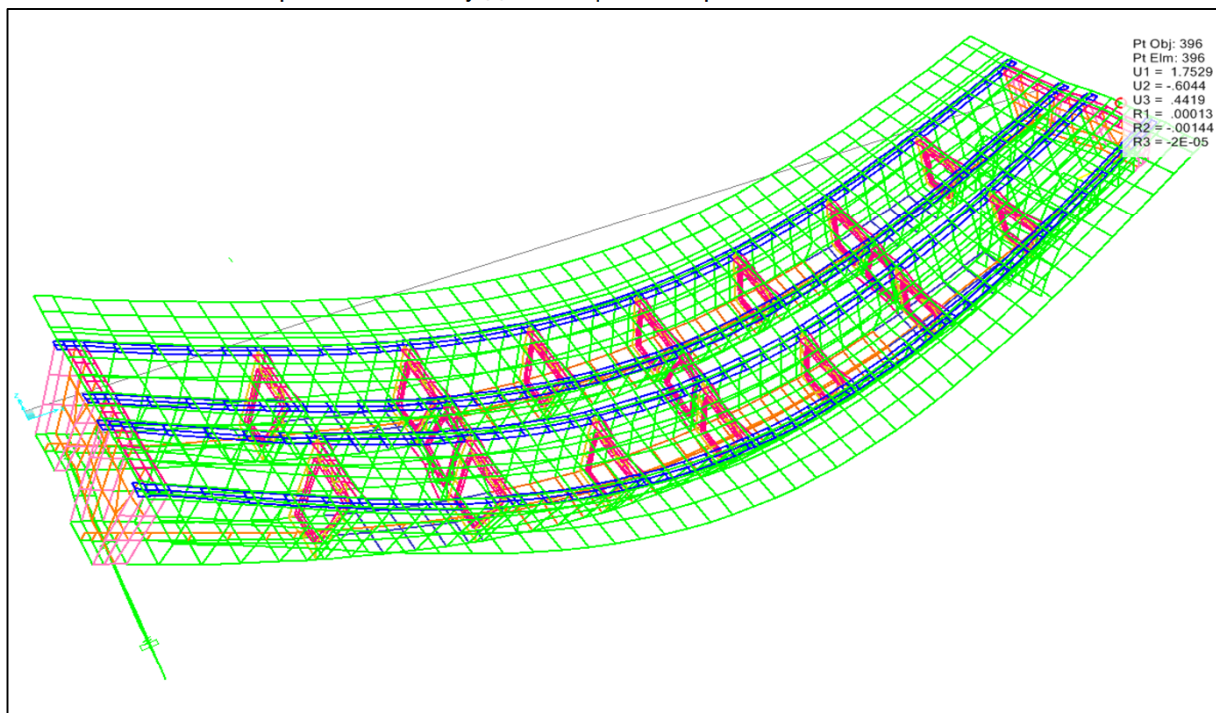
Допуштена померања на месту дилатација

У Делу 2.6. је срачунато хоризонтално померање на месту дилатације узимајући у обзир садејство колосека и конструкције моста и износи:

$$\delta_B = 4.4 \text{ mm} < \delta_{B,dop} = 5 \text{ mm}$$

Што се тиче случаја када се занемарује садејство колосека и конструкције, меродавна померања можемо добити посредно користећи срачунате максималне промене нагиба на месту ослонца конструкције:

Слика 2.11.4: Померања на месту дилатационе справе



Померања услед дејства покретног оптерећења на једном колосеку:

$$\delta_h = 1.75 \text{ mm} < \delta_{h,dop} = 8 \text{ mm}$$

$$\delta_{v,LM71} = 0.44 \text{ mm}$$

Померања услед температурне разлике

$$\phi_{dt+} = 7.7E-04 \text{ rad} \quad \phi_{dt-} = -1.4E-03 \text{ rad} \quad (\text{видети Део 2.8.9})$$

$$\delta_{v,dt+} = 0.46 \text{ mm} \quad \delta_{v,dt-} = -0.83 \text{ mm}$$

$$\delta_{v,max} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.8 \times \delta_{v,LM71} + \delta_{v,dt+} \\ \delta_{v,dt-} \end{array} \right\} = 0.83 \text{ mm} < \delta_{h,dop} = 2 \text{ mm}$$

Попречна деформација конструкције

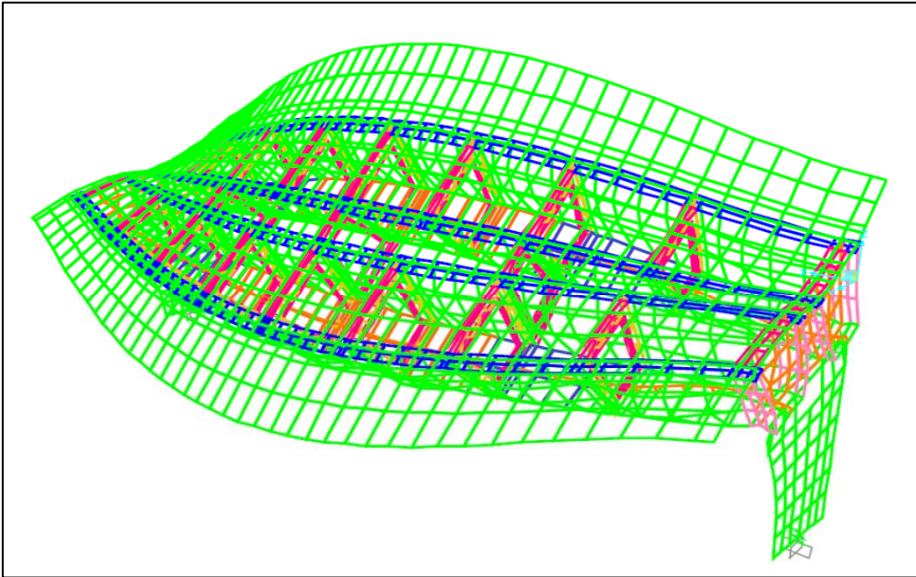
-максималне хоризонталне ротације коловоза на његовим крајевима око вертикалне осе:

$$\alpha_{LM71,min} = -6.7E-05 \text{ rad} \quad \ll \quad \alpha_{dop} = 2.00E-03 \text{ rad}$$

Промена радијуса кривине се не контролише јер је мост у правцу.

-фреквенција првог латералног тона

Слика 2.11.5: Изглед 2. тона осциловања $f=4.15\text{Hz}$



На Слици 2.11.5 је приказан други тон осциловања чија је фреквенција изнад границе прописане стандардом од 1.2 Hz. Овај тон осциловања није доминатно латералан, већ је торзион са одређеним латералним померањем конструкције. Узевши у обзир да први тон представља вибрације конструкције у подужном правцу (савијање стуба око слабије осе), долази се до закључка да латерални тон осциловања има фреквенцију преко 4.15Hz чиме је услов употребљивости задовољен.



2.12. Гранична стања носивости

2.12.1. Коловозна плоча

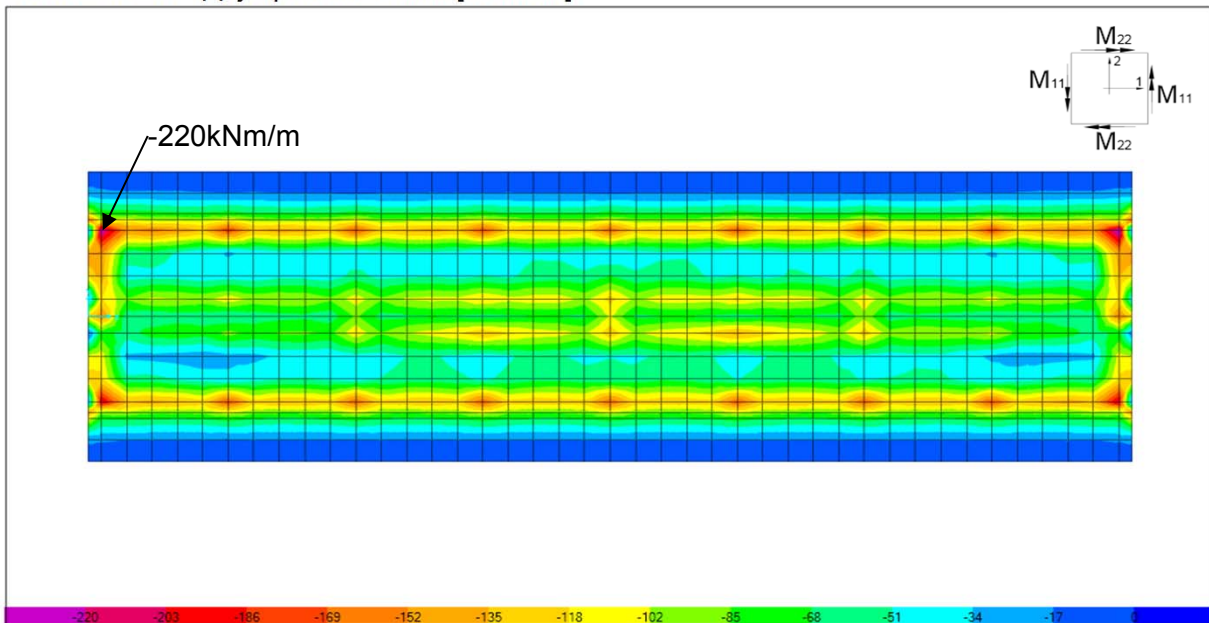
2.12.1.1. Гранична стања носивости (STR)

Гранична стања носивости су контролисана за све сталне, привремене и инцидентне прорачунске ситуације. Контрола носивости је спроведена према анvelopама свих меродавних комбинација.

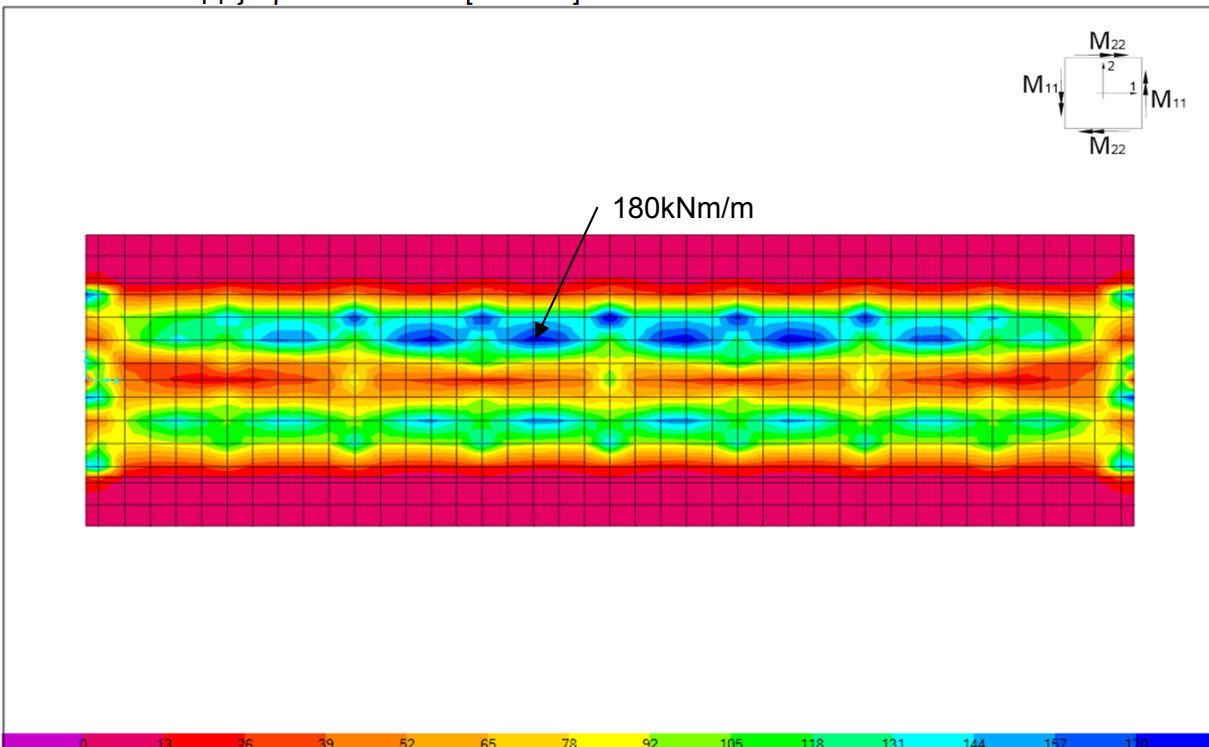
Моменат 2-2

Сталне и пролазне пројектне ситуације

Слика 2.12.1 : Дијаграм M22-min [kNm/m']

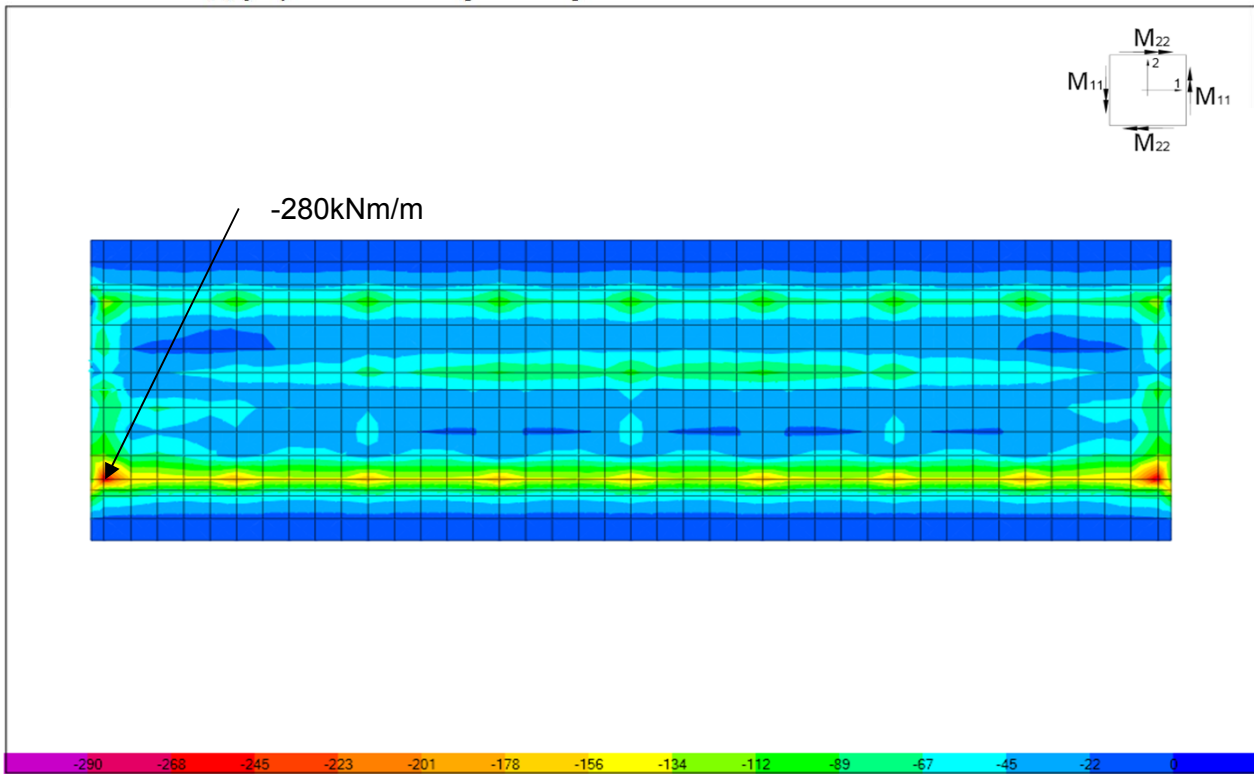


Слика 2.12.2 : Дијаграм M22-max [kNm/m']

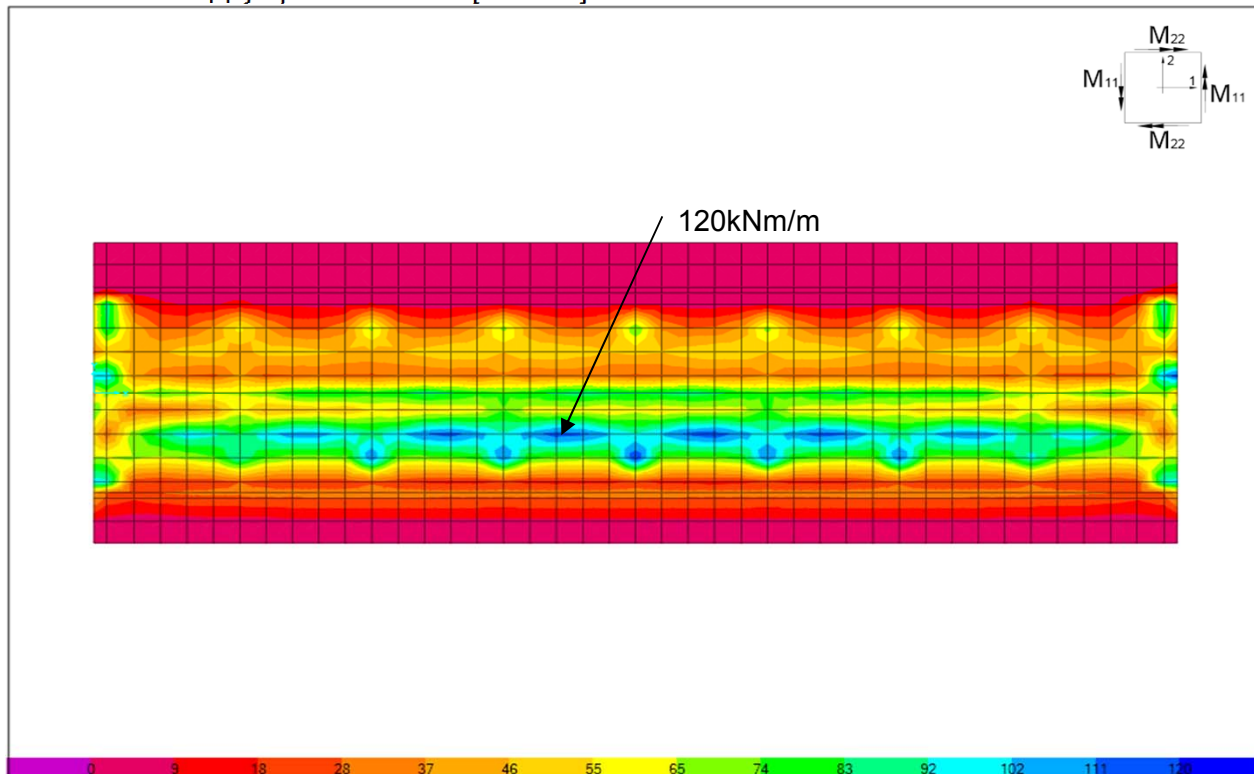


Инцидентне (несезимичке) пројектне ситуације

Слика 2.12.3 : Дијаграм M22-min [kNm/m']



Слика 2.12.4 : Дијаграм M22-max [kNm/m']

