

Общество с ограниченной ответственностью «ЕСК-Проект»

Свидетельство № 1238.03-2012-7453243220-П-123 от 05.05.2017

**Жилой дом (стр.№5) с административными помещениями и
встроенным детским садом на участке 2-го этапа 1
очереди микрорайона "Западный луч" в Центральном
районе г. Челябинска.**

ПРОЕКТНАЯ ДОКУМЕНТАЦИЯ



Раздел 4. Конструктивные и объемно-планировочные решения.

Часть 1. Оси 6-7.

Том 4.1.1.

ШИФР – 269-ЕП-2018-КР1-РР

Расчёт каркаса здания

Изм.	№ док.	Подп.	Дата
1	94-19		05.2019
2	127-19		05.2019

Взам. инв. №	
Подп. И дата	
Инв. № подл.	

г. Челябинск 2019

ООО "ЕСК-Проект"

Жилой дом (стр.№5) с административными помещениями и
встроенным детским садом на участке 2-го этапа 1
очереди микрорайона "Западный луч" в Центральном
районе г. Челябинска.

ПРОЕКТНАЯ ДОКУМЕНТАЦИЯ

Раздел 4. Конструктивные и объемно-планировочные решения.

Часть 1. Оси 6-7.

Том 4.1.1.

ШИФР – 269-ЕП-2018-КР1-РР

Расчёт каркаса здания

Инов. № подл.	Подп. И дата	Взам. инв. №

Директор

Главный инженер проекта



И.Г. Кузьмина

П.С. Коваль

г. Челябинск 2019

Пояснительная записка

Обозначение	Наименование	Стр.	Примечание	
269-ЕП-2018-КР1-РР	<u>Пояснительная записка. Содержание:</u>	1		
	Введение	2-3		
	1.Расчетная схема здания	4-10		
	2.Нагрузки	11-29		
	3.Усилия	30-173		
	4.Результаты армирования.	174-257		
	5.Расчет фундамента.	258-269		
	6. Расчёт на продавливание плит перекрытия	270-332		
	7. Вывод	333-334		
	8. Приложения.			
	8.1. Расчёт деформационного шва между плитами перекрытия.	335-336		
	8.2. Расчет кирпичного парапета.	337-339		

Изм. № подл.	269-ЕП-2018-КР1-РР									
	г. Челябинск, Центральный район									
Подпись и дата	Изм.	№ уч.	Лист	№ док.	Подпись	Дата	Жилой дом (стр.№5) с административными помещениями и встроенным детским садом на участке 2-го этапа 1 очереди микрорайона Западный луч в Центральном районе г. Челябинска	Стадия	Лист	Листов
								П	1	
Взам. инв. №	Проверил	Коваль П.С.			05.19	Пояснительная записка. Содержание	ООО «ЕСК-Проект»			
	ГИП	Коваль П.С.			05.19					
	Выполнил	Валиева С.Э.			05.19					

ВВЕДЕНИЕ

В настоящей работе представлен расчет основных несущих конструкций каркаса здания – «Жилой дом (стр.№5) с административными помещениями и встроенным детским садом на участке 2-го этапа 1 очереди микрорайона Западный луч в Центральном районе г. Челябинска». Оси 6-7.

Конструктивная схема.

Конструктивная схема здания - сборно-монолитный железобетонный каркас со сборными колоннами, монолитными несущими диафрагмами жёсткости; монолитными наружными стенами в цокольной части, монолитными плитами перекрытия и покрытия. Жесткость здания и его геометрическая неизменяемость обеспечивается совместной работой сборных железобетонных колонн и монолитных диафрагм жёсткости с монолитными плитами перекрытия. Расчетная модель принята пространственной, оболочечно-стержневой.

Лестницы выполнены в сборном варианте – железобетонные марши, опирающиеся на железобетонные площадки. Лифты выполнены в сборном варианте – отдельностоящие опирающиеся на фундамент.

В качестве фундамента принят свайный фундамент из буронабивных свай-стоек диаметром 880 мм и монолитной плиты ростверка толщиной 800 мм. Вследствие большой деформативности грунта обратной засыпки, являющегося основанием плиты ростверка, работа грунтового основания не моделировалась согласно СП 22.13330.2011. «Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83». Для свай получены значения продольных усилий, изгибающих моментов и осадок, для плиты монолитного ростверка - осадки и изополя армирования. С учётом работы свайного фундамента получены отклонения здания от вертикального положения. Основанием буронабивных свай служит - скальный грунт, представленный гранитоидами средней прочности(ИГЭ9) $\gamma = 26,3$ кН/м³; $R_c = 22,7$ МПа, гранитоидами прочными (ИГЭ10): $\gamma = 26,5$ кН/м³; $R_c = 72,5$ МПа; гранодиориты низкой прочности (ИГЭ6 отчет ООО «Южноуральское геологоразведочное предприятие»): $\gamma = 25,8$ кН/м³; $R_c = 25,9$ МПа. Поскольку границы расположения грунтов определены в изысканиях приблизительно, для ограничения несущей способности сваи по грунту приняты характеристики самого слабого грунта (ИГЭ9).

Целями настоящего расчета стали:

1. Определение напряженно-деформированного состояния конструкций;
2. Определение расчетного армирования основных несущих конструкций;

Расчет выполнен с помощью системы конечно-элементного анализа в ПК ЛИРА-САПР 2015. Нагрузки на здания собраны в соответствии с требованиями СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия».

Расчетная модель построена в соответствии с предоставленными исходными данными, а именно:

1. Исходные данные. Задание на расчет. Архитектурно – планировочные решения.
2. Технический отчет об инженерно-геологических изысканиях.

Основные несущие конструкции:

Изм. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №	269-ЕП-2018-КР1-РР										
			г. Челябинск, Центральный район										
			Изм.	№ уч.	Лист	№ док.	Подпись	Дата	Жилой дом (стр.№5) с административными помещениями и встроенным детским садом на участке 2-го этапа 1 очереди микрорайона Западный луч в Центральном районе г. Челябинска	Стадия	Лист	Листов	
										П	2		
			Проверил		Коваль П.С.			05.19		Введение	ООО «ЕСК-Проект»		
			ГИП		Коваль П.С.			05.19					
			Выполнил		Валиева С.Э.			05.19					

Фундаментная плита - б= 800мм. Бетон В30. Сваи – Ø880мм. Бетон В25.

Монолитные стены в цоколе - б= 250, 300мм. Бетон В30.

Монолитные диафрагмы жесткости - б= 250, 300мм. Бетон В25.

Колонны – сечением 800х500мм, 800х400мм, 600х400мм и 400х400мм. Бетон В30, В35.

Плиты перекрытия над цокольным, 1 и 2 этажом - б= 240мм. Бетон В30.

Плиты перекрытия типового этажа - б= 200мм. Бетон В30.

Плиты покрытия - б= 240мм. Бетон В30.

Расчетная схема здания.

Расчётная модель проектируемого здания была собрана в программном комплексе «Мономах» модуль «Компоновка». Собственный вес конструктивных элементов учтен автоматически в зависимости от объемного веса и сечения КЭ. Для учета ветровых и сейсмических воздействий была задана информация о районе строительства и направлении воздействия. Вертикальные нагрузки от наружных, внутренних стен и межквартирных перегородок были заданы в виде распределенных по линии. Вертикальные нагрузки от полов и полезные нагрузки были заданы в виде распределённых по площади плит.

Выполнен последующий экспорт расчетной схемы в программный комплекс ЛИРА-САПР.



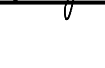
Для получения продольных усилий и изгибающих моментов сваи моделировались стержневыми конечными элементами круглого сечением ø880мм. При этом пята сваи закреплялась от смещения по всем направлениям. Фундаментная плита задана оболочечными элементами толщиной 800мм.

Вследствие большой деформативности грунта обратной засыпки, являющегося основанием плиты ростверка, работа грунтового основания не моделировалась. Для свай получены значения продольных усилий, изгибающих моментов и осадок, для плиты монолитного ростверка - осадки и изополя армирования. С учётом работы свайного фундамента получены отклонения здания от вертикального положения.

Колонны заданы стержневыми элементами. Стены подвала заданы оболочечными элементами толщиной 250мм и 300 мм. Диафрагмы жесткости заданы оболочечными элементами толщиной 250мм и 300 мм. Плита перекрытия над цокольным, 1-м и 2-м этажом задана оболочечными элементами толщиной 240мм. Плиты перекрытия типового этажа и покрытия заданы оболочечными элементами толщиной 200мм и 240мм соответственно. Узел крепления свай с фундаментной плитой - жесткий. Узел крепления стен/колонн с плитами перекрытия и покрытия - жесткий. Размер типовой ячейки сетки конечных элементов задан 500х500мм.

Модуль упругости бетона класса В25 принят 3 000000 т/м2. Модуль упругости бетона класса В30 принят 3 250000 т/м2. Модуль упругости бетона класса В35 принят 3 450000 т/м2. Коэффициент Пуассона 0,2. Согласно п.6.2.6. СП 52-103-2007 величина модуля упругости Е железобетона с учетом ползучести принята равным начальному модулю упругости бетона В25, В30, В35 при сжатии E_b с понижающим коэффициентом 0,3 – для плит перекрытий и 0,6 – для вертикальных конструкций с учетом длительности действия нагрузок, для расчёта по 2-му предельному состоянию.

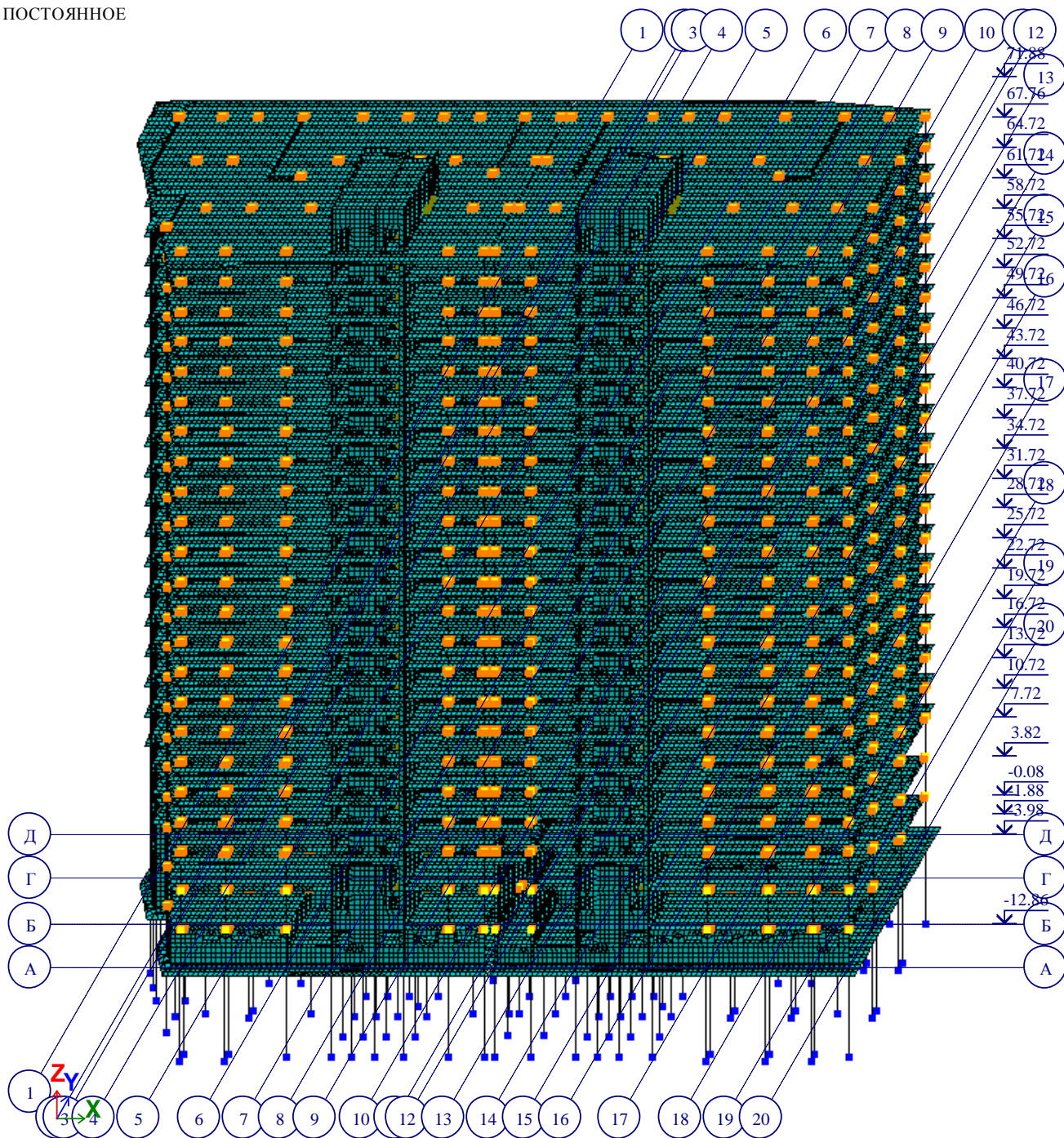
Армирование железобетонных элементов рассчитывалось по РСУ в соответствии СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия». Вычисление усилий выполнялось по РСН, где в загрузки вошли все вертикальные и горизонтальные нагрузки.

Взам. инв. №	Подпись и дата	269-ЕП-2018-КР1-РР										
		г. Челябинск, Центральный район										
Инв. № подл.	Изм.	№ уч.	Лист	№ док.	Подпись	Дата	Жилой дом (стр.№5) с административными помещениями и встроенным детским садом на участке 2-го этапа 1 очереди микрорайона Западный луч в Центральном районе г. Челябинска			Стадия	Лист	Листов
							П			3		
	Проверил	Коваль П.С.				05.19	Введение			ООО «ЕСК-Проект»		
	ГИП	Коваль П.С.				05.19						
Выполнил	Валиева С.Э.				05.19							

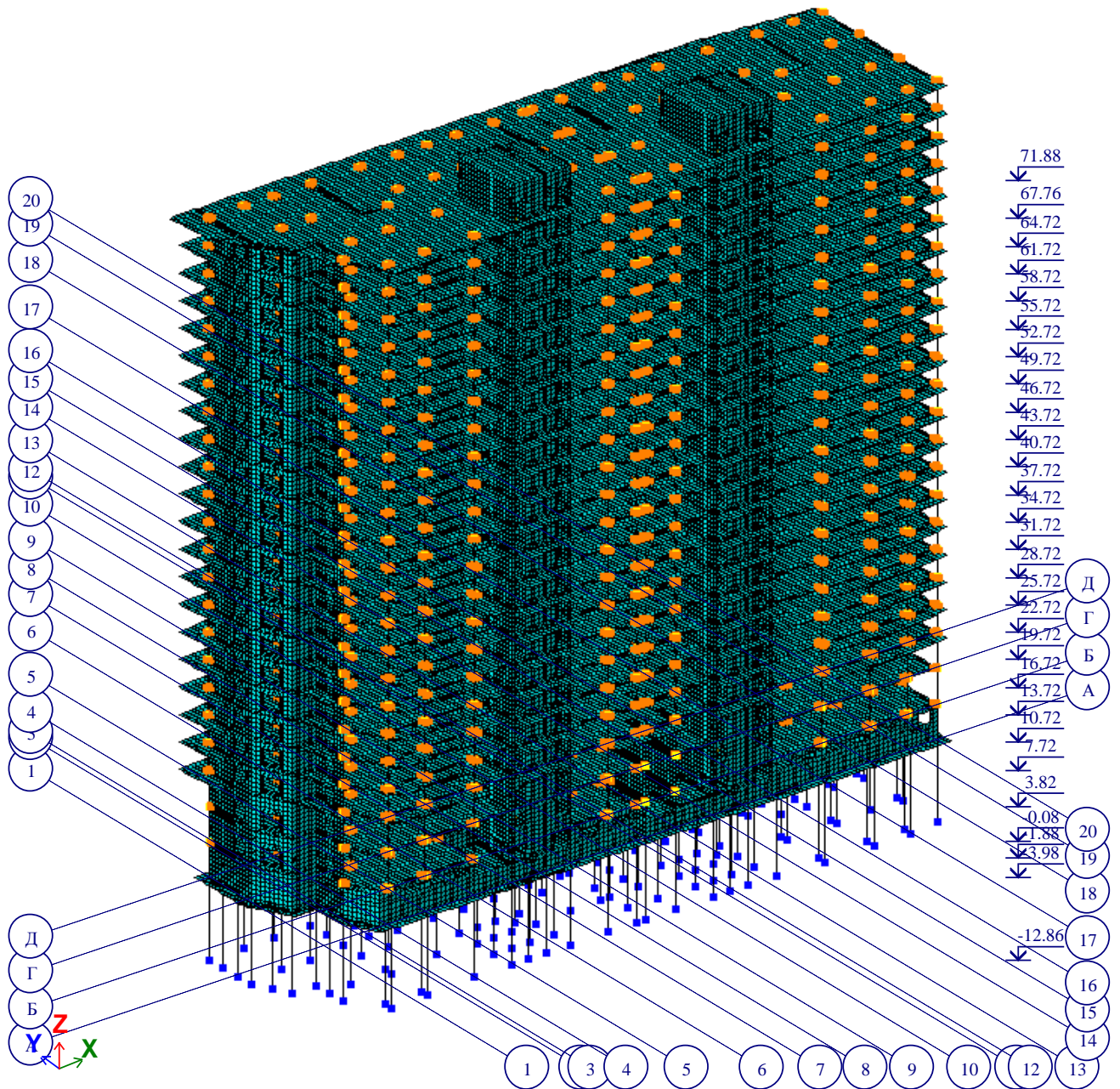
1. РАСЧЕТНАЯ СХЕМА ЗДАНИЯ

Конечноэлементная модель каркаса здания

ПОСТОЯННОЕ



Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата
Инв. № подл.					Взам. инв. №
Подпись и дата					



Ивв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

Таблица жесткостей (для расчёта по «жёсткой» схеме).

Модуль упругости бетона класса В25 принят 3 000000 т/м2. Модуль упругости бетона класса В30 принят 3 250000 т/м2. Модуль упругости бетона класса В35 принят 3 450000 т/м2. Коэффициент Пуассона 0,2.

Тип жесткости	Имя	Параметры (сечения- (см) жесткости- (т,м) расп.вес- (т,м)
1	Брус 40 X 80 (Колонна В35)	Ro=2.5, E=3.45e+006, GF=0 B=40, H=80
2	Брус 40 X 60 (Колонны В30)	Ro=2.5, E=3.25e+006, GF=0 B=40, H=60
3	Брус 40 X 40 (Колонны В30)	Ro=2.5, E=3.25e+006, GF=0 B=40, H=40
4	Брус 50 X 80 (Колонна В35)	Ro=2.5, E=3.45e+006, GF=0 B=50, H=80
5	Брус 40 X 20 (Балка В30)	Ro=2.5, E=3.25e+006, GF=0 B=40, H=20
6	Брус 40 X 40 (Балка В30)	Ro=2.5, E=3.25e+006, GF=0 B=40, H=40
7	Пластина Н 20 (Плита В30)	E=3.25e+006, V=0.2, H=20, Ro=2.5
8	Пластина Н 24 (Плита В30)	E=3.25e+006, V=0.2, H=24, Ro=2.5
9	Пластина Н 25 (Стена В30)	E=3.25e+006, V=0.2, H=25, Ro=2.5
10	Пластина Н 30 (Стена В30)	E=3.25e+006, V=0.2, H=30, Ro=2.5
11	Пластина Н 30 (Стена В25)	E=3e+006, V=0.2, H=30, Ro=2.5
12	Пластина Н 25 (Стена В25)	E=3e+006, V=0.2, H=25, Ro=2.5
13	Пластина Н 80 (ПФМ В30)	E=3.25e+006, V=0.2, H=80, Ro=2.5
14	Кольцо 88 X 0 (ВНС В25)	Ro=2.5, E=3e+006, GF=0 D=88, d=0
15	Профиль "Молодечно" 160 x 5	q=0.0214 EF=64488.9, EIy=255 EIz=255, GIk=151 Y1=4.95, Y2=4.95, Z1=4.95, Z2=4.95, RU_Y=0, RU_Z=0

Взам. инв. №

Подпись и дата

Инв. № подл.

Лист

269-ЕП-2018-КР1-РР

6

Изм. Кол.уч Лист № док. Подп. Дата

Таблица жесткостей для учета ползучести для расчета по деформациям

Согласно п.6.2.6. СП 52-103-2007 величина модуля упругости E железобетона с учетом ползучести принята равным начальному модулю упругости бетона В25, В30, В35 при сжатии E_b с понижающим коэффициентом 0,3 – для плит перекрытий и 0,6 – для вертикальных конструкций с учетом длительности действия нагрузок, для расчёта по 2-му предельному состоянию.

Тип жесткости	Имя	Параметры (сечения- (см) жесткости- (т,м) расп.вес- (т, м))
1	Брус 40 X 80 (Колонна В35)	$R_o=2.5, E=2.07e+006, GF=0$ $B=40, H=80$
2	Брус 40 X 60 (Колонны В30)	$R_o=2.5, E=1.95e+006, GF=0$ $B=40, H=60$
3	Брус 40 X 40 (Колонны В30)	$R_o=2.5, E=1.95e+006, GF=0$ $B=40, H=40$
4	Брус 50 X 80 (Колонна В35)	$R_o=2.5, E=2.07e+006, GF=0$ $B=50, H=80$
5	Брус 40 X 20 (Балка В30)	$R_o=2.5, E=0.975e+006, GF=0$ $B=40, H=20$
6	Брус 40 X 40 (Балка В30)	$R_o=2.5, E=0.975e+006, GF=0$ $B=40, H=40$
7	Пластина Н 20 (Плита В30)	$E=0.975e+006, V=0.2, H=20, R_o=2.5$
8	Пластина Н 24 (Плита В30)	$E=0.975e+006, V=0.2, H=24, R_o=2.5$
9	Пластина Н 25 (Стена В30)	$E=1.95e+006, V=0.2, H=25, R_o=2.5$
10	Пластина Н 30 (Стена В30)	$E=1.95e+006, V=0.2, H=30, R_o=2.5$
11	Пластина Н 30 (Стена В25)	$E=1.8e+006, V=0.2, H=30, R_o=2.5$
12	Пластина Н 25 (Стена В25)	$E=1.8e+006, V=0.2, H=25, R_o=2.5$
13	Пластина Н 80 (ПФМ В30)	$E=0.975e+006, V=0.2, H=80, R_o=2.5$
14	Кольцо 88 X 0 (БНС В25)	$R_o=2.5, E=1.8e+006, GF=0$ $D=88, d=0$
15	Профиль "Молодечно" 160 x 5	$q=0.0214$ $EF=64488.9, EI_y=255$ $EI_z=255, GI_k=151$ $Y1=4.95, Y2=4.95, Z1=4.95, Z2=4.95, RU_Y=0, RU_Z=0$

Взам. инв. №

Подпись и дата

Инв. № подл.

Лист

269-ЕП-2018-КР1-РР

7

Изм. Кол.уч Лист № док. Подп. Дата

Таблица РСУ

№ загр	Имя загрузки	Вид	Объед. загр.	Знакоп ерем.	Взаимоис кл.	Соп. загр.		Коеф. надеж н.	Доля длит.
						#1	#2		
1	ПОСТОЯННОЕ	Постоянная (П)		+				1.100	1.000
2	ПОСТОЯННОЕ	Постоянная (П)		+				1.100	1.000
3	КРАТКОВРЕМЕННОЕ	Кратковременная (К)		+				1.200	0.350
4	ПОСТОЯННОЕ - МАССЫ	Пульсация ветра (Всп)		+				0.000	0.000
5	ДЛИТЕЛЬНОЕ - МАССЫ	Пульсация ветра (Всп)		+				0.000	0.000
6	КРАТКОВРЕМЕННОЕ - МАССЫ	Пульсация ветра (Всп)		+				0.000	0.000
7	ВЕТЕР 1 СТАТИЧЕСКИЙ	Пульсация ветра (Всп)		+				0.000	0.000
8	ВЕТЕР 2 СТАТИЧЕСКИЙ	Пульсация ветра (Всп)		+				0.000	0.000
9	ВЕТЕР 1 ДИНАМИЧЕСКИЙ	Мгновенная (М)		+/-	1			1.400	0.000
10	ВЕТЕР 2 ДИНАМИЧЕСКИЙ	Мгновенная (М)		+/-	1			1.400	0.000

Таблица РСН

№ загр.	Имя загрузки	Вид	Коеф. надеж н.	РСН 1	РСН 2	РСН 3	РСН 4	РСН 5	РСН6	РСН7	РСН8	РСН 9	РСН 10
				Расчетные					Нормативные				
				1	1	1	1	1	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
1	ПОСТОЯННОЕ	Постоянная (П)	1.100	1	1	1	1	1	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
2	ПОСТОЯННОЕ	Длительная (Д)	1.200	1	1	1	1	1	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
3	КРАТКОВРЕМЕННОЕ	Кратковременная (К)	1.200	1	1	1	1	1	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
4	ПОСТОЯННОЕ - МАССЫ	Пульсация ветра (Всп)	0.000										
5	ДЛИТЕЛЬНОЕ - МАССЫ	Пульсация ветра (Всп)	0.000										
6	КРАТКОВРЕМЕННОЕ - МАССЫ	Пульсация ветра (Всп)	0.000										
7	ВЕТЕР 1 СТАТИЧЕСКИЙ	Пульсация ветра (Всп)	0.000										
8	ВЕТЕР 2 СТАТИЧЕСКИЙ	Пульсация ветра (Всп)	0.000										
9	ВЕТЕР 1 ДИНАМИЧЕСКИЙ	Мгновенная (М)	1.400		1		-1			0.7		-0.7	
10	ВЕТЕР 2 ДИНАМИЧЕСКИЙ	Мгновенная (М)	1.400			1		-1			0.7		-0.7

Взам. инв. №

Подпись и дата

Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата
------	--------	------	--------	-------	------

269-ЕП-2018-КР1-РР

Лист

8

Протокол расчета
 Дата: 28.05.2019
 GenuineIntel Intel(R) Xeon(R) CPU E3-1230 V2 @ 3.30GHz 8 threads
 Microsoft Windows 7 Professional RUS Service Pack 1 (SP v.1.0) 64-bit. Build 7601
 Размер доступной физической памяти = 2508606976
 10:29 Чтение исходных данных из файла C:\Users\Public\Documents\LIRA SAPR\LIRA SAPR 2018\Data\GD51_E0_2019_05_28.txt
 10:29 Контроль исходных данных основной схемы
 Количество узлов = 197305 (из них количество неудаленных = 197305)
 Количество элементов = 214872 (из них количество неудаленных = 214872)
 ОСНОВНАЯ СХЕМА
 10:29 Оптимизация порядка неизвестных
 Количество неизвестных = 961894
 РАСЧЕТ НА СТАТИЧЕСКИЕ ЗАГРУЖЕНИЯ
 10:30 Формирование матрицы жесткости
 10:30 Формирование векторов нагрузок
 10:30 Разложение матрицы жесткости
 10:35 Вычисление неизвестных
 10:38 Контроль решения
 РАСЧЕТ НА ДИНАМИЧЕСКИЕ ЗАГРУЖЕНИЯ
 10:39 Формирование матрицы масс для динамического нагружения №9
 10:39 Формирование матрицы масс для динамического нагружения №10
 Вычисление собственных колебаний для динамических нагружений №№9 10
 Суммарные массы: mX=6829.64 mY=6829.64 mZ=6829.64 mUX=7.12383 mUY=2.90517 mUZ=10.029 mW=0
 10:39 Контроль пригодности схемы для вычисления собственных колебаний при таком приложении масс. Контроль осуществляется путем приложения масс как статических нагрузок
 10:39 Вычисление собственных колебаний
 10:39 Итерация №1
 10:39 Итерация №2
 Найдено форм 0 (из них 0 в заданном диапазоне)
 10:39 Итерация №3
 Найдено форм 2 (из них 2 в заданном диапазоне)
 10:39 Итерация №4
 Найдено форм 5 (из них 5 в заданном диапазоне)
 10:39 Формирование векторов динамических нагрузок
 10:39 Вычисление неизвестных
 Формирование результатов
 10:40 Формирование топологии
 10:40 Формирование перемещений
 10:40 Вычисление и формирование усилий в элементах
 10:40 Вычисление и формирование реакций в элементах
 10:42 Вычисление и формирование эпюр усилий в стержнях
 10:42 Вычисление и формирование эпюр прогибов в стержнях
 10:42 Формирование форм колебаний
 Суммарные узловыe нагрузки на основную схему:
 Загружение 1 PX=-42.735 PY=-170.016 PZ=43860.6 PUX=2.09722 PUY=-0.387905 PUZ=-0.0752638 PW=0
 Загружение 2 PX=4.55619e-017 PY=-2.15542e-016 PZ=19337.4 PUX=-26.0166 PUY=51.9049 PUZ=-1.25016e-007 PW=0
 Загружение 3 PX=0 PY=0 PZ=8422.54 PUX=0.0516501 PUY=0.105998 PUZ=0 PW=0
 Загружение 4 PX=8.07417e-015 PY=6.10923e-015 PZ=42852.4 PUX=0.00903989 PUY=-0.00881179 PUZ=-3.0478e-006 PW=0
 Загружение 5 PX=3.22974e-016 PY=1.19004e-014 PZ=16282.5 PUX=-7.28872e-011 PUY=-2.70429e-011 PUZ=-3.27791e-006 PW=0

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	269-ЕП-2018-КР1-РР	Лист
							9

Загружение 6 PX=-9.36665e-016 PY=2.48827e-015 PZ=8410.56
 PUX=0.000821807 PUY=-0.000801072 PUZ=-5.09111e-007 PW=0
 Загружение 7 PX=0.778274 PY=-344.79 PZ=0 PUX=0 PUY=0 PUZ=0
 PW=0
 Загружение 8 PX=-104.112 PY=-0.015393 PZ=0 PUX=0 PUY=0 PUZ=0
 PW=0
 Загружение 9 - 1 PX=15.4394 PY=-3.67431 PZ=-0.0275426 PUX=-
 0.000963768 PUY=-0.000770354 PUZ=0.0477375 PW=0
 Загружение 9 - 2 PX=-21.3759 PY=-4.8093 PZ=0.0284766 PUX=-
 0.00134085 PUY=0.00111593 PUZ=-0.026451 PW=0
 Загружение 9 - 3 PX=-23.7193 PY=-82.669 PZ=0.221116 PUX=-
 0.0332862 PUY=0.015956 PUZ=-0.225853 PW=0
 Загружение 9 - 4 PX=19.8089 PY=-112.804 PZ=0.31724 PUX=-
 0.0780916 PUY=-0.0126914 PUZ=0.285256 PW=0
 Загружение 9 - 5 PX=7.66122 PY=-13.8117 PZ=0.219472 PUX=-
 0.0107981 PUY=-0.00275338 PUZ=-0.0715479 PW=0
 Загружение 9 - 6 PX=0.778274 PY=-344.79 PZ=0 PUX=0 PUY=0
 PUZ=1.8009e-006 PW=0
 Загружение 10 - 1 PX=-33.0483 PY=7.86494 PZ=0.0589555
 PUX=0.00206297 PUY=0.00164896 PUZ=-0.102183 PW=0
 Загружение 10 - 2 PX=-35.8603 PY=-8.06809 PZ=0.0477724 PUX=-
 0.00224941 PUY=0.00187208 PUZ=-0.0443742 PW=0
 Загружение 10 - 3 PX=-2.0193 PY=-7.03788 PZ=0.0188243 PUX=-
 0.00283376 PUY=0.00135839 PUZ=-0.0192276 PW=0
 Загружение 10 - 4 PX=0.45339 PY=-2.58189 PZ=0.00726103 PUX=-
 0.00178737 PUY=-0.000290482 PUZ=0.00652899 PW=0
 Загружение 10 - 5 PX=-2.89499 PY=5.21913 PZ=-0.082933
 PUX=0.00408035 PUY=0.00104044 PUZ=0.0270362 PW=0
 Загружение 10 - 6 PX=-104.112 PY=-0.015393 PZ=0 PUX=0 PUY=0
 PUZ=1.46947e-005 PW=0
 Расчет успешно завершен
 Затраченное время = 13 мин

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №					Лист
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	269-ЕП-2018-КР1-РР	10

2. НАГРУЗКИ

2.1. Постоянные нагрузки

2.1.1. Собственный вес конструкций.

Собственный вес конструкций в ПК «Мономах» задается автоматически в зависимости от сечения, толщины, материала и жесткостных характеристик с коэффициентом надежности по нагрузке согласно п.8.2 СП 20.13330.2011. Расчетная плотность железобетонных элементов задана $2,75 \text{ т/м}^3$ (с коэффициентом надёжности $\gamma = 1,1$).

2.1.2. Нагрузка от пола в цокольном, 1-м, 2-м и типовом этажах.

НАИМЕНОВАНИЕ	НОРМАТИВНАЯ, кг/м ²	γ_f	РАСЧЕТНАЯ, кг/м ²
1. Керамогранит $\gamma = 2400 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 12 \text{ мм}$	28,8	1,2	34,56
2. Клеящая смесь (для плитки) - 5мм $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 5 \text{ мм}$	9	1,3	11,7
3. Стяжка из цем.-песч. раствора $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 65 \text{ мм}$	117	1,3	152,1
Всего	154,8	1,2	198,36

2.1.3. Нагрузка от пола на балконах

НАИМЕНОВАНИЕ	НОРМАТИВНАЯ, кг/м ²	γ_f	РАСЧЕТНАЯ, кг/м ²
1. Бетонный пол $\gamma = 2400 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 20...50 \text{ мм}$	48...120	1,3	62,4...156
Всего	48...120	1,3	62,4...156

2.1.4. Нагрузка от кровли на покрытие.