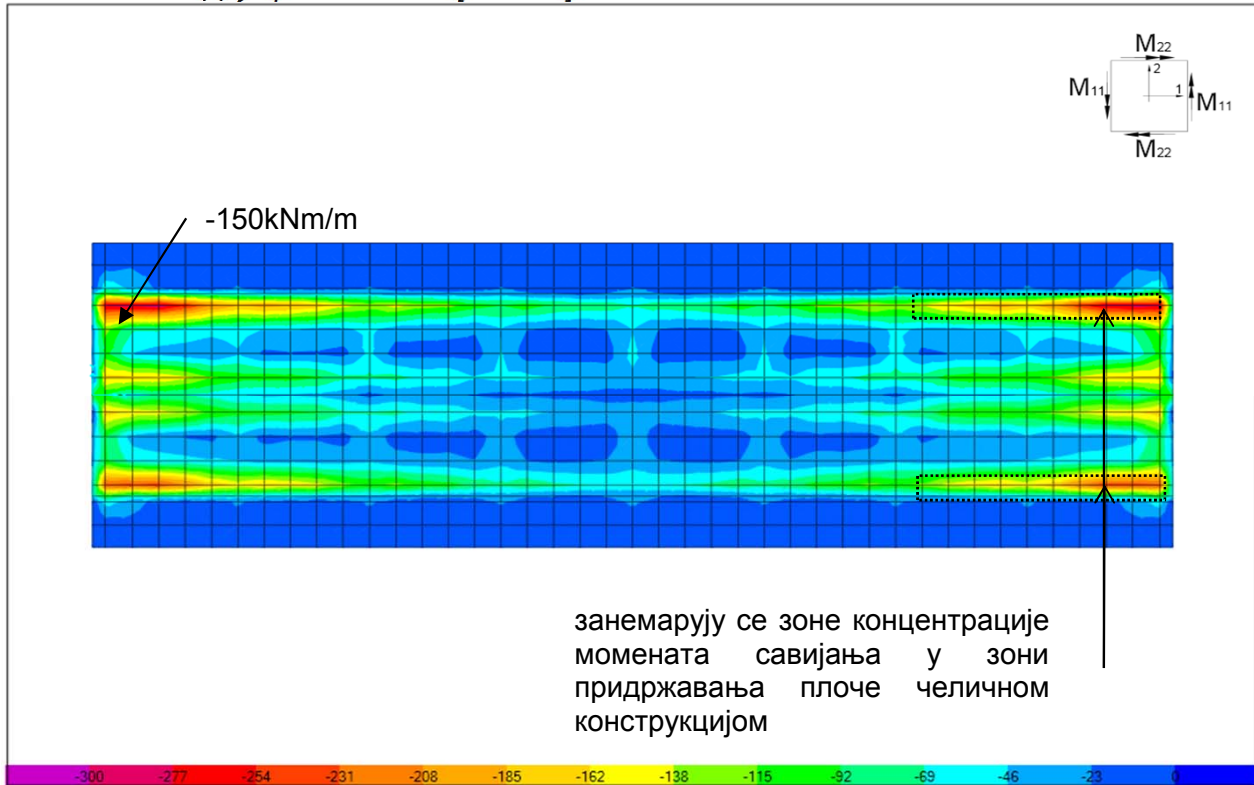


УЛ. ПОДАЦИ	Локација: Бет. Плоча-Позитивни моменат				
M	kNm/m	<u>180</u>	f _{ck}	N/mm ²	<u>35</u> γ _c = 1.50
δ		<u>1.00</u>	f _{yk}	N/mm ²	<u>500</u> γ _s = 1.15
span	mm	<u>3000</u>			Δ _c = <u>10</u>
h	mm	<u>365</u>			
Ø	mm	<u>20</u>			
Заш. слој:	mm	<u>35</u>			
РЕЗУЛТАТ: Бет. Плоча-Позитивни моменат					
		d = 365 - 35 - 20/2 = 320.0 mm			
3.1.7 (3)		x = [320 - √(320 ² - 4000/0.85 x 180 x 1.5/35)]/0.8 = 37.2 mm			
5.5 (4)		(x/d) limit = 0.600 x/d actual = 0.116 < 0.600 ok			
Fig 3.5		z = 320 - 0.4 x 37.2 = 305.1 > 0.95d = 304.0 r.			
		A _s = 180E6/500/304.0 x 1.15 = 1362 > A _s min = 534 mm ² /m			
9.2.1.1 (1)		A _s min = 1.67 x 320 = 534 mm ² /m			
		A _s def = 1362 mm ² /m			
		Усваја се_fi20 / 150 = 2094 mm ² /m			
		SLS M = 180 x 77.00/111.75 = 90.52 kNm σ _s = 209.9 N/mm ²			
7.4.2 (2)		Мод. фактор = 310/209.9 = 1.477			
Table 7.4		Дозвољено L/d = 1.477 x 41.92 = 61.90			
		Реално L/d = 3000/320 = 9.38 ok			
УЛ. ПОДАЦИ	Локација: Бет. Плоча-Негативни моменат				
M	kNm/m	<u>280</u>	f _{ck}	N/mm ²	<u>35</u> γ _c = 1.50
δ		<u>1.00</u>	f _{yk}	N/mm ²	<u>500</u> γ _s = 1.15
span	mm	<u>3000</u>			Δ _c = <u>10</u>
h	mm	<u>400</u>			
Ø	mm	<u>20</u>			
Заш. слој:	mm	<u>35</u>			
РЕЗУЛТАТ: Бет. Плоча-Негативни моменат					
		d = 400 - 35 - 20/2 = 355.0 mm			
3.1.7 (3)		x = [355 - √(355 ² - 4000/0.85 x 280 x 1.5/35)]/0.8 = 52.9 mm			
5.5 (4)		(x/d) limit = 0.600 x/d actual = 0.149 < 0.600 ok			
Fig 3.5		z = 355 - 0.4 x 52.9 = 333.9 mm			
		A _s = 280E6/500/333.9 x 1.15 = 1929 > A _s min = 593 mm ² /m			
9.2.1.1 (1)		A _s min = 1.67 x 355 = 593 mm ² /m			
		A _s def = 1929 mm ² /m			
		Усваја се_fi20 / 150 = 2094 mm ² /m			
		SLS M = 280 x 1.00/1.50 = 112.00 kNm σ _s = 283.3 N/mm ²			
7.4.2 (2)		Мод. фактор = 310/283.3 = 1.094			
Table 7.4		Дозвољено L/d = 1.094 x 27.51 = 30.10			
		Реално L/d = 3000/355 = 8.45 ok			

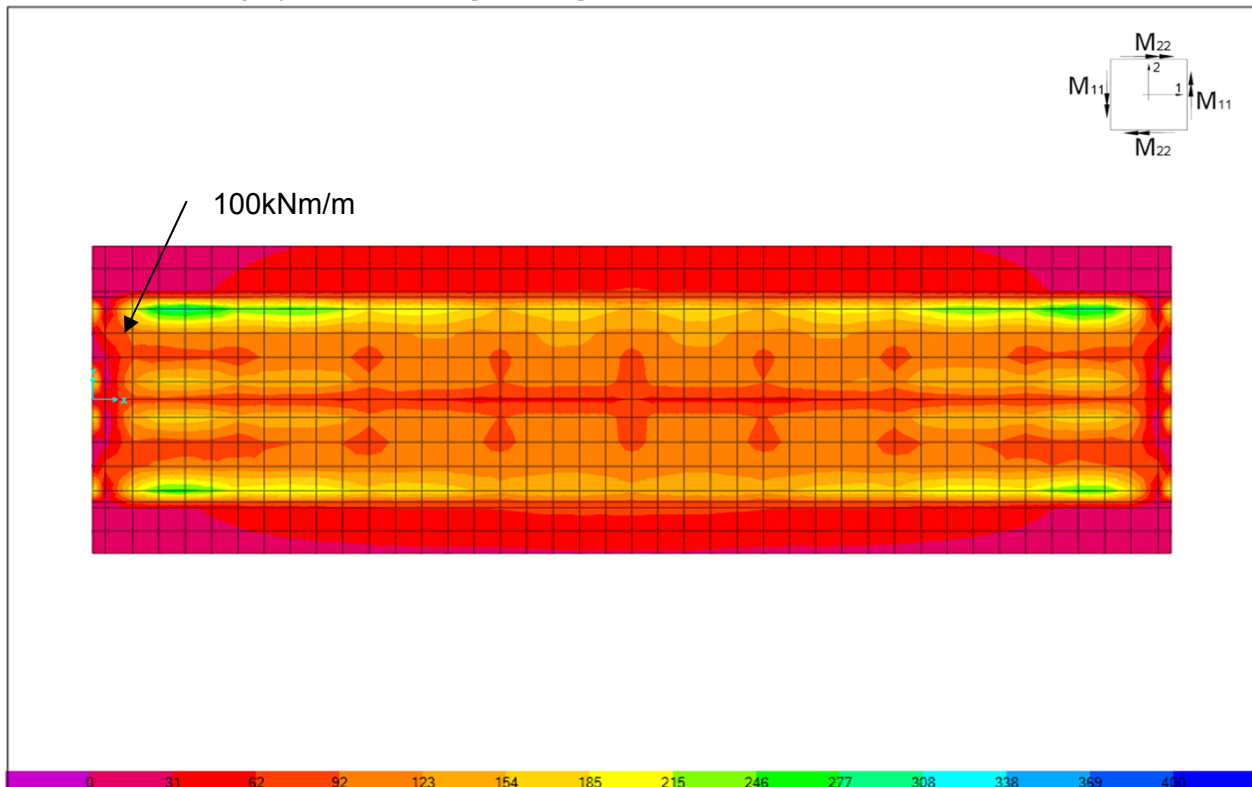
Моменат 1-1

Сталне и пролазне пројектне ситуације

Слика 2.12.5: Дијаграм M_{11} -min [kNm/m']

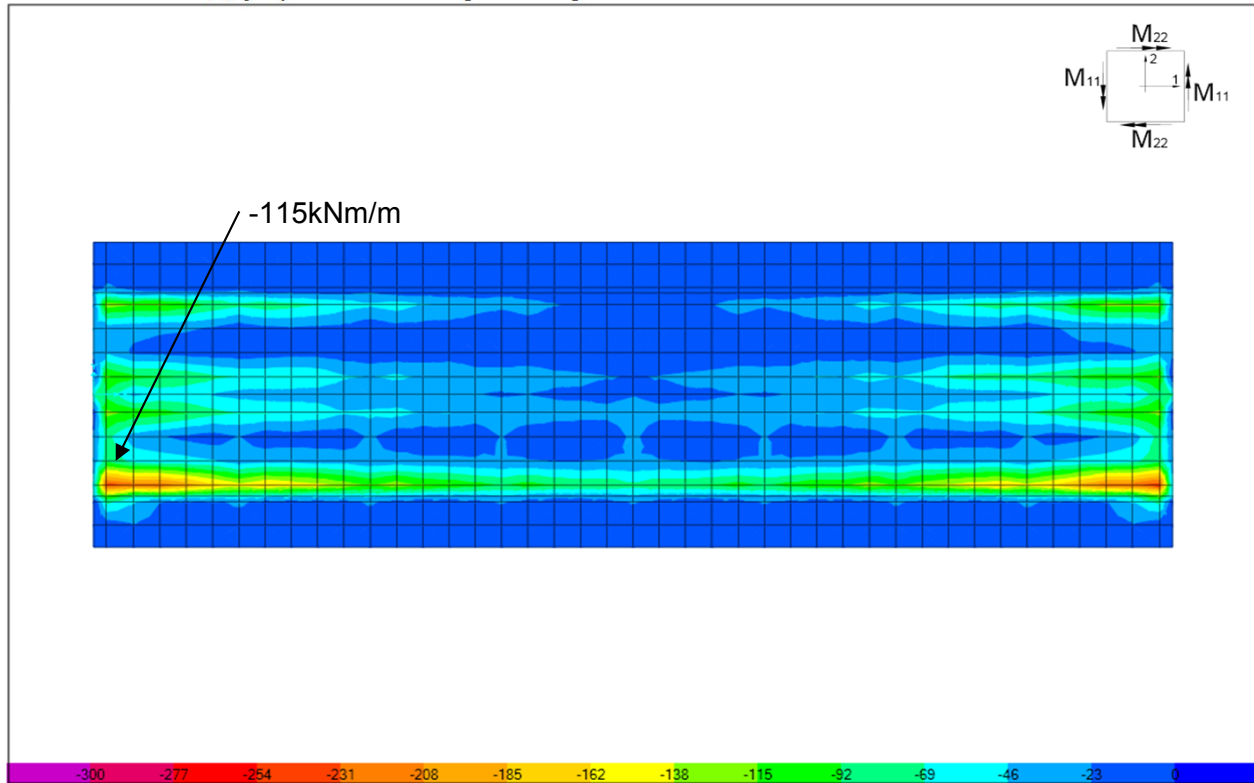


Слика 2.12.6: Дијаграм M_{11} -max [kNm/m']

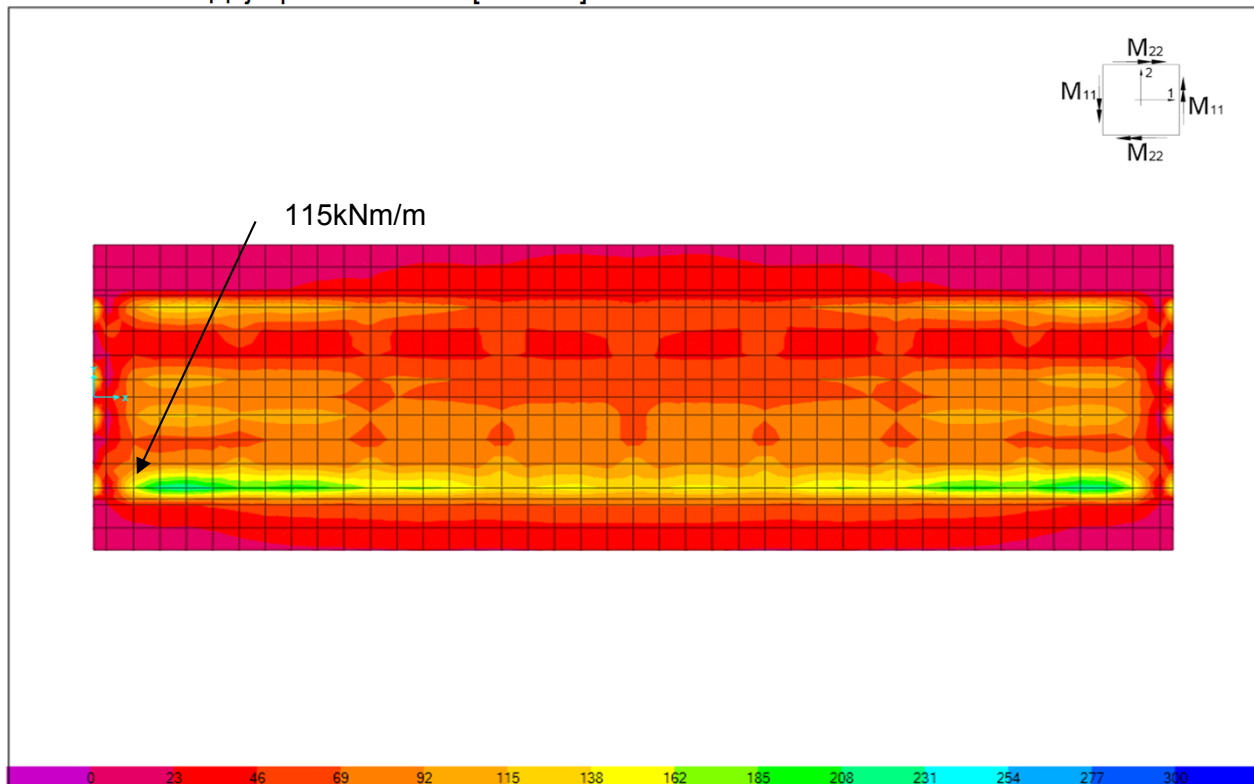


Инцидентне (несезимичке) пројектне ситуације

Слика 2.12.7 : Дијаграм M11-min [kNm/m']



Слика 2.12.8 : Дијаграм M11-max [kNm/m']



УЛ. ПОДАЦИ		Локација: <u>Бет. Плоча-М11</u>			
M	kNm/m	<u>115</u>	f _{ck}	N/mm ²	<u>35</u> γ _c = <u>1.50</u>
δ		<u>1.00</u>	f _{yk}	N/mm ²	<u>500</u> γ _s = <u>1.15</u>
span	mm	<u>5000</u>			Δc = <u>10</u>
h	mm	<u>300</u>			
Ø	mm	<u>16</u>			
Заш. слој:	mm	<u>55</u>			
РЕЗУЛТАТ: Бет. Плоча-М11					
d = 300 - 55 - 16/2 = 237.0 mm					
3.1.7 (3)	x = [237 - √(237 ² - 4000/0.85 x 115 x 1.5/35)]/0.8 = 32.3 mm				
5.5 (4)	(x/d) limit = 0.600 x/d actual = 0.136 < 0.600 ok				
Fig 3.5	z = 237 - 0.4 x 32.3 = 224.1 mm				
	A _s = 115E6/500/224.1 x 1.15 = 1180 > A _s min = 396 mm ² /m				
9.2.1.1 (1)	A _s min = 1.67 x 237 = 396 mm ² /m				
	A _s def = 1180 mm ² /m				
	Усваја се_fi16 / 150 = 1340 mm ² /m				
	SLS M = 115 x 1.00/1.50 = 46.00 kNm		σ _s = 271.7 N/mm ²		
7.4.2 (2)	Мод. фактор = 310/271.7 = 1.141				
Table 7.4	Дозвољено L/d = 1.141 x 30.00 = 34.23				
	Реално L/d = 5000/237 = 21.10 ok				

2.12.2. Главни челични носачи

Узевши у обзир начин подупирања конструкције моста приликом извођења, где се подупирачи размештају на међусобном одстојању од 10 метара, што се може посматрати као да је конструкција континуално придржана све до момента очвршћавања бетона. У међуфазама носачи "трпе" занемарљиво мала напрезања све до момента уклањања привремених ослонаца.

2.12.2.1. Гранична стања носивости (STR)

2.12.2.1.1 Носивост на савијање

Контрола за линијски модел:

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{f_y A_{eff}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{y,N}}{f_y W_{y,eff}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{z,N}}{f_y W_{z,eff}} \leq 1.00$$

Контрола за просторни модел:

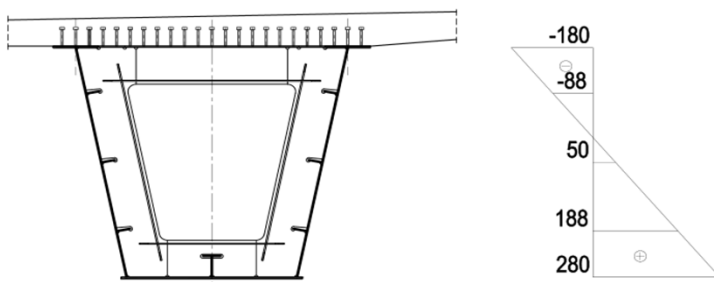
$$\eta_1 = \frac{\sigma_{Ed}}{f_y} \leq 1.00$$

Где је σ_{Ed} меродавни нормални напон у челичном материјалу срачунат за меродавне комбинације оптерећења (сталне, пролазне и инцидентне пројектне ситуације) са редукованим геометријским карактеристикама попречног пресека, све у складу са стандардом SRPS EN 1993-1-5:2006.

Редукација попречног пресека услед избочавања челичних лимова

Користи се принцип ефективне ширине, према **SRPS EN 1993-1-5**. Пошто сваки од носача пролази кроз више фаза, потребно је дефинисати ефективни попречни пресек за коначну слику напона у ребру главног носача.

Слика 2.12.9: Коначна слика напона у главном носачу за гранично стање носивости



Класификација горње фланше: $c/t = 12.15 > 14\varepsilon = 11.40$
 (горња фланша је класе 4)

Класификација ребра: $c/t = 203.6 > \frac{42\varepsilon}{0.67 + 0.33\psi} = 74.67$
 (ребро је класе 4)

Прорачун главног носача се спроводи тако што се попречни пресек третира као Класе 3, где се укупна површина ребра редукује према SRPS EN 1993-1-5 (4.5).

Ефективни пресек притиснутог дела ребра:

$$A_{c,eff} = \rho_c A_{c,eff,loc}; \quad A_{c,eff,loc} = \sum_c A_{sl,eff} + \sum_c \rho_{loc} b_{c,loc} t;$$

\sum_c – сумира се по деловима укрућеног субпанела који су у притиску

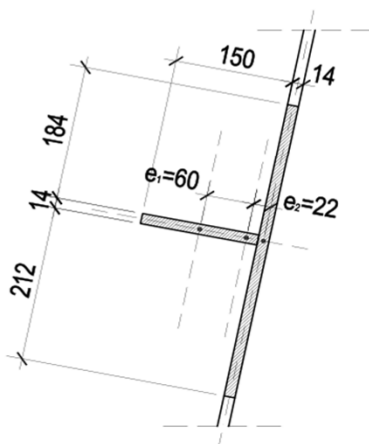
$A_{sl,eff}$ – ефективни попречни пресек подужног укрућења са укупном површином A_{sl} лоцираног у притиснутој зони

$b_{c,loc}$ – ширина притиснутог дела субпанела

ρ_{loc} – фактор редукције за сваки субпанел

ρ_c – укупни фактор редукције који узима у обзир могућност извијања подужног укрућења као притиснутог штапа

Ефективни попречни пресек подужног укрућења (SRPS EN 1993-1-5, Слика А.1):



$A_{st} =$	78.33 cm ²
$I_{st} =$	1436 cm ⁴
$i_{st} =$	4.28 cm
$l_i =$	250 cm

дужина извијања укрућења

Редукциони фактор χ_c се добија из **SRPS EN 1993-1-1**:

$$\alpha_e = \alpha + \frac{0.09}{i/e}; \quad e = \max(e_1, e_2)$$

1-тежиште укрућења самостално

2-тежиште ефективног попречног пресека укрућења

Усваја се **Крива Ц** (отворена укрућења): $\alpha = 0.49$

$$\alpha_e = 0.62 \quad \Phi = 0.5 \left(1 + \alpha_e (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right); \quad \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1}; \quad \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \varepsilon = 76.25$$

$$\bar{\lambda} = 0.77$$

$$\Phi = 0.97$$

$$\chi_c = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \rightarrow \chi_c = 0.64$$

Интерполација избочавања лима и извијања подужног укрућења као штапа (**SRPS EN 1993-1-5**):

$$\rho_c = (\rho - \chi_c) \xi (2 - \xi) + \chi_c$$

$$\xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1, \quad \text{где је } 0 \leq \xi \leq 1$$

$\sigma_{cr,p}$ – критични напон избочавања за лим (Анекс А1),

$\sigma_{cr,c}$ – критични напон извијања као притиснутог штапа (4.5.3).

$$\sigma_{cr,c} = \sigma_{cr,st} \frac{b_c}{b}; \quad \sigma_{cr,st} = \frac{\pi^2 E I_{st}}{A_{st} a^2}; \quad b_c = 110 \text{ cm}; \quad \bar{b} = 53.7 \text{ cm};$$

$$\sigma_{cr,st} = 60.8 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{cr,c} = 124.5 \text{ kN/cm}^2$$

Прорачун критичног напона избочавање укрућеног лима (Анекс А.2 SRPS EN 1993-1-5):

$$\sigma_{cr,p} = k_{\sigma,p} \sigma_E$$

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E t^2}{12(1-\nu^2)b^2} = 190000 \left(\frac{t}{b}\right)^2 = 4.6 \text{ MPa}$$

$$a_c = 4.33 \sqrt[4]{\frac{I_{sl,1} b_1^2 b_2^2}{t^3 b}}$$

$a_c = 350.8 \text{ cm} \implies a_c > a$
 $E = 21000 \text{ kN/cm}^2$

Меродавно је избочавање горњег подужног укрућења

$a = 250 \text{ cm}$ $t = 1.4 \text{ cm}$
 $b_1 = 57 \text{ cm}$ $b_2 = 85 \text{ cm}$ $b = 285 \text{ cm}$

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 E I_{sl,1}}{A_{sl,1} a^2} + \frac{E t^3 b a^2}{4 \pi^2 (1-\nu^2) A_{sl,1} b_1^2 b_2^2}$$

$\sigma_{cr,st} = 76.3 \text{ kN/cm}^2$ $\sigma_{cr,p} = 156.4 \text{ kN/cm}^2$

$\xi = 0.3$

Ефективна површина се добија према обрасцу:

$$A_{c,eff} = \rho_c A_{c,eff,loc} + \sum b_{edge,eff} t$$

$$A_{c,eff,loc} = A_{sl,eff} + \sum \rho_{loc} b_{c,loc} t$$

Ефективна ширина се добија као збир ефективне ширине услед избочавања сваког субпанела понаособ и редуковане површине притиснутог подужног укрућења.

Ефективни попречни пресек субпанела (локално избочавање)

Субпанел 1

$$k_{\sigma,1} = \frac{8.2}{1.05 + \psi}$$

$$b_{1,eff} = \rho \bar{b}_1$$

$$b_{11,eff} = \frac{2}{5 - \psi} b_{1,eff}$$

$$b_{12,eff} = b_{1,eff} - b_{11,eff}$$

$$\rho_i = \frac{\bar{\lambda}_{p,i} - 0.055(3 + \psi_i)}{\bar{\lambda}_{p,i}^2} \leq 1.0$$

$$\bar{\lambda}_{p,i} = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,i}}} = \frac{\bar{b}_i / t_i}{28.4 \varepsilon \sqrt{k_{\sigma,i}}}$$

$\psi =$	0.49
$b =$	57 cm
$t =$	1.4 cm
$\varepsilon =$	0.814
$k_{\sigma} =$	5.33
$\lambda_p =$	0.76
$\rho =$	0.98
$b_{eff} =$	55.9 cm
$b_{11,eff,sl} =$	24.8 cm
$b_{12,eff,sl} =$	31.1 cm

може се сматрати да је цео субпанел ефективан

Субпанел 2

$$k_{\sigma} = 7.81 - 6.29\psi + 9.78\psi^2;$$

$\psi =$	-0.57
$b =$	86 cm
$t =$	1.4 cm
$\varepsilon =$	0.814
$k_{\sigma} =$	14.54
$\lambda_{\rho} =$	0.697
$\rho =$	1.16

цео субпанел ефективан

Укупни редукциони коефицијент (интеракција избочавања лима и извијања под укрућења):

$$\rho_c = (\rho - \chi_c) \xi (2 - \xi) + \chi_c$$

$\rho_c =$ **0.80**

Ефективни попречни пресек субпанела

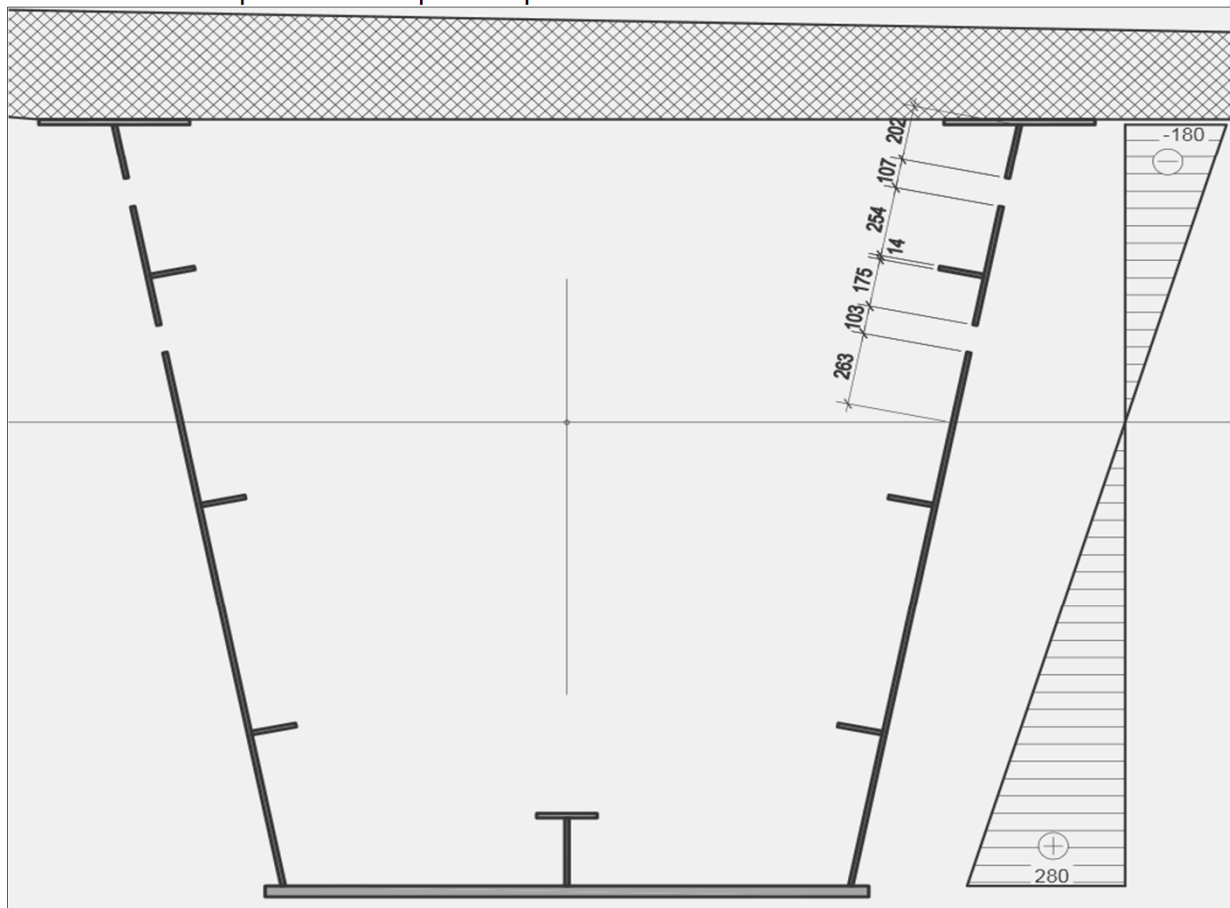
Субпанел 1

$\psi =$	0.49
$b =$	57 cm
$\rho =$	0.80
$b_{\text{eff}} =$	45.6 cm
$b_{11, \text{eff}, \text{sl}} =$	20.2 cm
$b_{12, \text{eff}, \text{sl}} =$	25.4 cm

Субпанел 2

$\psi =$	-0.57
$b =$	86 cm
$b_c =$	55 cm
$\rho =$	0.80
$b_{\text{eff}} =$	44 cm
$b_{e1} =$	17.5 cm
$b_{e2} =$	26.3 cm

Слика 2.12.9: Ефективни попречни пресек главног носача моста

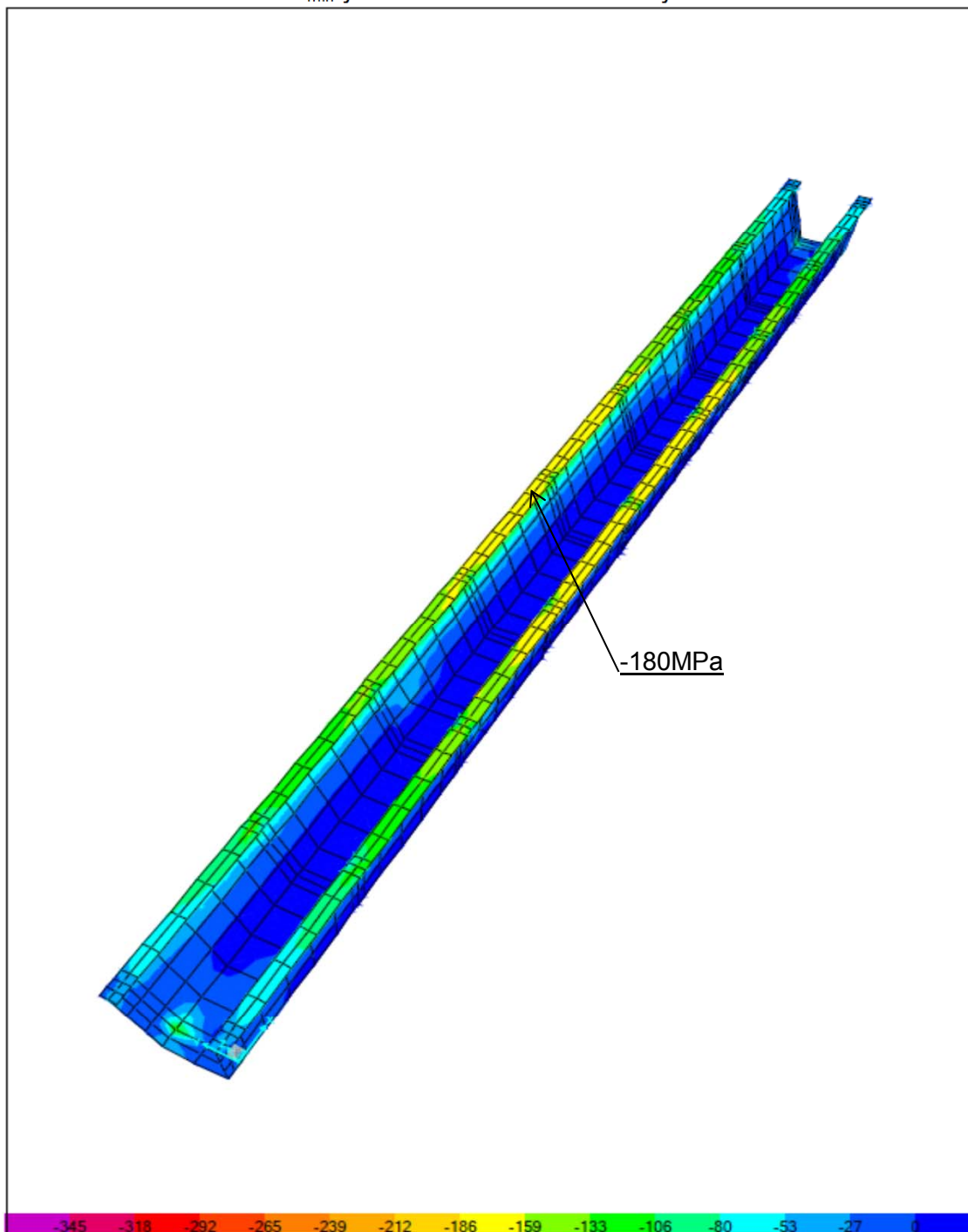


Ефективни попречни пресек за контролу граничних стања носивости је такав да не проузрокује значајне прерасподеле напона услед губитка стабилности делова ребра које су представљене на **Слици 2.12.9**. Из тог разлога, ефективни попречни пресек се неће користити за контролу носивости на комплексном просторном моделу, већ само у линијском, где ће се јасно показати колико је занемарљив утицај неефективних делова пресека челичне конструкције.

Максимална напрезања у челичној конструкцији

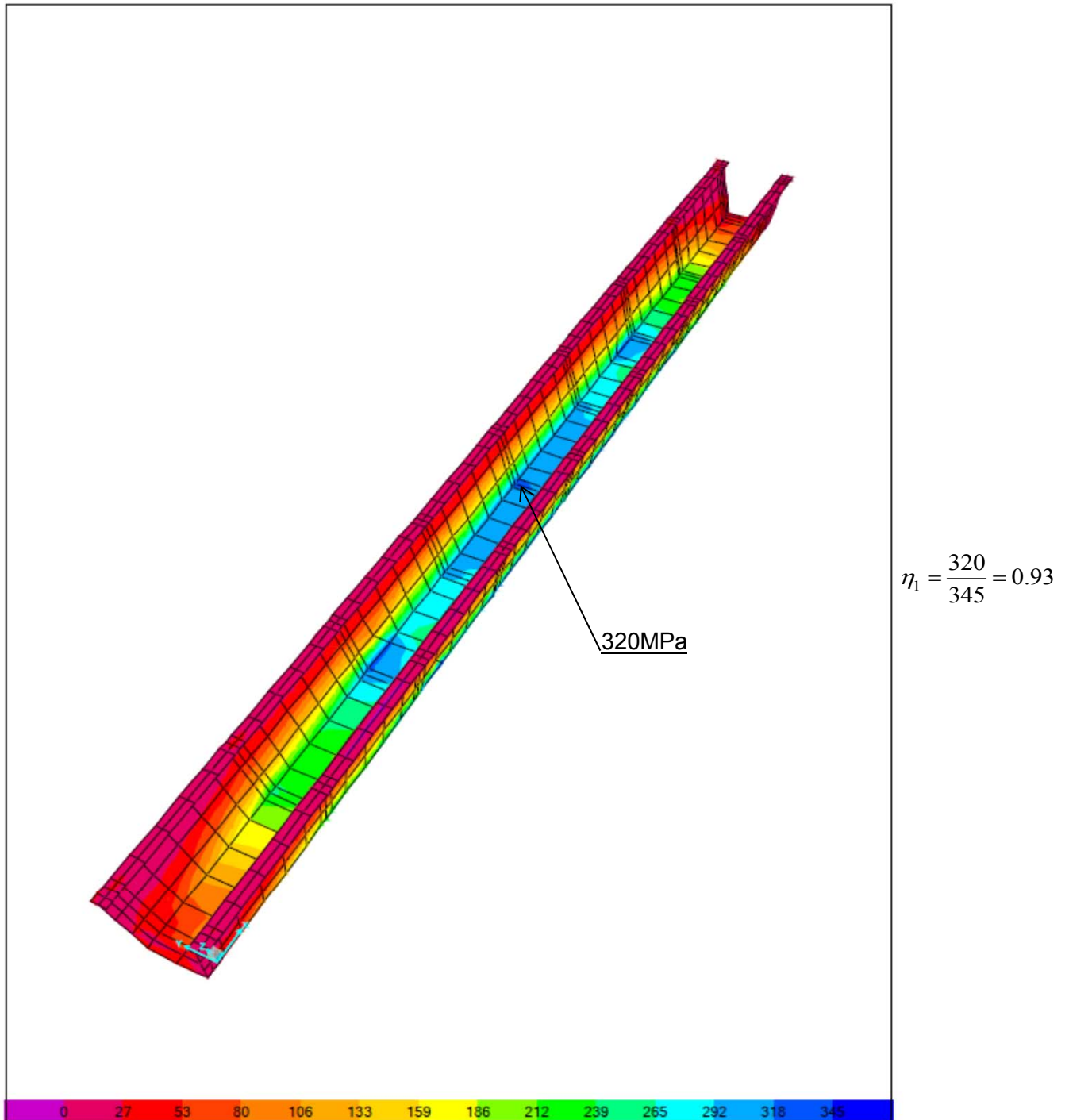
Сталне и пролазне пројектне ситуације

Слика 2.12.10: Напони σ_{\min} у главном челичном носачу за GSN

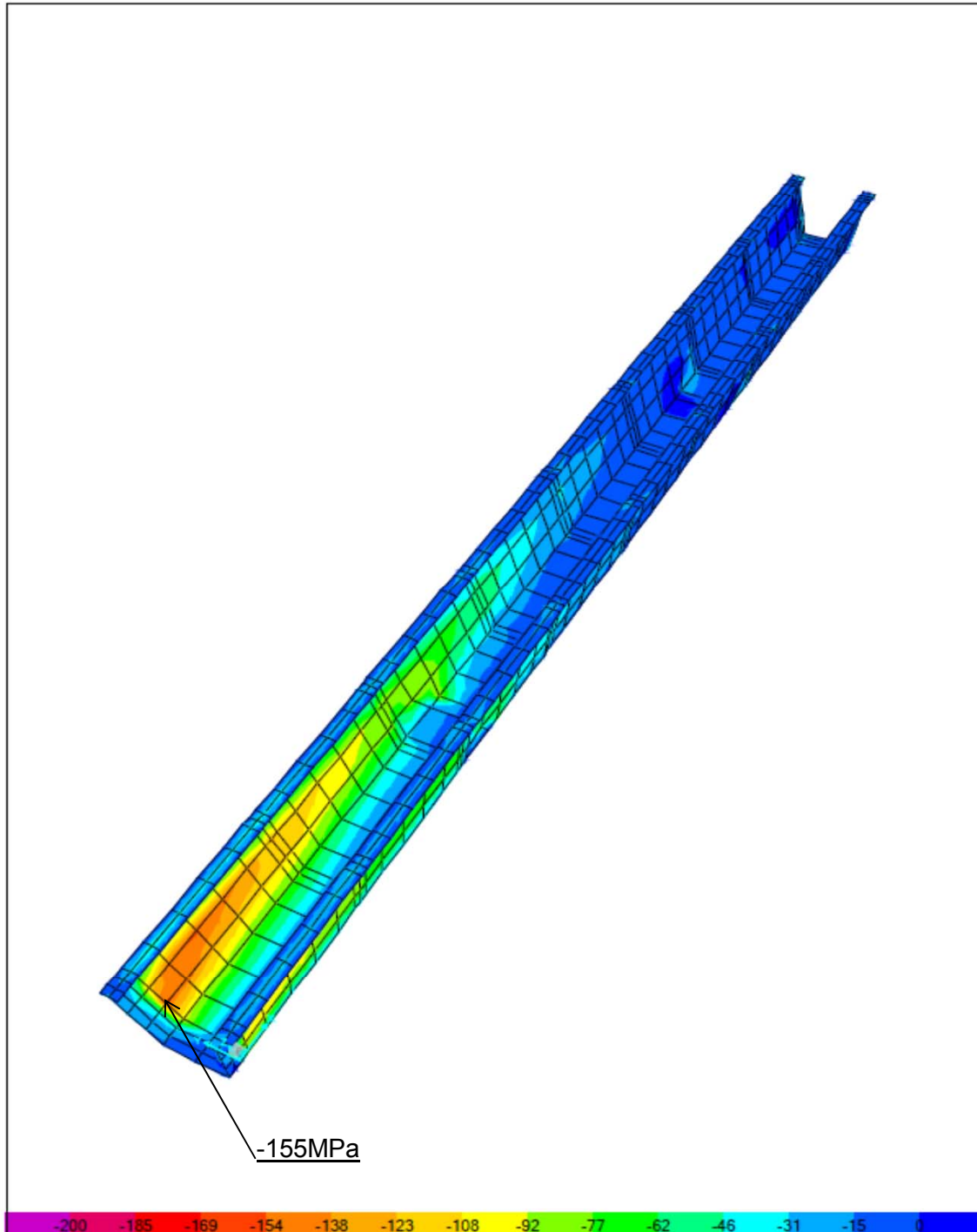


$$\eta_1 = \frac{180}{345} = 0.52$$

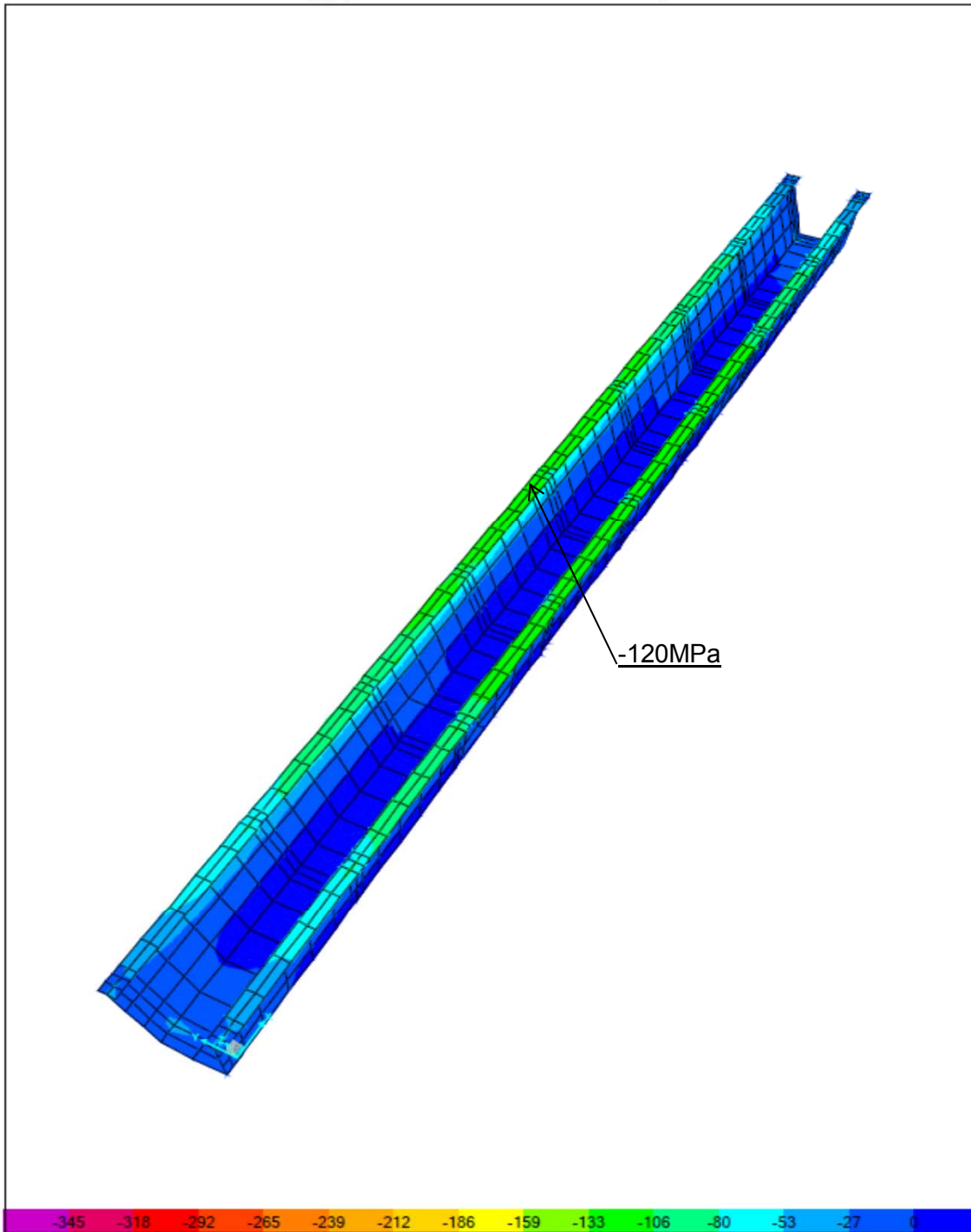
Слика 2.12.11: Напони σ_{\max} у главном челичном носачу за GSN