НАИМЕНОВАНИЕ	НОРМАТИВНАЯ, кг/м ²	γ_f	РАСЧЕТНАЯ, кг/м ²
1. Унифлекс ЭКП	5	1,2	6
2. Унифлекс ЭПВ	5	1,2	6
3. Огрунтовка праймером битумным	-	-	-
4. Стяжка из цем.-песч. р-ра $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 40 \text{ мм}$	72	1,3	93,6
5. Гравий керамзитовый $\gamma = 600 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 30 \div 210 \text{ мм}$	18...126	1,3	23,4...163,8
6. Плиты пенополистирольные ППС 30 $\delta = 30 \text{ кг/м}^2$; $\delta = 200 \text{ мм}$	6	1,2	7,2
7. Бикрорласт	5	1,2	6
Всего	111...219	1,2	142,2...282,6

Изм. № полл.	Взам. инв. №
	Подпись и дата

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	269-ЕП-2018-КР1-РР	Лист
							11

2.1.5. Нагрузка от наружных стен цокольного этажа в осях «Д, 1-20» и «А-Д,20», 1 и 2 этажа на отм. -3,900; 0,000 $h_{эм} = 3,9м$:

- ✓ Штукатурка $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 20 \text{ мм}$;
- ✓ Кладка из керамического пустотелого кирпича $\gamma = 1400 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 250 \text{ мм}$;
- ✓ Утеплитель - плиты минераловатные Техновент Стандарт $\gamma = 100 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 80 \text{ мм}$;
- ✓ Штукатурка $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 20 \text{ мм}$;

$$P_1^п = \left(1,3 \cdot \frac{1800 \text{ кг}}{\text{м}^3} \cdot 0,02 \text{ м} \cdot 2 + 1,1 \cdot \frac{1400 \text{ кг}}{\text{м}^3} \cdot 0,25 \text{ м} + 1,2 \cdot \frac{100 \text{ кг}}{\text{м}^3} \cdot 0,08 \text{ м} \right) \cdot 3,66 \text{ м} = 488,2 \cdot 3,66 = 1786,8 \text{ кг/м}$$

2.1.6. Нагрузка от наружных стен типового этажа в осях «3-4, А-Б»; «20, А-Д»; «11, А-Д»; «12, А-Д»: $H_{эм} = 3,0 \text{ м}$

- ✓ Штукатурка $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 20 \text{ мм}$;
- ✓ Кирпичная кладка $\gamma = 1400 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 250 \text{ мм}$;
- ✓ Утеплитель - плиты минераловатные Техновент Стандарт $\gamma = 100 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 80 \text{ мм}$;
- ✓ Штукатурка $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 20 \text{ мм}$.

$$P_2^п = \left(1,3 \cdot \frac{1800 \text{ кг}}{\text{м}^3} \cdot 0,02 \text{ м} \cdot 2 + 1,1 \cdot \frac{1400 \text{ кг}}{\text{м}^3} \cdot 0,25 \text{ м} + 1,2 \cdot \frac{100 \text{ кг}}{\text{м}^3} \cdot 0,08 \text{ м} \right) \cdot 2,8 \text{ м} = 488,2 \cdot 2,8 = 1366,96 \text{ кг/м}$$

2.1.7. Нагрузка от наружных стен типового этажа: $H_{эм} = 3,0 \text{ м}$

- ✓ Штукатурка $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 20 \text{ мм}$
- ✓ Бетонные панели $\gamma = 2400 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 100 \text{ мм}$
- ✓ Утеплитель "ТЕХНОФАС" ТУ 5762-010-74182181-2012 $\gamma = 145 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 100 \text{ мм}$
- ✓ Штукатурка $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 20 \text{ мм}$

$$P_3^п = \left(1,3 \cdot \frac{1800 \text{ кг}}{\text{м}^3} \cdot 0,02 \text{ м} \cdot 2 + 1,1 \cdot \frac{2400 \text{ кг}}{\text{м}^3} \cdot 0,12 \text{ м} + 1,2 \cdot \frac{145 \text{ кг}}{\text{м}^3} \cdot 0,1 \text{ м} \right) \cdot 2,8 \text{ м} = 427,8 \cdot 2,8 = 1197,84 \text{ кг/м}$$

2.1.8. Нагрузка от внутренних стен цокольного, 1 и 2-го этажа: $h_{эм} = 3,9 \text{ м}$

- ✓ Штукатурка $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 20 \text{ мм}$
- ✓ Кладка из керамического пустотелого кирпича $\gamma = 1400 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 250 \text{ мм}$;
- ✓ Штукатурка $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 20 \text{ мм}$

$$P_4^п = \left(1,3 \cdot \frac{1800 \text{ кг}}{\text{м}^3} \cdot 0,02 \text{ м} \cdot 2 + 1,1 \cdot \frac{1400 \text{ кг}}{\text{м}^3} \cdot 0,25 \text{ м} \right) \cdot 3,66 \text{ м} = 478,6 \cdot 3,66 = 1751,7 \text{ кг/м}$$

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Взам. инв. №	Полипись и дата	Инд. № полл.	269-ЕП-2018-КР1-РР	Лист
										12

2.1.9. Нагрузка от внутренних перегородок с/у цокольного, 1 и 2-го этажа

$$h_{эм} = 3,9м:$$

- ✓ Штукатурка $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 20 \text{ мм}$
- ✓ Кирпичная кладка $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 120 \text{ мм}$;
- ✓ Штукатурка $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 20 \text{ мм}$

$$P_5^n = \left(1,3 \cdot \frac{1800 \text{ кг}}{\text{м}^3} \cdot 0,02 \text{ м} \cdot 2 + 1,1 \cdot \frac{1800 \text{ кг}}{\text{м}^3} \cdot 0,12 \text{ м} \right) \cdot 3,66 \text{ м} = 331,2 \cdot 3,66 = 1212,2 \text{ кг/м}$$

2.1.10. Нагрузка от внутренних межквартирных стен типового этажа:

$$H_{эм} = 3,0 \text{ м}$$

- ✓ Штукатурка $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 20 \text{ мм}$
- ✓ Керамзитобетонные панели КСП б=90мм (2 по 90 мм), воздушный зазор – 20 мм.
 $\gamma = 1100 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 90 \text{ мм}$;
- ✓ Штукатурка $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 20 \text{ мм}$.

$$P_6^n = \left(1,3 \cdot \frac{1800 \text{ кг}}{\text{м}^3} \cdot 0,02 \text{ м} \cdot 2 + 1,1 \cdot \frac{1100 \text{ кг}}{\text{м}^3} \cdot 0,09 \text{ м} \cdot 2 \right) \cdot 2,8 \text{ м} = 311,4 \cdot 2,8 = 871,92 \text{ кг/м}$$

2.1.11. Нагрузка от внутренних межкомнатных перегородок типового этажа:

$$H_{эм} = 3,0 \text{ м}$$

- ✓ Штукатурка $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 20 \text{ мм}$
- ✓ Керамзитобетонные панели КСП б=90мм, воздушный зазор – 20 мм.
 $\gamma = 1100 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 90 \text{ мм}$;
- ✓ Штукатурка $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 20 \text{ мм}$.

$$P_7^n = \left(1,3 \cdot \frac{1800 \text{ кг}}{\text{м}^3} \cdot 0,02 \text{ м} \cdot 2 + 1,1 \cdot \frac{1100 \text{ кг}}{\text{м}^3} \cdot 0,09 \text{ м} \right) \cdot 2,8 \text{ м} = 202,5 \cdot 2,8 = 567 \text{ кг/м}$$

2.1.12. Нагрузка от внутренних перегородок в с/у типового этажа: $H_{эм} = 3,0 \text{ м}$

- ✓ Кирпичная кладка $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 120 \text{ мм}$
- ✓ Штукатурка $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 20 \text{ мм}$

$$P_8^n = \left(1,3 \cdot \frac{1800 \text{ кг}}{\text{м}^3} \cdot 0,02 \text{ м} + 1,1 \cdot \frac{1800 \text{ кг}}{\text{м}^3} \cdot 0,12 \text{ м} \right) \cdot 2,8 \text{ м} = 284,4 \cdot 2,8 = 796,32 \text{ кг/м}$$

2.1.13. Нагрузка от ограждения балконов:Кирпич $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 120 \text{ мм}$

$$P_9^n = 1800 \text{ кг/м}^3 \times 0,12 \times 1,4 \text{ м} \times 1,1 = 332,64 \text{ кг/пм}$$

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Взам. инв. №	Подпись и дата	Инд. № полл.	269-ЕП-2018-КР1-РР	Лист
										13

2.1.14. Нагрузка от остекления:

Двухкамерный стеклопакет

$$P_{11}^n = 35 \text{ кг/м}^2 \times 3 \text{ м} \times 1,2 = 126 \text{ кг/пм}$$

2.1.15. Нагрузка от парапета:

Кирпич $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 380 \text{ мм}$

$$P_{10}^n = 1800 \text{ кг/м}^2 \times 0,38 \times 1,4 \text{ м} \times 1,1 = 1053,36 \text{ кг/пм}$$

2.1.16. Собственный вес конструкций лифтовой шахты

Собственный вес стенок шахт при высоте $3,98 + 71,88 = 75,86 \text{ м}$:

$$P_{12}^n = (1,1 \cdot 75,86 \text{ м} \cdot 2,5 \text{ т/м}^3 \cdot 0,22 \text{ м}) = 45,9 \text{ т/мп}$$

2.1.17. Нагрузка от обратной засыпки грунта для наружных стен подземной автостоянки

Грунт засыпки – ИГЭ1:

$$\gamma_I = 1,88 \text{ т/м}^3$$

$$\varphi_I = 26^\circ$$

$$C_I = 28 \text{ кПа} = 0,28 \text{ кг/см}^2$$

Расчетные характеристики грунта нарушенного сложения:

$$\varphi'_I = 0,9 \times \varphi_I = 0,9 \times 26^\circ = 23,4^\circ;$$

$$\gamma'_I = 0,95 \times \gamma_I = 0,95 \times 1,88 = 1,786 \text{ т/м}^3$$

$$C'_I = 0,5 \times C_I = 0,5 \times 0,28 = 0,14 \text{ кг/см}^2$$

Определяем интенсивность давления грунта при расчете по первому предельному состоянию.

$$\theta_0 = 45^\circ - \varphi'_I/2 = 45^\circ - 23,4^\circ/2 = 33,3^\circ;$$

$$\lambda = \text{tg}^2 \theta_0 = \text{tg}^2 33,3 = 0,43.$$

Нагрузка от собственного веса грунта засыпки:

$$P_\gamma = \gamma_f \cdot \gamma \cdot \lambda \cdot h$$

$$P_{13}^n = (1,15 \cdot 1,786 \text{ т/м}^3 \cdot 0,43 \text{ м}) \cdot (3,98 \text{ м} - 1,88 \text{ м}) = 1,855 \text{ т/пм} = 1855 \text{ кг/пм}$$

где: γ_f - коэффициент надежности по нагрузке для грунта засыпки
принимается $\gamma_f = 1.15$;

2.2. Временные нагрузки

2.2.1. Полезная нагрузка в квартирах:

$$q_1^B = 150 \times 1,3 = 195 \text{ кг/м}^2$$

2.2.2. Полезная нагрузка в лестницах, холлах и коридорах:

$$q_2^B = 300 \times 1,2 = 360 \text{ кг/м}^2$$

Взам. инв. №

Подпись и дата

Инв. № подл.

Лист

269-ЕП-2018-КР1-РР

14

Изм. Кол.уч Лист № док. Подп. Дата

2.2.3. Полезная нагрузка в подвальных помещениях, служебных помещениях, офисах, кабинетах:

$$q_3^B = 200 \times 1,2 = 240 \text{ кг/м}^2$$

2.2.4. Полезная нагрузка на балконах:

$$q_4^B = 200 \times 1,2 = 240 \text{ кг/м}^2$$

2.2.5. Нагрузка от обратной засыпки грунта

Грунт засыпки – ИГЭ1:

$$\gamma_I = 1,88 \text{ т/м}^3$$

$$\varphi_I = 26^\circ$$

$$C_I = 28 \text{ кПа} = 0,28 \text{ кг/см}^2$$

Расчетные характеристики грунта нарушенного сложения:

$$\varphi'_I = 0,9 \times \varphi_I = 0,9 \times 26^\circ = 23,4^\circ;$$

$$\gamma'_I = 0,95 \times \gamma_I = 0,95 \times 1,88 = 1,786 \text{ т/м}^3$$

$$C'_I = 0,5 \times C_I = 0,5 \times 0,28 = 0,14 \text{ кг/см}^2$$

Определяем интенсивность давления грунта при расчете по первому предельному состоянию.

$$\theta_0 = 45^\circ - \varphi'_I/2 = 45^\circ - 23,4^\circ/2 = 33,3^\circ;$$

$$\lambda = \text{tg}^2 \theta_0 = \text{tg}^2 33,3 = 0,43.$$

Временную нагрузку q принимаем $q = 1000 \text{ кг/м}^2$;

$$P_q = q \times \gamma_f \times \lambda = 1,0 \times 1,2 \times 0,43 = 1,0 \times 0,516 = 0,516 \text{ т/пм};$$

где: γ_f – коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	269-ЕП-2018-КР1-РР	Лист
							15

2.2.6. Расчетная снеговая нагрузка:

В соответствии с СП 20.13330.2016 Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия следует определять по формуле

$$S_0 = c_e c_f \mu S_g$$

где c_e - коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов, принимаемый в соответствии с 10.5-10.9;

c_f - термический коэффициент, принимаемый в соответствии с 10.10;

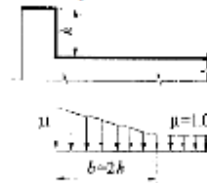
μ - коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый в соответствии с 10.4;

S_g - нормативное значение веса снегового покрова на 1 м горизонтальной поверхности земли, принимаемое в соответствии с 10.2

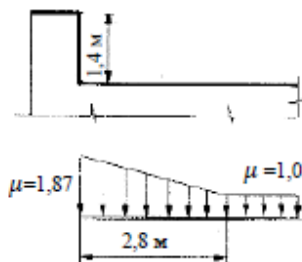
$$S_0 = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 150 \cdot 1,4 = 210 \text{ кг/м}^2$$

Для участков примыкания к парапетам ($h = 1,4 \text{ м}$):

$$\mu = \frac{2 \cdot h}{S_g} = \frac{2 \cdot 1,4}{1,50} = 1,87$$

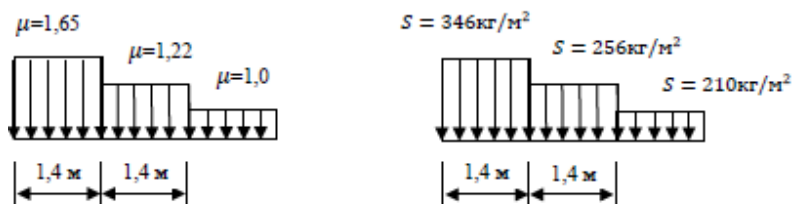


Следовательно, схема коэффициентов μ для участков кровли, примыкающих к парапетам высотой $h = 1,4 \text{ м}$:



Коэффициент перегрузки для снеговой нагрузки $\gamma_f = 1,4$

Для унификации, принимаем коэффициенты μ на участке кровли, примыкающей к парапетам $h = 1,4 \text{ м}$ по следующей схеме:



Взам. инв. №

Подпись и дата

Инв. № подл.

Лист

269-ЕП-2018-КР1-РР

16

Изм. Кол.уч Лист № док. Подп. Дата

2.2.7. Ветровая нагрузка:

Для II ветрового района $w_0 = 30 \text{ кг/м}^2$

Исходные данные:

- высота здания $h=75,6\text{м}$ (от уровня земли);
- большая сторона здания $d_1=74,7\text{м}$;
- меньшая сторона здания $d_2=18,5\text{м}$;
- число этажей (с учетом подвала и чердака) $N=24$;

Расчетное значение ветровой нагрузки w_n вычисляется как сумма средней w_m и пульсационной w_p составляющих:

$$w = w_m + w_p$$

Расчетное значение средней составляющей ветровой нагрузки определяется в зависимости от эквивалентной высоты z_e над поверхностью земли по формуле:

$$w_m = w_0 k(z_e) c \gamma_f$$

в которой $k(z_e)$ – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления для эквивалентной высоты z_e ; c – аэродинамический коэффициент; $\gamma_f=1,4$ – коэффициент надежности по нагрузке.

Коэффициент $k(z_e)$ определяется по таблице 11.2 [1] для типа местности В.

Эквивалентная высота определяется согласно п. 11.1.5 [1]:

Аэродинамический коэффициент определяется согласно приложению Д [2] как для зданий прямоугольных в плане.

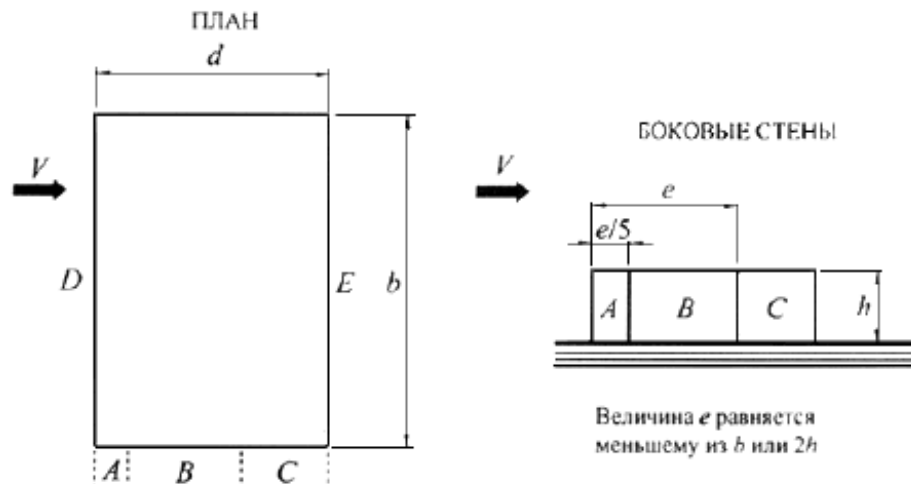


Схема распределения ветровой нагрузки на боковые поверхности здания [1]

Таблица 6.1
Аэродинамические коэффициенты для подветренных, наветренных и участков боковых стен

Боковые стены			Наветренная стена	Подветренная стена
Участки				
A	B	C	D	E
-1,0	-0,8	-0,5	0,8	-0,5

Размеры участков A...D и распределение ветровой нагрузки по высоте здания приведены на рисунках ниже.

Схема распределения ветровой нагрузки при различных направлениях ветра

Расчетные значения средней составляющей ветровой нагрузки подсчитанные согласно приведенным выше принципам указаны в таблице 6.2.

Таблица 6.2.

Расчетные значения средней составляющей ветровой нагрузки

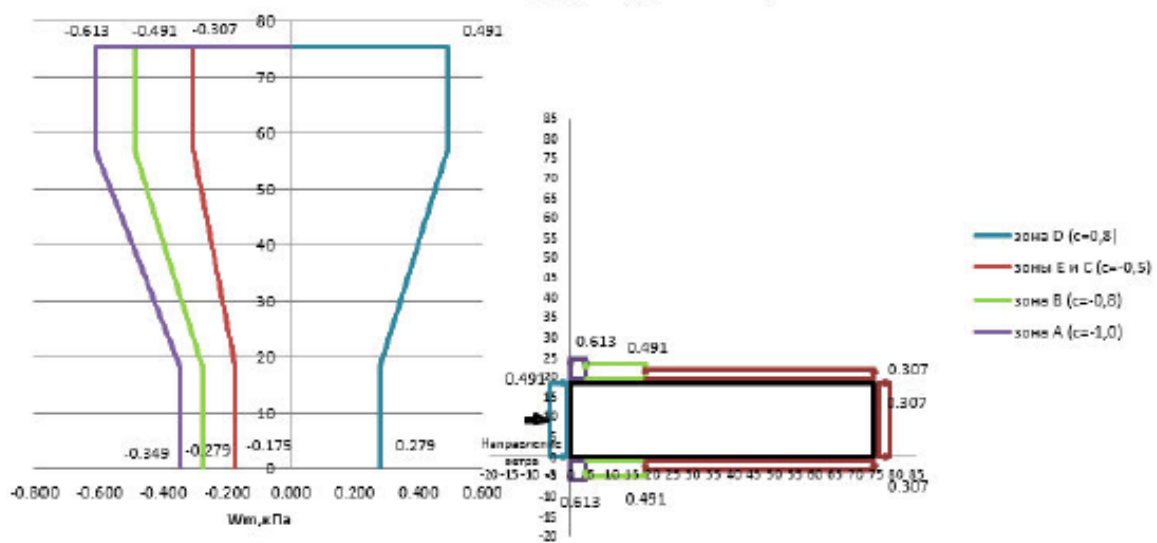
Боковой ветер (вдоль цифровых осей)*	d=d2=18.5м		wm, кПа		
	Эквивалентная высота ze	k(ze)	c=1	c=0.8	c=0.5
h=75.6м>2d=37м→					
для z≥h-d=57.1м	ze=h= 75.6 м	1.460	0.613	0.491	0.307
для d=18.5м<z<h-d=57.1м	ze=z				
для z≤d=18.5м	ze=d= 18.5 м	0.831	0.349	0.279	0.175
Фронтальный ветер (вдоль буквенных осей)**	d=d1=74.7м		wm, кПа		
d=74.7м<h=75.6м≤2d=149.4м→	Эквивалентная высота ze	k(ze)	c=1	c=0.8	c=0.5
для z≥h-d=0.899999999999991м	ze=h= 75.6 м	1.460	0.858	0.687	0.429
для z<h-d=0.899999999999991м	ze=d= 74.7 м	1.453	0.854	0.683	0.427

*значения даны с коэффициентом учета проемов k=1

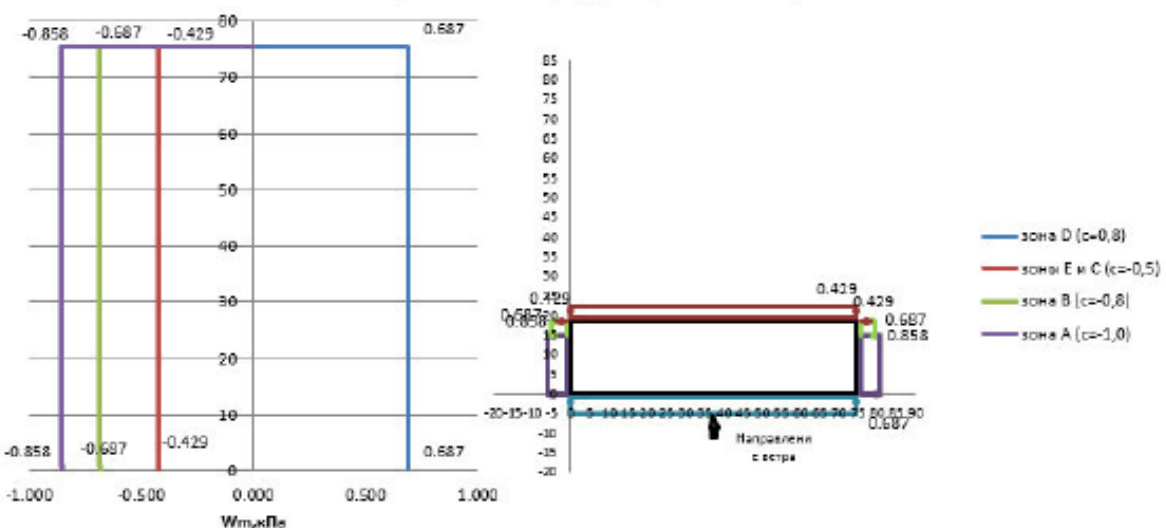
**значения даны с коэффициентом учета проемов k=1.4

Пульсационная составляющая ветровой нагрузки вычисляется в автоматическом режиме по алгоритму, встроенному в ПК "Лира-САПР" на основании приложенных средних составляющих ветровых нагрузок и масс, собранных, из статических нагружений (собственный вес + длительные временные нагрузки).

Боковой ветер (вдоль цифровых осей)



Фронтальный ветер (вдоль буквенных осей)

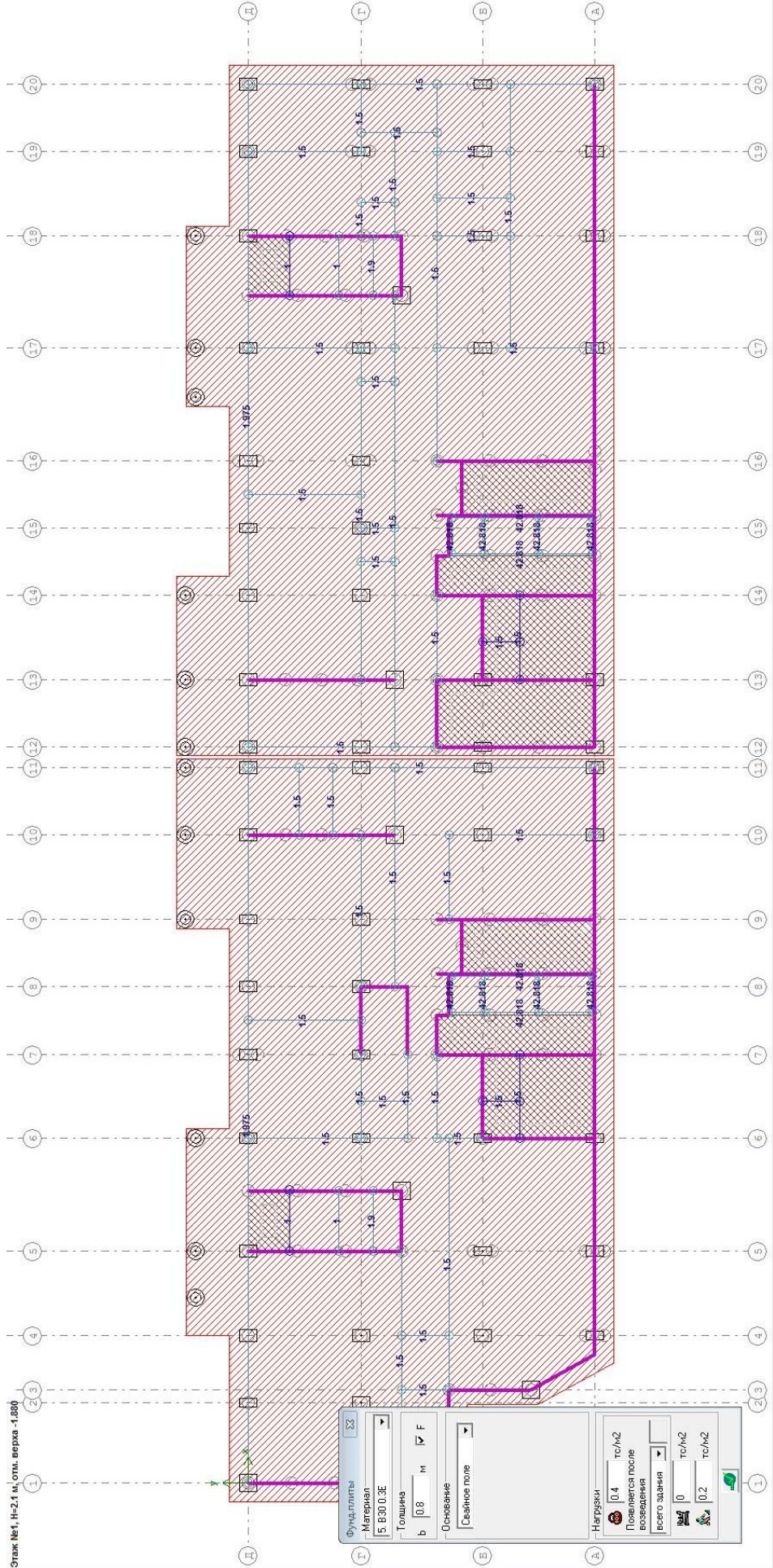


Нагрузка (статическая составляющая) задается на уровне каждого перекрытия.

Изм. № полл. Подпись и дата. Взам. инв. №

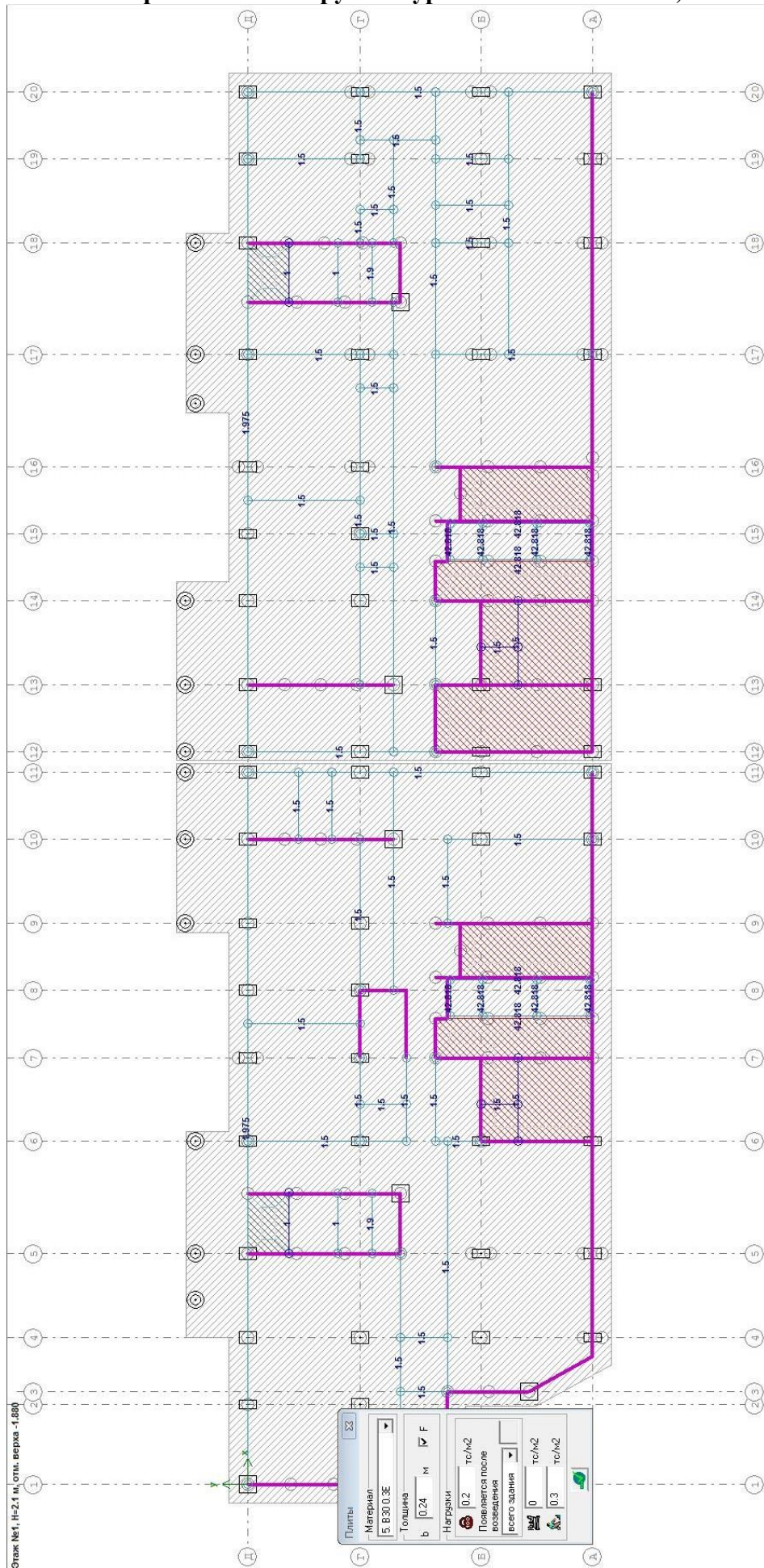
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата
------	--------	------	--------	-------	------

Схема приложения нагрузок в уровне фундаментных плит.



Индв. № полл.	Подпись и дата	Взам. инв. №				
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	269-ЕП-2018-КР1-РР
						Лист 19

Схема приложения нагрузок в уровне плит на отм. -1,880.