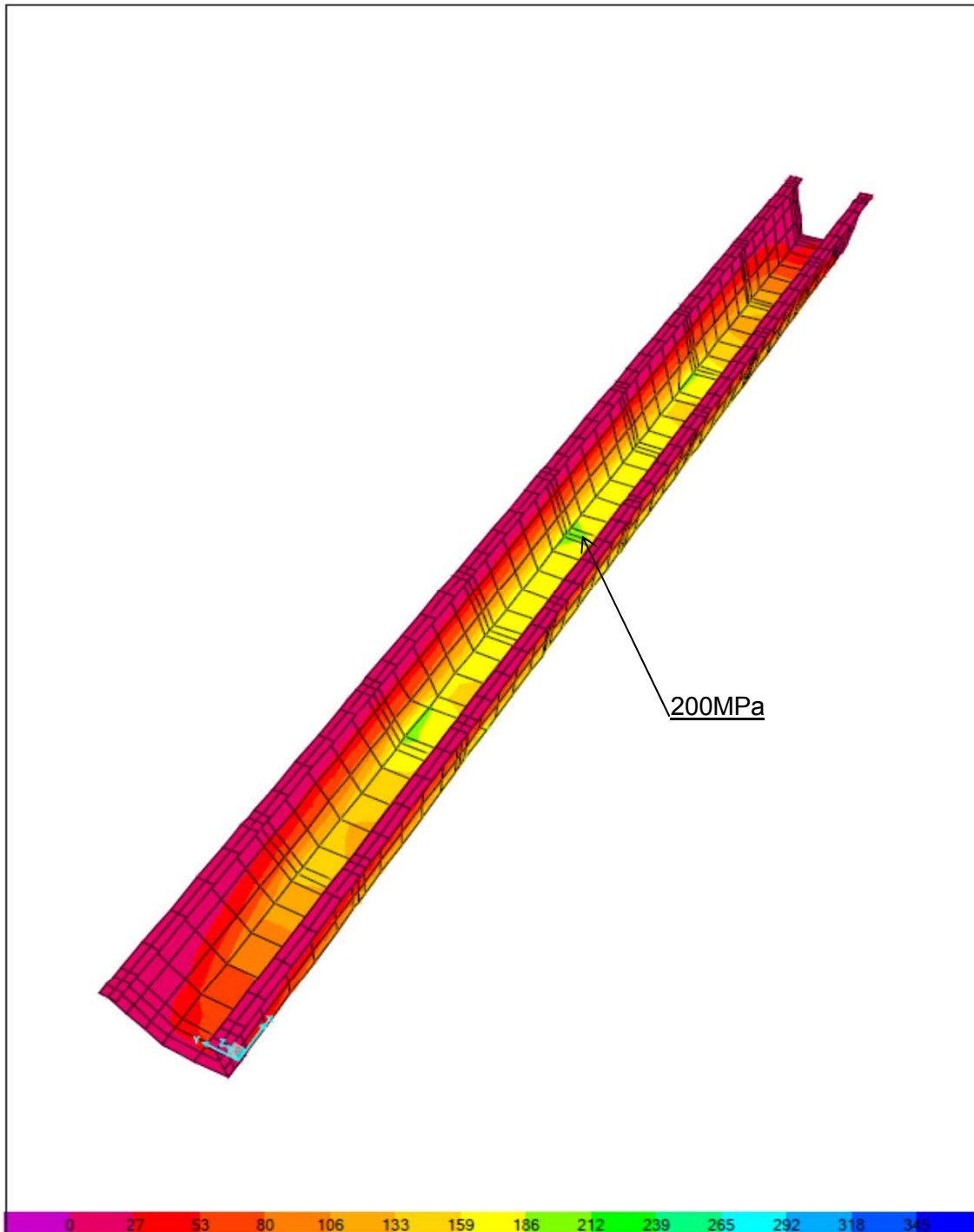
Слика 2.12.12: Напони τ_{\min} у главном челичном носачу за GSN



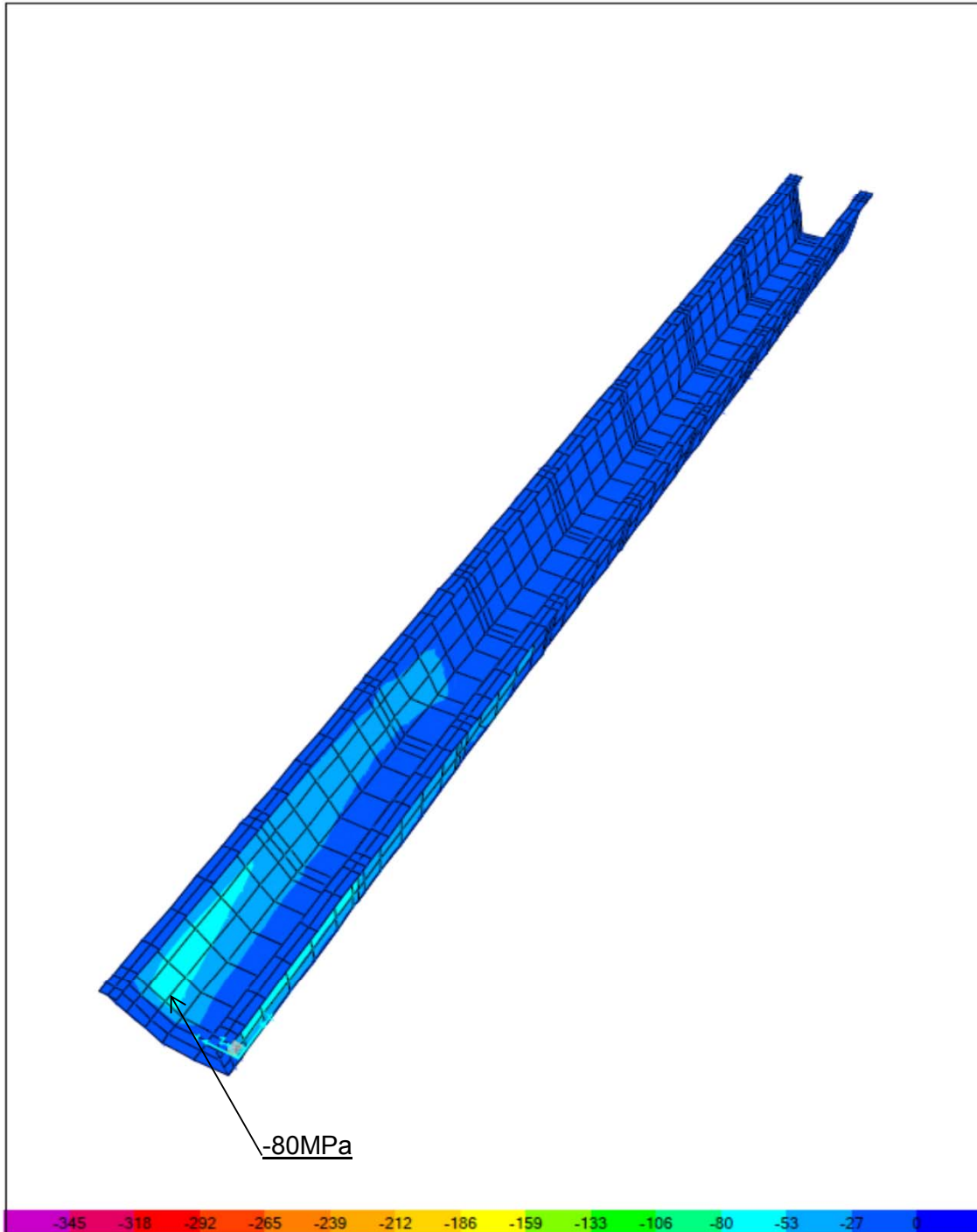
Слика 2.12.13: Напони σ_{\min} у главном челичном носачу за GSN



Слика 2.12.14: Напони σ_{\max} у главном челичном носачу за GSN



Слика 2.12.15: Напони τ_{\min} у главном челичном носачу за GSN



2.12.2.1.2 Носивост на смицање

Контрола за линијски модел:

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1.00; V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd};$$

$V_{bw,Rd}$ – допринос ножица смичућу отпорост

$V_{bf,Rd}$ – допринос ребра на смичућу отпорност

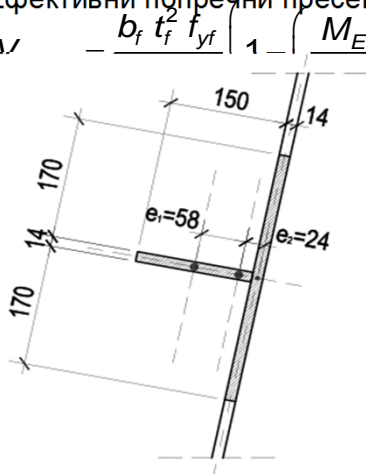
$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_y h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}}; \bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37.4 t \varepsilon \sqrt{k_\tau}}; \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.814;$$

$$k_\tau = 4.00 + 5.34 (h_w / a)^2 + k_{\tau sl};$$

$$k_{\tau sl} = 9 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 \sqrt[4]{\left(\frac{I_{sl}}{t^3 h_w} \right)^3} \geq \frac{2.1}{t} \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{h_w}};$$

$a = 250 \text{ cm}$ – растојање између суседних попречних укрућења

Ефективни попречни пресек подужног укрућења:

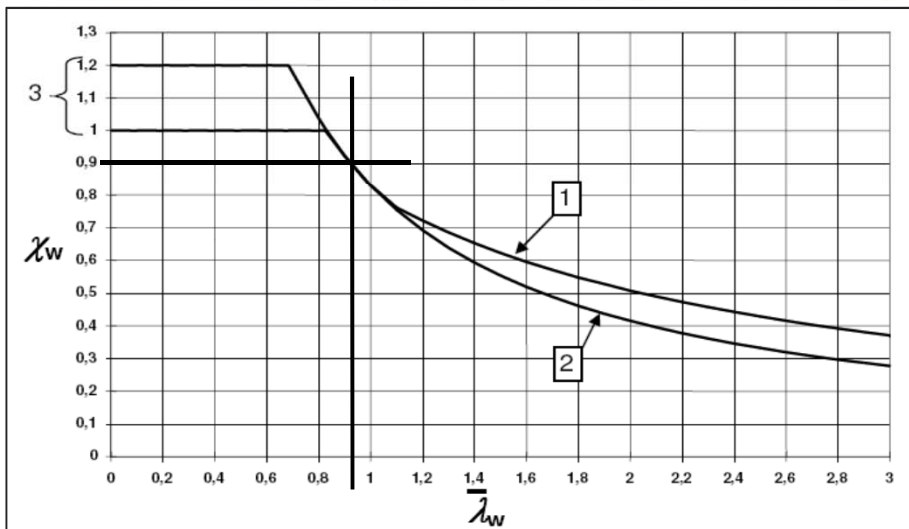


$A_{st} =$	70.56 cm ²	
$I_{st} =$	1394 cm ⁴	
$i_{st} =$	4.44 cm	
$l_i =$	250 cm	дужина извијања укрућења
$k_{\tau sl} =$	41.13	
$>$	3.67	
$k_{\tau sl} =$	41.13	→ $k_\tau =$ 52.1
$\bar{\lambda}_w =$	0.93	

Слика 2.12.16: Коefицијент χ_w за прорачун доприноса ребра (реф. SRPS EN 1993-1-5, Tabela 5.1)

	Rigid end post	Non-rigid end post
$\bar{\lambda}_w < 0.83 / \eta$	η	η
$0.83 / \eta \leq \bar{\lambda}_w < 1.08$	$0.83 / \bar{\lambda}_w$	$0.83 / \bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1.08$	$1.37 / (0.7 + \bar{\lambda}_w)$	$0.83 / \bar{\lambda}_w$

Слика 2.12.17: Коefицијент χ_w за прорачун доприноса ребра (реф. SRPS EN 1993-1-5, Слика 5.2)



$\chi_w =$ **0.90**

Носивост једног ребра:

$V_{bw,Rd} =$ **7118.45 kN**

$V_{bw,Ed} =$ **5830.45 kN**

$\mu_3 =$ **0.82**

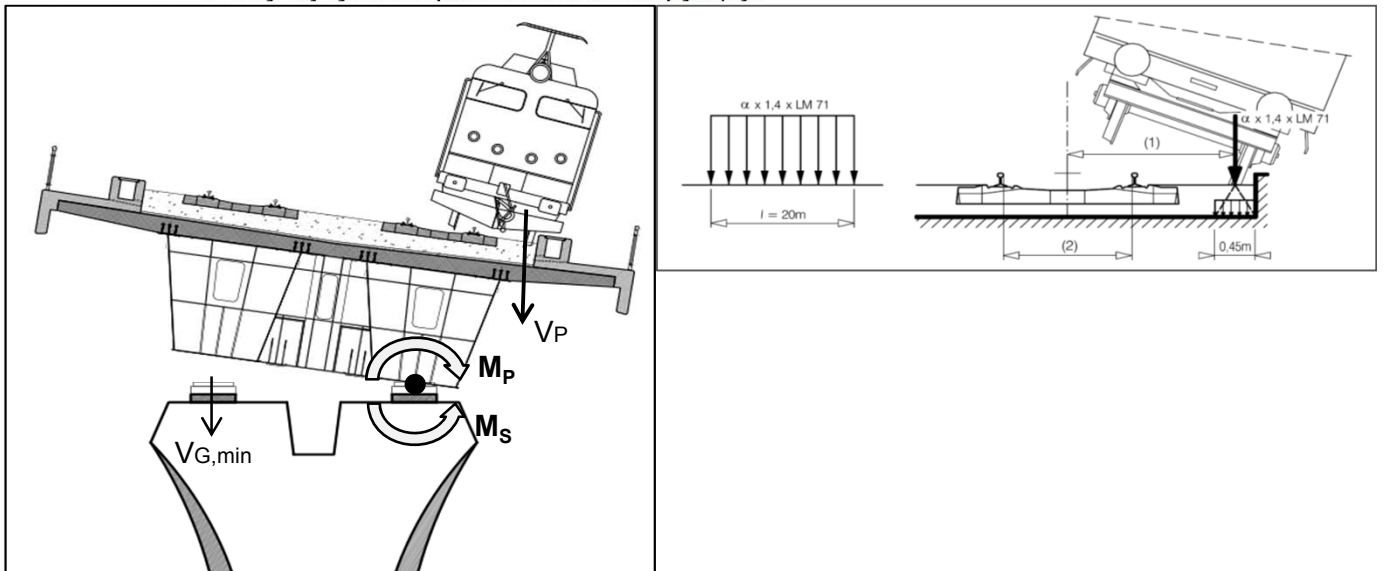
2.12.2.1.3 Носивост на дејство попречне силе

Ослањање главних носача није директно, већ посредно преко ослоначких попречних укрупњења моста.

2.12.2.2. Гранична стања носивости (EQU)

За контролу граничног стања носивости где долази до губитка равнотеже дела конструкције, или конструкције у целини, контролисана је могућност превртања конструкције око ослонаца једног главног носача при инцидентном исклизавању воза (Пројектна ситуација II).

Слика 2.12.18: Случај губитка равнотеже конструкције



Лако долазимо до момента нестабилности за ситуацију:

$$V_p = 3888 \text{ kN} \quad M_p = 8553 \text{ kNm}$$

Стабилизујуће дејство (две реакције $V_G + V_{\Delta G, \min}$):

$$V_{G+\Delta G, \min} = 6212 \text{ kN} \quad M_s = 27955 \text{ kNm} \quad \gg \quad M_p$$

Услов носивости за проверу граничног стања носивости за случај губитка статичке равнотеже целе конструкције приликом деловања инцидентног оптерећења је вишеструко задовољен.

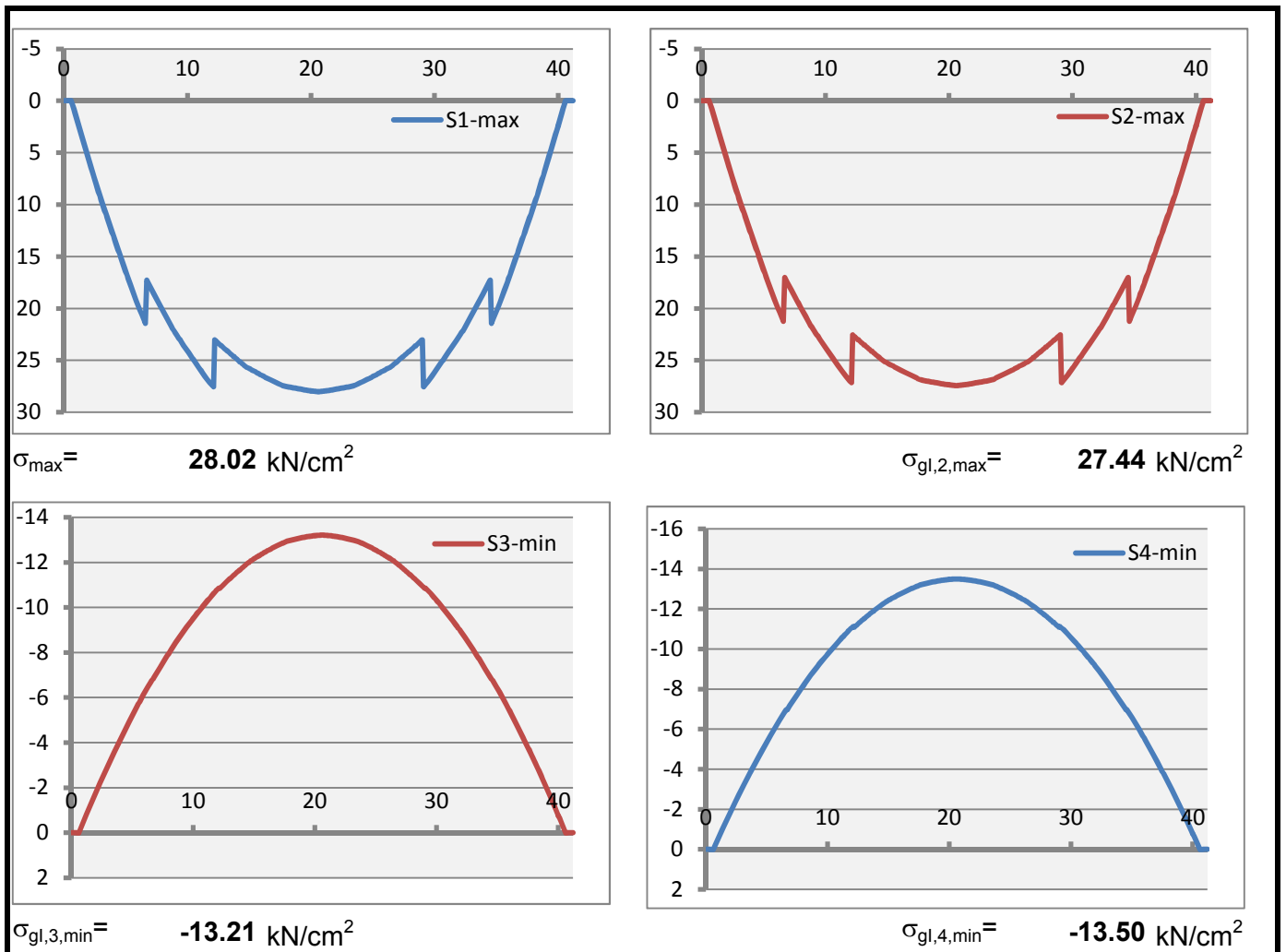
2.12.2.3. Гранична стања носивости (STR) - Линијски модел

Као што је наведено у Делу 1-Технички извештај, Члан 1.5, линијски модели су израђени како би се контролисали комплексни модели са површинским коначним елементима. Имајући у виду да су за све контроле као меродавни усвојени комплексни модели, овде ће бити разматрани најзначајнија дејства на конструкцију, која имају учешће веће од 98% у укупном напрезању.