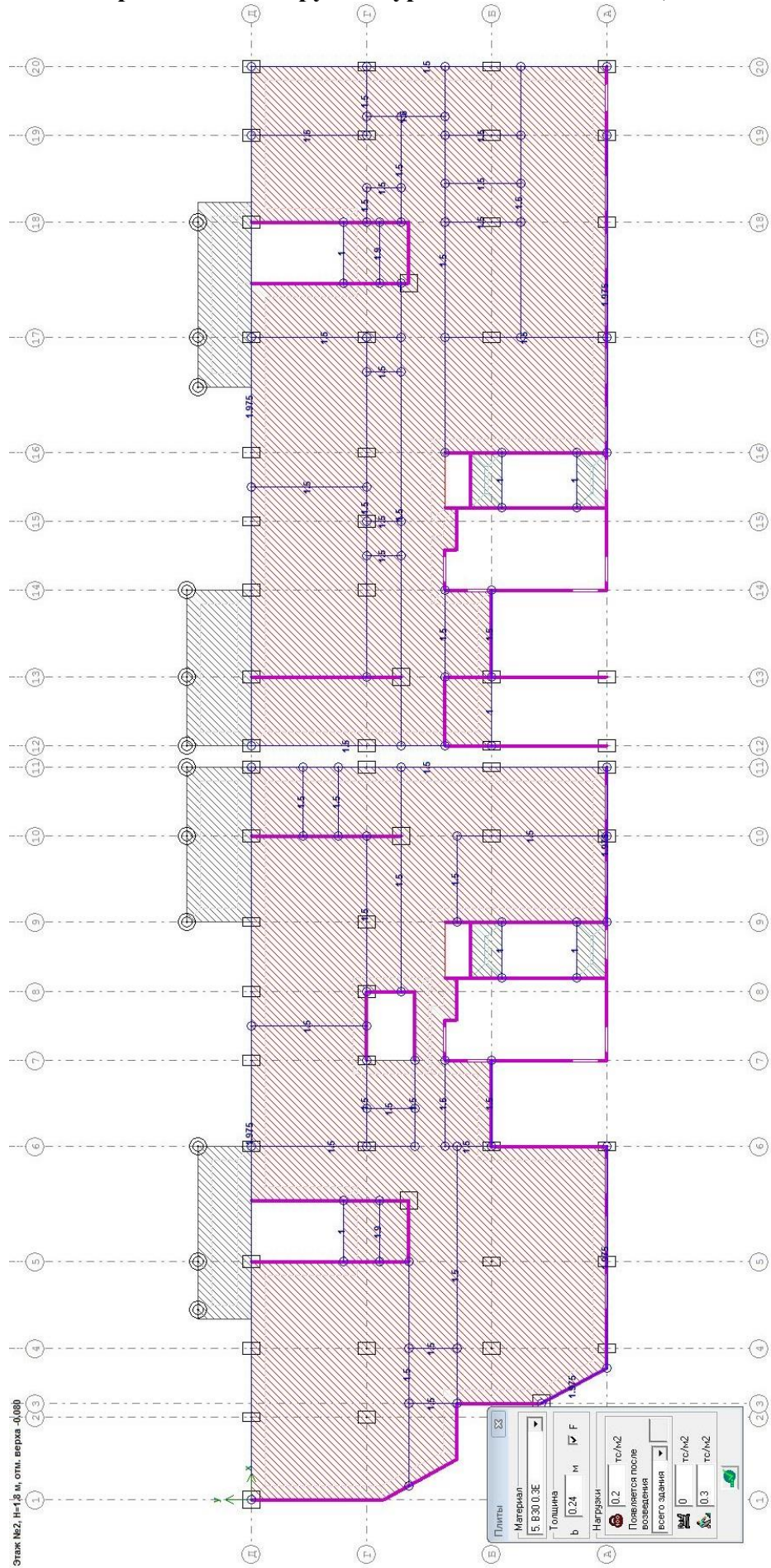


Индв. № полл.	Подпись и дата	Взам. инв. №
---------------	----------------	--------------

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата
------	--------	------	--------	-------	------

269-ЕП-2018-КР1-РР

Схема приложения нагрузок в уровне плит на отм. -0,080.

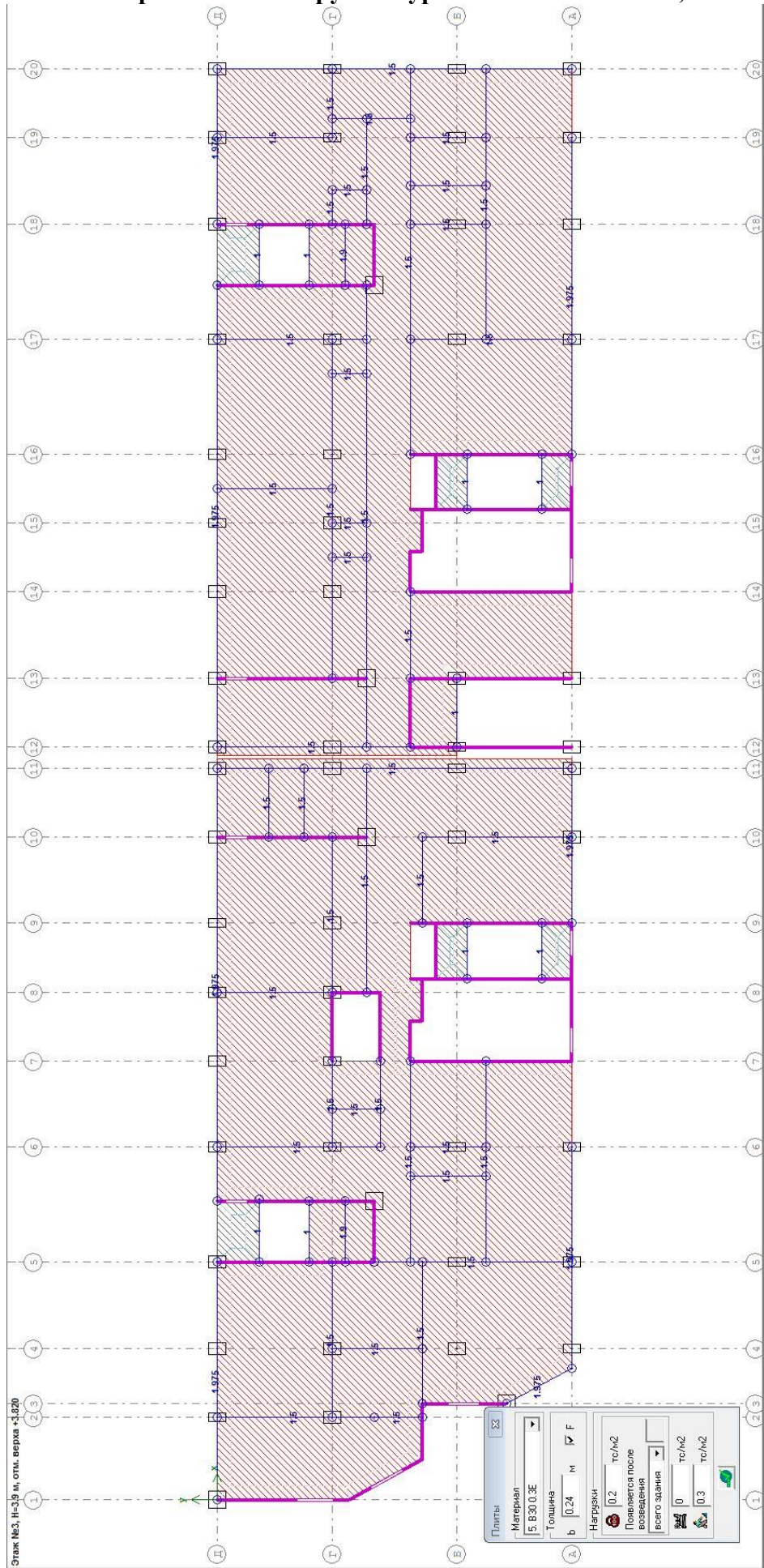


Индв. № полл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

Схема приложения нагрузок в уровне плит на отм. +3,820.

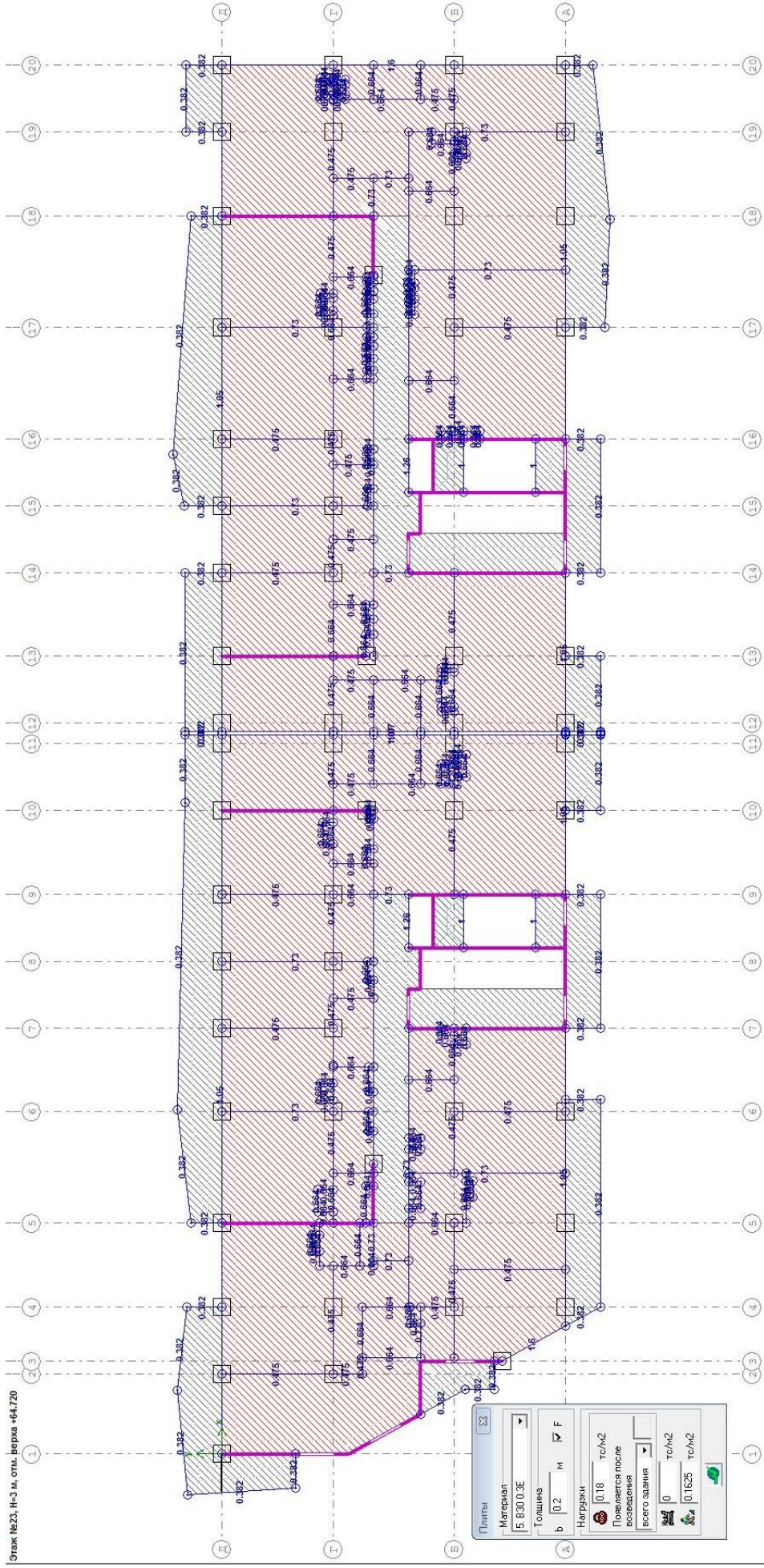


Инв. № полл.	Взам. инв. №
Подпись и дата	

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

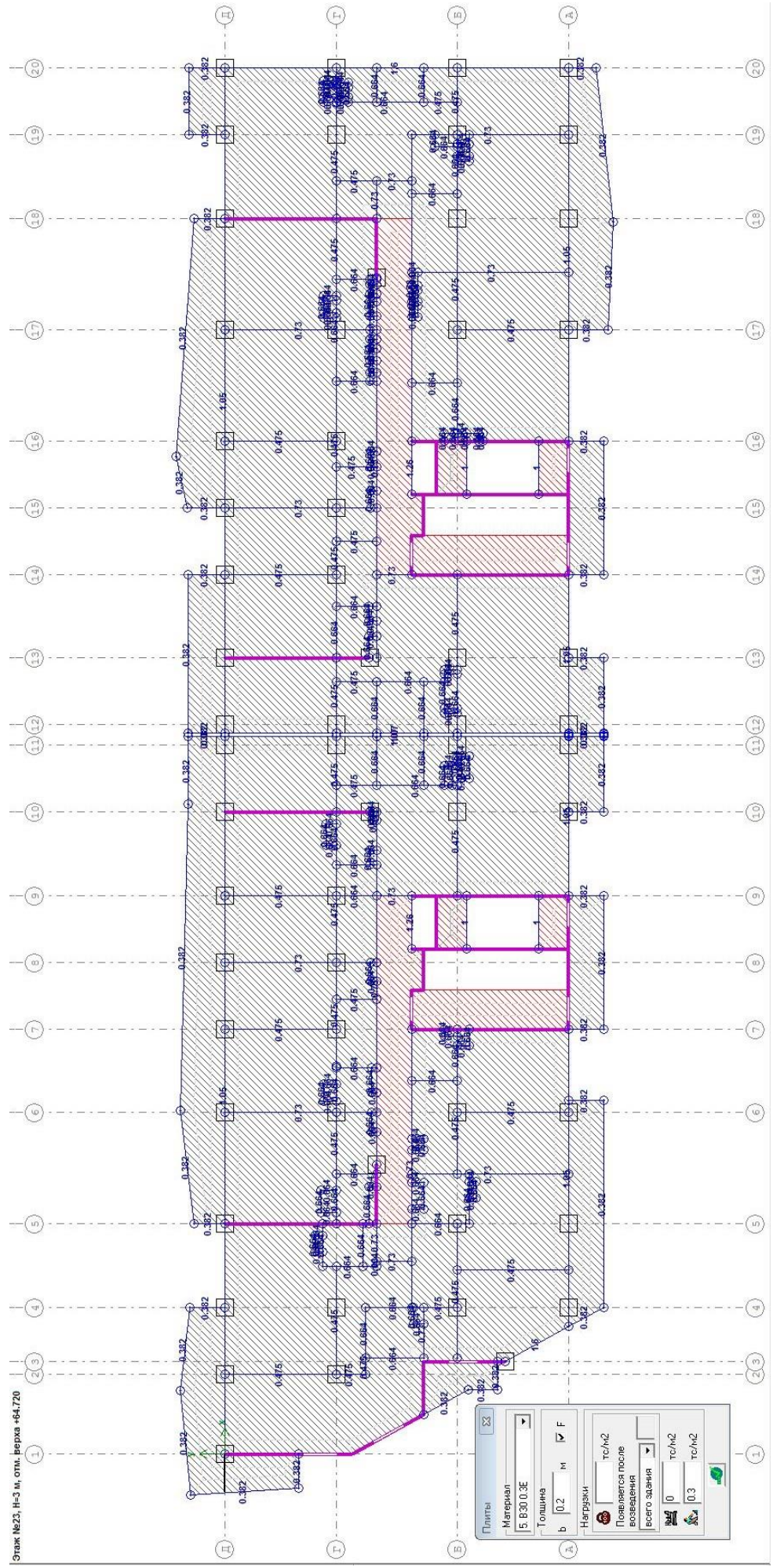
Схема приложения нагрузок в уровне плит на отм. +7,720...+64,720 (типовые этажи).



Инв. № полл.	Подпись и дата	Взам. инв. №
Изм.	Кол.уч	Лист
№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № полл.	Подпись и дата	Взам. инв. №



269-ЕП-2018-КР1-РР

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

Инв. № полл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

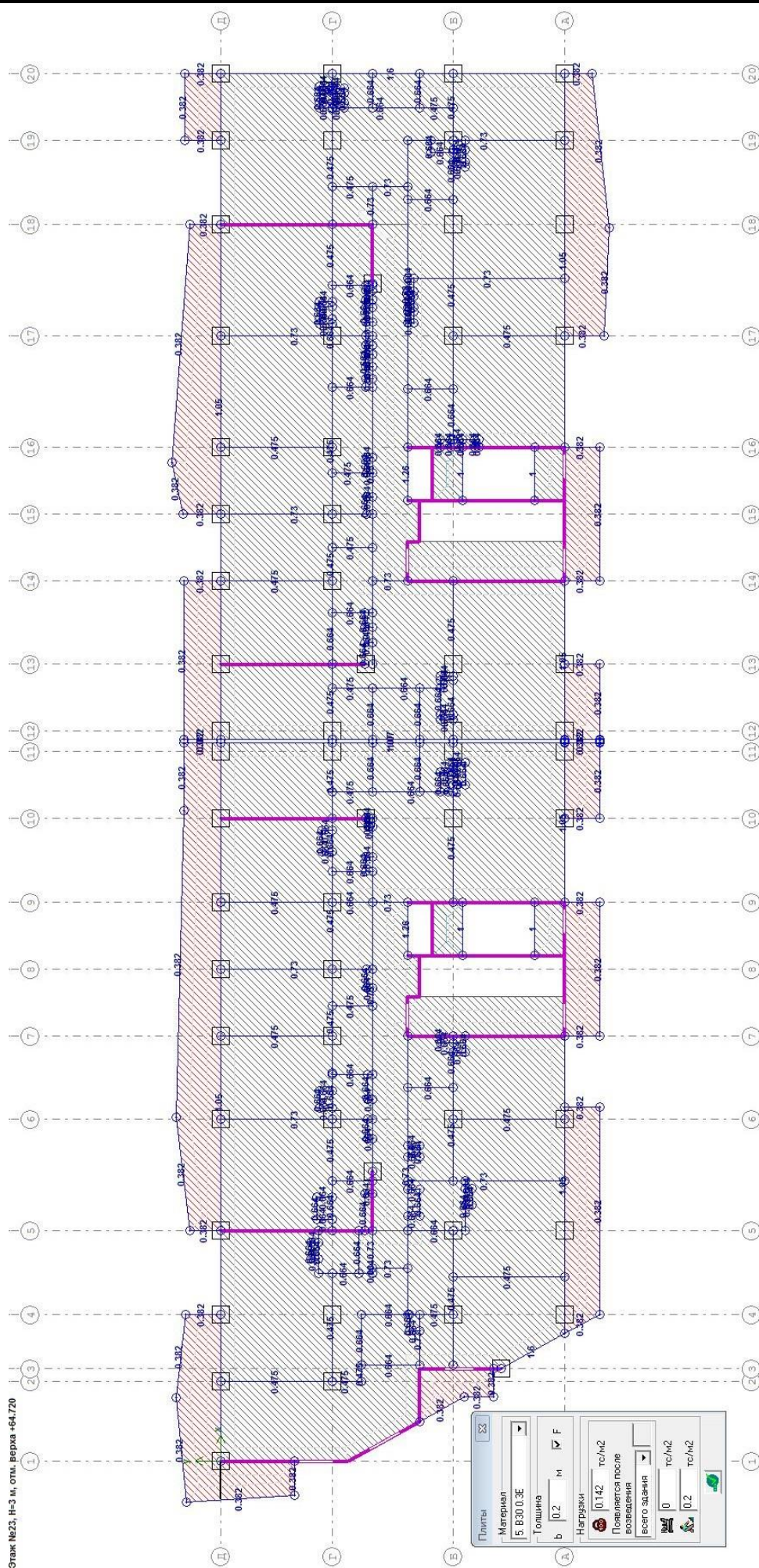
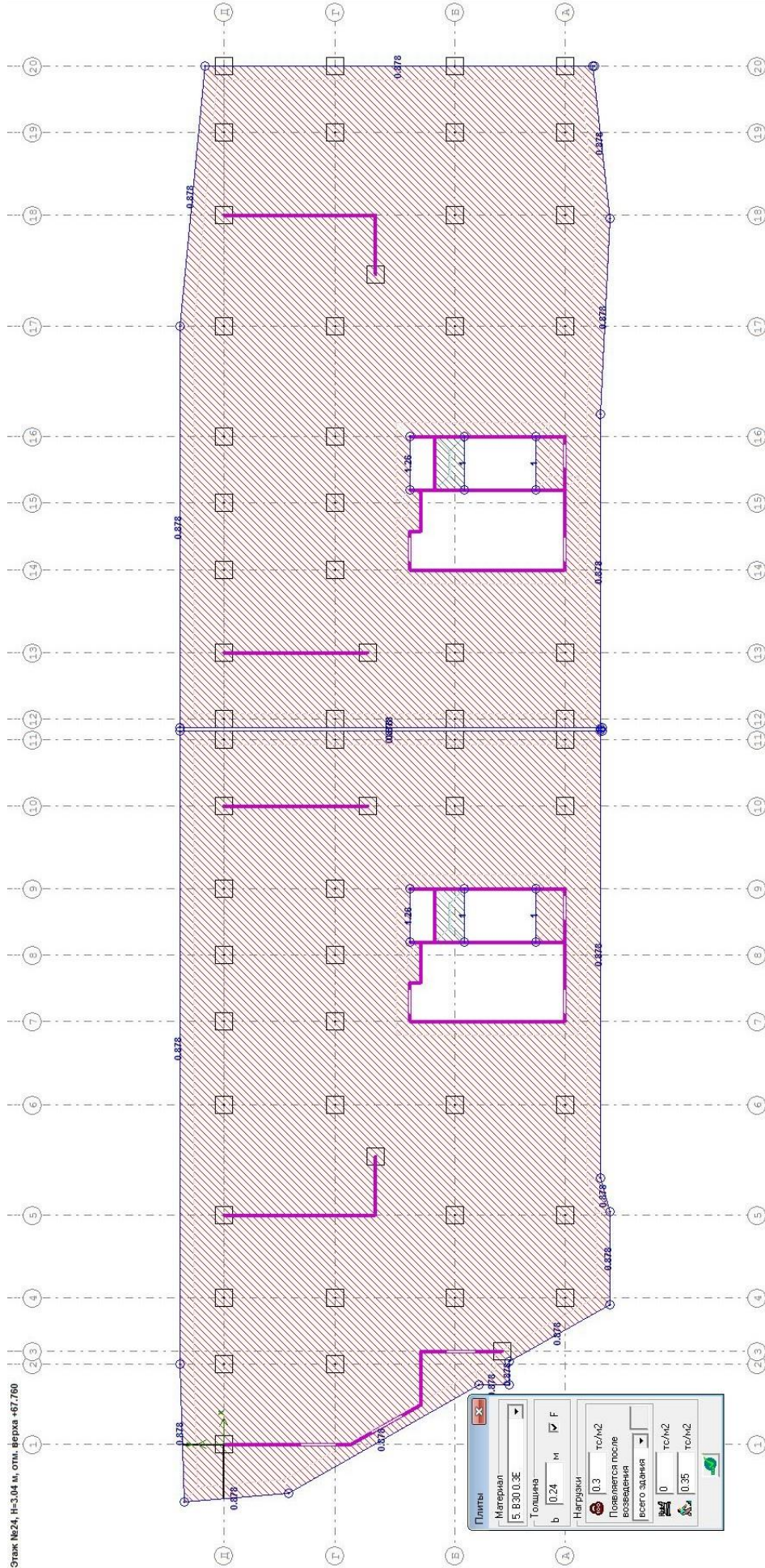


Схема приложения нагрузок в уровне плит покрытия на отм. +67,760

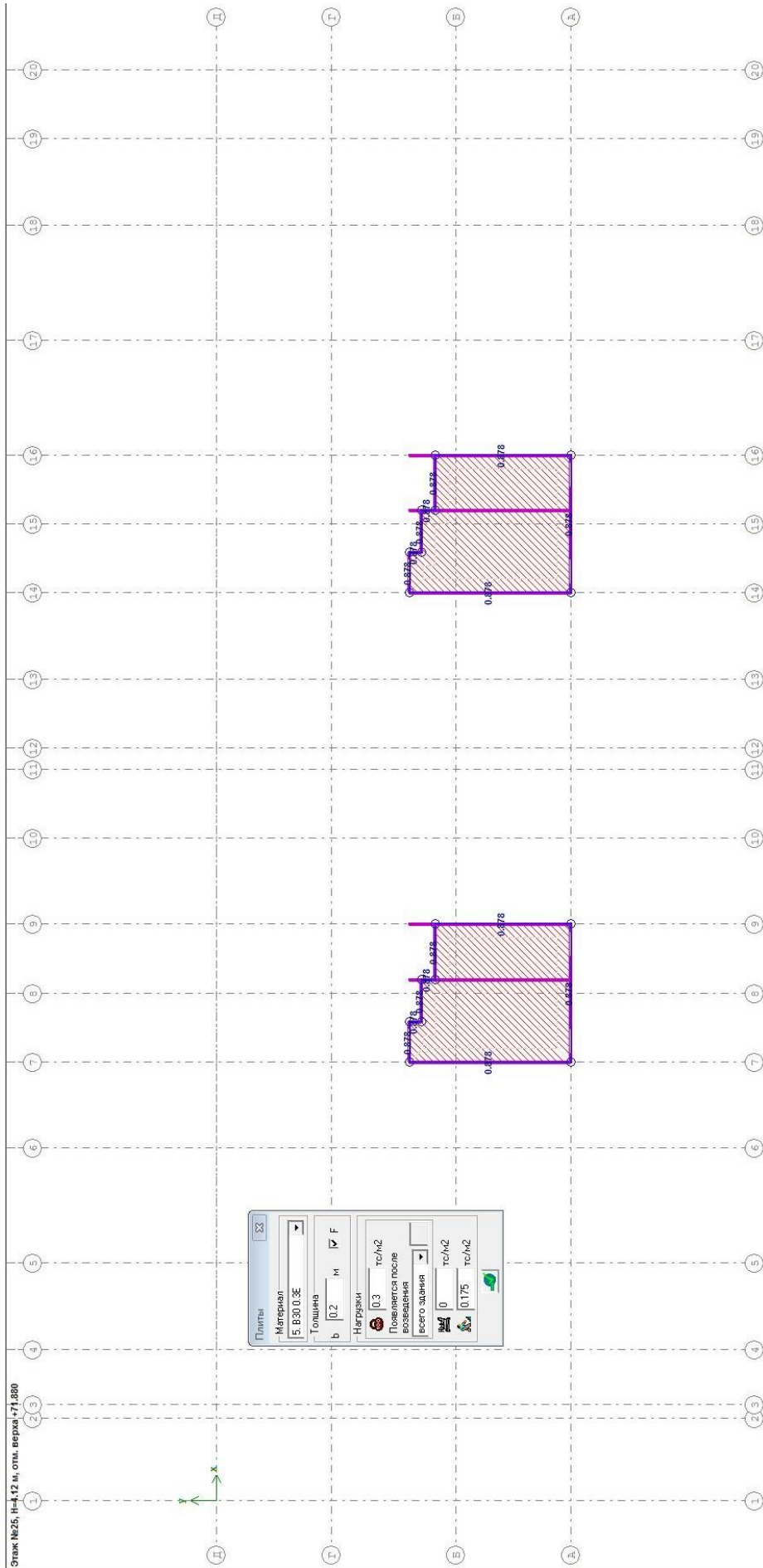


Индв. № полл.	Взам. инв. №
Подпись и дата	

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

Схема приложения нагрузок в уровне плит покрытия на отм. +71,880



Индв. № полл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

Кoeffициенты

Нагрузки/ Кoeffициенты	Постоянная	Длительная	Кратко- временная	Ветровая	Сейсмическая
Надежности	1.1	1.2	1.2	1.4	1
Длительности	1	1	0.35	0	0
1-е основное сочетание	1	1	1	1	0
2-е основное сочетание	1	0.95	0.9	0.9	0
3-е особое сочетание	0.9	0.8	0.5	0	1

Преобразования в веса масс			
	1	1	1

Надежности по ответственности:

OK Отмена Справка

Экспорт в ПК ЛИРА

Экспорт в ПК ЛИРА версии

Шаг триангуляции

плит м 4-х узловые КЭ

стен м 4-х узловые КЭ

генер-ть эл-ты фонд. плит м 4-х

Согласовывать оси пластин

Выделить в суперэлементы

элементы перекрытия этажа

стены

Генерировать АЖТ колонн и стен, имеющих такое свойство

Динамика

Распределить массы

Количество форм

Кoeff. преобразования в веса масс

Пост.	Длит.	Кратк.
<input type="text" value="1"/>	<input type="text" value="1"/>	<input type="text" value="1"/>

Допустимые погрешности

Отклонение КЭ стены от плоскости стены м

Отклонение КЭ колонны от вертикальной оси колонны м

Кoeffициенты надежности

Пост.	Длит.	Кратк.	Ветер	Сейсмика
<input type="text" value="1.1"/>	<input type="text" value="1.2"/>	<input type="text" value="1.2"/>	<input type="text" value="1.4"/>	<input type="text" value="1"/>

Создать таблицу РСЧ

Имя файла

Обзор...

OK Отмена Справка

Взам. инв. №

Инв. № полл.

Подпись и дата

Расчетные сочетания усилий

Номер таблицы РСУ: 1

Имя таблицы РСУ: СНИП_1

Строительные нормы: СНИП 2.01.07-85*

Номер загрузки: 1 ПОСТОЯННОЕ

Вид загрузки: Постоянное(0) По умолчанию

N группы объединяемых временных нагрузений: 0

Учитывать знакопеременность:

N группы взаимоисключающих нагрузений: 0

NN сопутствующих нагрузений: 0 0

Коэффициент надежности: 1.10

Доля длительности: 1.00

Не учитывать для II-го пред. сост.:

Ограничения для кранов и тормозов: Кран Тормоз

Коэффициенты для РСУ

#	1 основ.	2 основ.	Особ.(С)	Особ.(б С)	5 сочет.	6 сочет.	7 сочет.	8 с
1	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	1.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	1.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	1.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Сводная таблица для вычисления РСУ:

№	Имя загрузки	Вид	Параметры РСУ	Коэффициенты РСУ
1	ПОСТОЯННОЕ	Постоянное(0)	0 0 0 0 0 0 1.10 1.00	1.00 1.00 0.00
2	ДЛИТЕЛЬНОЕ	Постоянное(0)	0 0 0 0 0 0 1.10 1.00	1.00 1.00 0.00
3	КРАТКОВРЕ...	Кратковреме...	2 0 0 0 0 0 1.20 0.35	1.00 0.90 0.00
4	ПОСТОЯНН...	Неактивное(...	9 0 0 0 0 0 0.00 0.00	0.00 0.00 0.00
5	ДЛИТЕЛЬН...	Неактивное(...	9 0 0 0 0 0 0.00 0.00	0.00 0.00 0.00
6	КРАТКОВРЕ...	Неактивное(...	9 0 0 0 0 0 0.00 0.00	0.00 0.00 0.00
7	ВЕТЕР 1 СТА...	Неактивное(...	9 0 0 0 0 0 0.00 0.00	0.00 0.00 0.00
8	ВЕТЕР 2 СТА...	Неактивное(...	9 0 0 0 0 0 0.00 0.00	0.00 0.00 0.00
9	ВЕТЕР 1 ДИ...	Мгновенное(7)	7 0 1 1 0 0 1.40 0.00	1.00 0.90 0.00
10	ВЕТЕР 2 ДИ...	Мгновенное(7)	7 0 1 1 0 0 1.40 0.00	1.00 0.90 0.00

Взам. инв. №

Подпись и дата

Ив. № полл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

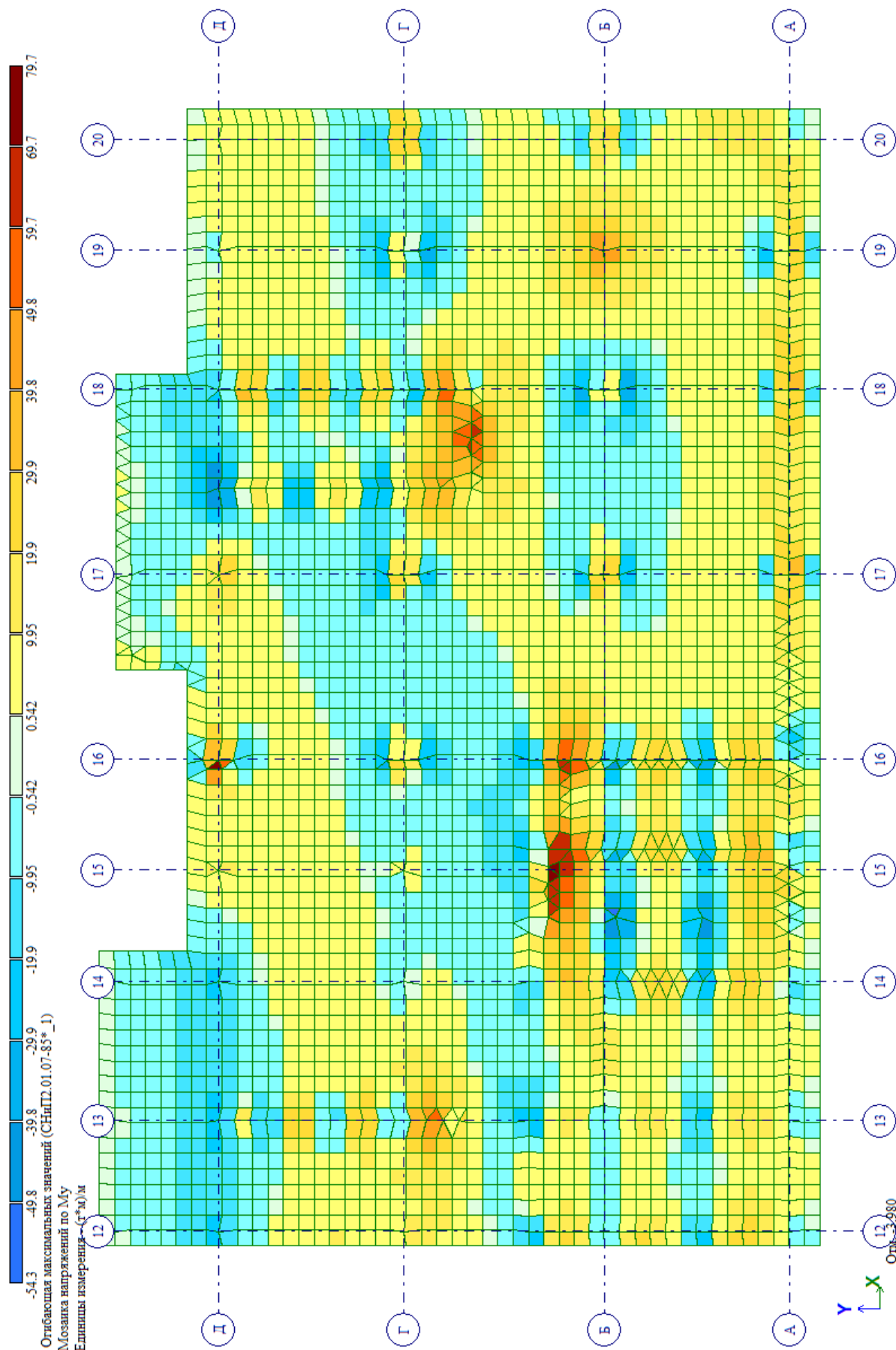
269-ЕП-2018-КР1-РР

Лист

29

3. Усилия

3.1. Усилия в фундаментной плите.



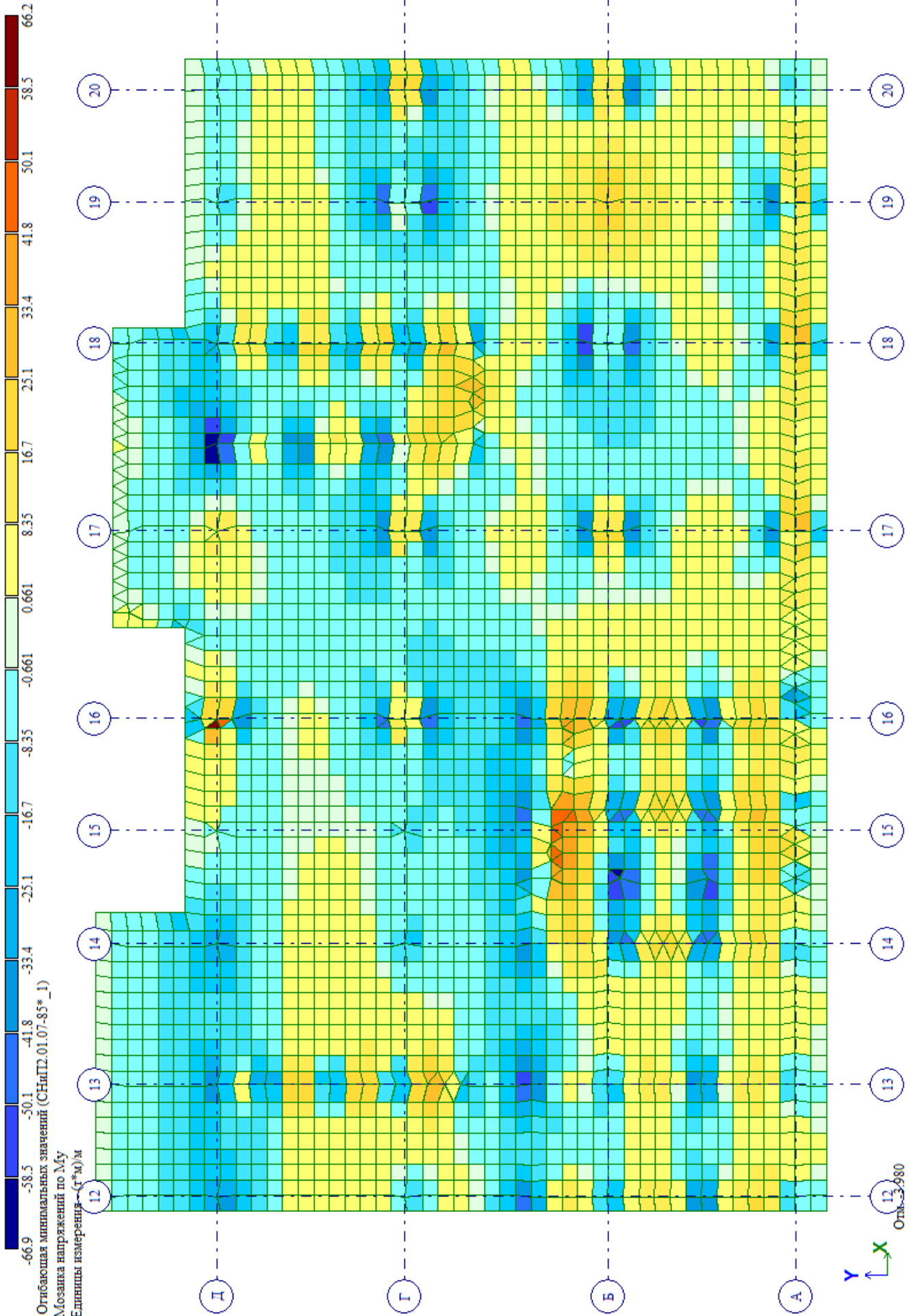
Инв. № подл.	Подпись и дата
Взам. инв. №	

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата
------	--------	------	--------	-------	------

269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

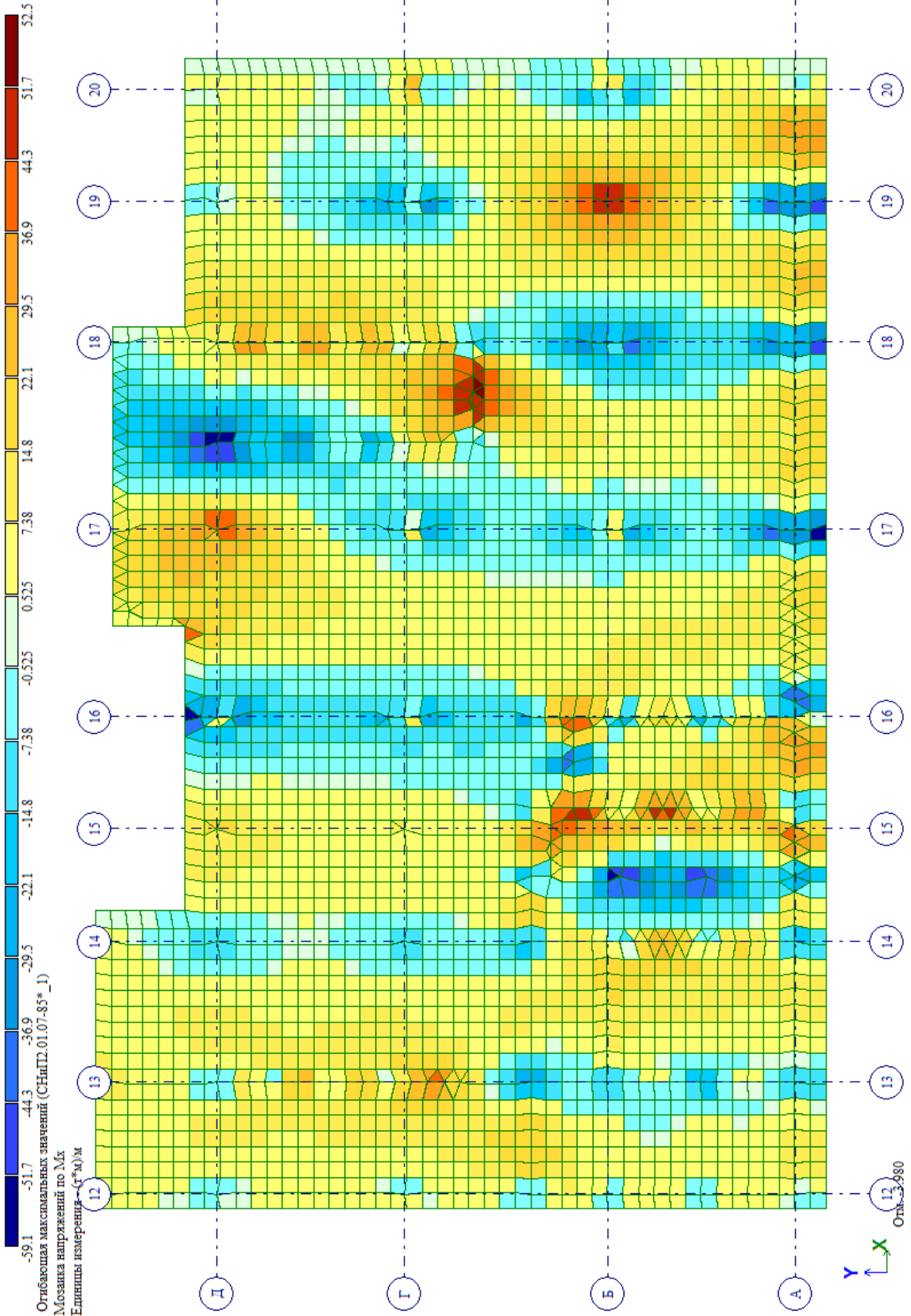
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



269-ЕП-2018-КР1-РР

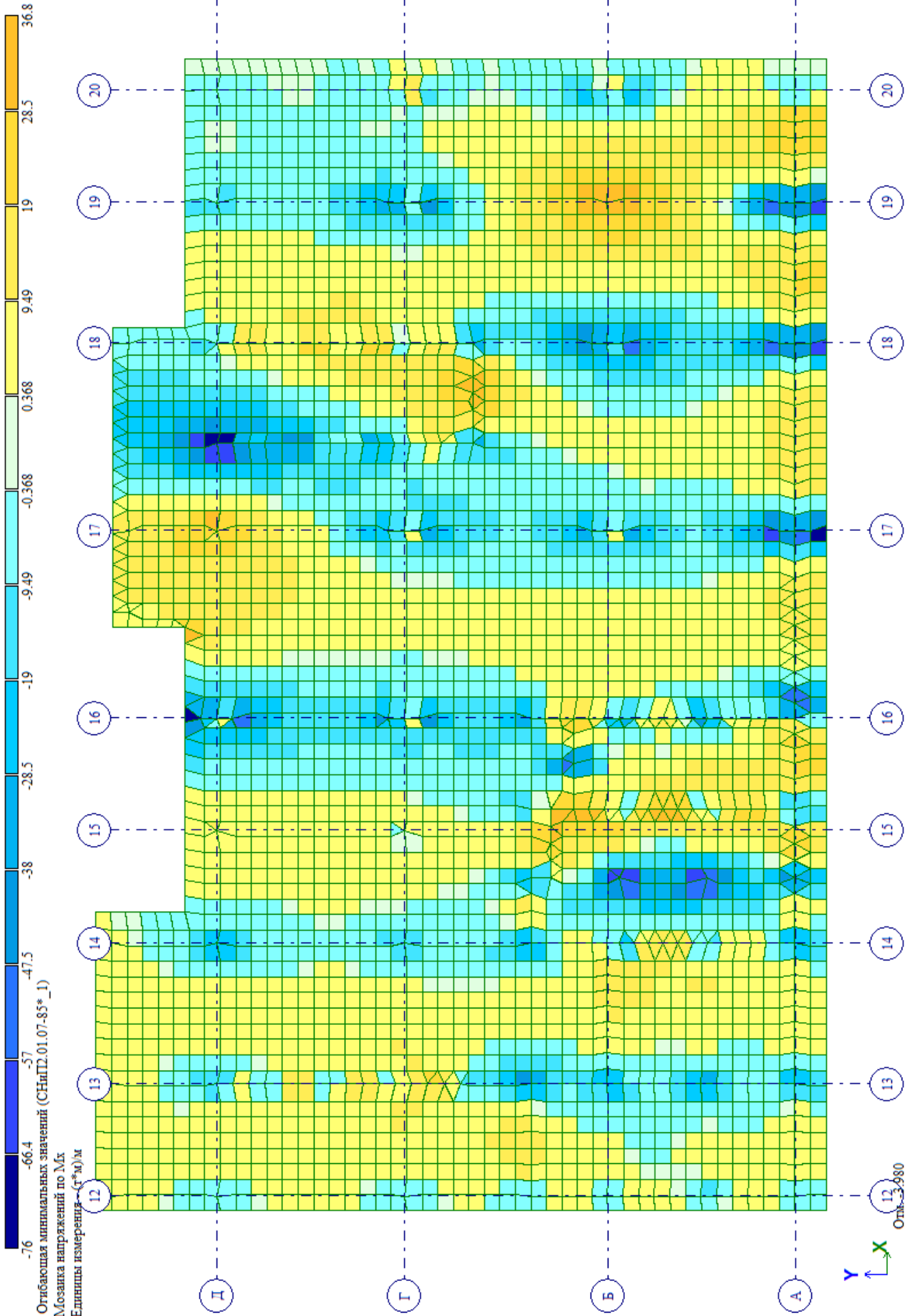
Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

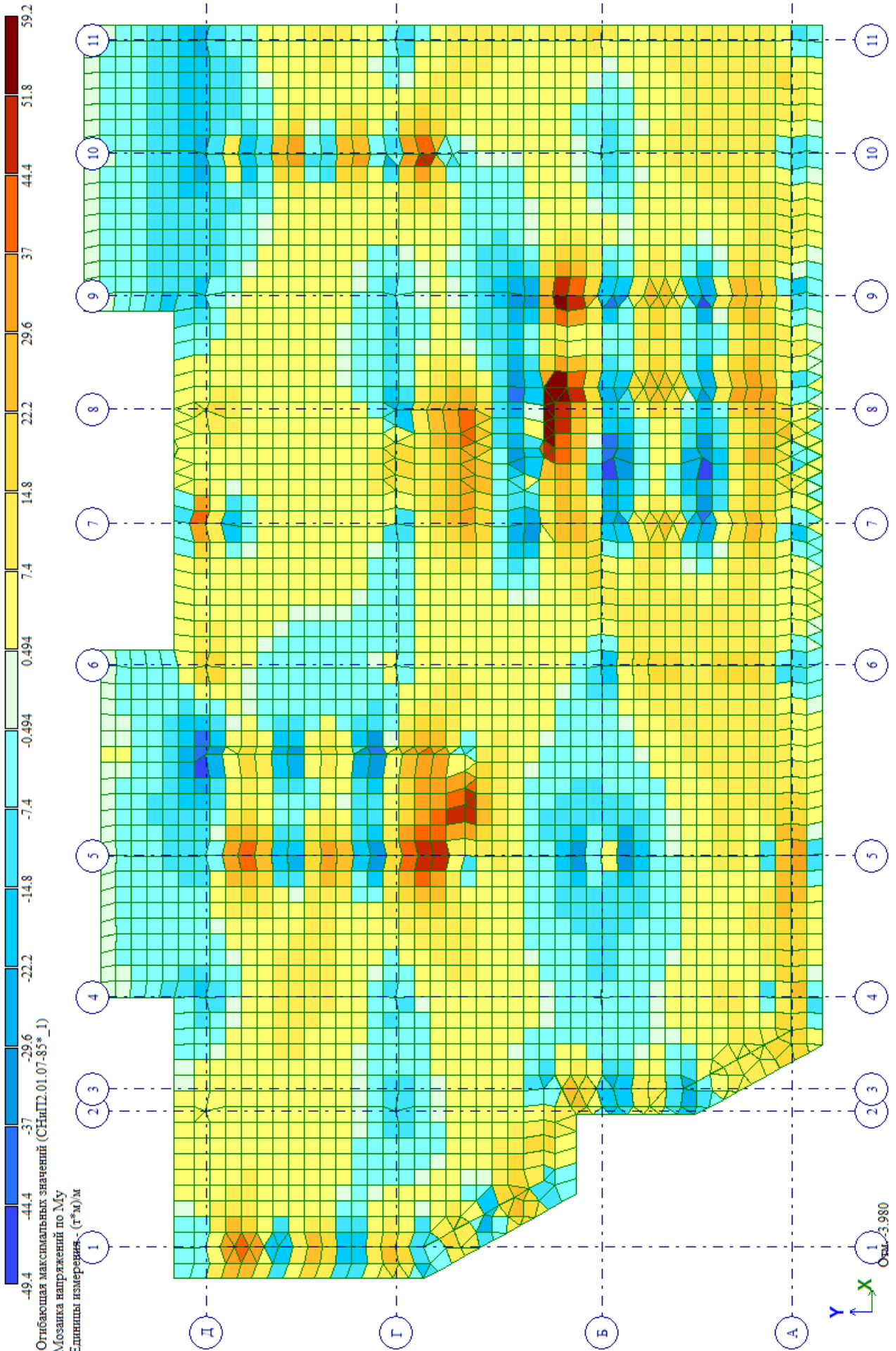
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



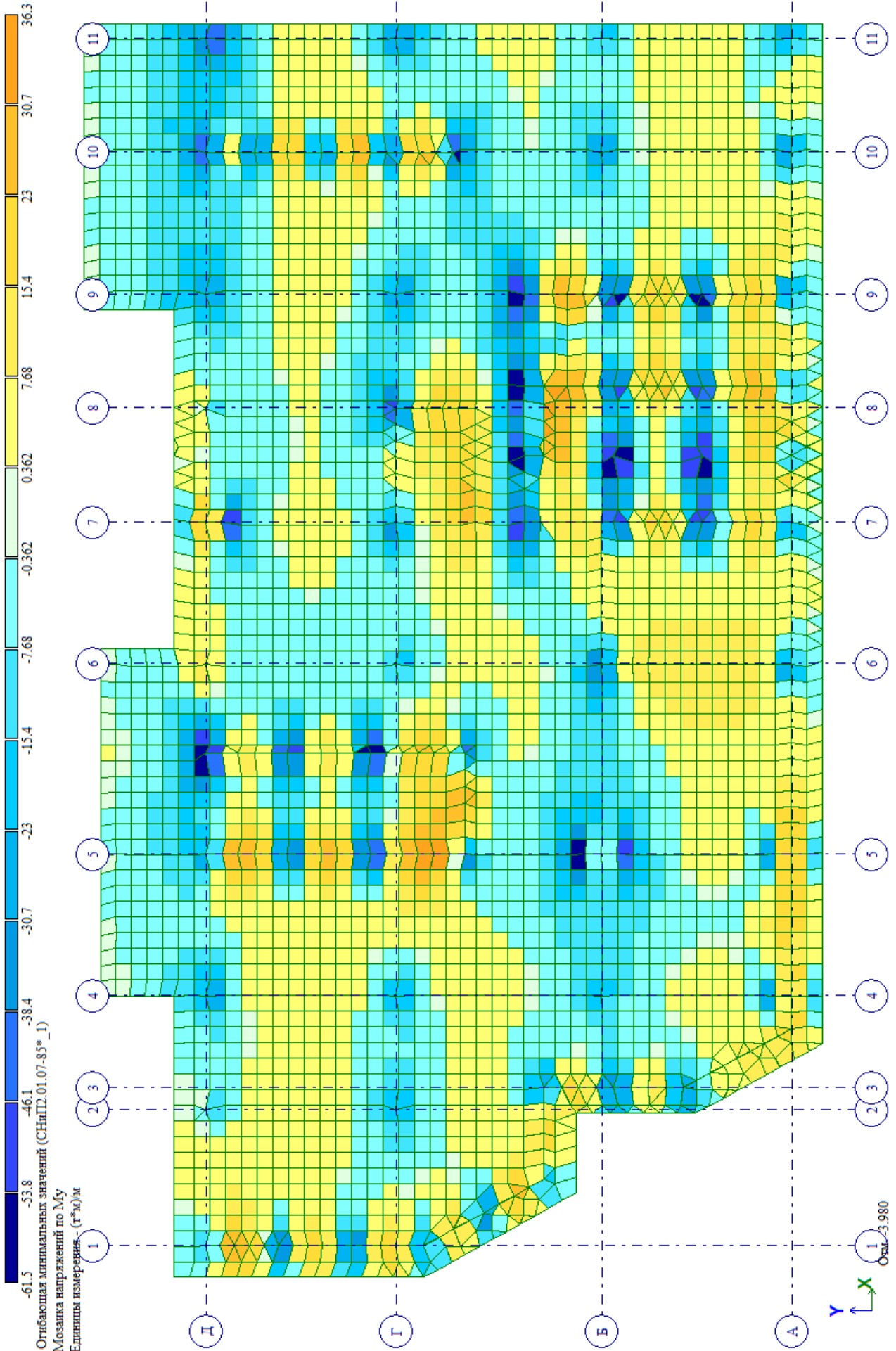
269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

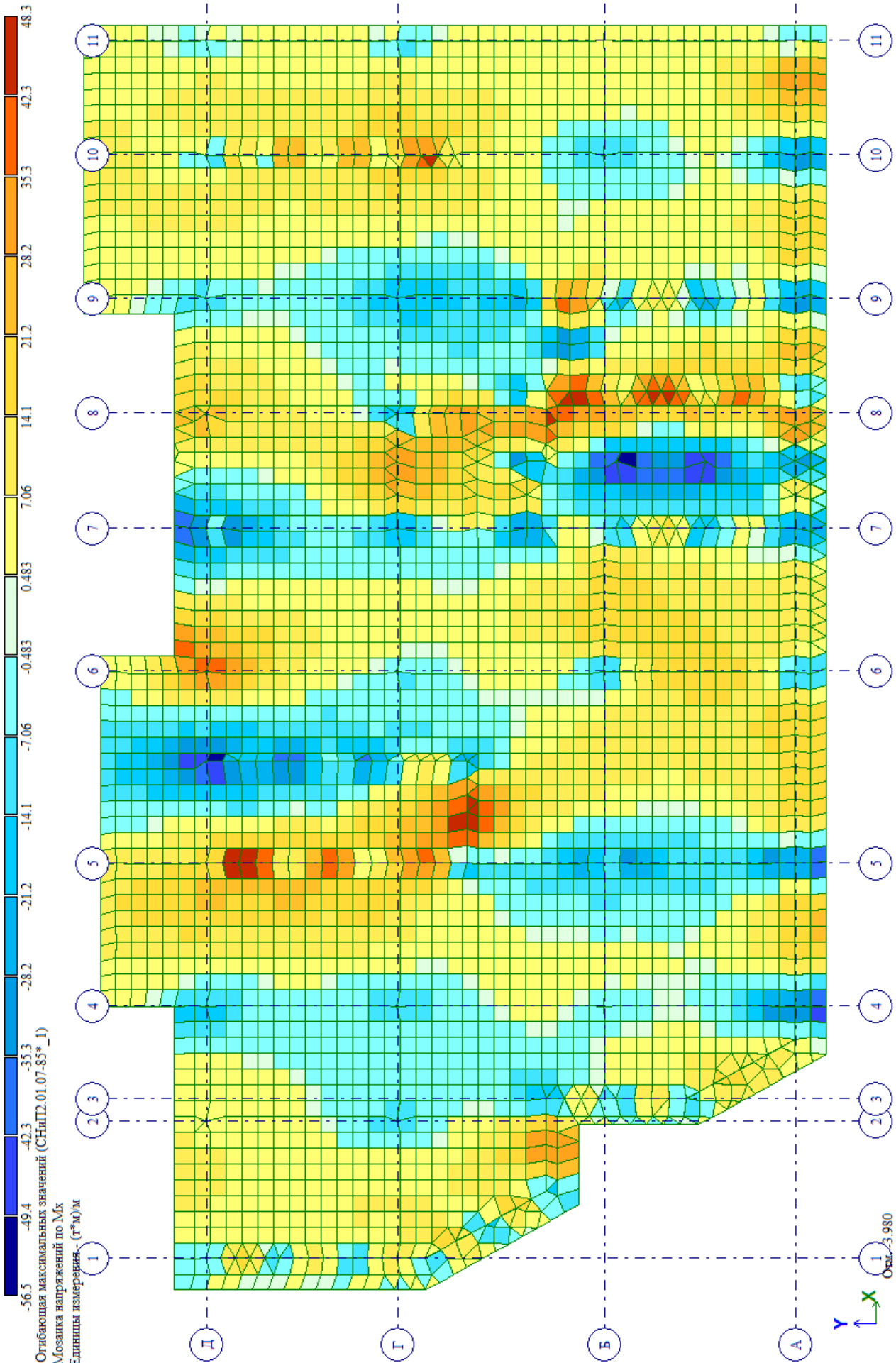
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



269-ЕП-2018-КР1-РР



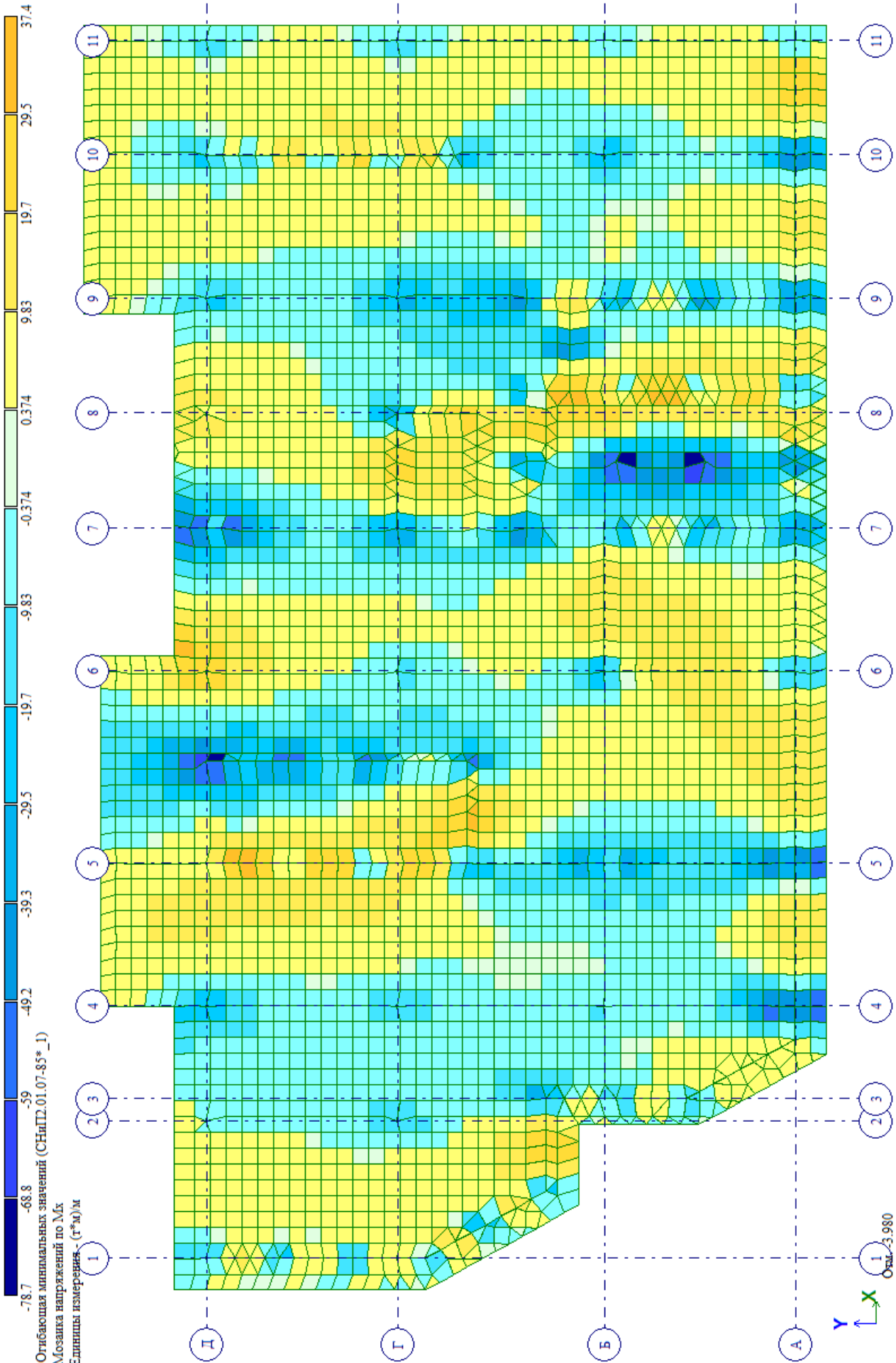
Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №



Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

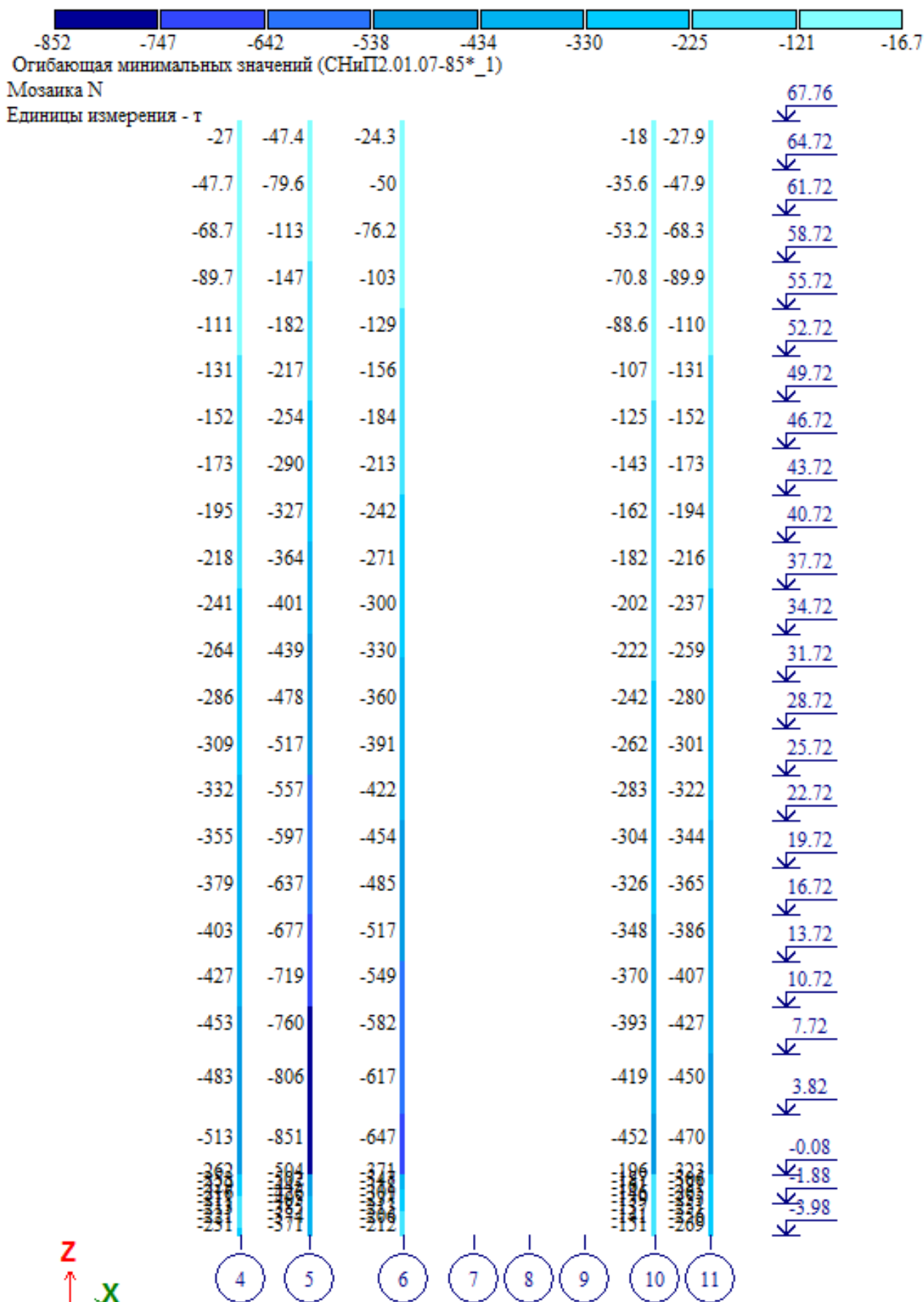


Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

3.1. Усилия в колоннах

По оси А



Изм. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №
--------------	----------------	--------------

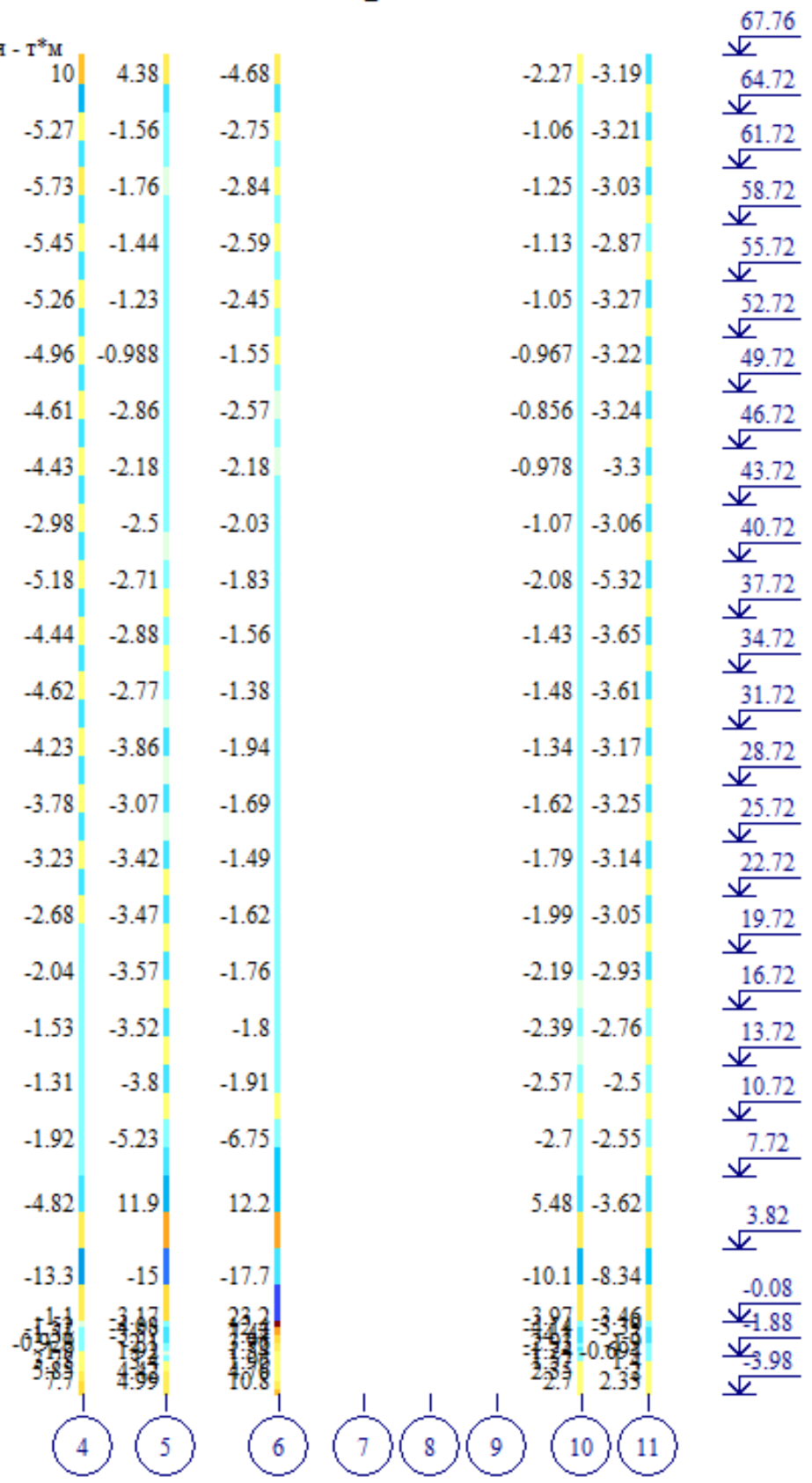
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	269-ЕП-2018-КР1-РР	Лист
							38