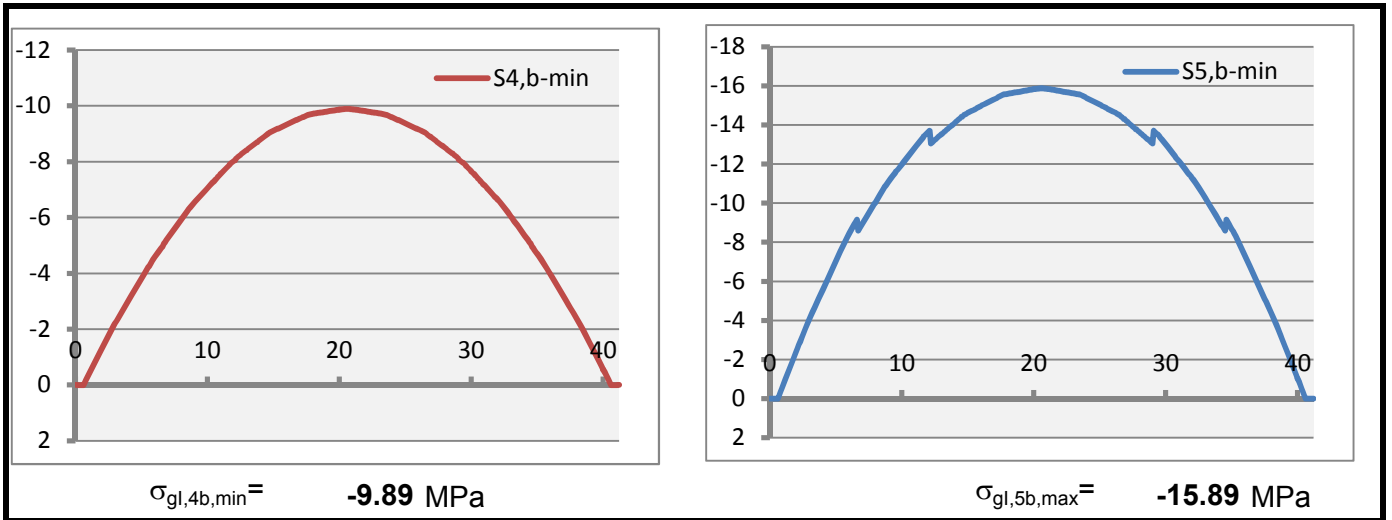
Овде ће бити приказани напони за комбинацију дејстава:

1. Сопствене тежине
2. Додатног сталног оптерећења
3. Покретног оптерећења Група g12

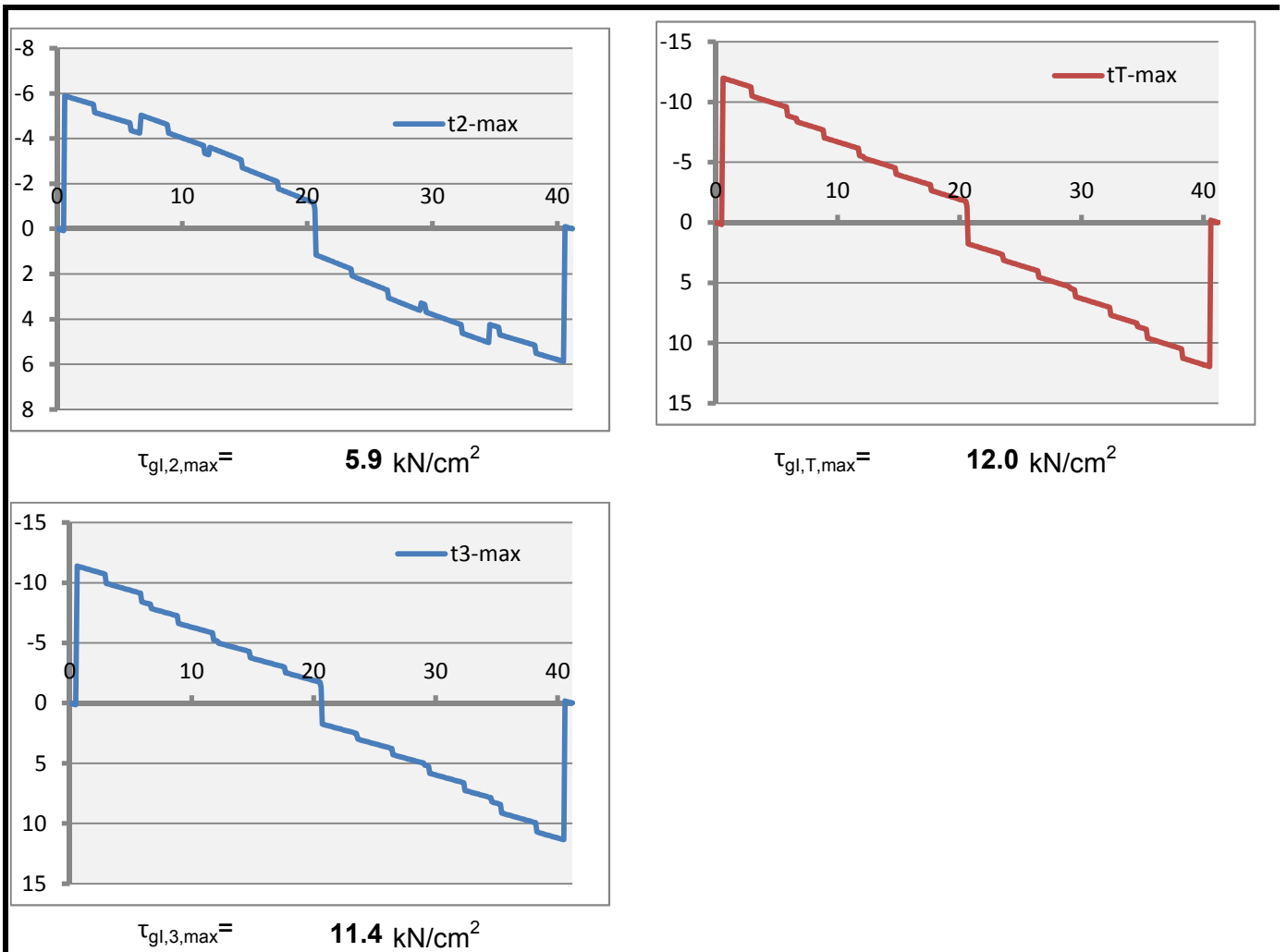
Слика 2.12.19: Дијаграми нормалних напона



Слика 2.12.20 : Дијаграм нормалних напона у бетону



Слика 2.12.21 : Дијаграм смичућих напона



2.12.4. Стубови моста

2.12.4.1 Средњи стубови

утицаји другог реда

НАПОМЕНА Вредност λ_{lim} која се користи у одређеној земљи, може да се нађе у њеном националном прилогу. Препоручена вредност следи из:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n} \quad (5.13N)$$

где је:

A	$= 1/(1+0,2\varphi_{ef})$ (ако φ_{ef} није познато, може да се користи $A = 0,7$)
B	$= \sqrt{1+2\omega}$ (ако ω није познато, може да се користи $B = 1,1$)
C	$= 1,7 - r_m$ (ако r_m није познато, може да се користи $C = 0,7$)
φ_{ef}	ефективни коефицијент течења; видети 5.8.4
ω	$= A_s f_{yd} / (A_c f_{cd})$; механички коефицијент арматуре ⁷⁾
A_s	укупна површина подужне арматуре
n	$= N_{Ed} / (A_c f_{cd})$; релативна нормална сила ⁸⁾
r_m	$= M_{01} / M_{02}$; однос момената
M_{01}, M_{02}	моменти првог реда на крајевима елемента, $ M_{02} \geq M_{01} $.

Ако моменти на крајевима елемента M_{01} и M_{02} затежу исту страну, за r_m треба да се узме позитивна величина (односно $C \leq 1,7$), а у супротном случају негативна (односно $C > 1,7$).

У следећим случајевима за r_m треба узети вредност 1,0 (односно $C = 0,7$):

A	B	C	A_s	f_{yd}	A_c	f_{cd}	ω	$\varphi_{(\infty, t_0)}$	M_{0Eqp}
[-]	[-]	[-]	[cm ²]	[kN/cm ²]	[cm ²]	[kN/cm ²]	[-]	[-]	[kNm]
0.99291	1.1246	0.7	627.0	43.47	121125	1.7	0.13237	1.7	250.0
M_{0Ed}	φ_{ef}	N_{Ed}	n	λ_{min}	L	L_0	h	i	λ_{st}
[kNm]	[-]	[kN]	[-]	[-]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[-]
11900	0.03571	41100	0.1996	35.0	700	1400	285	82.3	17.02

Из приложене табеле се види да је виткост стубова λ_{st} мања од граничне λ_{min} , па се на основу тога утицаји другог реда могу занемарити приликом димензионисања.

SAOBRAĆAJNI INSTITUT CIP	Project: STARA PAZOVA - NOVI SAD VIJADUKT km 51+423	Engineer: Date: 14-Aug-16
ShortColEC2 Copyright © 2007	Subject: STUBOVI S02-S12 ANVELOPA STR	Checker: Date:

Reinforced concrete column capacity for axial force and bending about Y-axis Eurocode 2, EN 1992-1-1 (2004)

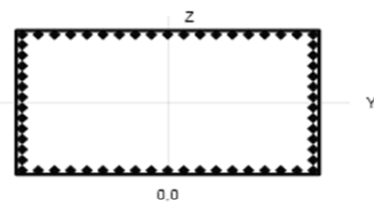
Materials:

$f_{ck} =$ 30 MPa	$E_{cm} =$ 32.8 GPa
$f_{yk} =$ 500 MPa	$E_s =$ 200 GPa
$\gamma_c =$ 1.5	
$\gamma_s =$ 1.15	
$a_{cc} =$ 0.85	

Section Properties:

Height = 2850 mm Width = 4000 mm

Concrete section	Transformed section
$A_c = 1E+07 \text{ mm}^2$	$A_T = 11653764.73 \text{ mm}^2$
$I_c = 8E+12 \text{ mm}^4$	$I_T = 8.04934E+12 \text{ mm}^4$
$Y_{bc} = 1425 \text{ mm}$	$Y_{bT} = 1425 \text{ mm}$

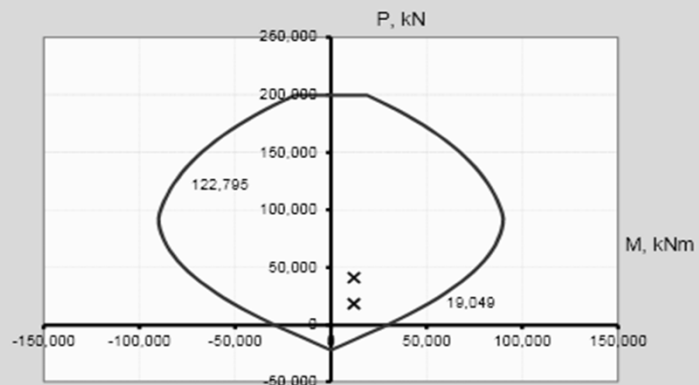


Reinforcing bars:

Bar Diameter = 32 mm
 No. bars = 62 (< 300)
 $\Sigma(As) = 49848 \text{ mm}^2$
 $\Sigma As/A_c = 0.0044$
 Concrete cover = 45 mm
 Spiral/Stirrup dia. = 16 mm

Reinforcing Bar No.	Area A_s mm ²	Coordinates, mm	
		Y (from ctr.)	Z (from bot.)
1	804.00	#####	77.00
2	804.00	#####	77.00
3	804.00	#####	77.00
4	804.00	#####	77.00
5	804.00	#####	77.00
6	804.00	-854.67	77.00
7	804.00	-641.00	77.00
8	804.00	-427.33	77.00
9	804.00	-213.67	77.00
10	804.00	0.00	77.00
11	804.00	213.67	77.00
12	804.00	427.33	77.00
13	804.00	641.00	77.00
14	804.00	854.67	77.00
15	804.00	1068.33	77.00
16	804.00	1282.00	77.00
17	804.00	1495.67	77.00
18	804.00	1709.33	77.00
19	804.00	1923.00	77.00
20	804.00	#####	284.38
21	804.00	1923.00	284.38
22	804.00	#####	491.77
23	804.00	1923.00	491.77

Axial Force/Bending Moment Interaction Diagram Bending about horizontal axis



Positive moment corresponds to tension in bottom fibers of the section
 Positive axial force is compressive force

Load Description	Factored Loads		Capacity	
	P_u kN	M_u kNm	M_{Rdy} kNm	M_u/M_{Rdy}
Anvelopa STR Nmin, Mmax	18384	11898	50688	0.23
Anvelopa STR Nman, Mmax	41116	11898	70753	0.17

САОБРАЋАЈНИ ИНСТИТУТ ЦИП	Project: STARA PAZOVA - NOVI SAD VIJADUKT km 51+423	Engineer: Date: 14-Aug-16
ShortColEC2 Copyright © 2007	Subject: STUBOVI S02-S12 ANVELOPA ACC	Checker: Date:

Reinforced concrete column capacity for axial force and bending about Y-axis

Eurocode 2, EN 1992-1-1 (2004)

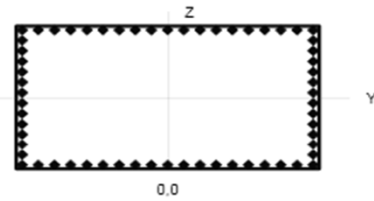
Materials:

$f_{ck} =$	30 MPa	$E_{cm} =$	32.8 GPa
$f_{yk} =$	500 MPa	$E_s =$	200 GPa
$\gamma_c =$	1.5		
$\gamma_s =$	1.15		
$a_{cc} =$	0.85		

Section Properties:

Height = 2850 mm Width = 4000 mm

Concrete section	Transformed section
$A_c = 1E+07 \text{ mm}^2$	$A_T = 11653764.73 \text{ mm}^2$
$I_c = 8E+12 \text{ mm}^4$	$I_T = 8.04934E+12 \text{ mm}^4$
$Y_{bc} = 1425 \text{ mm}$	$Y_{bT} = 1425 \text{ mm}$

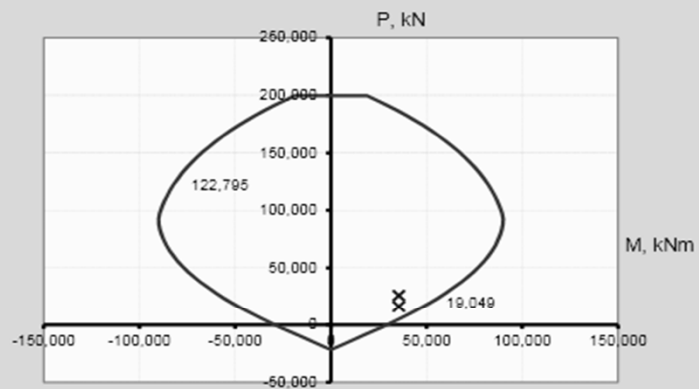


Reinforcing bars:

Bar Diameter = 32 mm
 No. bars = 62 (< 300)
 $\Sigma(As) = 49848 \text{ mm}^2$
 $\Sigma As/A_c = 0.0044$
 Concrete cover = 45 mm
 Spiral/Stirrup dia. = 16 mm

Reinforcing Bar No.	Area A_s mm ²	Coordinates, mm	
		Y (from ctr.)	Z (from bot.)
1	804.00	#####	77.00
2	804.00	#####	77.00
3	804.00	#####	77.00
4	804.00	#####	77.00
5	804.00	#####	77.00
6	804.00	-854.67	77.00
7	804.00	-641.00	77.00
8	804.00	-427.33	77.00
9	804.00	-213.67	77.00
10	804.00	0.00	77.00
11	804.00	213.67	77.00
12	804.00	427.33	77.00
13	804.00	641.00	77.00
14	804.00	854.67	77.00
15	804.00	1068.33	77.00
16	804.00	1282.00	77.00
17	804.00	1495.67	77.00
18	804.00	1709.33	77.00
19	804.00	1923.00	77.00
20	804.00	#####	284.38
21	804.00	1923.00	284.38
22	804.00	#####	491.77
23	804.00	1923.00	491.77

Axial Force/Bending Moment Interaction Diagram
Bending about horizontal axis



Positive moment corresponds to tension in bottom fibers of the section
 Positive axial force is compressive force

Load Description	Factored Loads		Capacity	
	P_u kN	M_u kNm	M_{R2y} kNm	M_u/M_{R2y}
Anvelopa ACC Nmin, Mmax	16208	35490	48384	0.73
Anvelopa ACC Nman, Mmax	25918	35490	58110	0.61

SAOBRAĆAJNI INSTITUT CIP	Project: STARA PAZOVA - NOVI SAD VIJADUKT km 51+423	Engineer: Date: 14-Aug-16
ShortCoIEC2 Copyright © 2007	Subject: STUBOVI S02-S12 ANVELOPA STR	Checker: Date:

Reinforced concrete column capacity for axial force and bending about Y-axis

Eurocode 2, EN 1992-1-1 (2004)

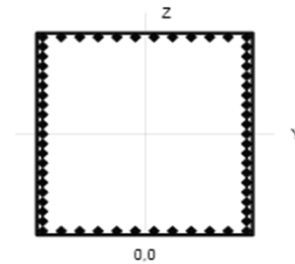
Materials:

$f_{ck} =$ 30 MPa	$E_{cm} =$ 32.8 GPa
$f_{yk} =$ 500 MPa	$E_s =$ 200 GPa
$\gamma_c =$ 1.5	
$\gamma_s =$ 1.15	
$a_{cc} =$ 0.85	

Section Properties:

Height = 4000 mm Width = 2850 mm

Concrete section	Transformed section
$A_c =$ 1E+07 mm ²	$A_T =$ 11653764.73 mm ²
$I_c =$ 2E+13 mm ⁴	$I_T =$ 1.57358E+13 mm ⁴
$Y_{bc} =$ 2000 mm	$Y_{bT} =$ 2000 mm

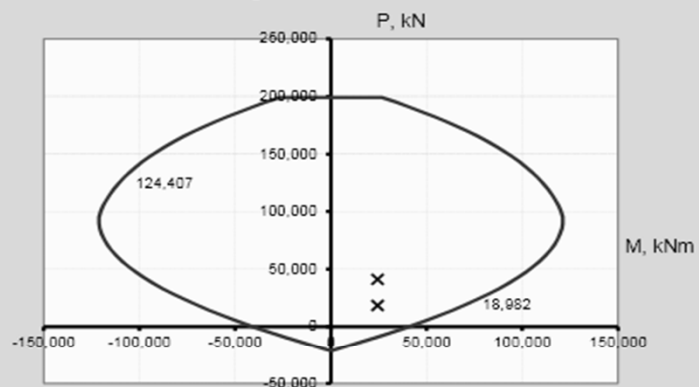


Reinforcing bars:

Bar Diameter = 32 mm
 No. bars = 62 (< 300)
 $\Sigma(A_s) =$ 49848 mm²
 $\Sigma A_s/A_c =$ 0.0044
 Concrete cover = 45 mm
 Spiral/Stirrup dia. = 16 mm

Reinforcing Bar No.	Area A_s mm ²	Coordinates, mm	
		Y (from ctr.)	Z (from bot.)
1	804.00	#####	77.00
2	804.00	#####	77.00
3	804.00	-857.82	77.00
4	804.00	-612.73	77.00
5	804.00	-367.64	77.00
6	804.00	-122.55	77.00
7	804.00	122.55	77.00
8	804.00	367.64	77.00
9	804.00	612.73	77.00
10	804.00	857.82	77.00
11	804.00	1102.91	77.00
12	804.00	1348.00	77.00
13	804.00	#####	269.30
14	804.00	1348.00	269.30
15	804.00	#####	461.60
16	804.00	1348.00	461.60
17	804.00	#####	653.90
18	804.00	1348.00	653.90
19	804.00	#####	846.20
20	804.00	1348.00	846.20
21	804.00	#####	1038.50
22	804.00	1348.00	1038.50
23	804.00	#####	1230.80

Axial Force/Bending Moment Interaction Diagram Bending about horizontal axis



Positive moment corresponds to tension in bottom fibers of the section
 Positive axial force is compressive force

Load Description	Factored Loads			Capacity
	P_u kN	M_u kNm	M_{Rdy} kNm	M_u/M_{Rdy}
Anvelopa STR Nmin, Mmax	18384	24343	69417	0.35
Anvelopa STR Nman, Mmax	41116	24343	96115	0.25

SAOBRAĆAJNI INSTITUT CIP	Project: STARA PAZOVA - NOVI SAD VIJADUKT km 51+423	Engineer: Date: 14-Aug-16
ShortColEC2 Copyright © 2007	Subject: STUBOVI S02-S12 ANVELOPA ACC	Checker: Date:

Reinforced concrete column capacity for axial force and bending about Y-axis Eurocode 2, EN 1992-1-1 (2004)

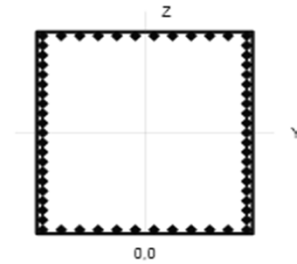
Materials:

$f_{ck} =$ 30 MPa	$E_{cm} =$ 32.8 GPa
$f_{yk} =$ 500 MPa	$E_s =$ 200 GPa
$\gamma_c =$ 1.5	
$\gamma_s =$ 1.15	
$a_{cc} =$ 0.85	

Section Properties:

Height = 4000 mm Width = 2850 mm

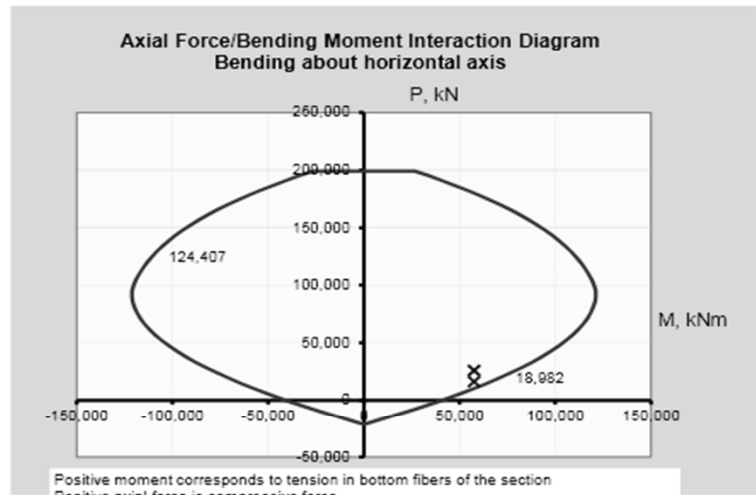
Concrete section	Transformed section
$A_c = 1E+07 \text{ mm}^2$	$A_T = 11653764.73 \text{ mm}^2$
$I_c = 2E+13 \text{ mm}^4$	$I_T = 1.57358E+13 \text{ mm}^4$
$Y_{bc} = 2000 \text{ mm}$	$Y_{bT} = 2000 \text{ mm}$



Reinforcing bars:

Bar Diameter = 32 mm
 No. bars = 62 (< 300)
 $\Sigma(A_s) = 49848 \text{ mm}^2$
 $\Sigma A_s/A_c = 0.0044$
 Concrete cover = 45 mm
 Spiral/Stirrup dia. = 16 mm

Reinforcing Bar No.	Area A_s mm ²	Coordinates, mm	
		Y (from ctr.)	Z (from bot.)
1	804.00	#####	77.00
2	804.00	#####	77.00
3	804.00	-857.82	77.00
4	804.00	-612.73	77.00
5	804.00	-367.64	77.00
6	804.00	-122.55	77.00
7	804.00	122.55	77.00
8	804.00	367.64	77.00
9	804.00	612.73	77.00
10	804.00	857.82	77.00
11	804.00	1102.91	77.00
12	804.00	1348.00	77.00
13	804.00	#####	269.30
14	804.00	1348.00	269.30
15	804.00	#####	461.60
16	804.00	1348.00	461.60
17	804.00	#####	653.90
18	804.00	1348.00	653.90
19	804.00	#####	846.20
20	804.00	1348.00	846.20
21	804.00	#####	1038.50
22	804.00	1348.00	1038.50
23	804.00	#####	1230.80



Load Description	Factored Loads			Capacity
	P_u kN	M_u kNm	M_{Rdy} kNm	M_u/M_{Rdy}
Anvelopa ACC Nmin, Mmax	16208	57525	66328	0.87
Anvelopa ACC Nman, Mmax	25918	57525	79291	0.73

Strut tie - Сила цепања, срењи стубови

$$Z_{\max} = 9258 \text{ kN}$$

$$f_{yd} = 43.48 \text{ kN/cm}^2$$












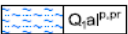



$$A_{r, \text{pot}} = 212.9 \text{ cm}^2$$







Усвојено 36Ø32 (289.4 cm²)

2.12.5. ФУНДАМЕНТ

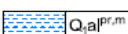

2.12.5.1 Карактеристике Тла

У геотехничком елаборату дефинисани су следећи слојеви тла, у којима је извршено фундирање вијадукта на km 131+860, уз помоћ бушених шипова Ø1200:

Старост	Генеза	Ознака на карти	Ознака на пресеку	Опис
КАВАРТАР - Холоцен Q ₂	Антропогени			ХУМУС - Изграђује непосредне површинске делове терена, слој је неједначене дебљине, 0,3 - 1,0m, дуж целе трасе, мрке боје, обogaћен органским материјама, неповољних геотехничких карактеристика.
				НАСИП - Изграђује непосредне површинске делове терена, у зони објеката инфраструктуре - насипа путева и пруге, хетерогеног састава, од прашинасто песковито глиновитог и некохерентног материјала. Повољних геотехничких карактеристика.
				РЕФУЛИСАНИ ПЕСАК - Изграђује непосредне површинске делове терена у градској зони Новог Сад и Суботице, хомогеног састава, од прашинасто песковитог и материјала, средње збијености. Повољних геотехничких карактеристика.
				ПРАШИНА ГЛИНОВИТА - Заступљена у зони повремених водотока и канала, прашинасто глиновитог, до песковитог састава, средње стишљива, засићена водом неповољних геотехничких карактеристика.
				СЛАТИНЕ - средина формирана у терену где је ниво подземних вода близу површине, представљена је глиновитим прашинама, меке конзистенције, нископластична, тамно смеђе боје. Изузетно лоших геотехничких карактеристика.
Алувијални				ПРАШИНА ГЛИНОВИТА - представљена је прашинама, до глиновитим прашинама, полутврде до меке конзистенције, средње је до нископластична, светло смеђе боје и чини површинске делове терена. У терену је засићена водом и средњеповољних је геотехничких карактеристика.
				ГЛИНА ПРАШИНАСТА - представљена је глинама, до прашинасто песковитим глинама, полутврде конзистенције, средње је до нископластична, светло смеђе боје. У терену је засићена водом и средњеповољних је геотехничких карактеристика.
				ПЕСАК ПРАШИНАСТ - представљен је прашинастим до заглињеним песковима, полутврде конзистенције, светло смеђе боје. Песак је средњезрн, средње до добро збијен. У терену је засићена водом и повољних је геотехничких карактеристика.
P - Плейстоцен Q ₁ - Wirm	Еолско - алувијални			ПРАШИНА ГЛИНОВИТА - представљена је прашинама, до глиновитим прашинама, полутврде до меке конзистенције, средње је до нископластична, светло смеђе боје је геотехничких карактеристика.
				ГЛИНА ПРАШИНАСТА - представљена је глинама, до прашинасто песковитим глинама, полутврде конзистенције, средње је до нископластична, светло смеђе боје. У терену је засићена водом и средњеповољних је геотехничких карактеристика.

КАВАРТА	Еолски	 Q _{1l}	 Q _{1l}	ЛЕС - представљен је песковитим прашинама, слабо је заглињен, тврде до полутврде конзистенције, ниско пластична, трошна и дробљива под притиском прстију, цевасте и капиларне порозности, са конкрецијама СаСО ₃ у траговима, светле боје. Заступљена је у површинским деловима терена телечке лесне заравни, дебљине до 10 метара, повољних геотехничких карактеристика.
			 Q _{1l'}	ИЗМЕЊЕНИ ЛЕС - представљен је глинама прашинастим, слабо је песковит, средње пластичан, меке до полутврде конзистенције, са конкрецијама СаСО ₃ у траговима, светле боје садржи хидроксиде Fe и Mn. Измењене је примарне структуре због утицаја подземне воде. Изграђује дубље делове терена телечке лесне заравни и подина је лесу. Ова јединица је условно повољних геотехничких карактеристика.
			 Q _{1pz}	ИЗМЕЊЕНИ ЛЕС - представљен је глинама прашинастим, средње пластичан до полумекне конзистенције, са конкрецијама СаСО ₃ у траговима и повећаним садржајем органских материја, тамно браон боје, садржи хидроксиде Fe и Mn. Измењене је примарне структуре због утицаја подземне воде. Изграђује дубље делове терена телечке лесне заравни. Ова јединица је условно повољних геотехничких карактеристика.
		 Q _{1p}	 Q _{1p}	ПЕСАК - представљен је еолским прашинастим средњезрним до финозрним песковима смеђе до сиве боје. Песак је средње до добро збијен а са дужином му расте присуство прашинасте фракције. У терену је под утицајем подземне воде и повољних је геотехничких карактеристика. Нарочито је заступљен дуж трасе у делу северне градске зоне Суботице и даље до државне границе.

132+309.49

КАВАРТАР - Плеистоцен Q ₁ - Riss	Алувијални	 Q _{1al^{pr,m}}	ПРАШИНА - представљена је заглињеним прашинама локално са примесама органских материја и песка, смеђесиве боје, течљиве и полутврде конзистенције, ниске пластичности. Прашине се одликују променама у саставу материјала уз присуство органских примеса, слабом збијеношћу, ограниченом недренираном чврстоћом и великом стишљивошћу. Неповољних је геотехничких карактеристика.
		 Q _{1al^p}	ПЕАСК - представљен је једноличним, ситнозрним песком сиве боје, добре збијености. Ове геотехничке средине појављују се на koti 70-75 до Врбаса, код Ловћенца и Бачке Тополе, на koti 80-85 и у подручју Суботице и пешчаре, на koti 90-100. Релативно постојан састав и добра збијеност, чини их средином повољних геотехничких карактеристика.

Гт ознака	γ	c'	ϕ	Отпор врха конуса СРТ q_c	Едометарски модул стишљивости M_s
	(kN/m ³)	(kPa)	(^o)	(kPa)	(kPa)
n	19	15	20	/	6000
Q _{1al^{p,pr}}	19,0	5	25	7000	8000
Q _{1al^{gl}}	20,0	15	20	2500	4000
Q _{1l}	19,0	12	22	2300	6000
Q _{1l[*]}	20,0	10	20	2500	5000
Q _{1pz}	20,0	18	20	2600	5500
Q _{1al^p}	19,5	/	30	>15000	>20000

Приступ 1:

Комбинација 1:

A1 "+" M1 "+" R1

Комбинација 2:

A2 "+" (M1 или M2) "+" R4

Коефицијенти:

Table A.3 - Partial factors on actions (γ_f) or the effects of actions (γ_E) *

Action		Symbol	Set	
			A1	A2
Permanent	Unfavourable	γ_E	1,35	1,0
	Favourable		1,0	1,0
Variable	Unfavourable	γ_E	1,5	1,3
	Favourable		0	0

* Ови коефицијенти, као и све комбинације на основу којих су добијени утицаји, детаљније су дати у делу "2.10 Комбинације" овог Пројекта.

Table A.4 - Partial factors for soil parameters (γ_M)

Soil parameter	Symbol	Set	
		M1	M2
Angle of shearing resistance ^a	γ_ϕ	1,0	1,25
Effective cohesion	γ_c	1,0	1,25
Undrained shear strength	γ_{su}	1,0	1,4
Unconfined strength	γ_{qu}	1,0	1,4
Weight density	γ_s	1,0	1,0

^a This factor is applied to $\tan \phi'$

Table A.7 - Partial resistance factors (γ_i) for bored piles

Resistance	Symbol	Set			
		$R1$	$R2$	$R3$	$R4$
Base	γ_b	1,25	1,1	1,0	1,6
Shaft (compression)	γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3
Total/combined (compression)	γ_t	1,15	1,1	1,0	1,5
Shaft in tension	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,15	1,1	1,6

Носивост шипова се одређује
као минимална од:

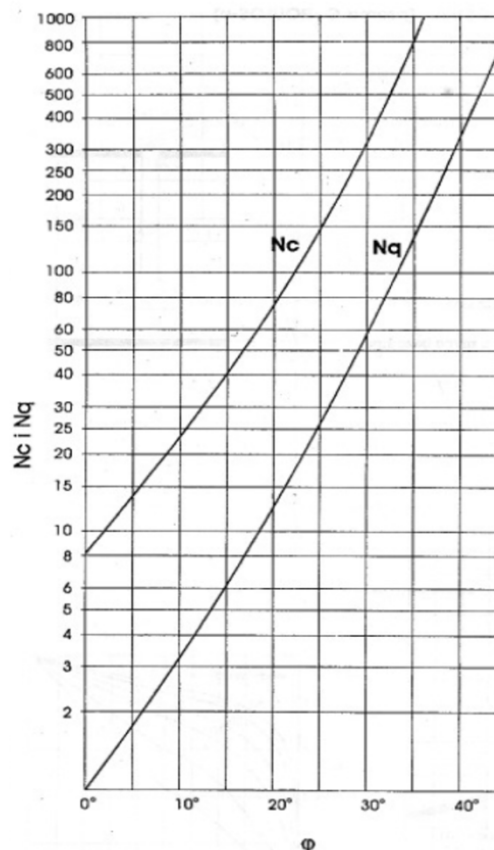
①
носивости
појединачног
шипа

②
носивости групе
шипова

③
носивости целог
блока

На нивоу Идејног пројекта, провериће се носивост појединачног најоптерећенијег шипа.

① Носивост појединачног шипа

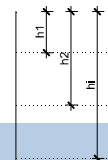


Слика 2.12.5.16: Фактори носивости

Носивост шипа према Brinch Hansen-у - Стуб 04

ПРОРАЧУН НОСИВОСТИ БУШЕНИХ ШИПОВА

$L = 30$ m - дужина шипа $\varnothing = 120$ cm - преч. шипа
 $F\varphi = 1$ - парцијални фактор за трење
 $F_c = 1$ - парцијални фактор за кохезију


ПРОРАЧУН НОСИВОСТИ БУШЕНИХ ШИПОВА ПО ОМОТАЧУ

$$Q_o = \sum A_{s_i} [C_{mi} + K_o \times \gamma_i \times z_i \times \operatorname{tg} \varphi_m]$$

$$K_o = 1 - \sin \varphi$$

 НАПОМЕНА: $z\gamma$ члан у горњој формули се добија тако што се саберу сви $\gamma_i z_i$ виших слојева и дода $\gamma z/2$ текућег.

Naziv	h	γ	$\sum z\gamma$	φ	c	φ_m	$\operatorname{tg} \varphi_m$
[-]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[°]	[kN/m ²]	[°]	[-]
L*	0.0	11.0	0.00	20	10	20.00	0.36
L*	3.5	11.0	19.25	20	10	20.00	0.36
Pz	6.5	11.0	55.00	20	18	20.00	0.36
al ^p	30.0	11.0	200.75	30	0	30.00	0.58

$$\sum \gamma z = 330.0$$

Naziv	K_o	A_{s_i}	Q_{o_i}
[-]	[-]	[m ²]	[kN]
L*	0.66	0.00	0.0
L*	0.66	13.19	65.2
Pz	0.66	11.31	352.5
al ^p	0.50	88.59	5134.1
		$\sum Q_o =$	5 551.9

ПРОРАЧУН НОСИВОСТИ БУШЕНИХ ШИПОВА ПО БАЗИ

$$\sigma_b = C_{mix} N_c + K_o \times (\sum \gamma_i \times z_i) N_q$$

$$K_o = 1 - \sin \varphi =$$

$$0.500$$

$$\operatorname{tg} \varphi_m = \operatorname{tg} \varphi / F\varphi = 0.58$$

$$\varphi_m =$$

$$30.00$$

°

$$Q_b = \sigma_b \times A_b$$

$$A_b =$$

$$1.131$$

 m²

$$Q_b = 11196.64$$

$$N_c = 300.0$$

$$N_q = 60.0$$

НОСИВОСТ ШИПА

$$Q = Q_o + Q_b = 16 748.5 \text{ kN}$$

DA 1	γ_b	γ_s	γ_t	СТУБ 04	$R_{c,d, Comb 1}$
[-]	[-]	[-]	[-]		[kN]
Comb 1	1.25	1.0	1.15		14 509.2

>

$R_{Stub 11}$
[kN]
6 133.0

Из приложеног прорачуна види се да најоптерећенији шип има потребну носивост

Одговорни пројектант:

Дејан Срејић, дипл.грађ.инж.
лиценца бр.: 310 F110 07

2/1-1.29.6.2 ПРЕДМЕР И ПРЕДРАЧУН

СВЕСКА 2/1-1.29
ИДЕЈНИ ПРОЈЕКАТ ПРУГЕ НОВИ САД-СУБОТИЦА
ВИЈАДУКТ НА km 131+860

Бр.	Тех. услови	Опис радова	Јед. мере	Количина		Јединична цена (дин)	
				А	В	А`В	
07.06.01 ПРИПРЕМНИ РАДОВИ							
07.06.01.01		Чишћење терена, скидање хумуса у слоју д=30цм, потребни ископи у материјалу III категорије са збијањем темељног тла у зони градилишних платоа и путева.	m ²	20,460.00	180		3,682,800.00
07.06.01.02		Израда конструкције градилишних путева. Набавка, испорука и израда насипа (по потреби) и конструкције од дробљеног каменог материјала са слојем песка.					
		- слој песка, d=5цм	m ³	70.00	1200		84,000.00
		- дробљени камени материјал, d=15цм	m ³	210.00	2800		588,000.00
07.06.01.03		Израда конструкције градилишних платоа. Набавка, испорука и израда насипа (по потреби) и конструкције од дробљеног каменог агрегата са слојем песка. На делу испод конструкције моста се постављају АБ коловозне плоче.					
		- слој песка, d=5цм	m ³	960	1200		1,152,000.00
		- дробљени камени агрегат са слојем песка	m ²	2,900.00	2800		8,120,000.00
		- коловозне армирано - бетонске плоче, д=20цм	m ²	4,920.00	2200		10,824,000.00
07.06.01.04		Израда привременог градилишта. Позиција обухвата рашчишћавање терена, потребне радове на ископу / насипу како би се градилиште довело на предвиђену коту.	m ²	5,080.00	180		914,400.00
УКУПНО ПРИПРЕМНИ РАДОВИ:							25,365,200.00

07.06.02		ЗЕМЉАНИ РАДОВИ			
07.06.02.01	Ископ темеља (наглавних греда) у материјалу II и III категорије, уз присуство подземних вода, и транспорт ископаног материјала на депонију до 25 km, у свему према Техничким условима. - на дубини 0-4 - на дубини 0-4	m ³	17,249.00	1,600.00	27,598,400.00
07.06.02.02	Ископ насипа постојеће пруге - спуштање круне насипа до нивоа датог у цртежима уз транспорт ископаног материјала на депонију до 25 km (Обрачунато у Пројекту трасе пруге) ~на дубини до 0.5 m изнад наглавница	m ³	0.00		0.00
07.06.02.03	Затрпавање темеља (наглавних греда), у свему према Техничким условима.	m ³	13,091.00	600.00	7,854,600.00
07.06.02.04	Израда прелазне зоне иза крајњих стубова, у свему према Техничким условима.	m ³	8,316.00	2,000.00	16,632,000.00
07.06.02.05	Израда тампон слоја, испод темеља од мешавине шљунка и песка у слојевима од по 30 cm са набијањем слојева до модула стшљивости Ms=30MPa.	m ³	630.00	2,000.00	1,260,000.00
07.06.02.06	Израда кегли, према пројекту, у свему према Техничким условима.	m ³	1,206.00	2,900.00	3,497,400.00
07.06.02.07	Израда подграде од Ларсен талпи, као заштита приликом израде свих стубова вијадукта.	m ³	0.00	35,000.00	0.00
УКУПНО ЗЕМЉАНИ РАДОВИ:					56,842,400.00