Огибающая минимальных значений (СНиП2.01.07-85*_1)

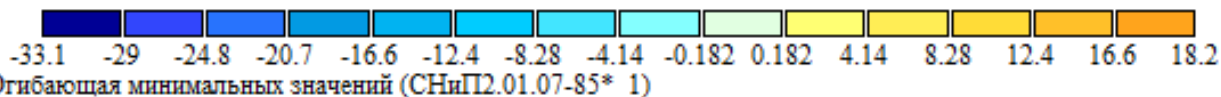
Мозаика Му

Единицы измерения - т*м



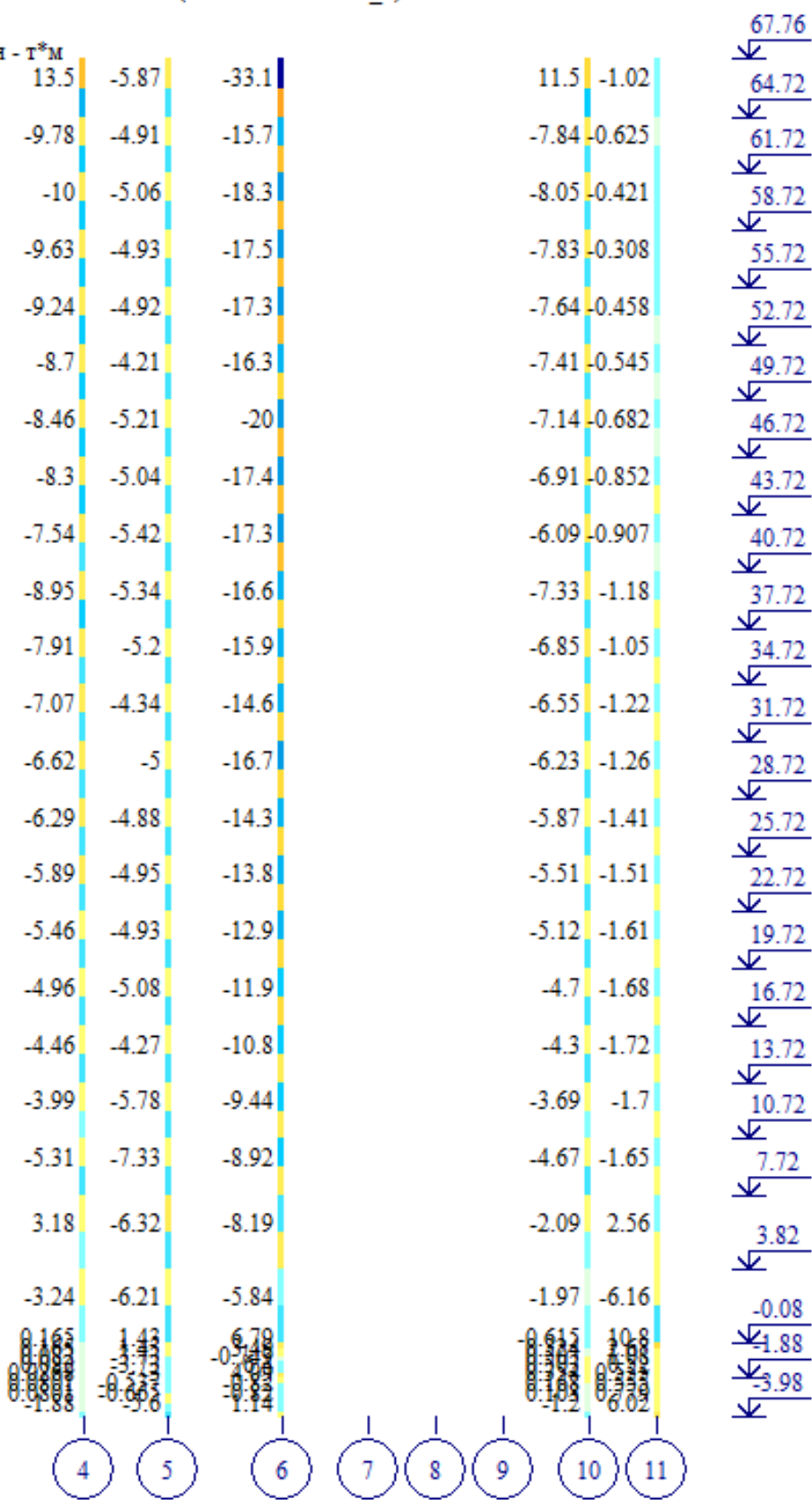
Изм. № подл. Подпись и дата. Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	269-ЕП-2018-КР1-РР



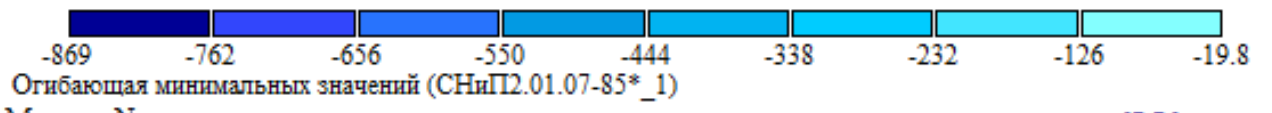
Мозаика Mz

Единицы измерения - г*м



Изм. № подл. Подпись и дата. Взам. инв. №

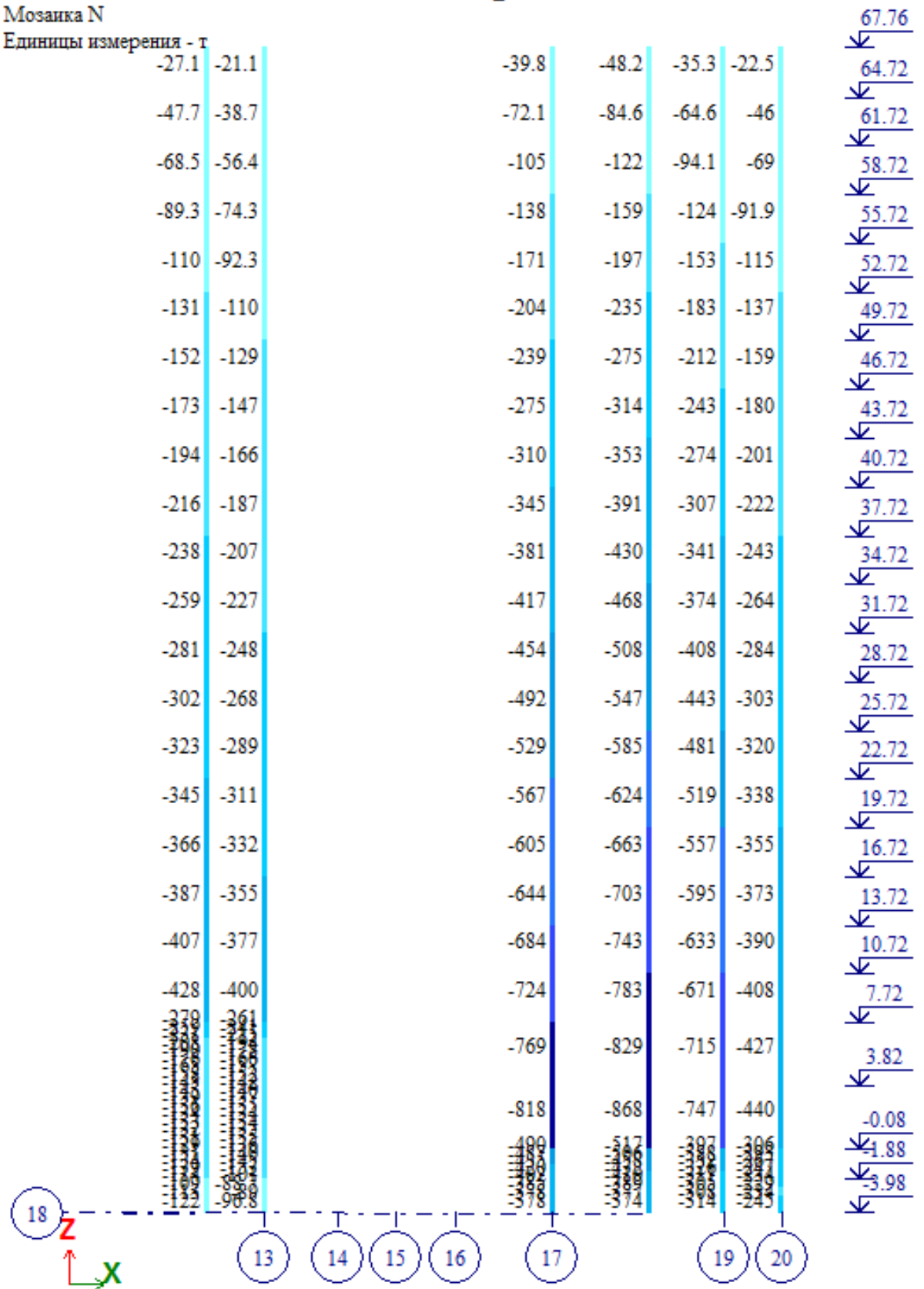
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	269-ЕП-2018-КР1-РР	Лист
							40



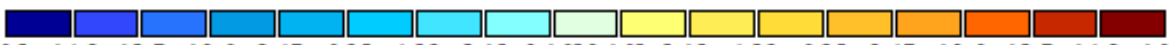
Огибающая минимальных значений (СНиП 2.01.07-85* _1)

Мозаика N

Единицы измерения - т



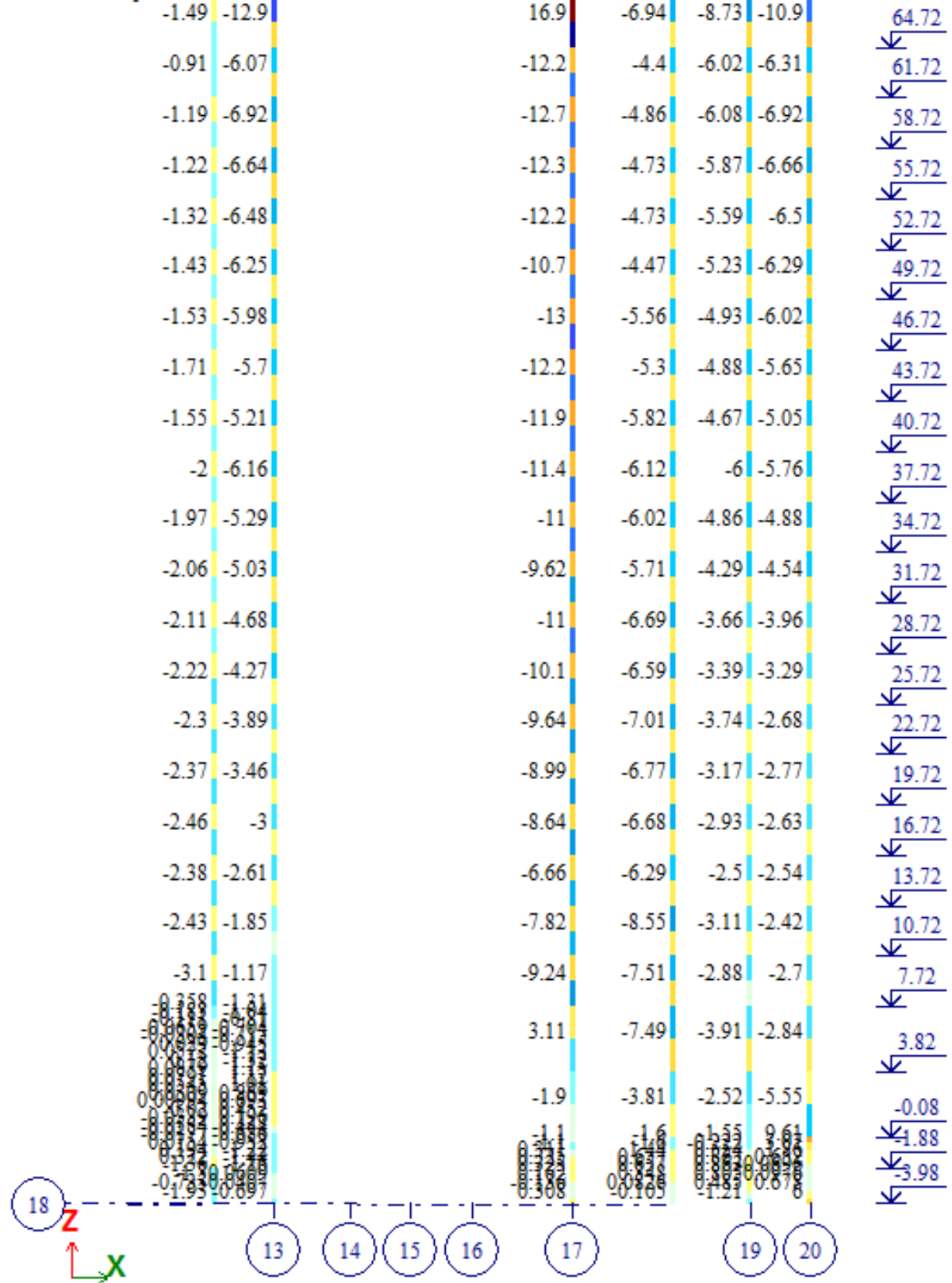
Изм. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №
--------------	----------------	--------------



-16.2 -14.8 -12.7 -10.6 -8.47 -6.35 -4.23 -2.12 -0.16 2.12 4.23 6.35 8.47 10.6 12.7 14.8 16.9
 Огибающая минимальных значений (СНиП 2.01.07-85*_1)

Мозаика Mz

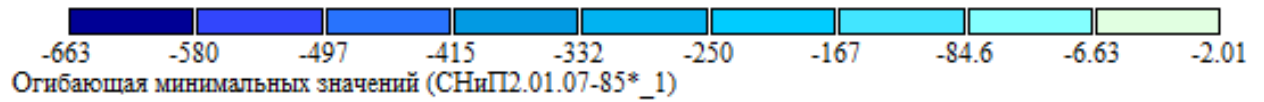
Единицы измерения - т*м



Изм. № подл. Подпись и дата. Взам. инв. №

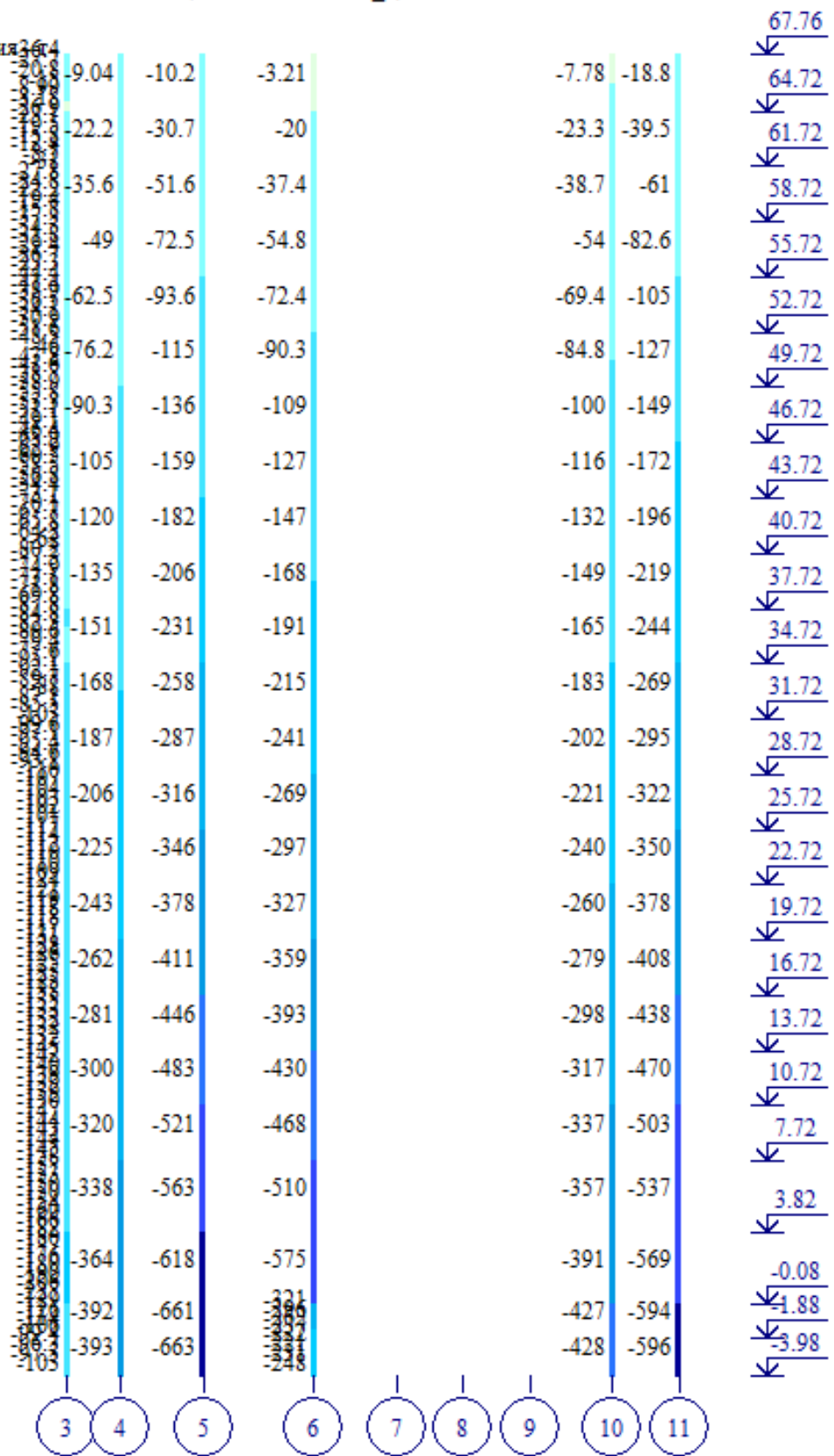
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	269-ЕП-2018-КР1-РР	Лист
							43

По оси Б



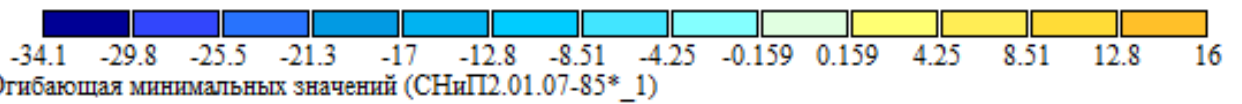
Мозаика N

Единицы измерения: м



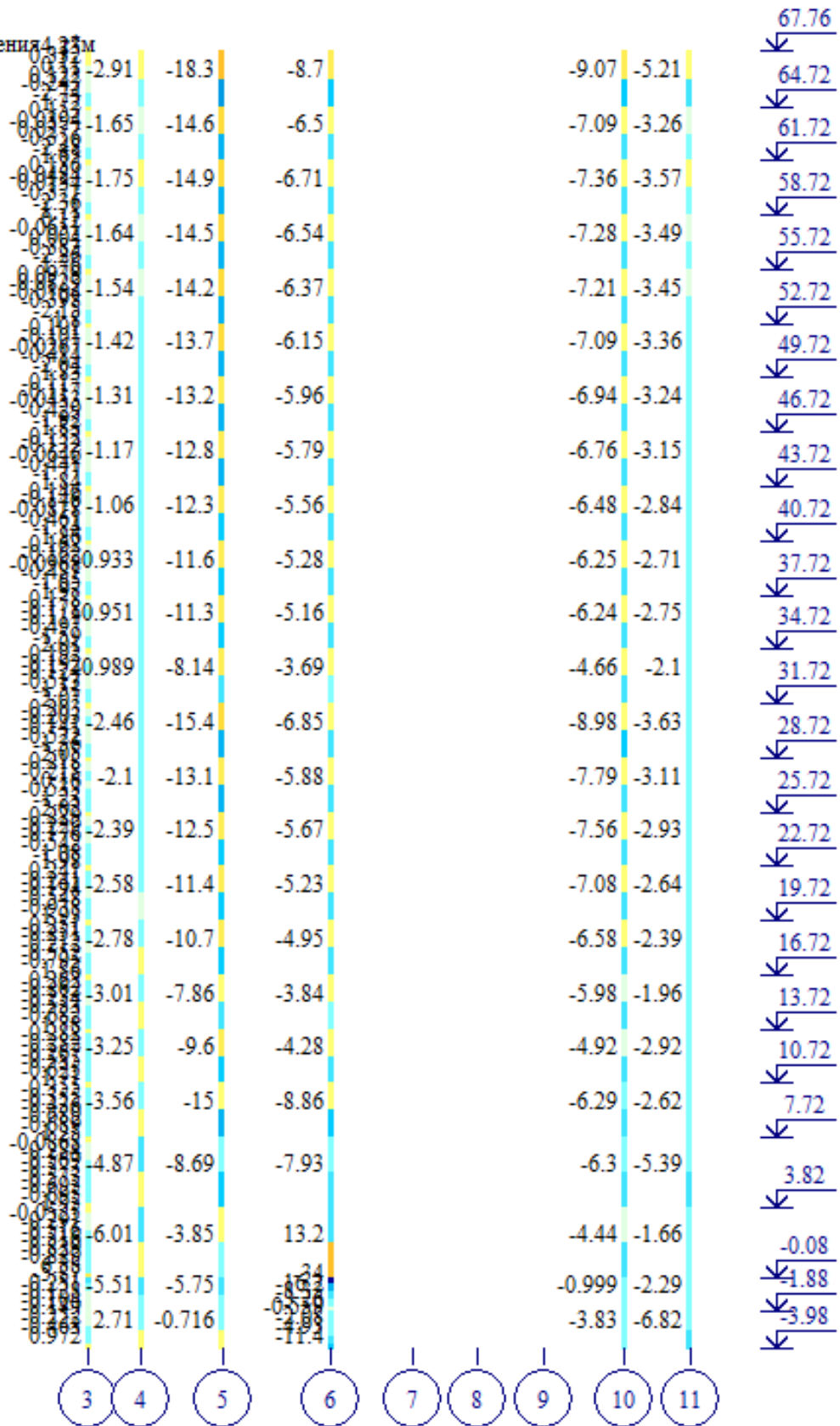
Инв. № подл.	Взам. инв. №
Подпись и дата	

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	269-ЕП-2018-КР1-РР	Лист
							44

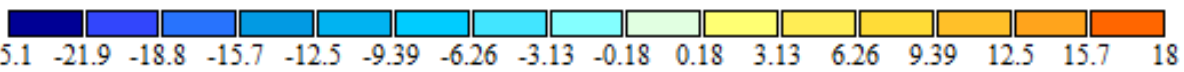


Мозаика Му

Единицы измерения м



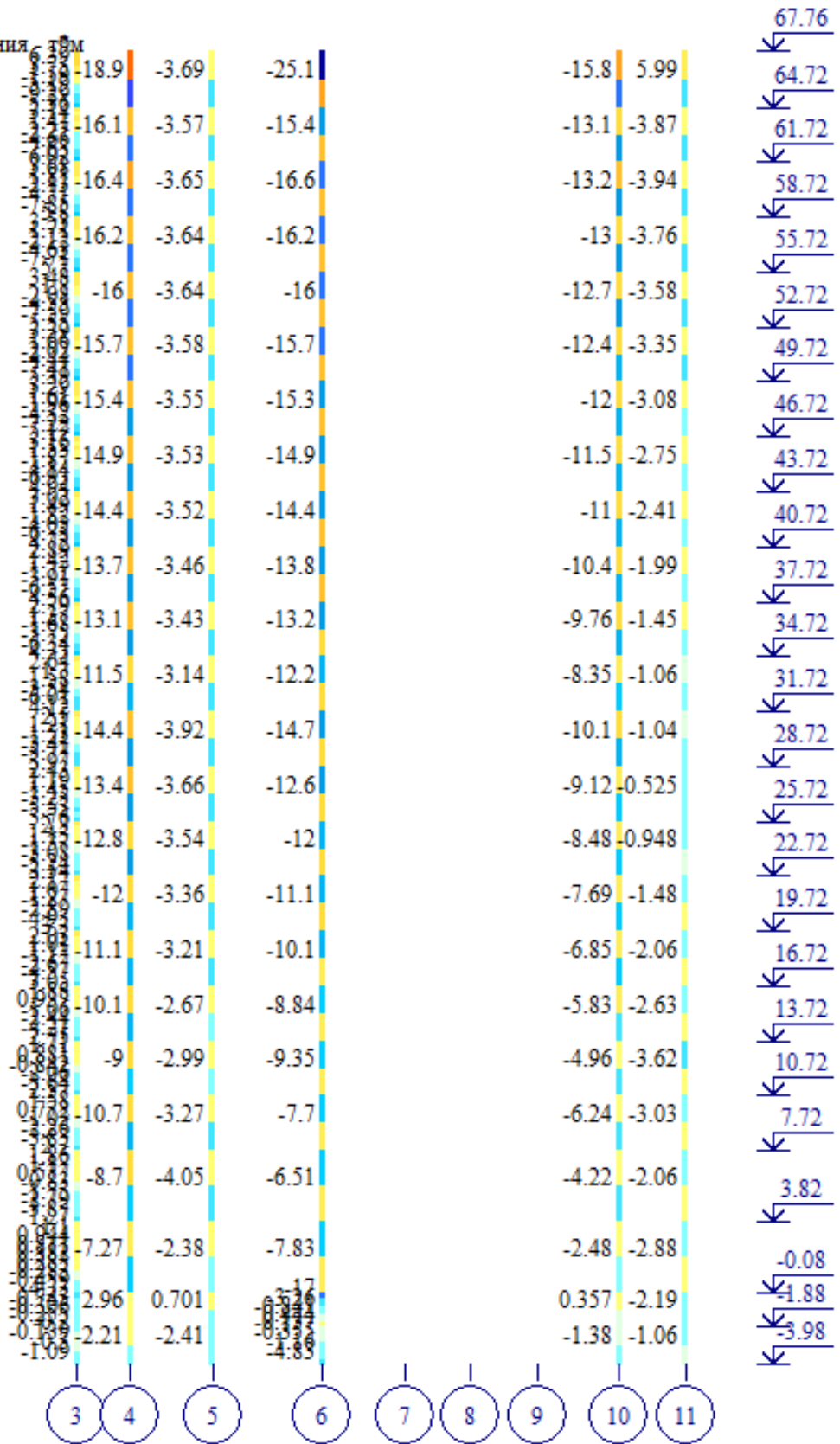
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата
Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №			



Огибающая минимальных значений (СНиП2.01.07-85*_1)

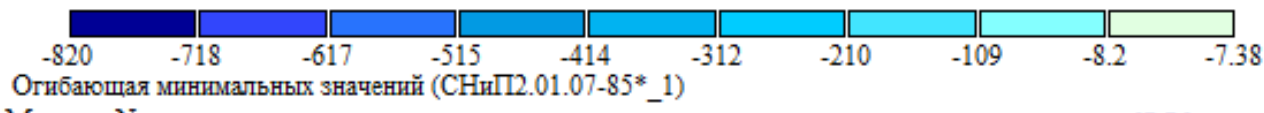
Мозаика Mz

Единицы измерения м



Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

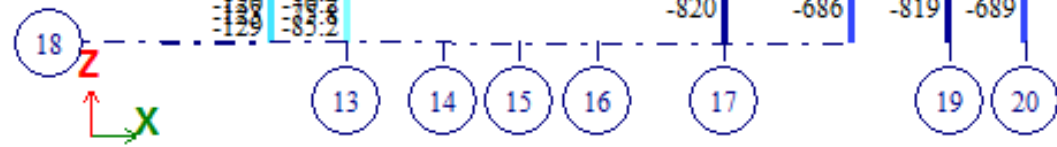
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	269-ЕП-2018-КР1-РР	Лист
							46



Мозаика N

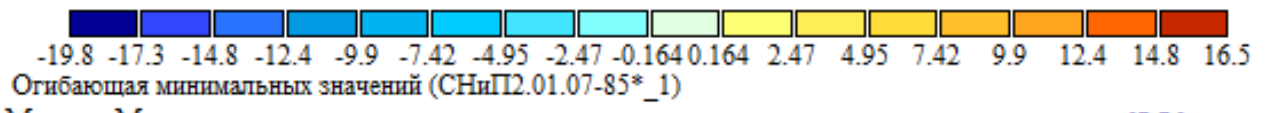
Единицы измерения - т

-21.9	-11	-8.72	-19.2	-23	-24.9	67.76
-44.3	-28.1	-34.4	-42.5	-53.8	-53.9	64.72
-67.3	-45.2	-60	-66.1	-85	-82.8	61.72
-90.5	-62.3	-85.8	-89.5	-116	-112	58.72
-114	-79.6	-112	-113	-148	-141	55.72
-138	-97.2	-139	-136	-180	-169	52.72
-162	-115	-166	-159	-214	-198	49.72
-186	-133	-194	-182	-247	-227	46.72
-211	-152	-224	-206	-282	-255	43.72
-237	-172	-257	-229	-319	-283	40.72
-263	-192	-290	-254	-356	-312	37.72
-289	-214	-324	-280	-393	-340	34.72
-317	-238	-359	-307	-431	-368	31.72
-346	-262	-395	-336	-468	-396	28.72
-375	-287	-434	-365	-505	-425	25.72
-405	-313	-474	-395	-540	-454	22.72
-436	-340	-515	-426	-575	-486	19.72
-467	-367	-556	-459	-610	-517	16.72
-500	-396	-600	-493	-646	-548	13.72
-533	-427	-644	-528	-682	-579	10.72
-567	-459	-691	-567	-718	-614	7.72
-602	-492	-740	-608	-755	-649	3.82
-637	-526	-791	-651	-793	-684	-0.08
-673	-561	-844	-696	-832	-719	-1.88
-710	-597	-900	-743	-872	-754	-3.98



Изм. № подл. Подпись и дата. Взам. инв. №

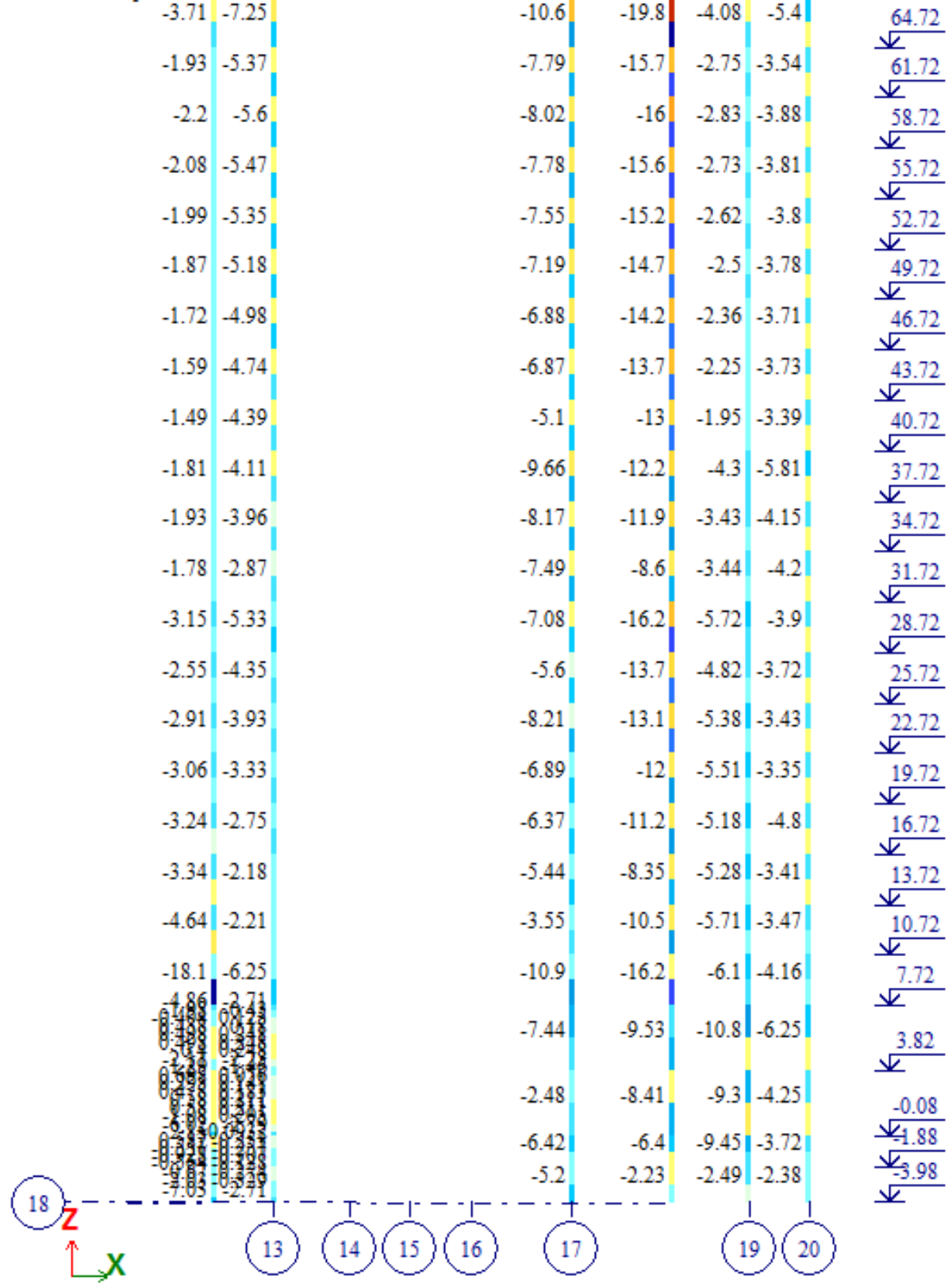
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	269-ЕП-2018-КР1-РР