07.06.03		РАДОВИ ОД БЕТОНА			
		Следеће ставке важе за све позиције: * Мешање бетона мора се вршити машинским путем, а набијање вибрирањем * Арматура се плаћа посебно * У цену бетона је урачуната оплата и скела * Плаћа се за потпуно готов посао од m ³ уграђеног бетона			
07.06.03.01	Облагање кегли - облагање на земљаним равним и кривим површинама, бетоном С25/30, у свему према Техничким условима.	m ²	550.00	2,000.00	1,100,000.00
07.06.03.02	Темељ кегле од бетона класе С 20/25.	m ³	50.00	25,000.00	1,250,000.00
07.06.03.03	Подложни, изравнавајући слој, дебљине 10 цм, испод темеља, наглавних греда, од бетона С16/20 према Техничким условима.	m ³	210.00	12,000.00	2,520,000.00
07.06.03.04	Коловозна плоча од армираног бетона С35/45, М-150, V-6, изливена преко челичног сандука	m ³	2,200.00	30,000.00	66,000,000.00
07.06.03.05	Стубови од армираног бетона С30/37, М-150, V-6.	m ³	1,557.50	30,000.00	46,725,000.00
07.06.03.06	Наглавне греде од армираног бетона С30/37, М-150, V-6.	m ³	4,332.30	28,000.00	121,304,400.00
07.06.03.07	Ископ и бетонирање бушених шипова Ø120 армираним бетоном С30/37, М-150, V-6.	m'	4,680.00	40,000.00	187,200,000.00
07.06.03.08	Слепо бушење шипова Ø120 (2.5 m' по шипу)	m'	390.00	18,000.00	7,020,000.00
07.06.03.09	Заштитни слој хидроизолације од ливеног асфалта	m ³	222.50	25,000.00	5,562,500.00
07.06.03.10	Ивични венци укључујући и монтажне плоче од бетона С35/45, М-150, V-6	m ³	1,284.00	35,000.00	44,940,000.00
УКУПНО БЕТОНСКИ РАДОВИ:					483,621,900.00

07.06.04		РАДОВИ ОД МЕТАЛА			
Радови од челика					
07.06.04.01	Набавка, чишћење, одмашћивање, кројење, сечење, израда у радионици, транспорт и монтажа елемената челичне конструкције. Материјал за конструкцију мора да поседује све карактеристике предвиђене овим пројектом и стандардом SRPS EN 10025/2003. Квалитет челика који се уграђује је S355J2. Антикорозивну заштиту челичне конструкције извести према стандарду SRPS ISO 12944/2002, а у свему према Техничком извештају. Обрачун дат по kg уграђене и финално монтиране конструкције из спецификације челичне конструкције, а у свему према техничкој документацији. Ценом обухватити сву потребну опрему и техничка средства.	kg	1,899,627	300.00	569,888,100.00
07.06.04.02	Набавка, чишћење, транспорт и монтажа можданика за спрезање челичних и бетонских конструкција. Можданици су дефинисани стандардом EN ISO 13918, димензија $\phi 22\text{mm}$, $h=250\text{mm}$.	ком	60,000	150.00	9,000,000.00
Арматура бетонских елемената и конструкција					
* у цену урачуната набавка, сечење, савијање, монтирање у конструкцију према пројекту					
07.06.04.03	Ребраста арматура B500B	kg	2,081,300	120.00	249,755,948.40
Остали радови од метала					
07.06.04.04	Дилатационе спојнице, набавка и уградња према пројекту.	m'	170.00	120,000.00	20,400,000.00
07.06.04.05	Набавка, испорука и уградња мостовског сливника са рамом и решетком, са вертикалним изливом ДН150, израђеног од ливеног гвожђа. Плаћа се по уграђеном комплет мостовском сливнику.	ком	50.00	34,750.00	1,737,500.00
07.06.04.06	Израда и постављање челичне оgrade ревизионе стазе. Плаћа се по килограму уграђеног материјала. У цену је урачунат сав рад, материјал и опрема за израду, постављање и наношење заштитних премаза.	kg	49,691.00	250.00	12,422,750.00
07.06.04.06	Израда транспорт и монтажа неопренских лежишта. Плаћа се по комаду уграђеног и потпуно завршеног лежишта.				
	Непокретна лежишта	ком	24.00	200,000.00	4,800,000.00
	Покретна лежишта	ком	24.00	240,000.00	5,760,000.00
УКУПНО РАДОВИ ОД МЕТАЛА:					873,764,298.40

07.06.05		ОСТАЛИ РАДОВИ				
07.06.05.01	Отварање градилишта и остали припремни радови. Плаћа се паушално.	пауш.				2,000,000.00
07.06.05.02	Израда хидрозолација горње површине бетонске коловозне плоче. Плаћа се по m ² готове површине.	m ²	6,300.00	3,000.00		18,900,000.00
07.06.05.03	Израда хидроизолације свих бетонских површина које су у контакту са земљом. У цену је урачуната и заштита хидроизолације према деловима насипа који се набијају.	m ²	5,217.00	1,200.00		6,260,400.00
07.06.04.04	Премазивање свих видљивих бетонских површина, заштитним хидрофобним премазом за бетон, у свему према Техничким условима.	m ²	9,985.00	1,200.00		11,982,000.00
07.06.04.05	Еластична подлога испод туцаника	m ²	4,895.00	4,000.00		19,580,000.00
07.06.04.06	Уграђивање ПВЦ цеви у ревизионе стазе Ø110 mm	m'	6,000.00	1,200.00		7,200,000.00
07.06.04.07	Набавка и постављање репера за мониторинг слегања.	ком	50.00	1,100.00		55,000.00
07.06.04.08	Израда контролних статичких пенетрационих тестова " Cone penetration test - СРТ", за свако стубно мето метсо. Тестови се спроводе пре извођења шипова, до дубине од најмање Н=35 m	ком	13.00	50,000.00		650,000.00
07.06.04.09	Испитивање 2 пробна шипа.			паушално		9,500,400.00
07.06.04.10	Испитивање готовог моста.			паушално		6,000,000.00
07.06.04.11	Фотографско снимање у току изградње моста.			паушално		200,000.00
УКУПНО ОСТАЛИ РАДОВИ:						82,327,800.00

ЗБИРНА РЕКАПИТУЛАЦИЈА

07.06.01	ПРИПРЕМНИ РАДОВИ	25,365,200.00
07.06.02	ЗЕМЉАНИ РАДОВИ	56,842,400.00
07.06.03	РАДОВИ ОД БЕТОНА	483,621,900.00
07.06.04	РАДОВИ ОД МЕТАЛА	873,764,298.40
07.06.05	ОСТАЛИ РАДОВИ	82,327,800.00

УКУПНО (дин): **1,521,921,598**

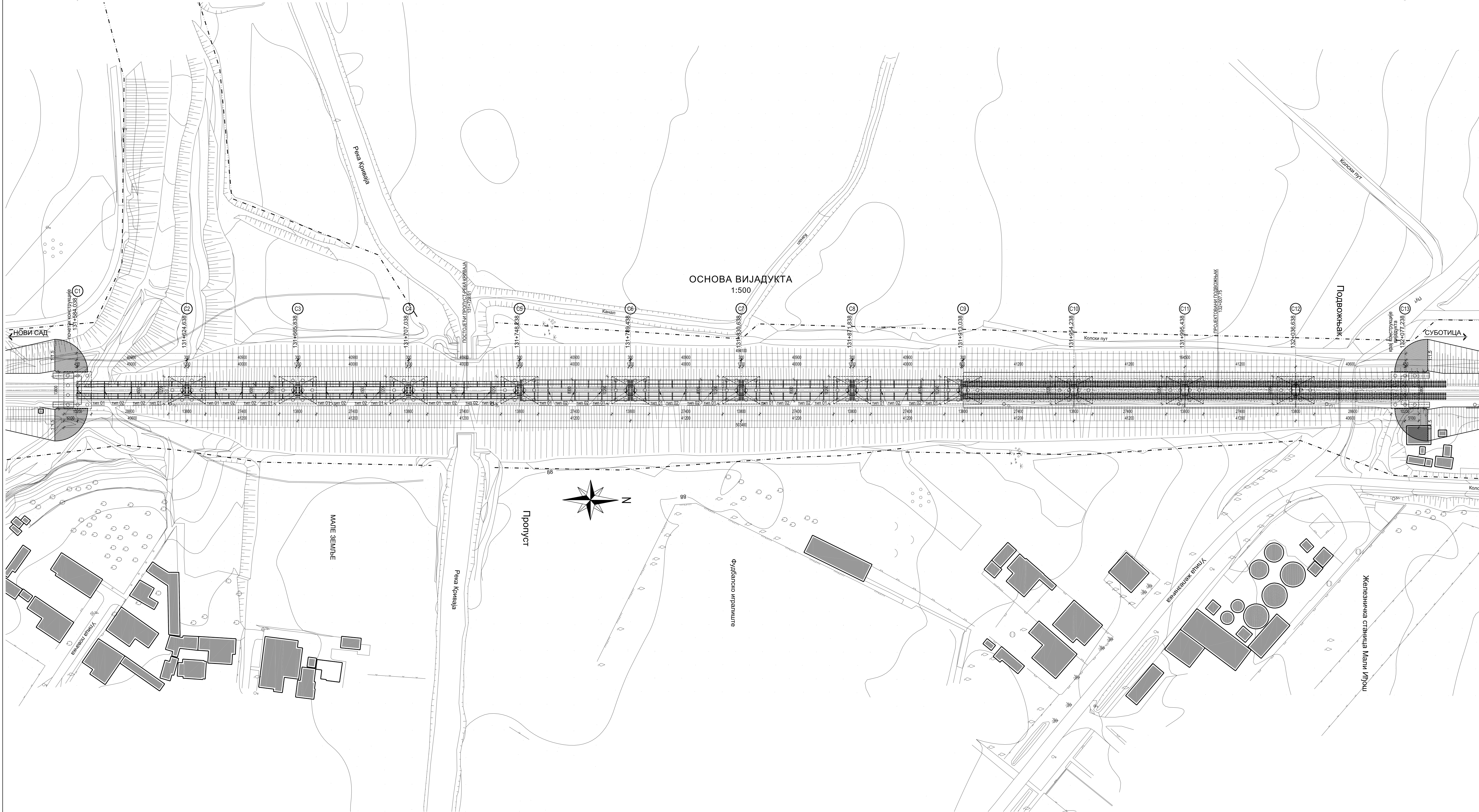
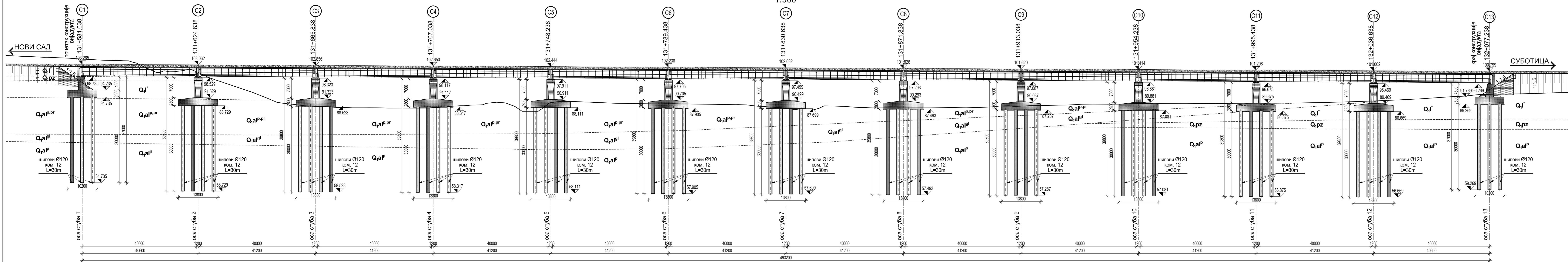
Београд, јул 2020.

Одговорни пројектант:

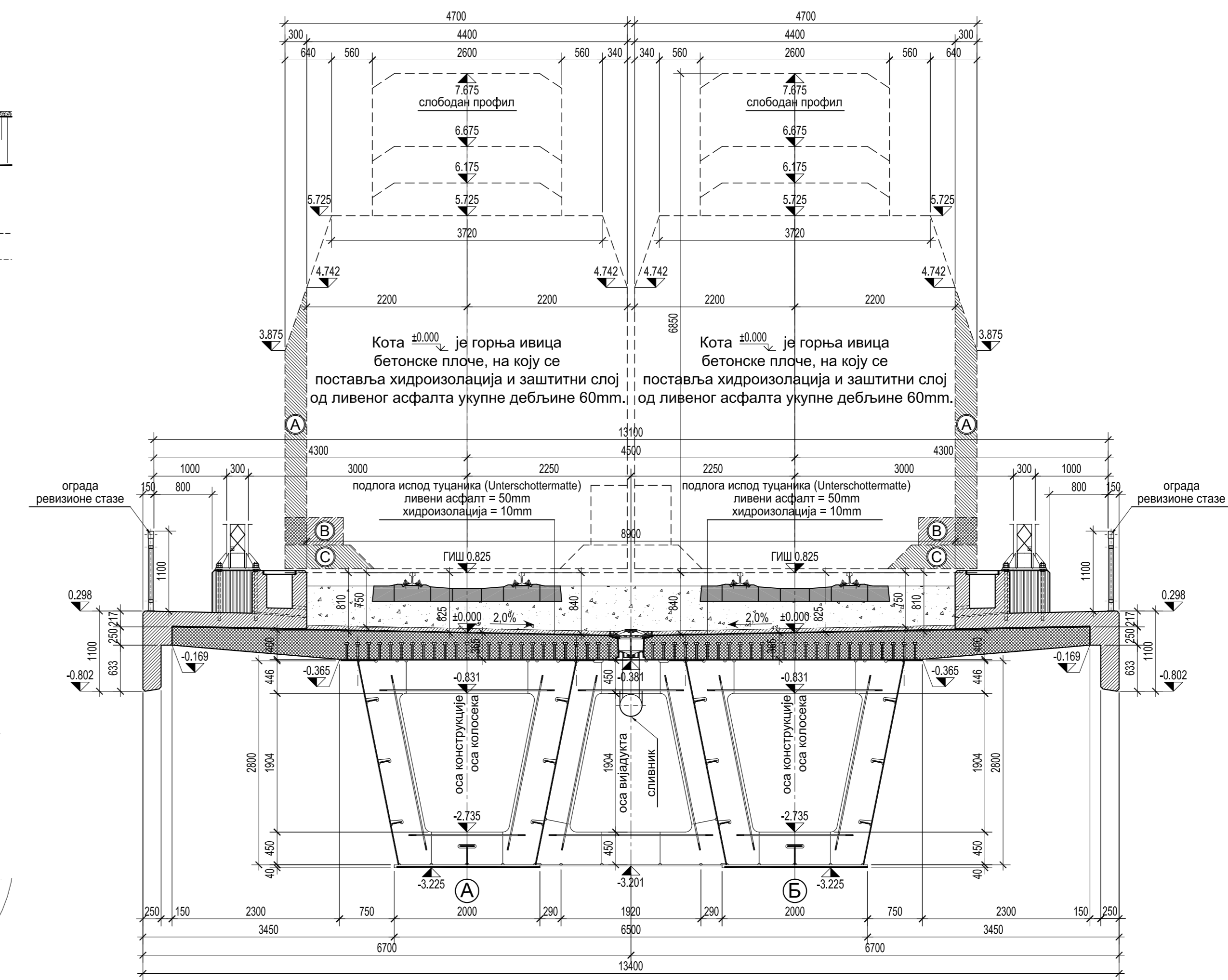
Дејан Срејић, дипл.грађ.инж.
лиценца бр.: 310 F110 07

**2/1-1.29.7. ГРАФИЧКА
ДОКУМЕНТАЦИЈА**

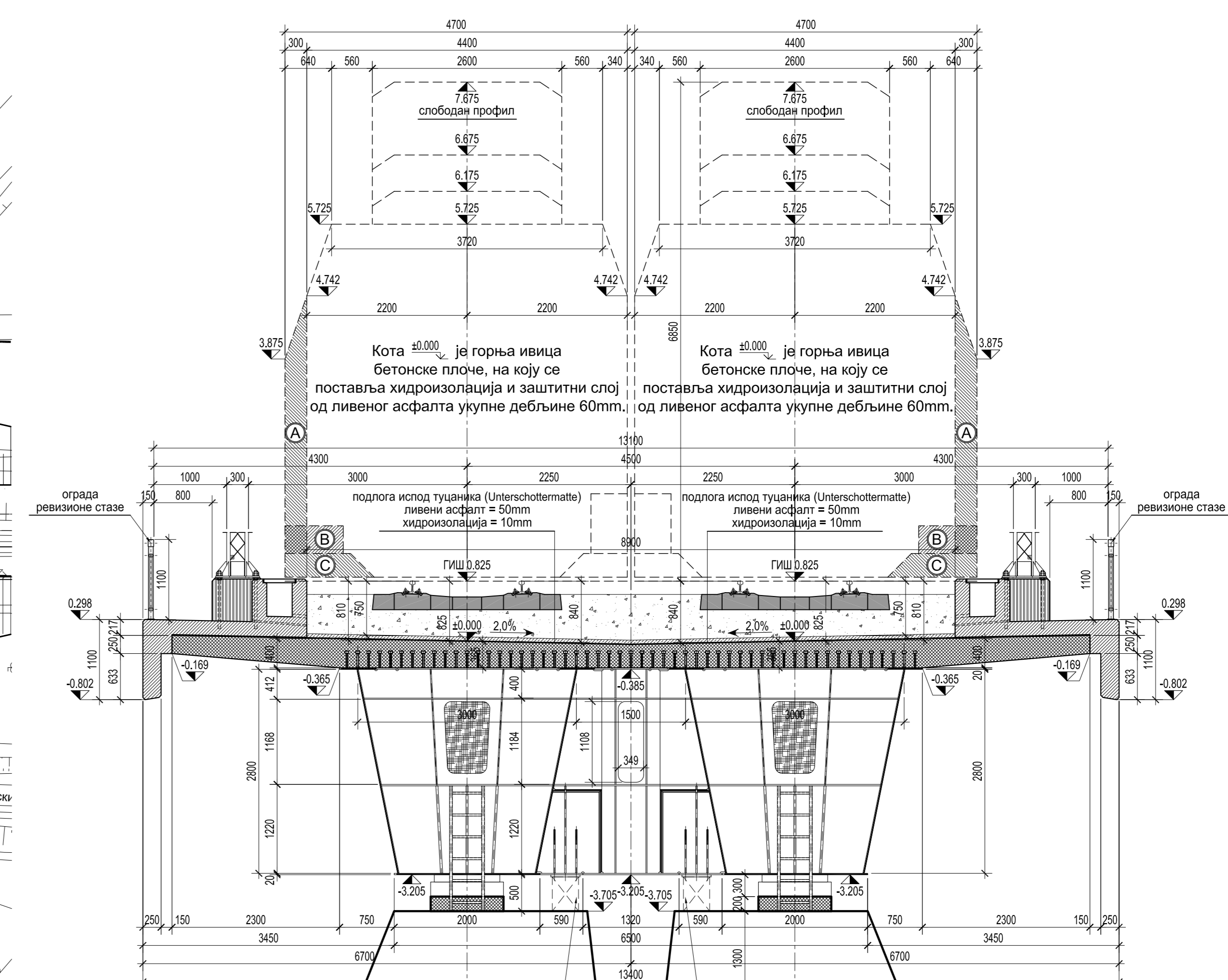
ПОДУЖНИ ПРЕСЕК ВИЈАДУКА (лева оса колосека) 1:500



КАРАКТЕРИСТИЧНИ ПОПРЕЧНИ ПРЕСЕК ВИЈАДУКА (ПОЉЕ) 1:50



КАРАКТЕРИСТИЧНИ ПОПРЕЧНИ ПРЕСЕК ВИЈАДУКА (ОСЛОНАЦ) 1:50



Основни материјал:

Натпона конструкција	S355J2
Мокрашница	S235J2 + C450
Решетка ограда	S235J2

Елемент	Бетон	Арматура	Заштитни слој
Натпона плоча	C 35/45, XC3, XF1	B 500B	c _{min} =35 mm
Слупови	C 30/37, XC4, XF1	B 500B	c _{min} =45 mm
Кладери	C 40/50, XC4, XF3	B 500B	c _{min} =35 mm
Испини венци	C 35/45, XC4, XF3	B 500B	c _{min} =40 mm
Нагнана греде	C 30/37, XC2	B 500B	c _{min} =60 mm
Шилони	C 30/37, XC2	B 500B	c _{min} =60 mm
Подножни бетон	C 16/20		

03		
02		
01		

Број/Number Датум / Date Опис / Description

Ревизиони блок / Revision block:

САОБРАЋАЈНИ ИНСТИТУТ ШИП, д.о.о. INSTITUTE OF TRANSPORTATION CIP INŠ

Ненаљача бр. 11000 Београд, Србија. web site: www.cip.rs

Тел: 011 3616 134. Факс: 011 3616 234.

Организациона јединица: КОНСТРУКЦИЈЕ / Organization unit: STRUCTURE DEPARTMENT

Пројекат извршио: Слободан Јаховић, дипл. грађ. инж.

Пројекат извршио: Слободан Јаховић, дипл. грађ. инж.

Пројекат извршио: Слободан Јаховић, дипл. грађ. инж.

Пројекат извршио: Слободан Јаховић, дипл. грађ. инж.

Пројекат извршио: Слободан Јаховић, дипл. грађ. инж.

Пројекат извршио: Слободан Јаховић, дипл. грађ. инж.

Пројекат извршио: Слободан Јаховић, дипл. грађ. инж.

Пројекат извршио: Слободан Јаховић, дипл. грађ. инж.

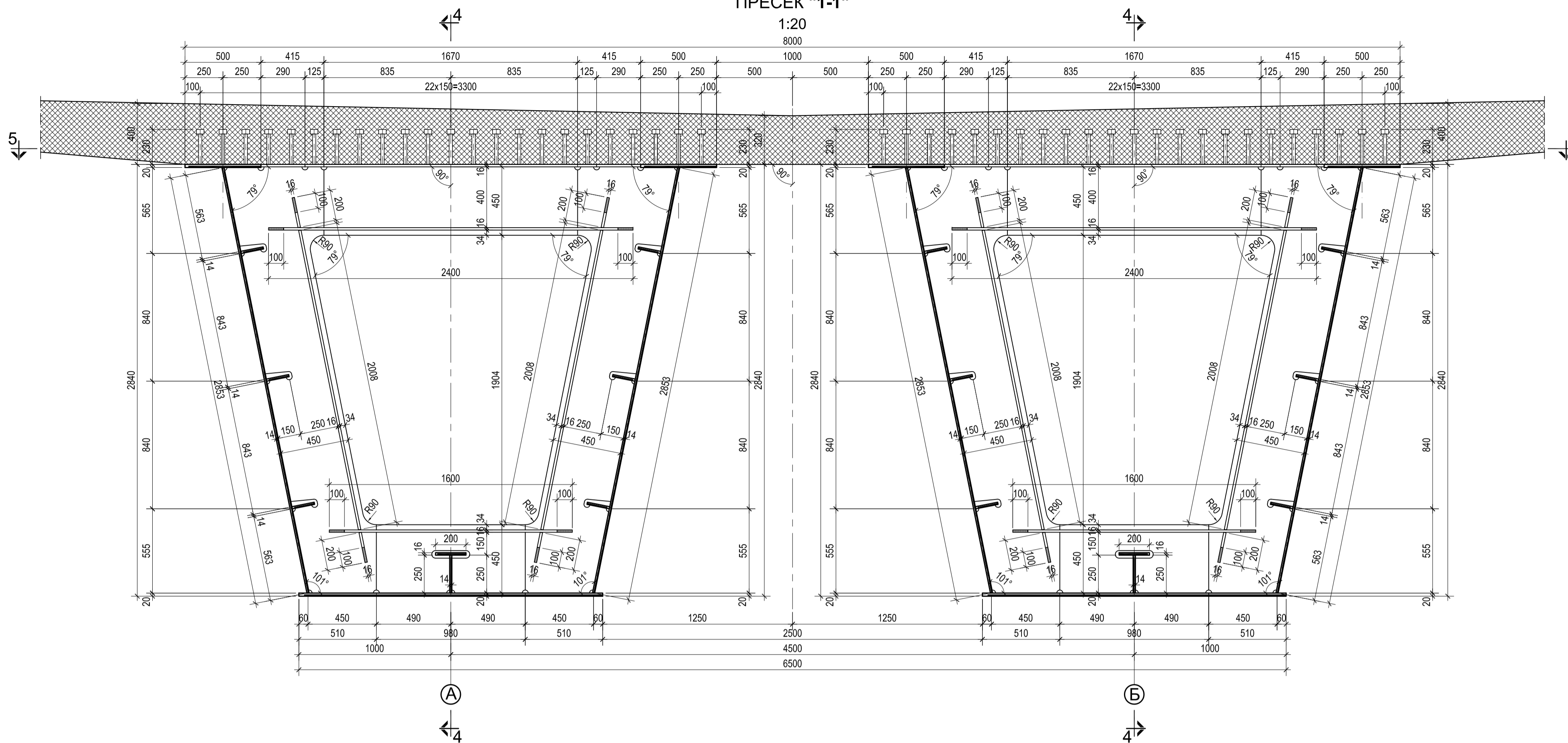
Пројекат извршио: Слободан Јаховић, дипл. грађ. инж.

Пројекат извршио: Слободан Јаховић, дипл. грађ. инж.

ПОПРЕЧНИ ПРЕСЕЦИ
"1-1"; "2-2"

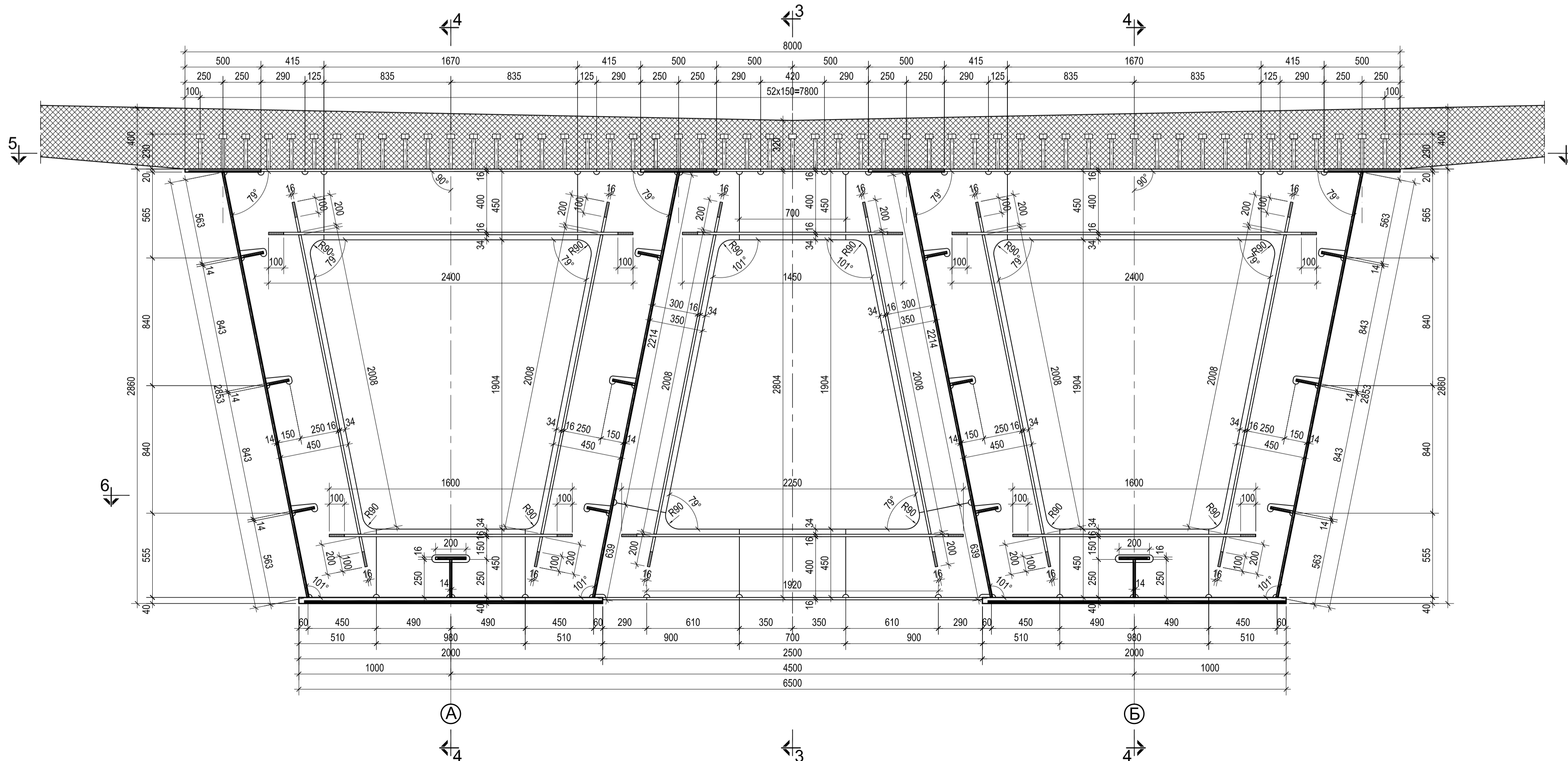
ПРЕСЕК "1-1"

1:20



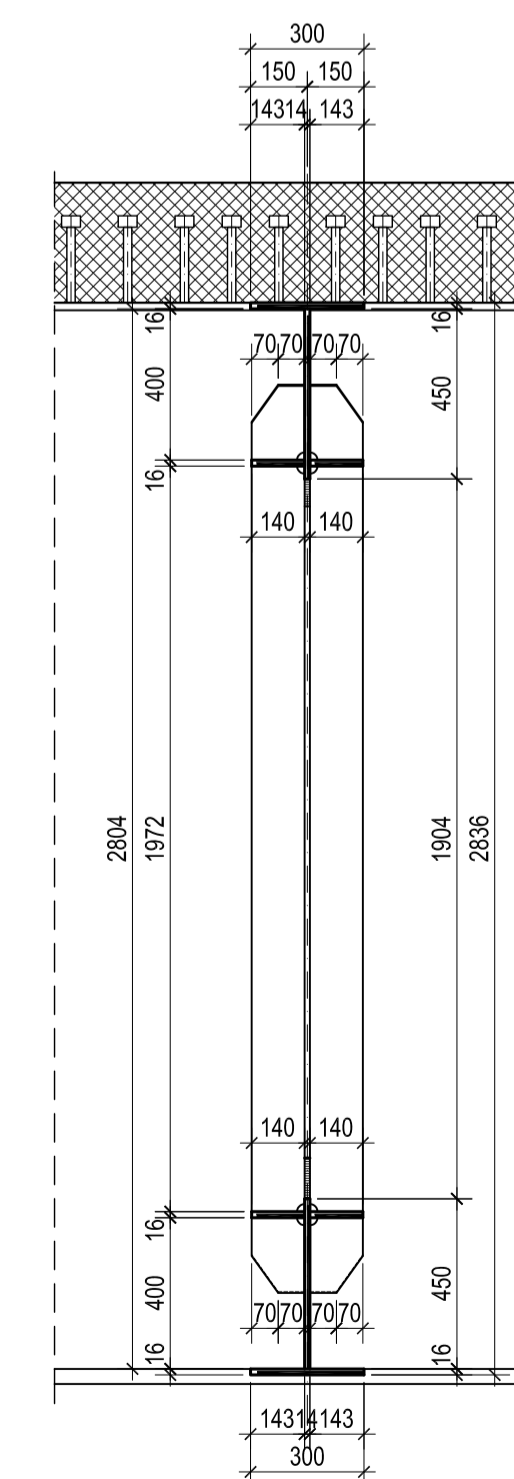
ПРЕСЕК "2-2"

1:20



ПРЕСЕК "3-3"

1:20

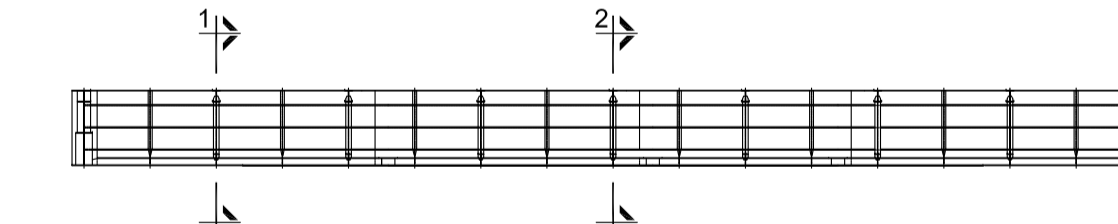


Основни материјал:

Челична конструкција	S355J2
Можданици	S235J2 + C450
Пешачка ограда	S235J2



Елемент	Бетон	Арматура	Заштитни слој
Коловозна плоча	C 35/45, XC3, XF1	B 500B	$c_{min}=35$ mm
Стубови	C 30/37, XC4, XF1	B 500B	$c_{min}=45$ mm
Квадери	C 40/50, XC4, XF3	B 500B	$c_{min}=35$ mm
Ивични венци	C 35/45, XC4, XF3	B 500B	$c_{min}=40$ mm
Наглавне греде	C 30/37, XC2	B 500B	$c_{min}=60$ mm
Шипови	C 30/37, XC2	B 500B	$c_{min}=60$ mm
Подложни бетон	C 16/20		



03	
02	
01	

Број/Number Датум / Date Опис / Description

Ревизиони блок: / Revision block:

САОБРАЋАЈНИ ИНСТИТУТ ЦИП, д.о.о.
INSTITUTE OF TRANSPORTATION CIP Ltd
Немањина 6; 11000 Београд, Србија
Тел: 011/3618-134; Факс: 011/3618-324; web site: www.slcip.co.rs

Организациона јединица: КОНСТРУКЦИЈЕ /Organization unit: STRUCTURE DEPARTMENT

Одговорни пројектант: /Investigator: **Дејан Срејћ**, дипл. грађ. инж.
Responsible designer: **Дејан Срејћ**, дипл. грађ. инж.
Лиценца број: /License No.: 310 F110 07

Сарадници: /Associates: **Слободан Јаховић**, дипл. инж. грађ.
Дејан Бошковић, инж. грађ.

Објекат: /Structure: **ПРОЈЕКАТ МОСТОВА**
DESIGN OF BRIDGES
Видјак на км 131+830.638
Viaduct at km 131+830.638

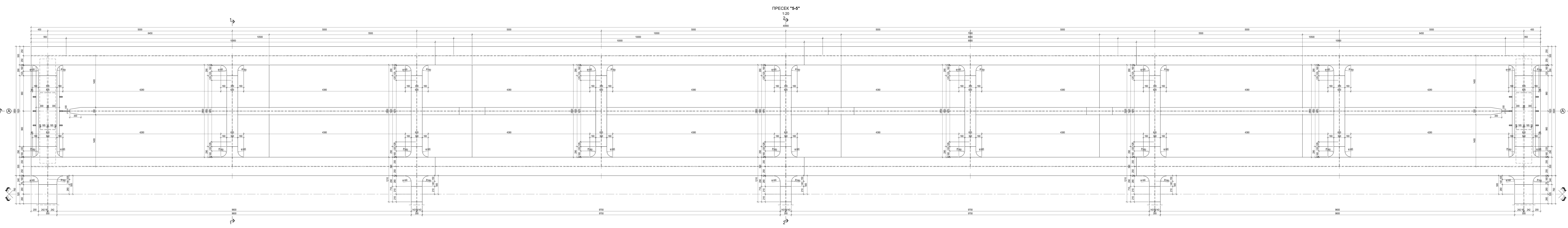
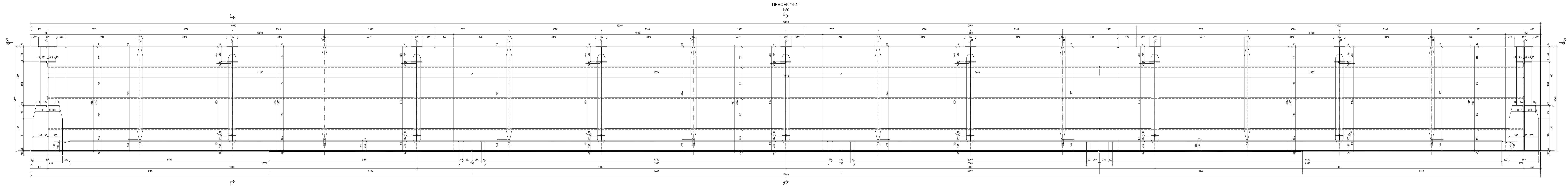
Унутрашња контрола: / Internal control: **Слободан Јаховић**, дипл. грађ. инж.
Chief designer: **Милан Јелкић**, дипл. грађ. инж.

Руководилац организационе јединице: /Manager of organization unit: **Љиљана Мишковић**, дипл. грађ. инж.

Фазе пројекта: /Design phases: ИД / PD
Датум издања: /Issue date: 12.2018.
Цртеж бр./Drawing No.: 2017-728-КОМ-2/1-1.29.7.2

Размера: /Scale: 1:1; 1:2; 1:5; 1:20

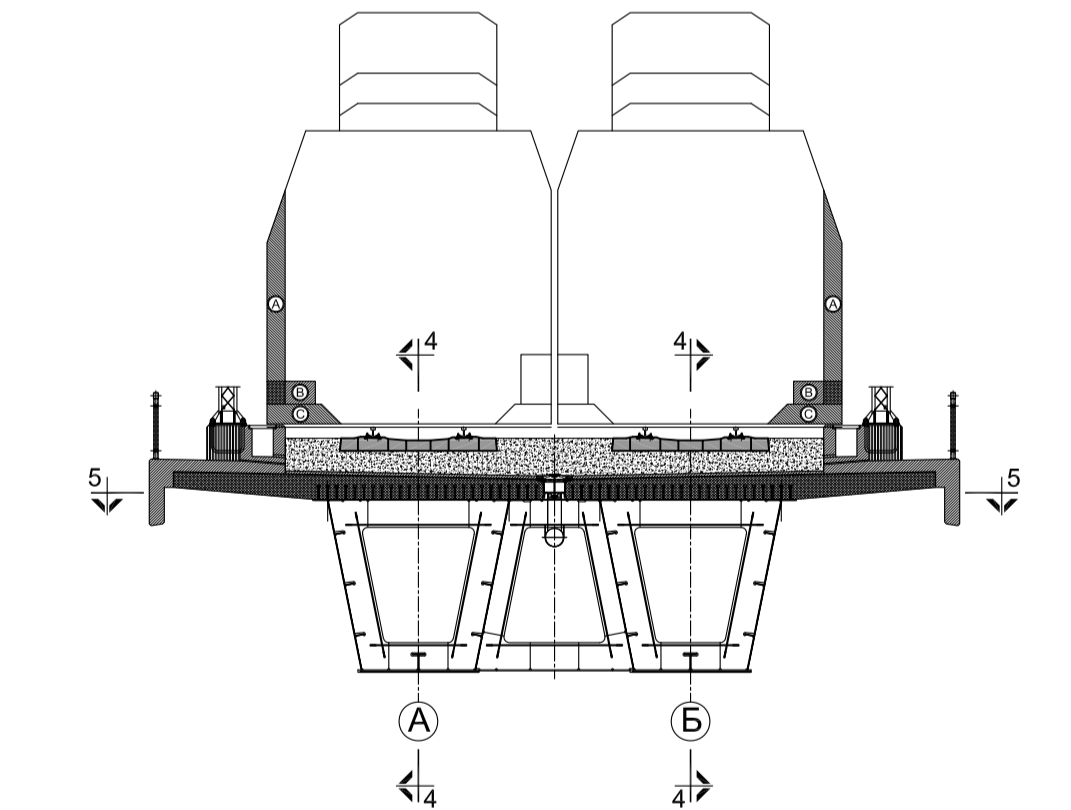
ПОПРЕЧНИ ПРЕСЕЦИ "1-1"; "2-2"



Основни материјал:

Челична конструкција	S355J2
Мокра цемента	S235J2 + C450
Глињена ограда	S235J2

Елемент	Бетон	Арматура	Заштитни слој
Коловозна плоча	C 35/45, XC3, XF1	B 500B	c _{min} =35 mm
Слупови	C 30/37, XC4, XF1	B 500B	c _{min} =45 mm
Квадери	C 40/50, XC4, XF3	B 500B	c _{min} =35 mm
Улицна венџи	C 35/45, XC4, XF3	B 500B	c _{min} =40 mm
Напољна греда	C 30/37, XC2	B 500B	c _{min} =60 mm
Шилони	C 30/37, XC2	B 500B	c _{min} =60 mm
Подложни бетон	C 16/20		



03		
02		
01		

Број/Number: _____ Датум / Date: _____ Опис / Description: _____

Ревициони блок: _____

САОБРАЋАЈНИ ИНСТИТУТ ЦИП, Д.О.О.
INSTITUTE OF TRANSPORTATION CIP
 Меморанска Ес. 11000 Београд, Србија
 Контакт број: 011 2618 134, Факс: 011 2618 342, веб-сајт: www.cicp.co.rs

Организациона Јединица: **КОНСТРУКЦИЈЕ** Organization unit: **STRUCTURE DEPARTMENT**

Организациони одговорни: **Слободан Јаховић, дипл. инж. грађ. инж.**
 Одговорни за пројекат: **Слободан Јаховић, дипл. инж. грађ. инж.**
 Одговорни за извођење: **Милош Анђелић, дипл. инж. грађ. инж.**
 Одговорни за израду: **Милош Анђелић, дипл. инж. грађ. инж.**

Пројекат: **ПРОЈЕКАТ ВОСТАВА**
 Фаза: **Фаза 01 од 01**
 Место: **Место од 01 од 01**

Цртежи: **Основни пресеци**
 Основни пресеци: **ОСНОВНИ ПРЕСЕК "4-4"**
 Основни пресеци: **ОСНОВНИ ПРЕСЕК "5-5"**

Масштаб: **1:20**

Датум издања: **12.2016.**