Огибающая минимальных значений (СНиП2.01.07-85*_1)

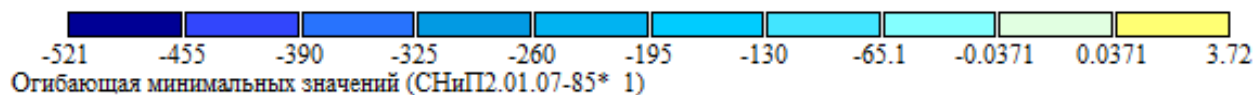
Мозаика Му

Единицы измерения - т*м



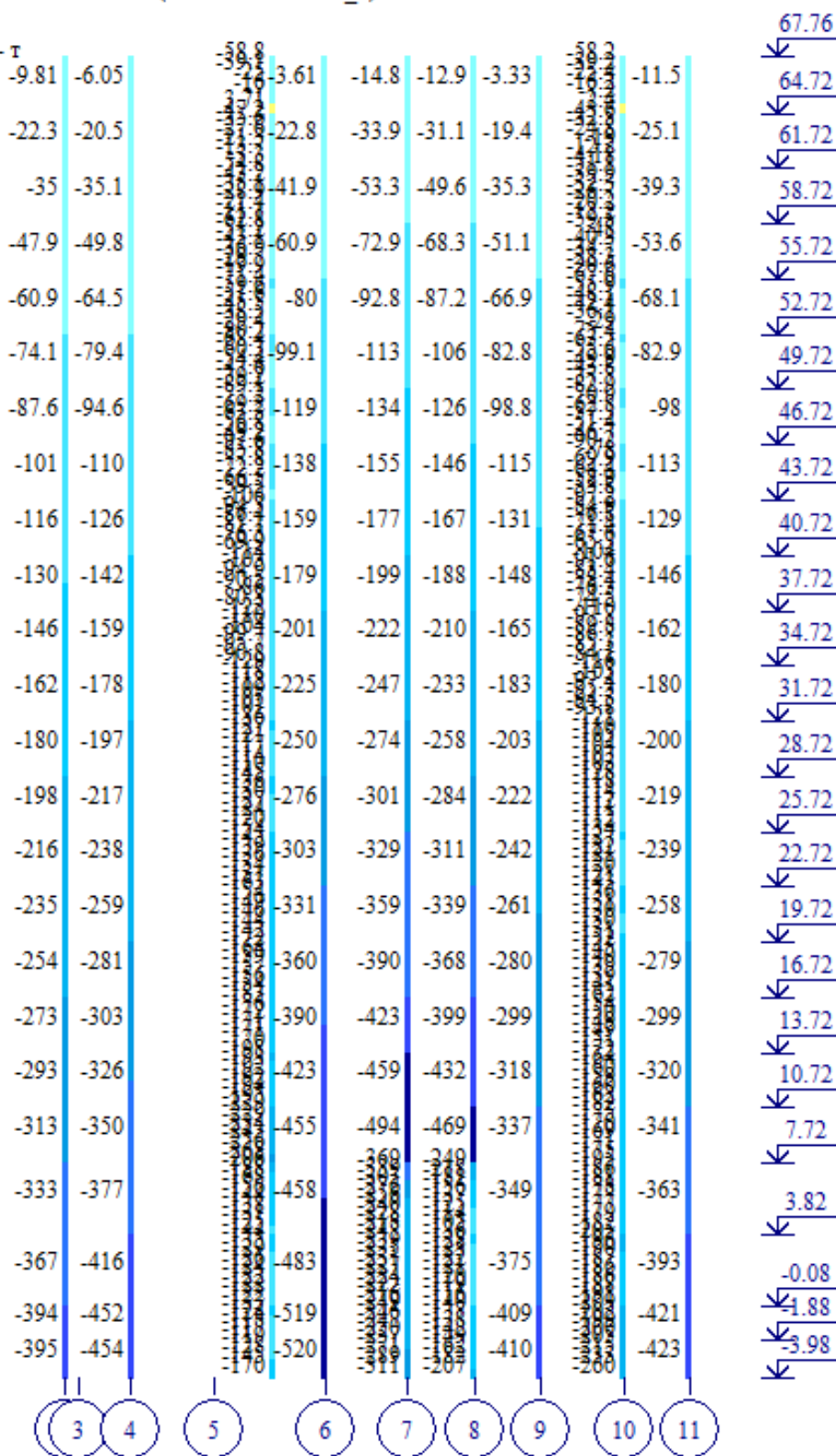
Изм. № подл.	Взам. инв. №
Подпись и дата	Подпись и дата

По оси Г



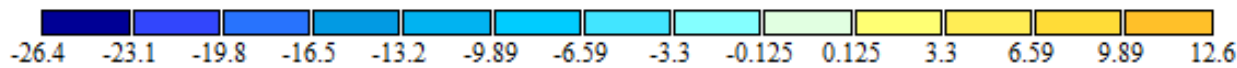
Мозаика N

Единицы измерения - т



Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

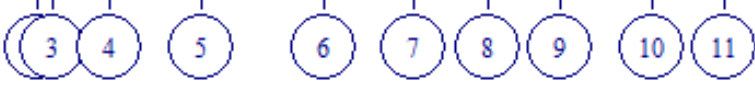
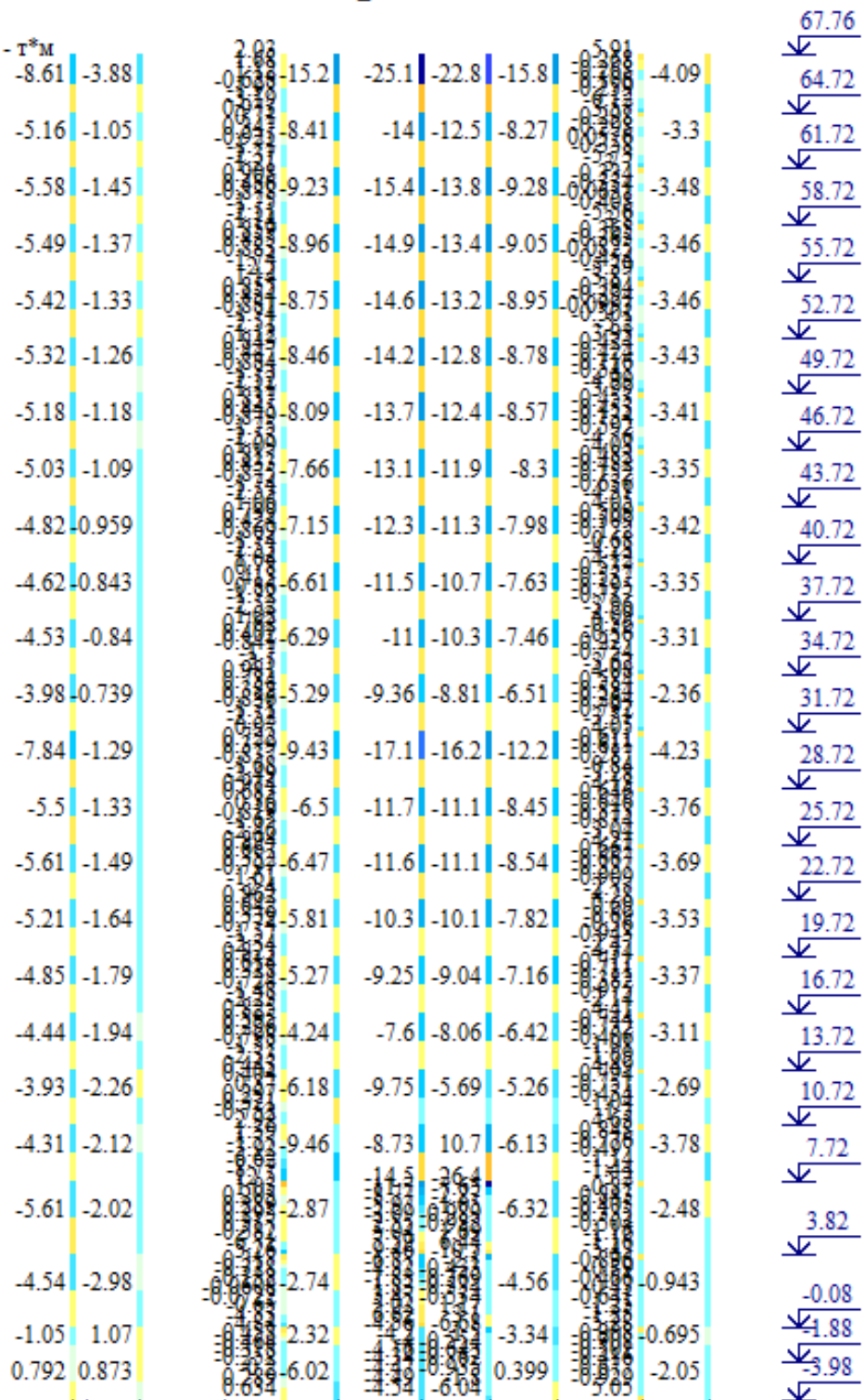
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



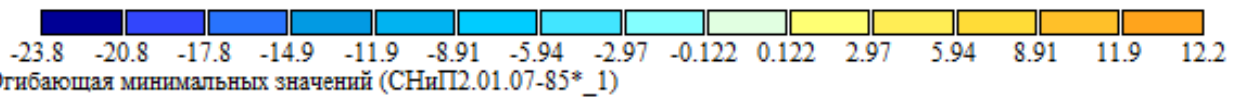
Огибающая минимальных значений (СНиП2.01.07-85*₁)

Мозаика Mu

Единицы измерения - т*м

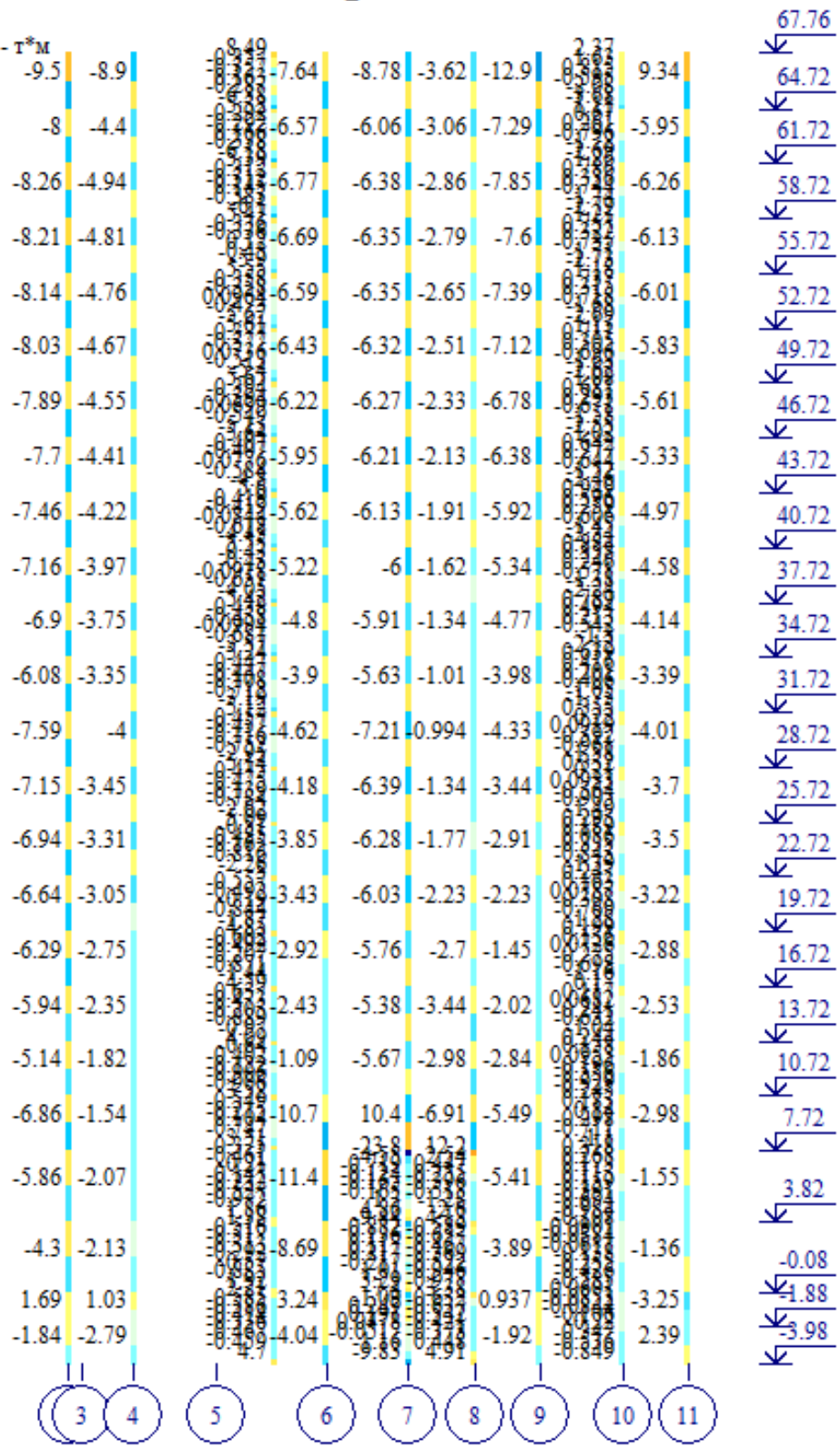


Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

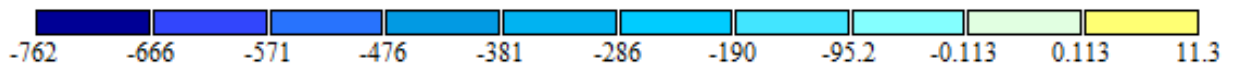


Мозаика Mz

Единицы измерения - т*м



Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата
Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №			



Огибающая минимальных значений (СНиП 2.01.07-85*_1)

Мозаика N

Единицы измерения - т

-10.5	-3.12	-10.8	-15.4	-5.78	-15.3	-22.3	67.76
-23.6	-18	-28.7	-36.4	-30.5	-36.5	-50.3	64.72
-37.3	-32.6	-46.7	-57.9	-55.5	-57.7	-78.9	61.72
-51	-47.2	-64.7	-79.5	-80.7	-78.9	-108	58.72
-64.9	-61.8	-82.8	-101	-106	-100	-137	55.72
-78.9	-76.5	-101	-123	-132	-121	-166	52.72
-93.3	-91.4	-120	-146	-160	-143	-195	49.72
-108	-107	-138	-168	-188	-164	-226	46.72
-123	-122	-157	-192	-218	-186	-256	43.72
-139	-138	-176	-215	-251	-206	-288	40.72
-155	-155	-196	-239	-284	-229	-320	37.72
-172	-172	-216	-265	-318	-253	-352	34.72
-191	-192	-237	-292	-353	-280	-382	31.72
-209	-211	-258	-321	-390	-307	-414	28.72
-228	-231	-279	-350	-430	-334	-447	25.72
-247	-251	-301	-381	-472	-362	-480	22.72
-266	-272	-322	-413	-514	-391	-513	19.72
-286	-294	-343	-447	-557	-422	-545	16.72
-306	-316	-363	-485	-602	-456	-576	13.72
-326	-339	-384	-522	-648	-490	-608	10.72
-338	-363	-406	-566	-665	-529	-642	7.72
-357	-398	-441	-625	-706	-587	-677	3.82
-376	-436	-478	-684	-759	-645	-709	-0.08
-377	-438	-479	-686	-761	-647	-711	-1.88
							-3.98

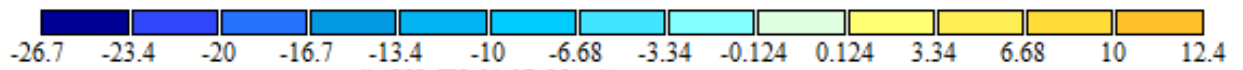


Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

Изм. № подл.

Подпись и дата

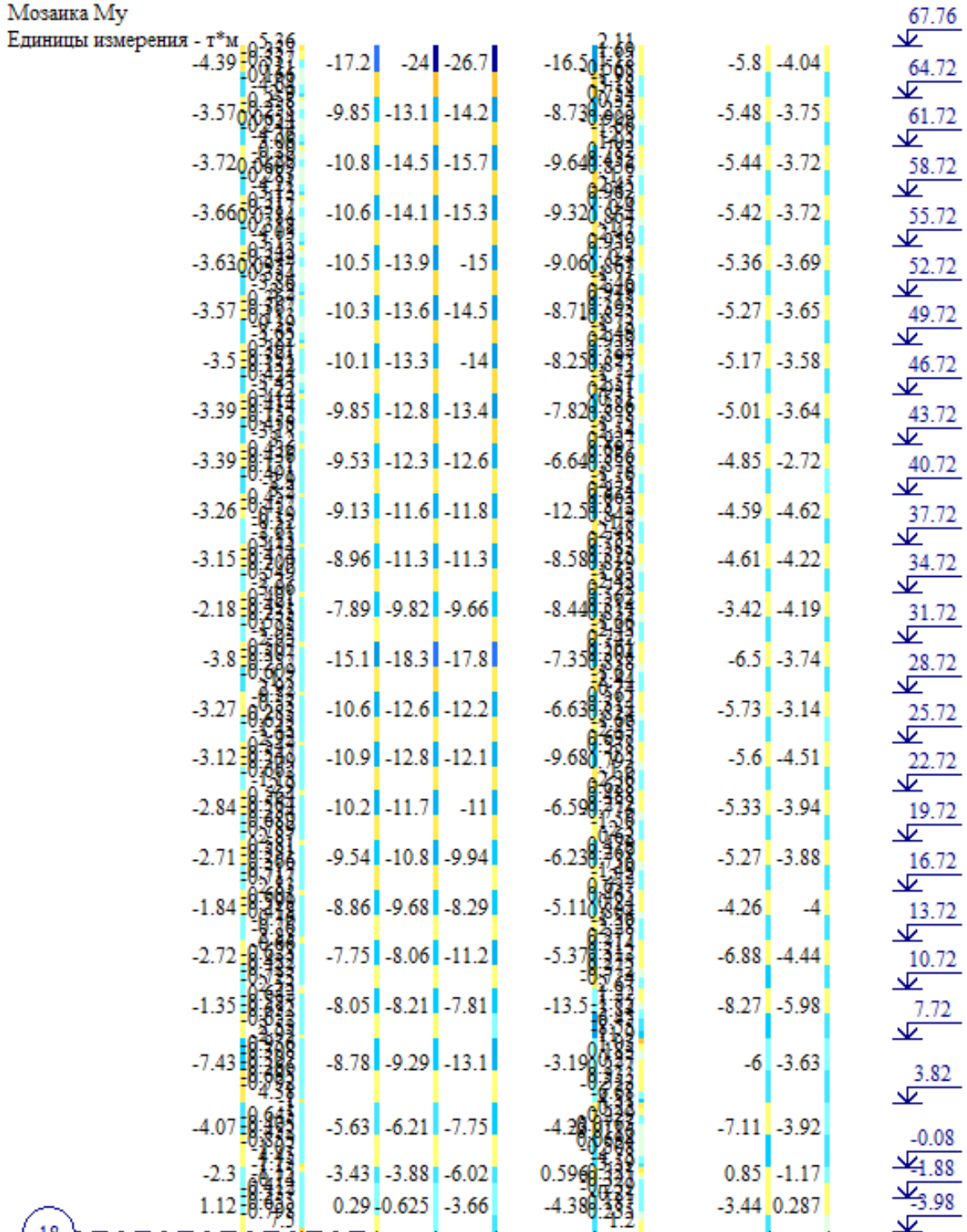
Взам. инв. №



Огибающая минимальных значений (СНиП2.01.07-85*_1)

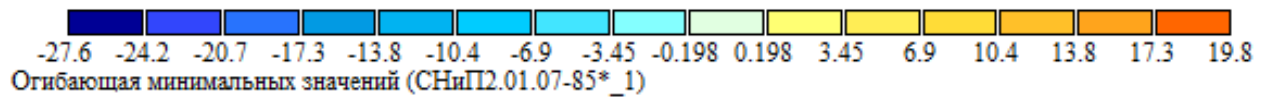
Мозаика Му

Единицы измерения - т*м



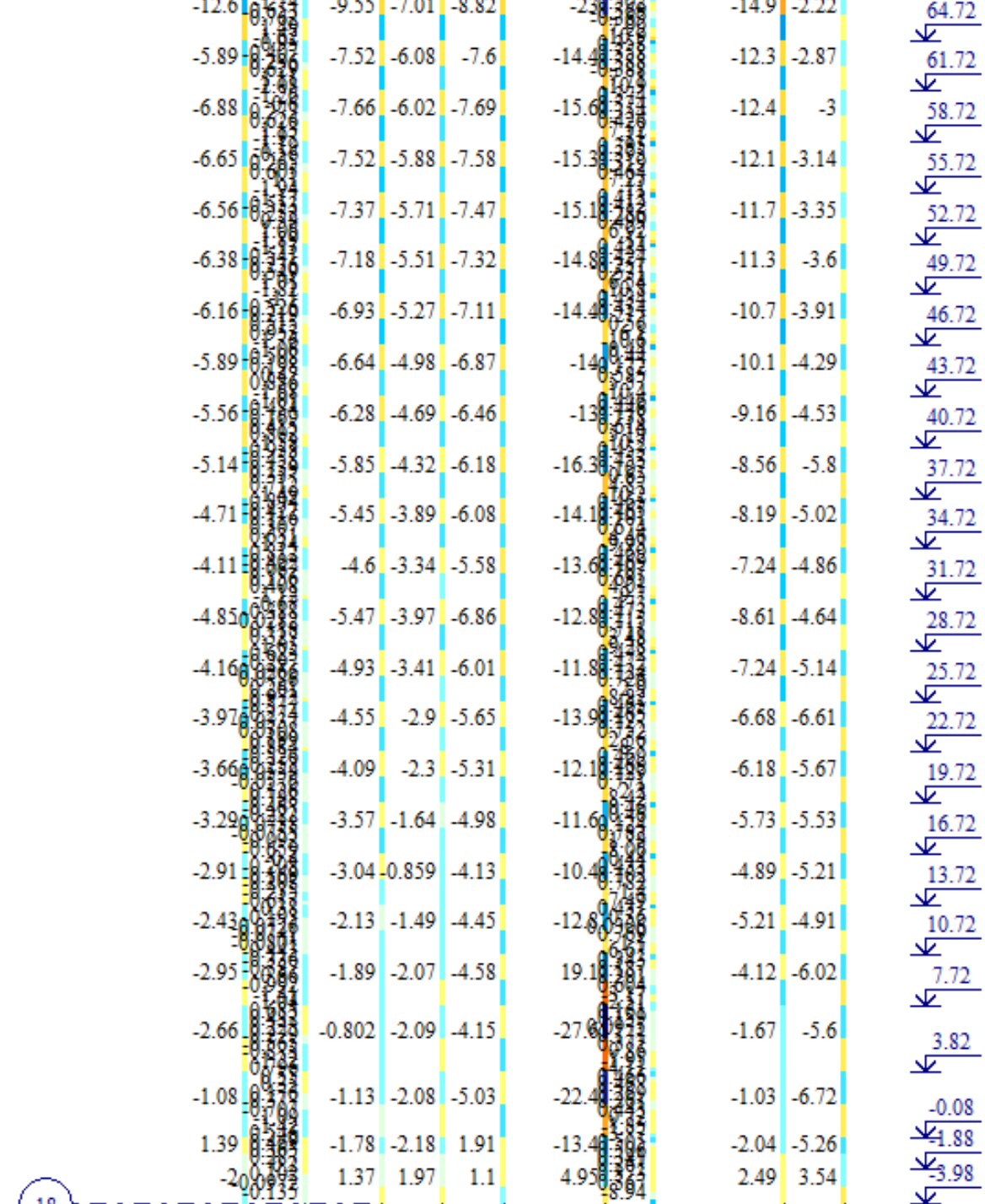
Взам. инв. №	
Подпись и дата	
Инв. № подл.	

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	269-ЕП-2018-КР1-РР	Лист
							54



Мозаика Mz

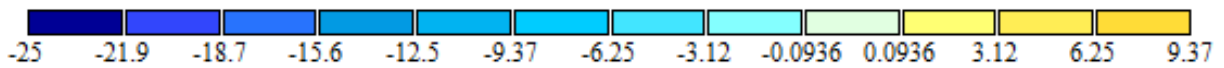
Единицы измерения - т*м



Взам. инв. №	
Подпись и дата	
Инв. № подл.	

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата
------	--------	------	--------	-------	------

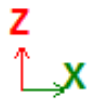
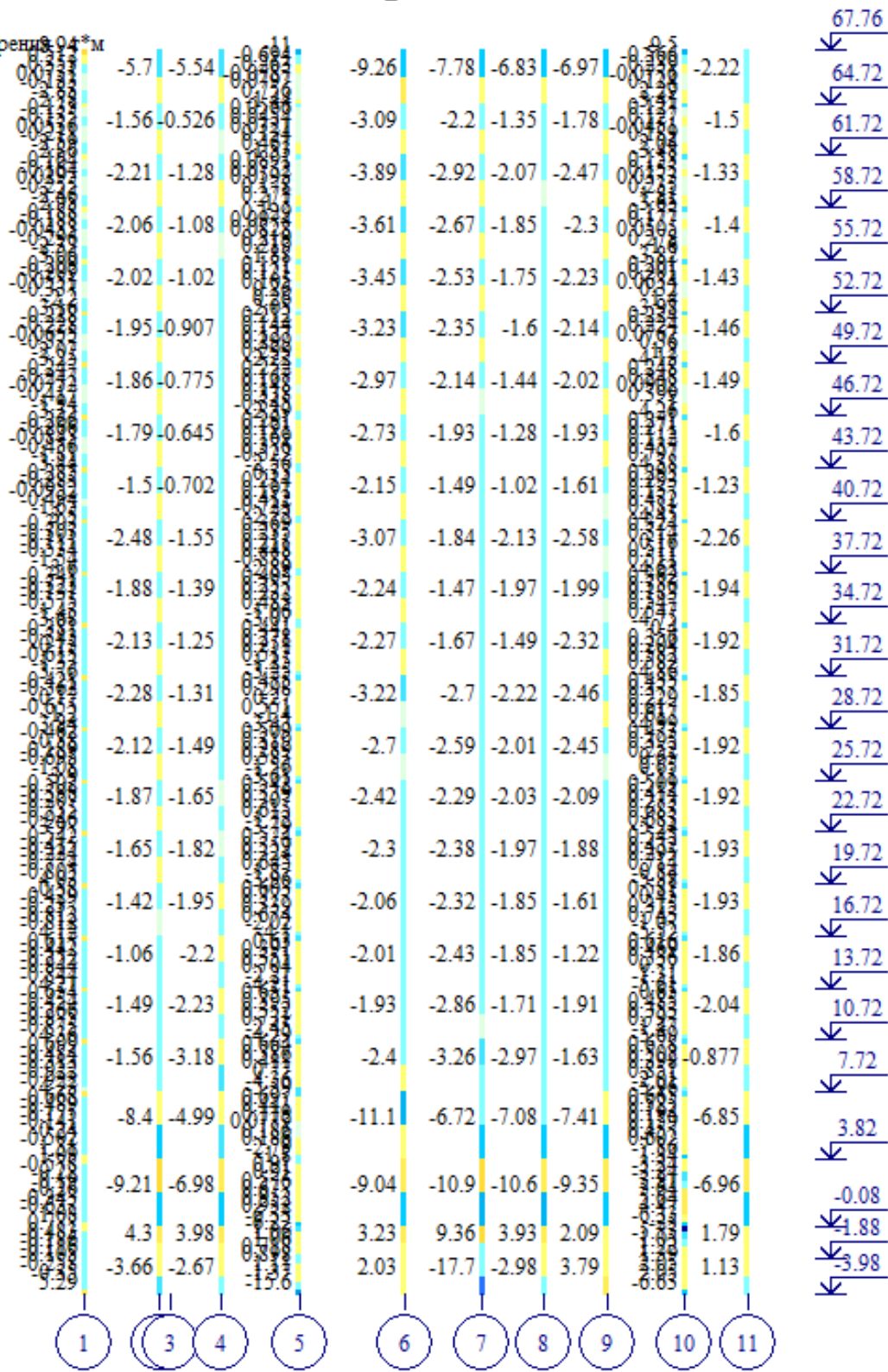
269-ЕП-2018-КР1-РР



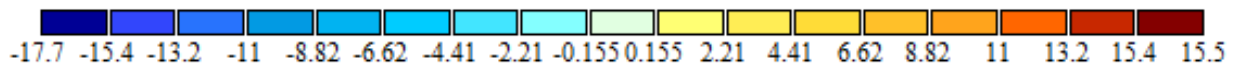
Огибающая минимальных значений (СНиП2.01.07-85*_1)

Мозаика Му

Единицы измерения *м



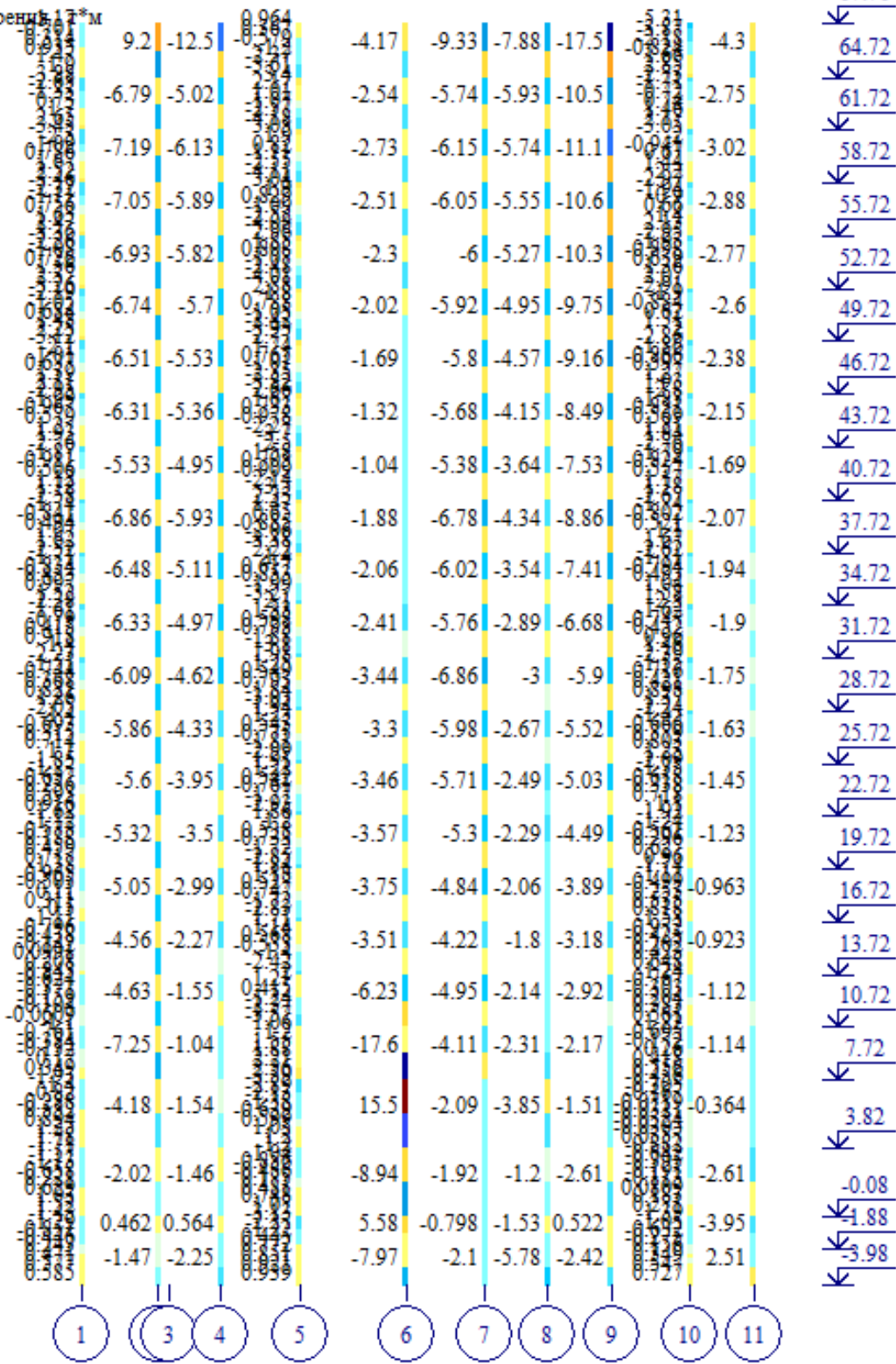
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата
Инд. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №			



Огибающая минимальных значений (СНиП2.01.07-85*_1)

Мозаика Mz

Единицы измерения: м



Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

Изм. № подл.

Подпись и дата

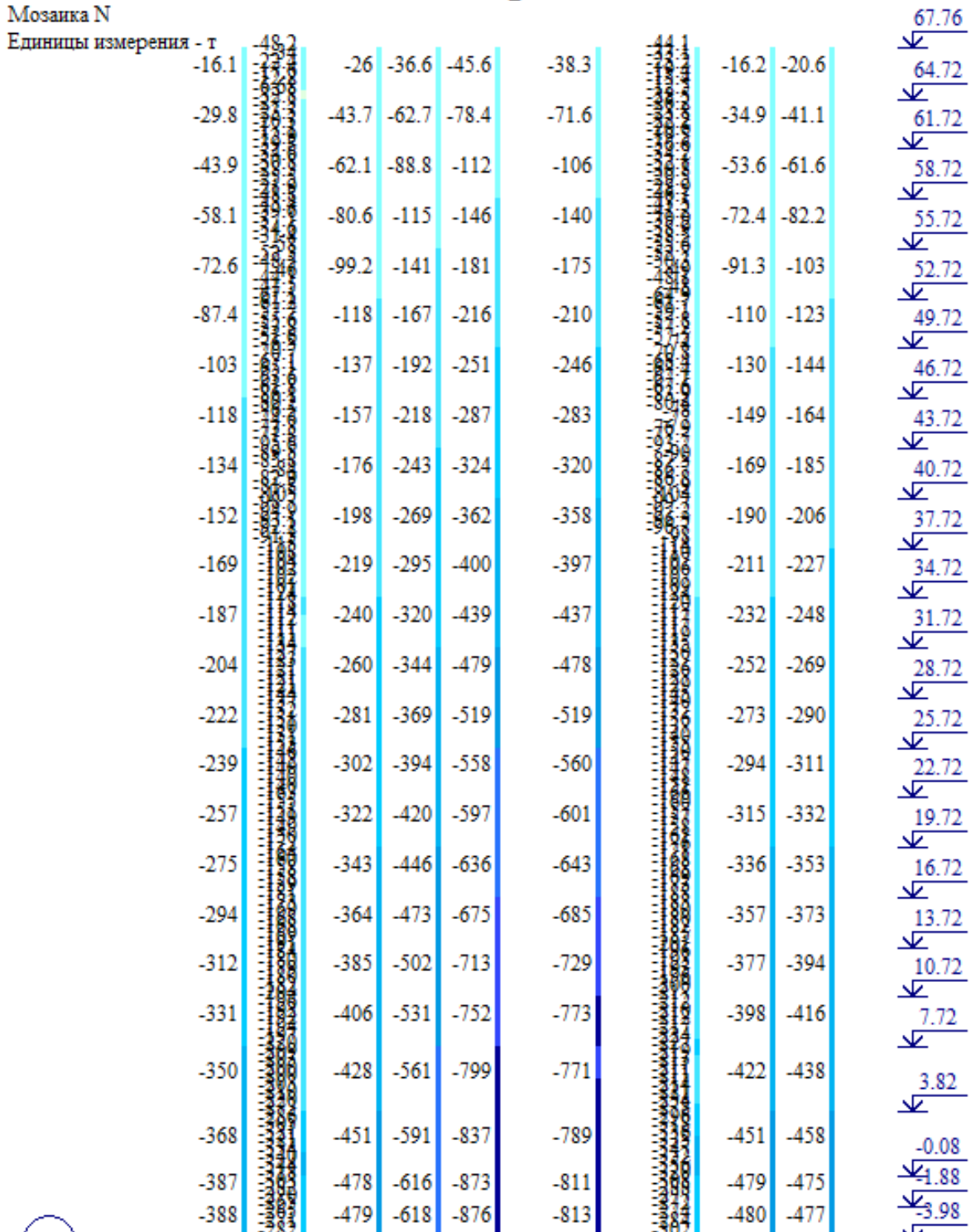
Взам. инв. №



Огибающая минимальных значений (СНиП 2.01.07-85*_1)

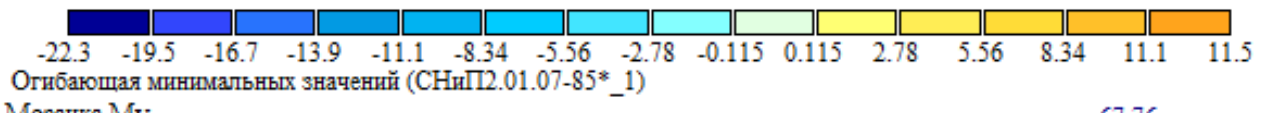
Мозаика N

Единицы измерения - т



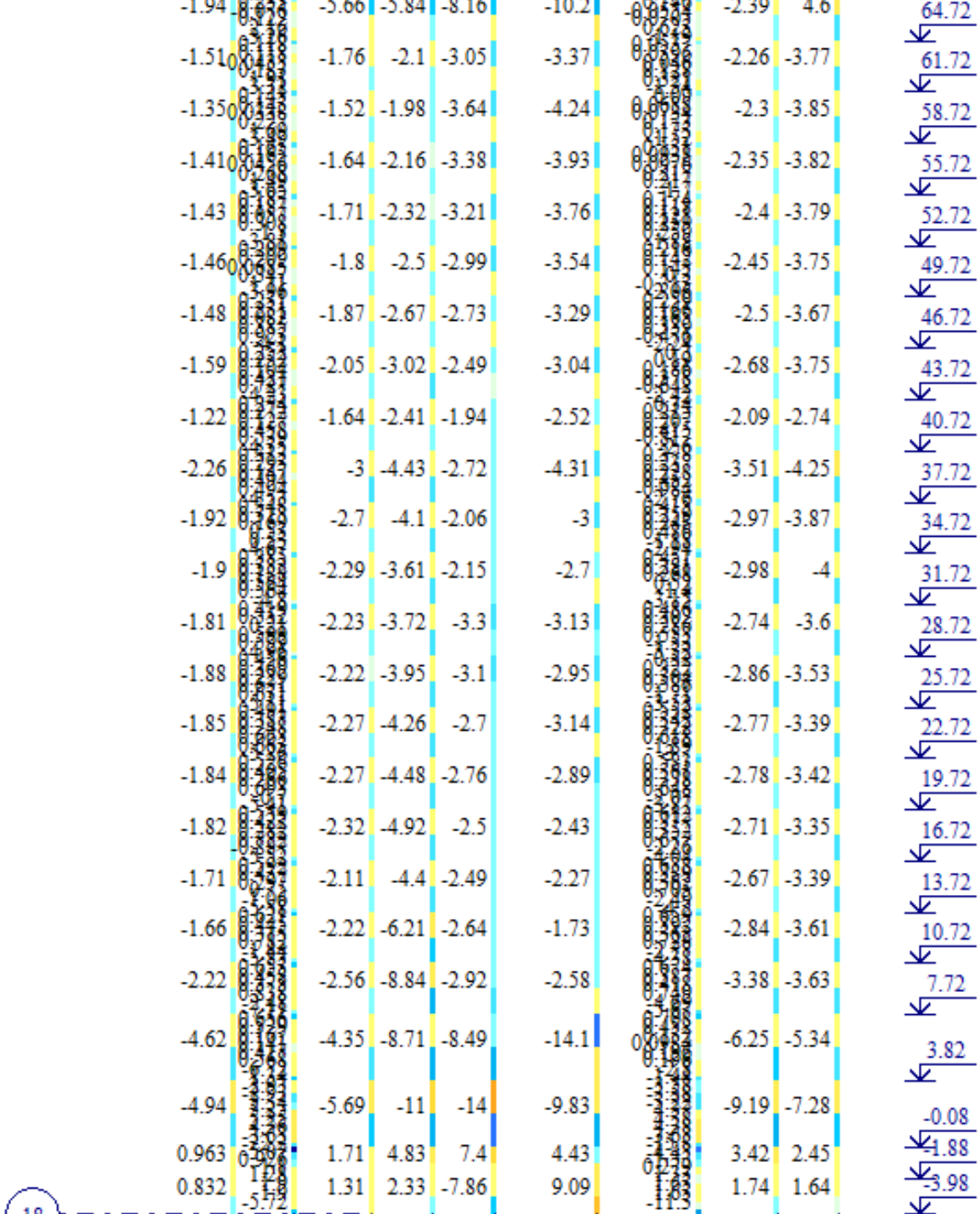
Взам. инв. №	
Подпись и дата	
Инв. № подл.	

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	269-ЕП-2018-КР1-РР	Лист
							59

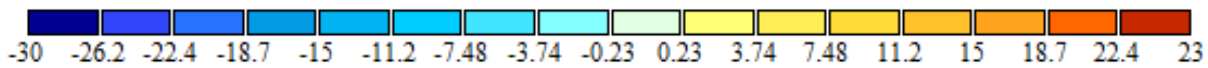


Мозаика Му

Единицы измерения - т*м



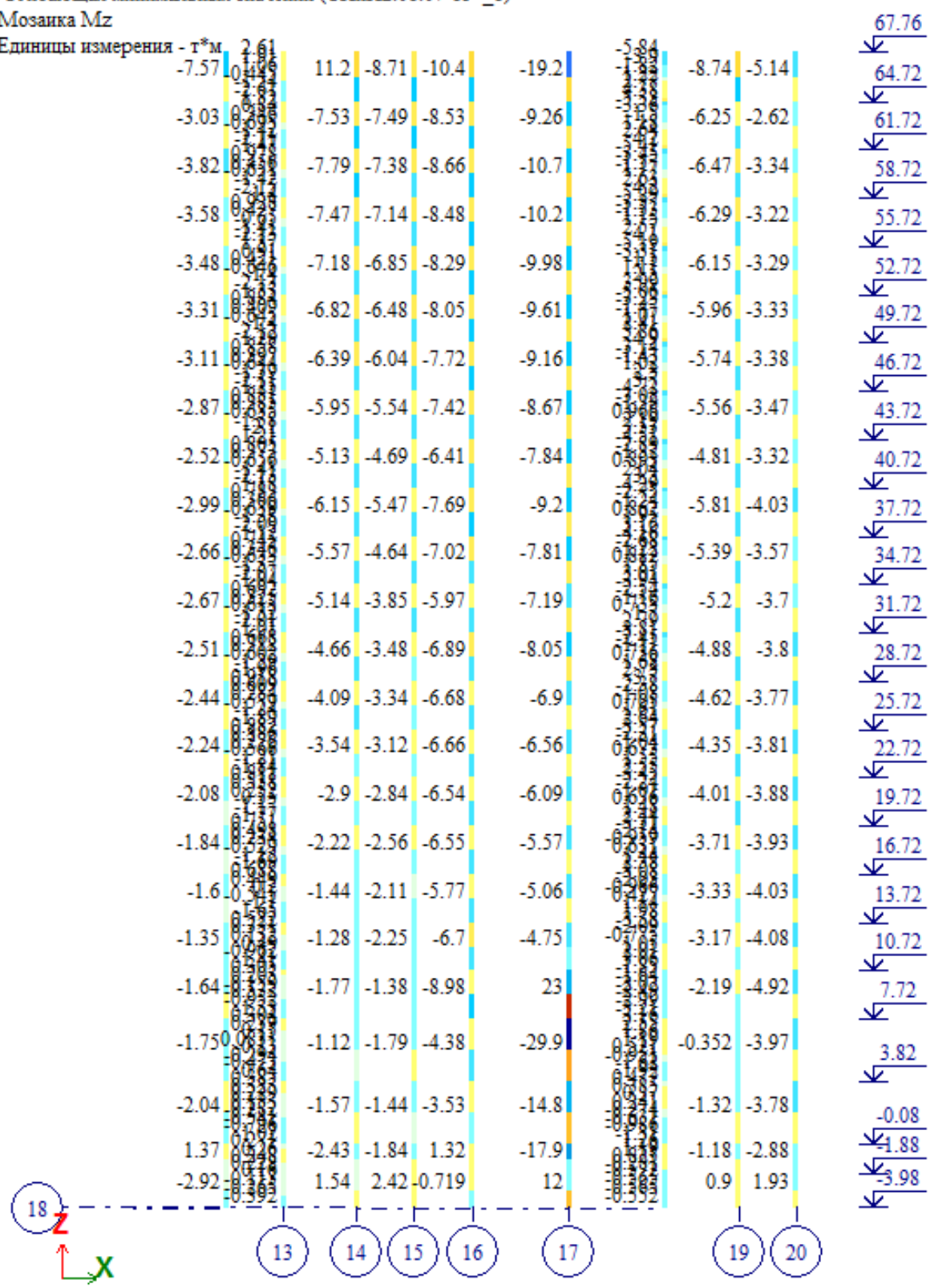
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



Огибающая минимальных значений (СНиП2.01.07-85*_1)

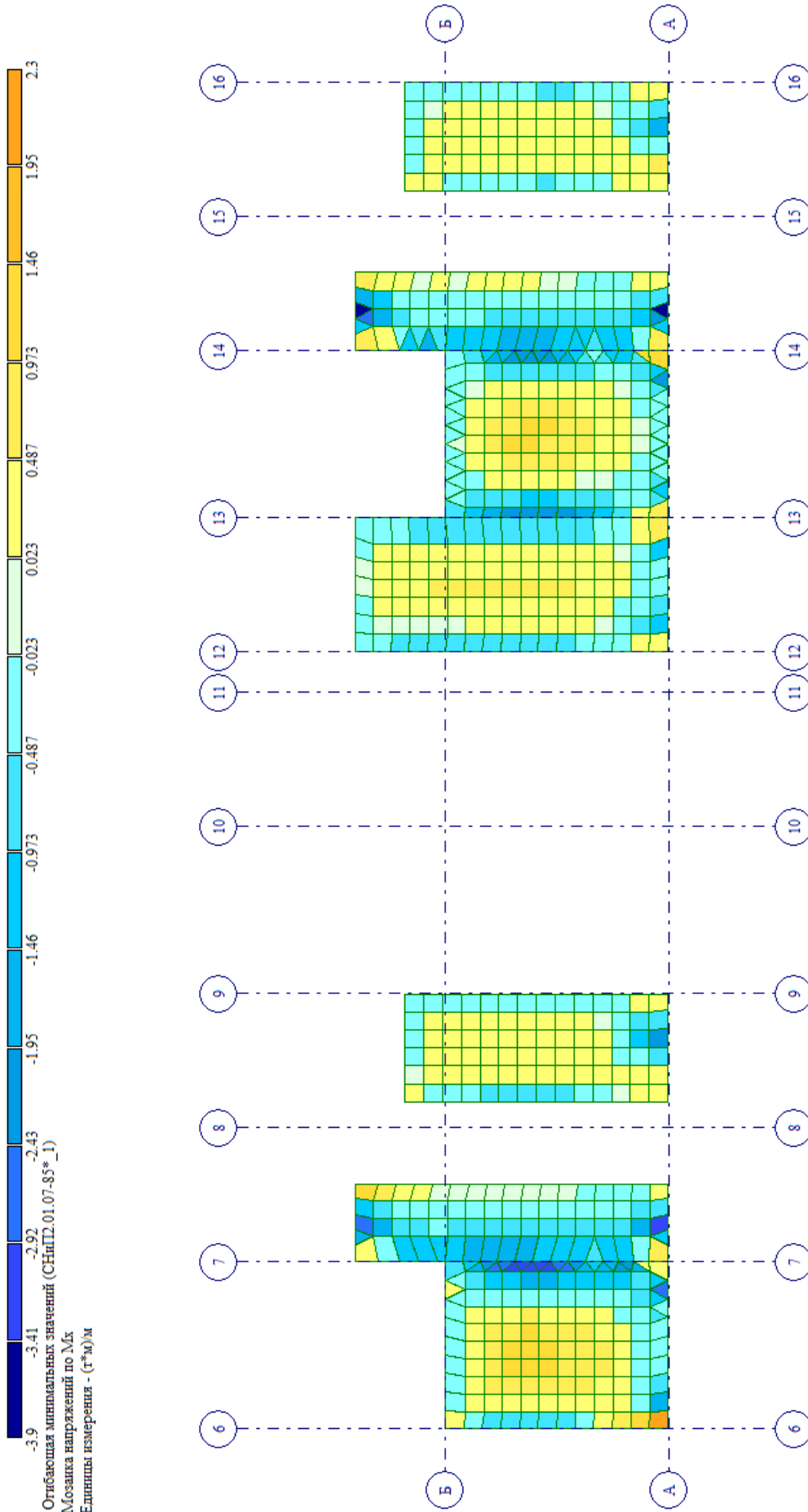
Мозаика Mz

Единицы измерения - т*м



Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

3.2. Усилия в плитах перекрытия Плиты на отм. -1,880



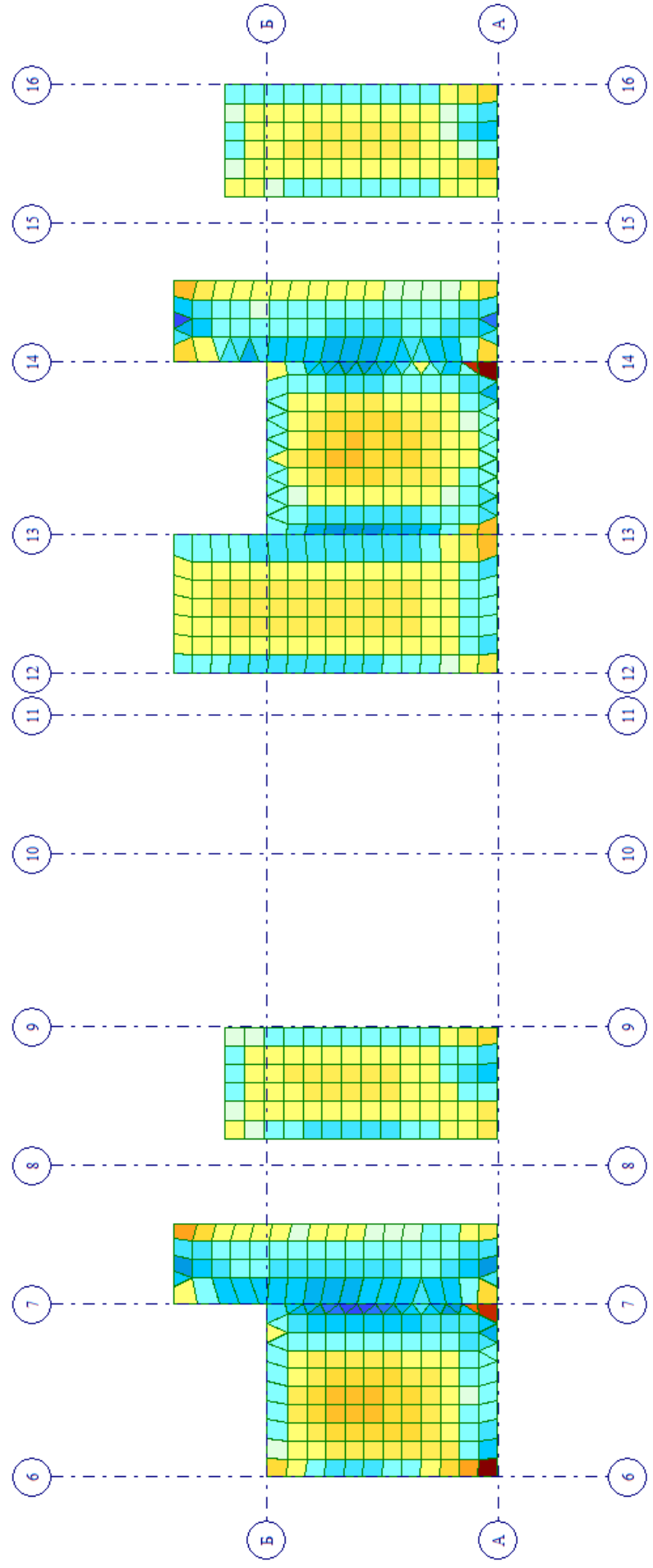
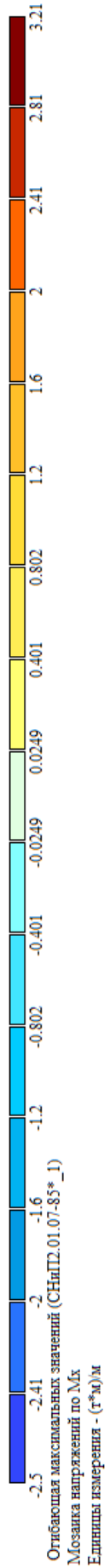
Y
 X
 Отм. -1.880

Инв. № подл.	Подпись и дата
Взам. инв. №	

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата
------	--------	------	--------	-------	------

269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №



Отм. -1.880

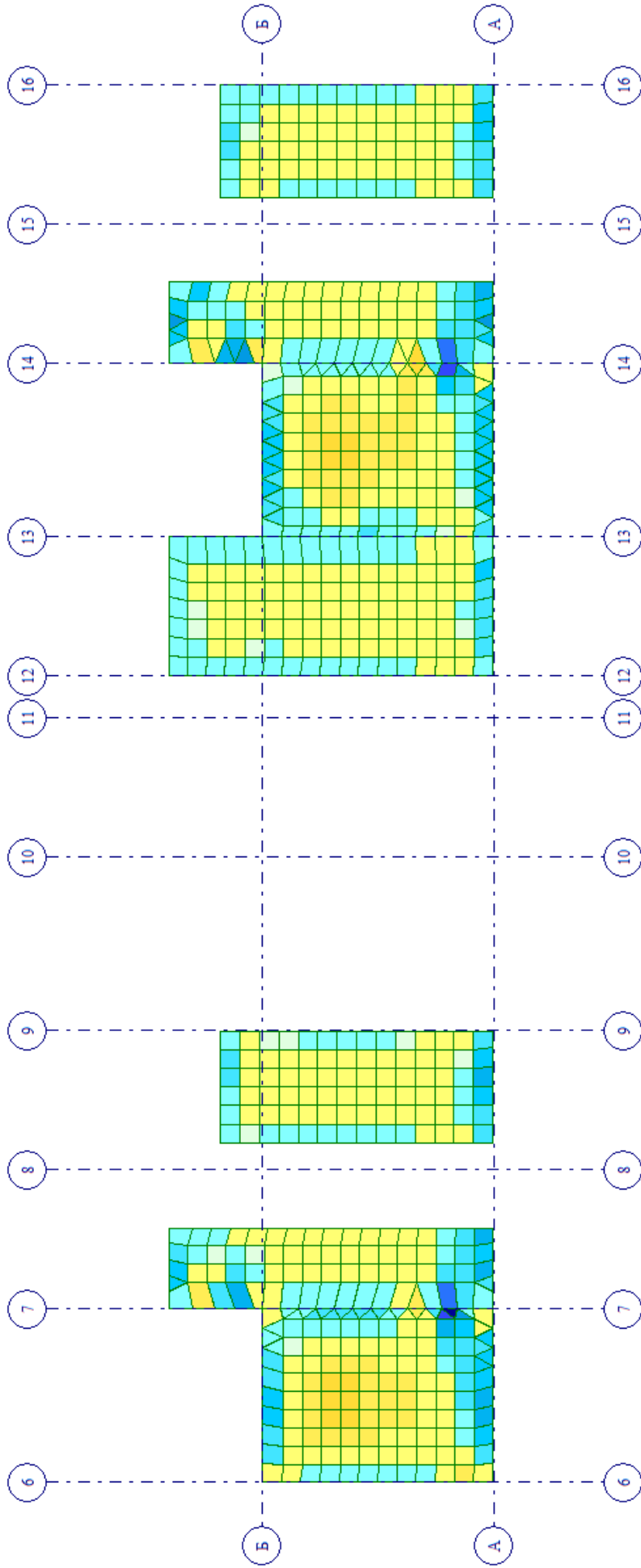
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №



Огибающая минимальных значений (СНПГ.01.07.85*_1)
 Мозаика напряжений по Му
 Единицы измерения - (г*М)м



Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

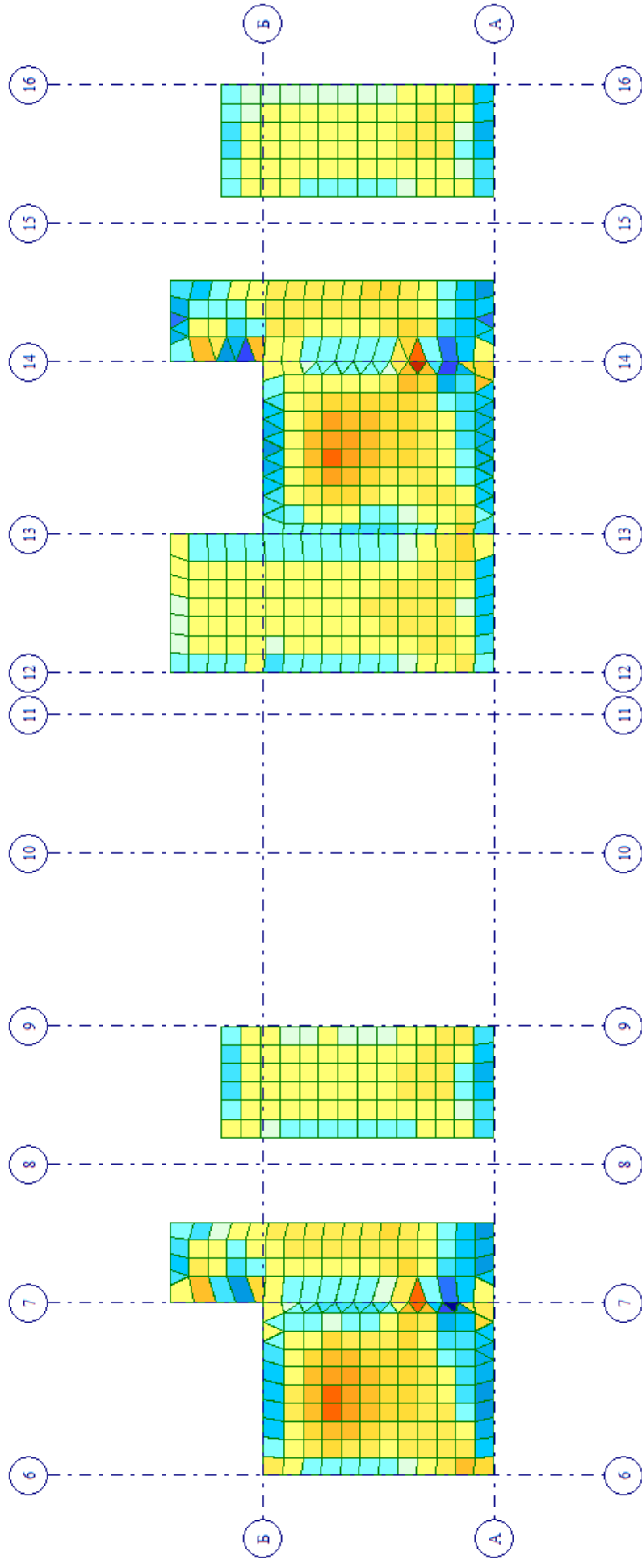
269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



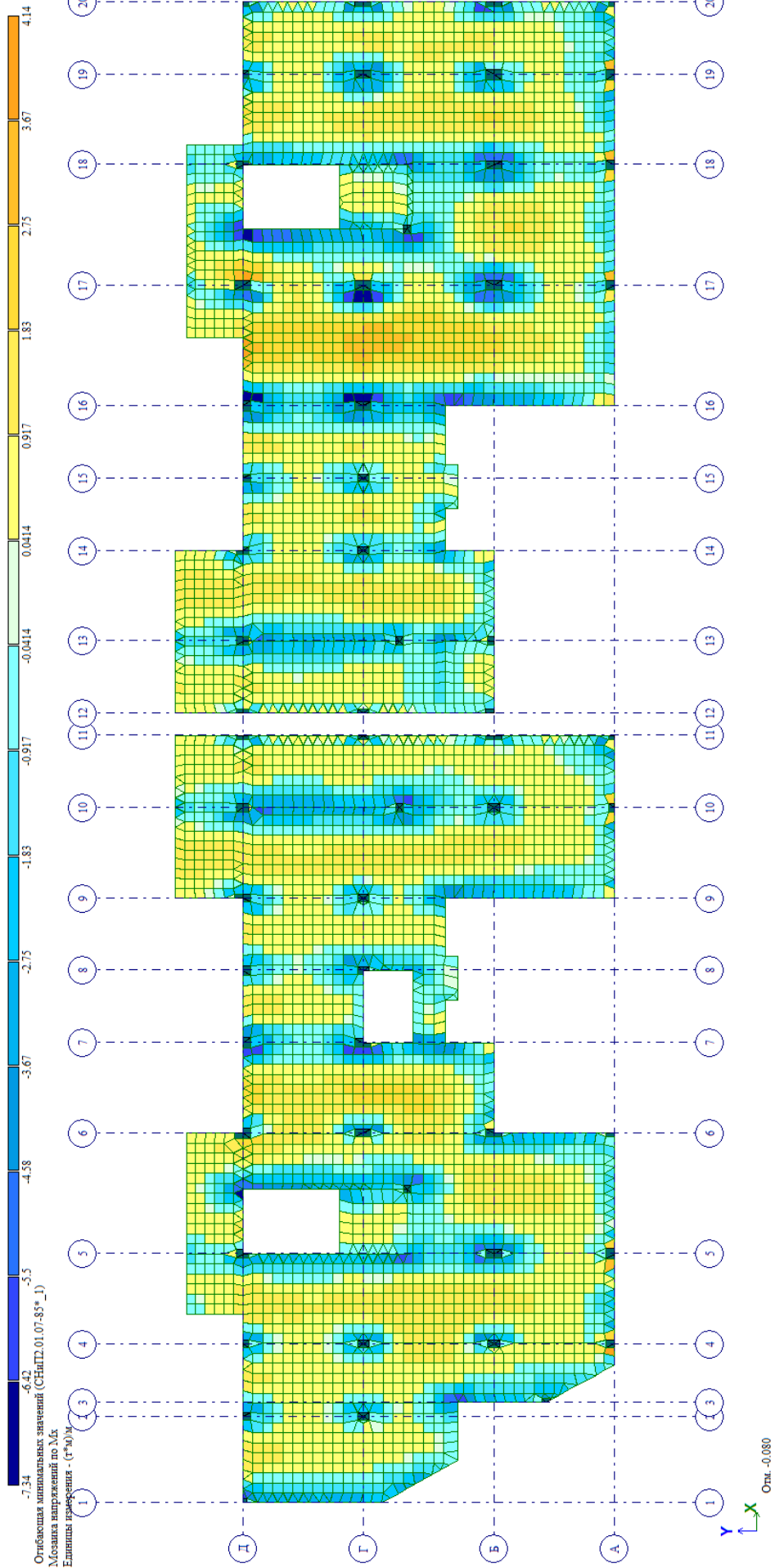
Отбавочная максимальных значений (СНиП2.01.07-85* 1)
 Мозаика напряжений по Му
 Единицы измерения - (Г*М)/м



269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

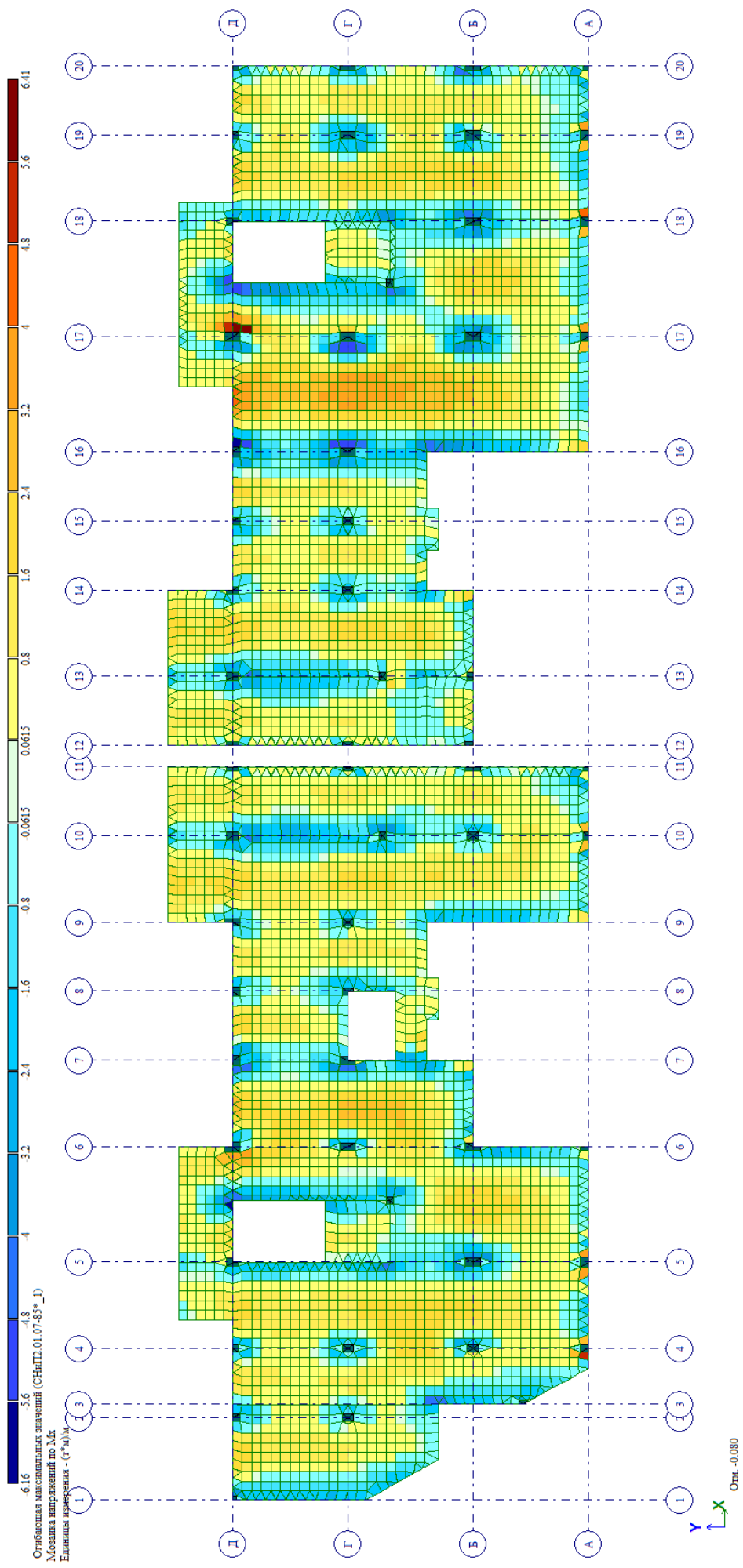
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

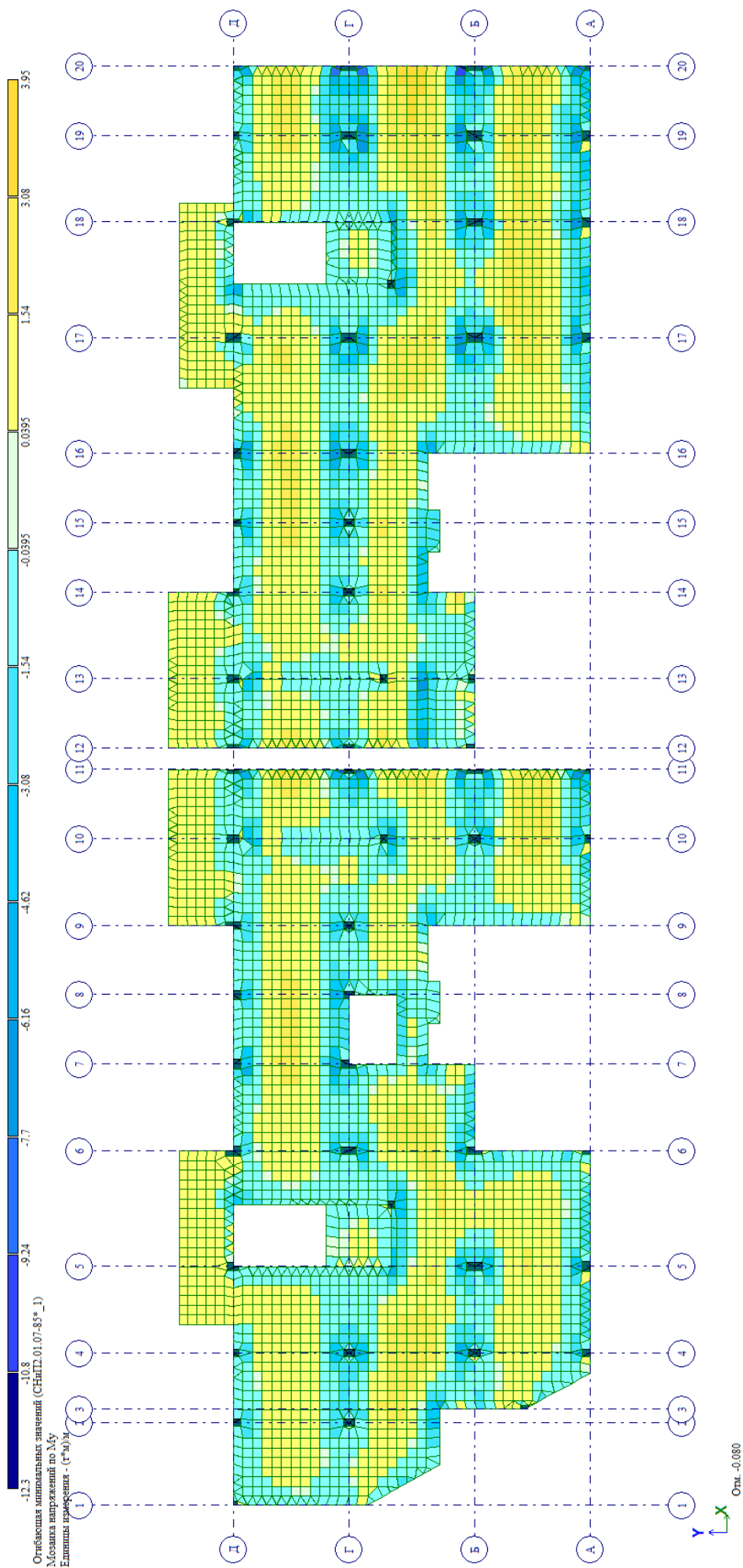
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

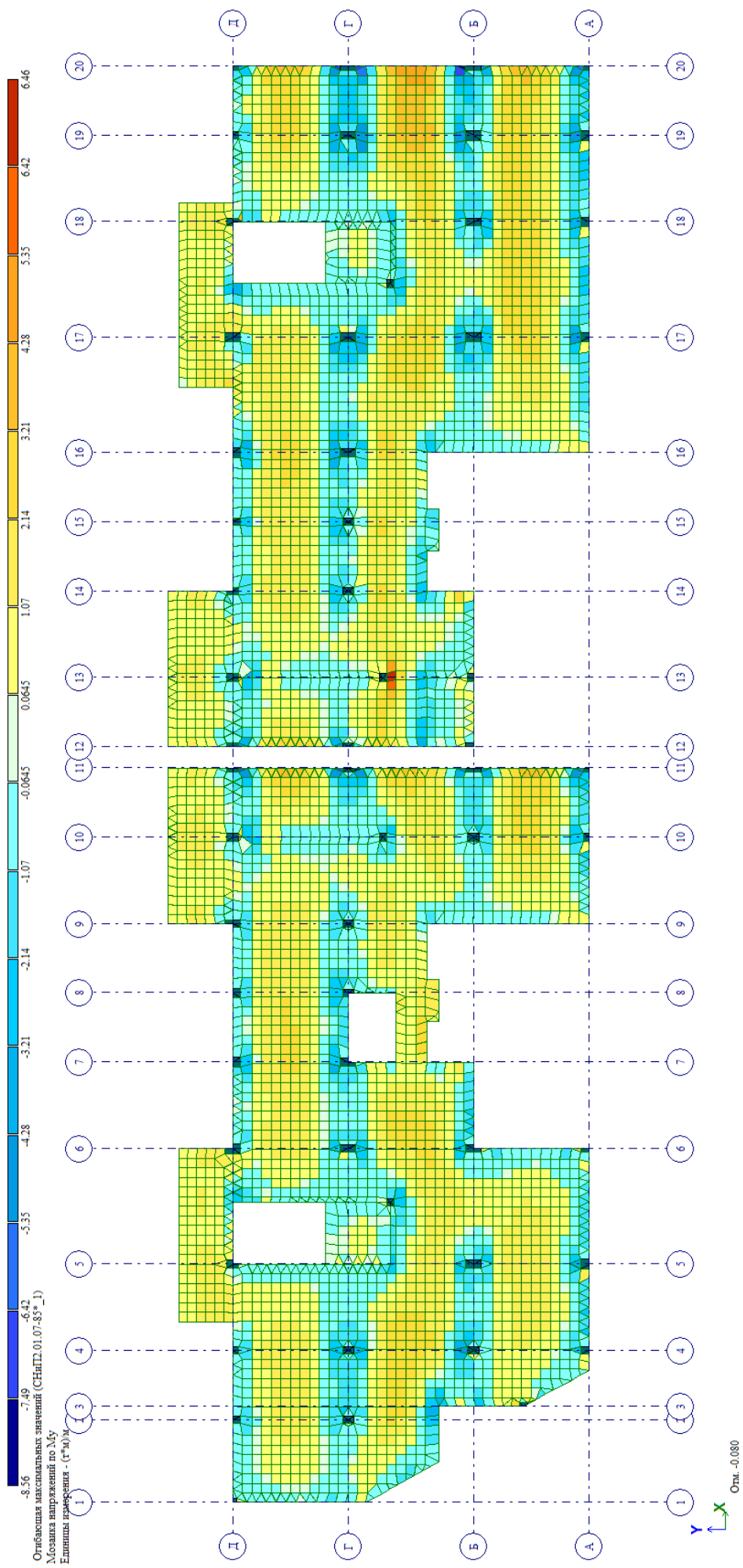
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

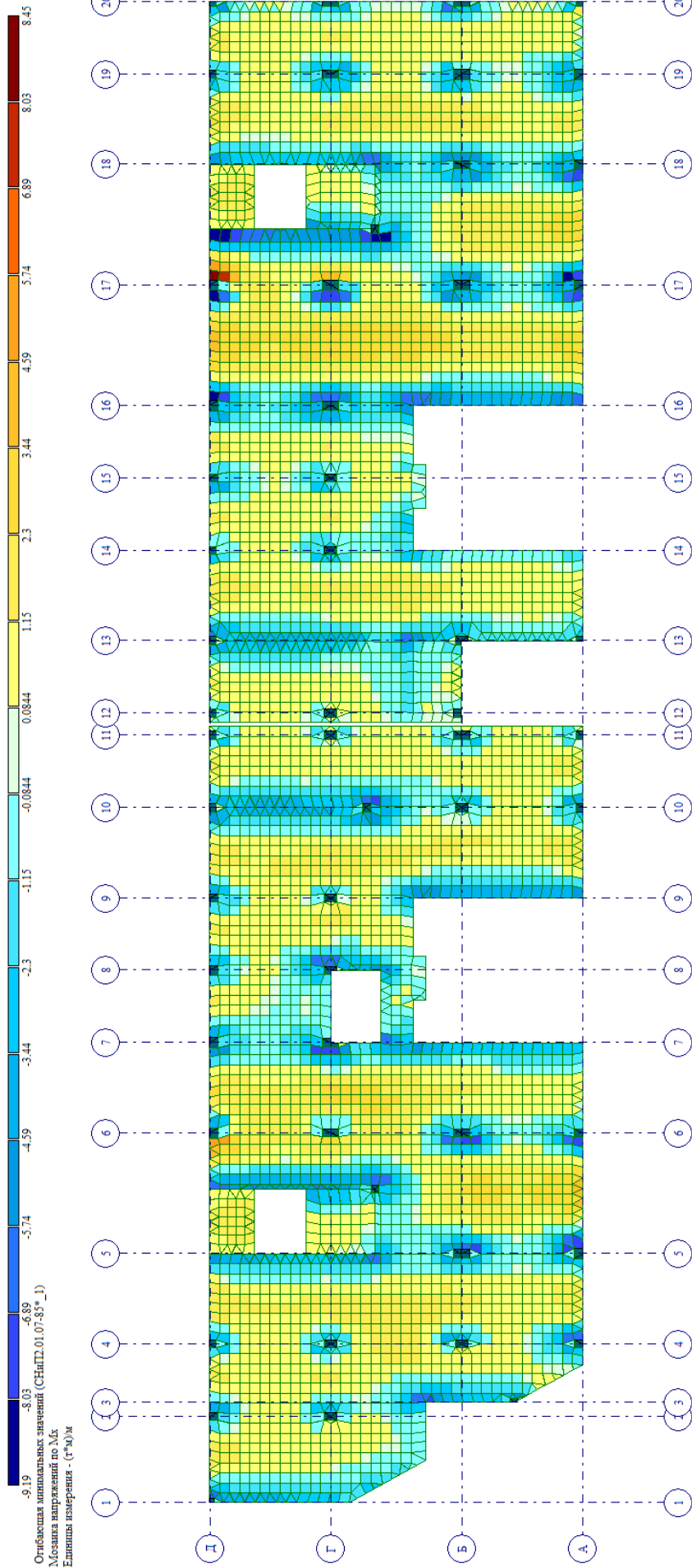
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



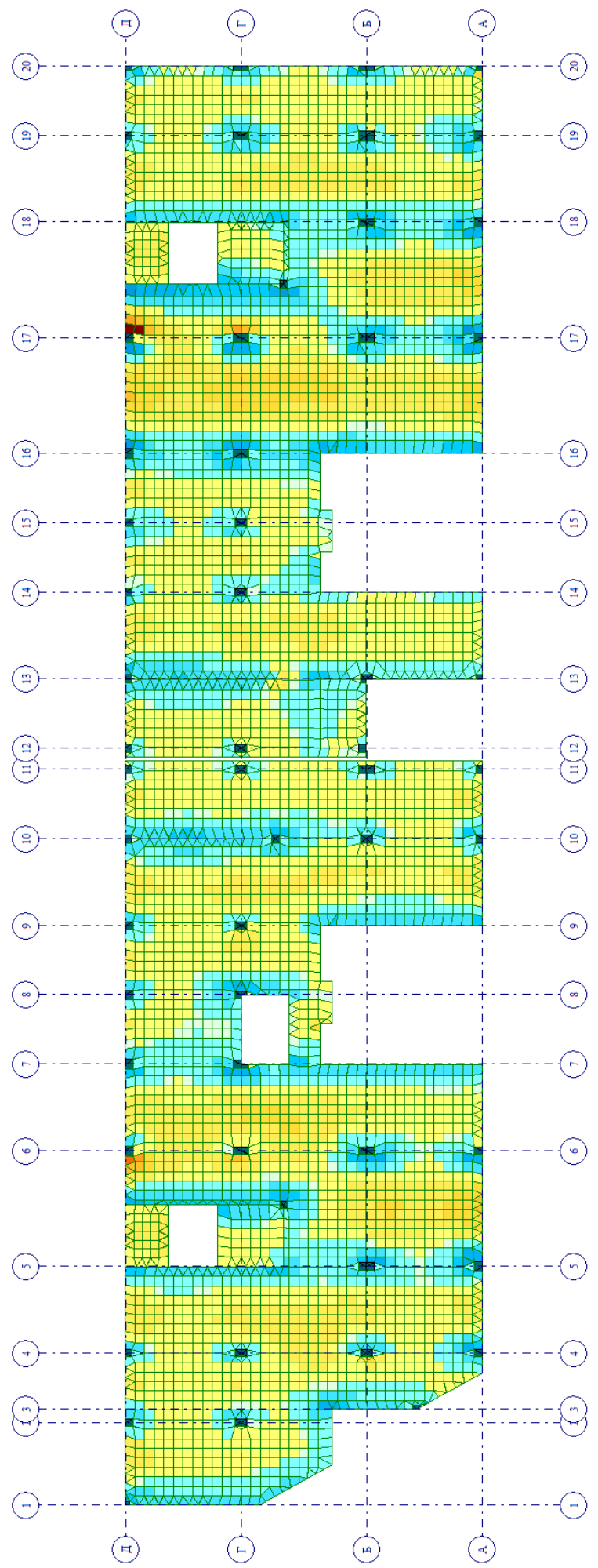
269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



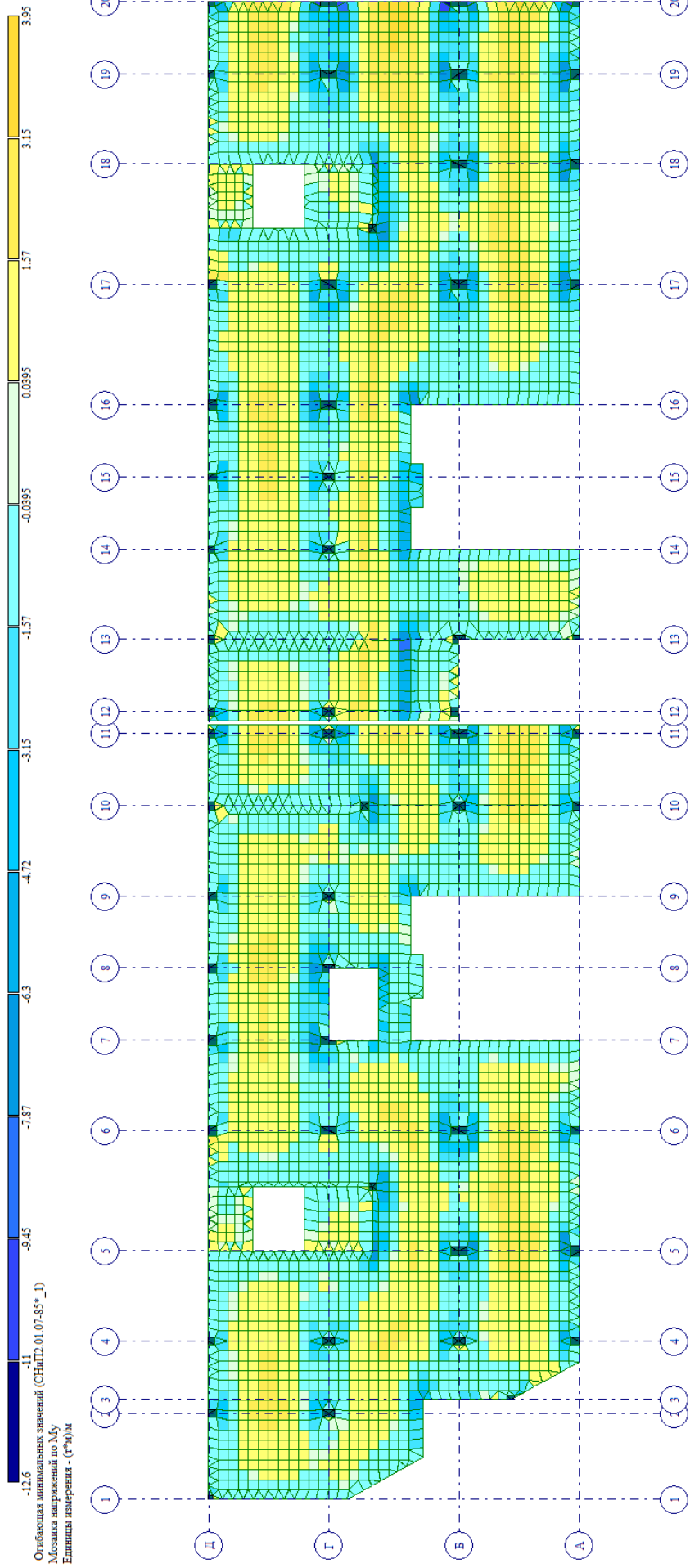
Область максимальных значений (СНПД.01.07.85* 1)
 Моменты напряжений по Мх
 Единица измерения - (т*м)/м



269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

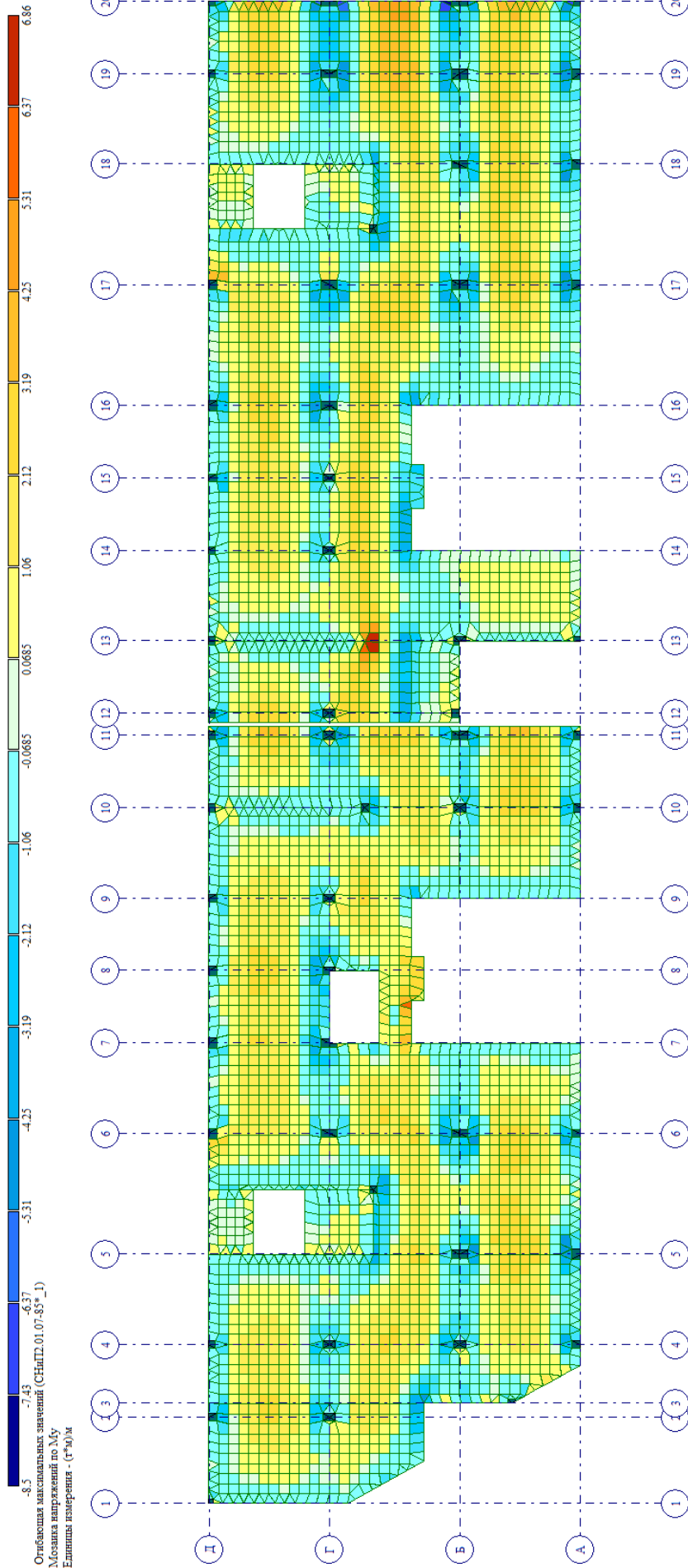
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



269-ЕП-2018-КР1-РР

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

Индв. № подл. Подпись и дата Взам. инв. №



269-ЕП-2018-КР1-РР

Лист

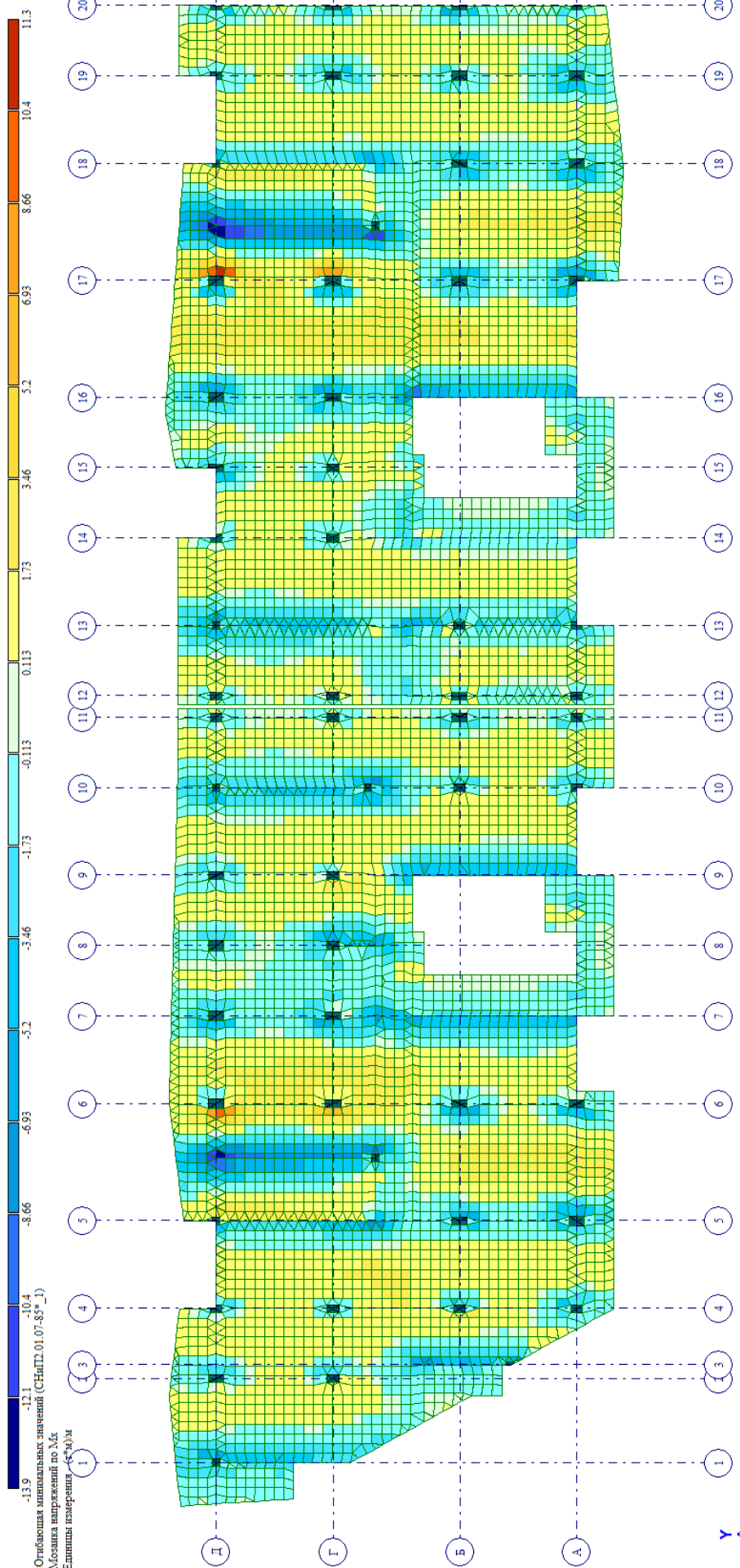
73

Индв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

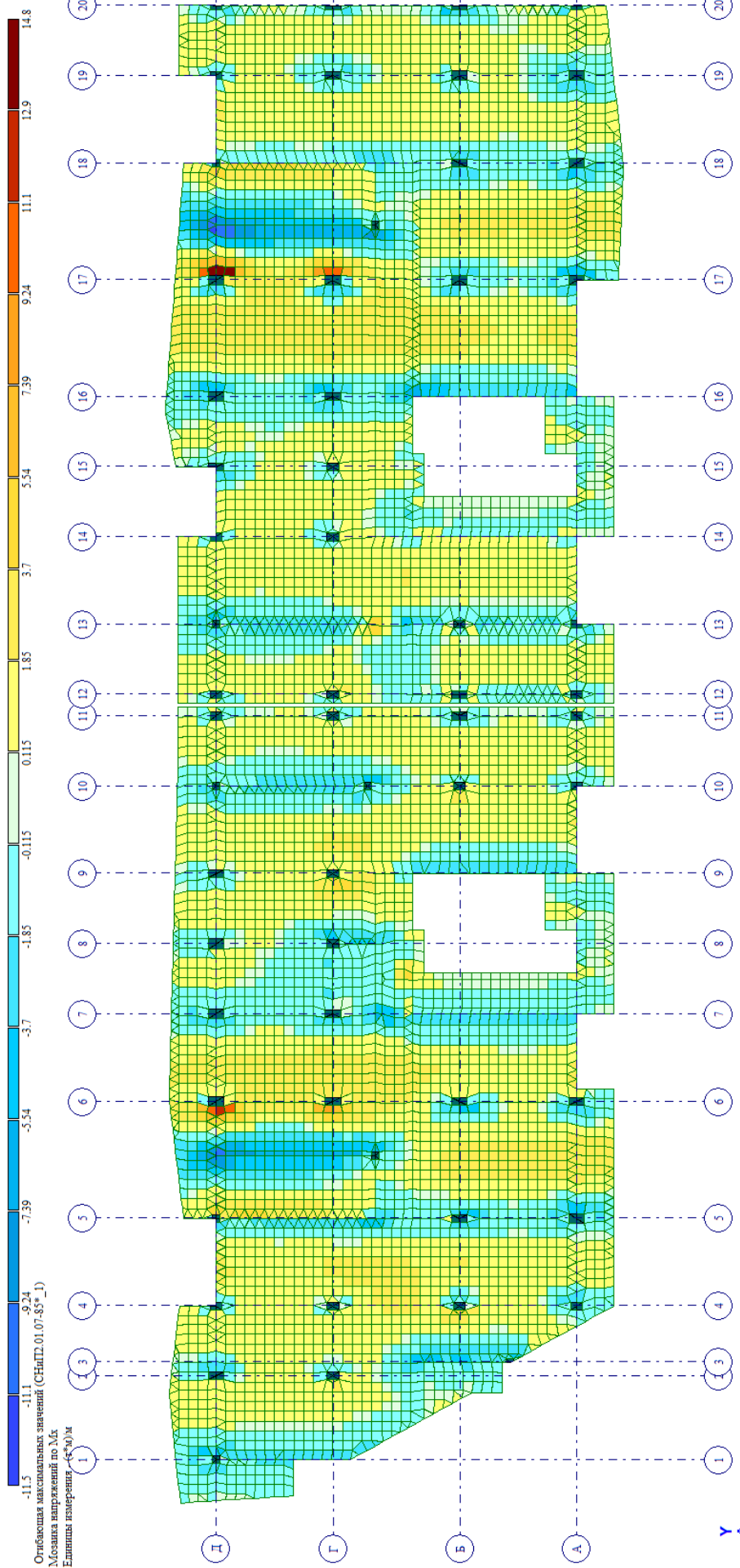


Округления максимальных значений (СНиП 2.01.07-85* 1)
 Москва напряжений по МПа
 Единица измерения: МПа/мм

269-ЕП-2018-КР1-РР

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

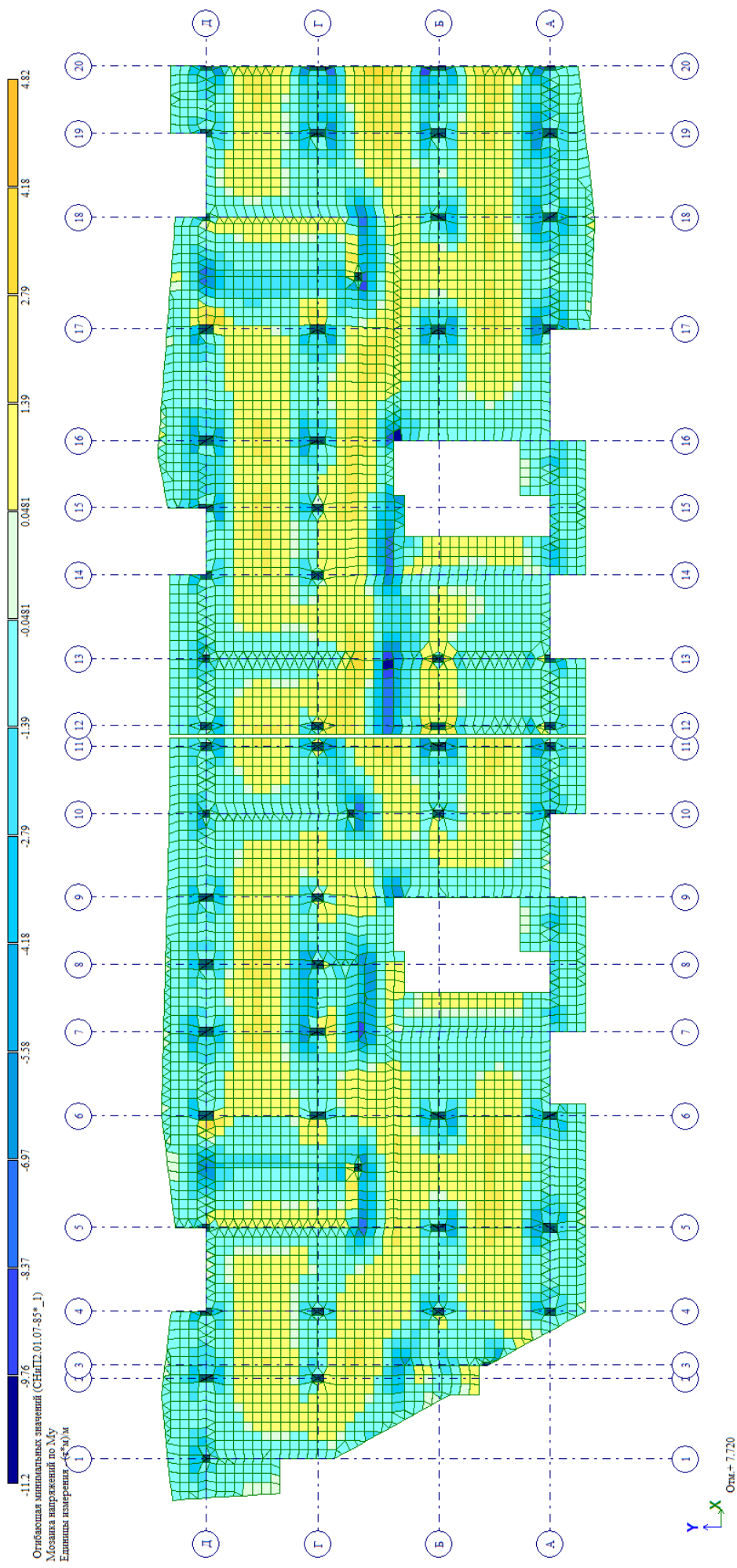


Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

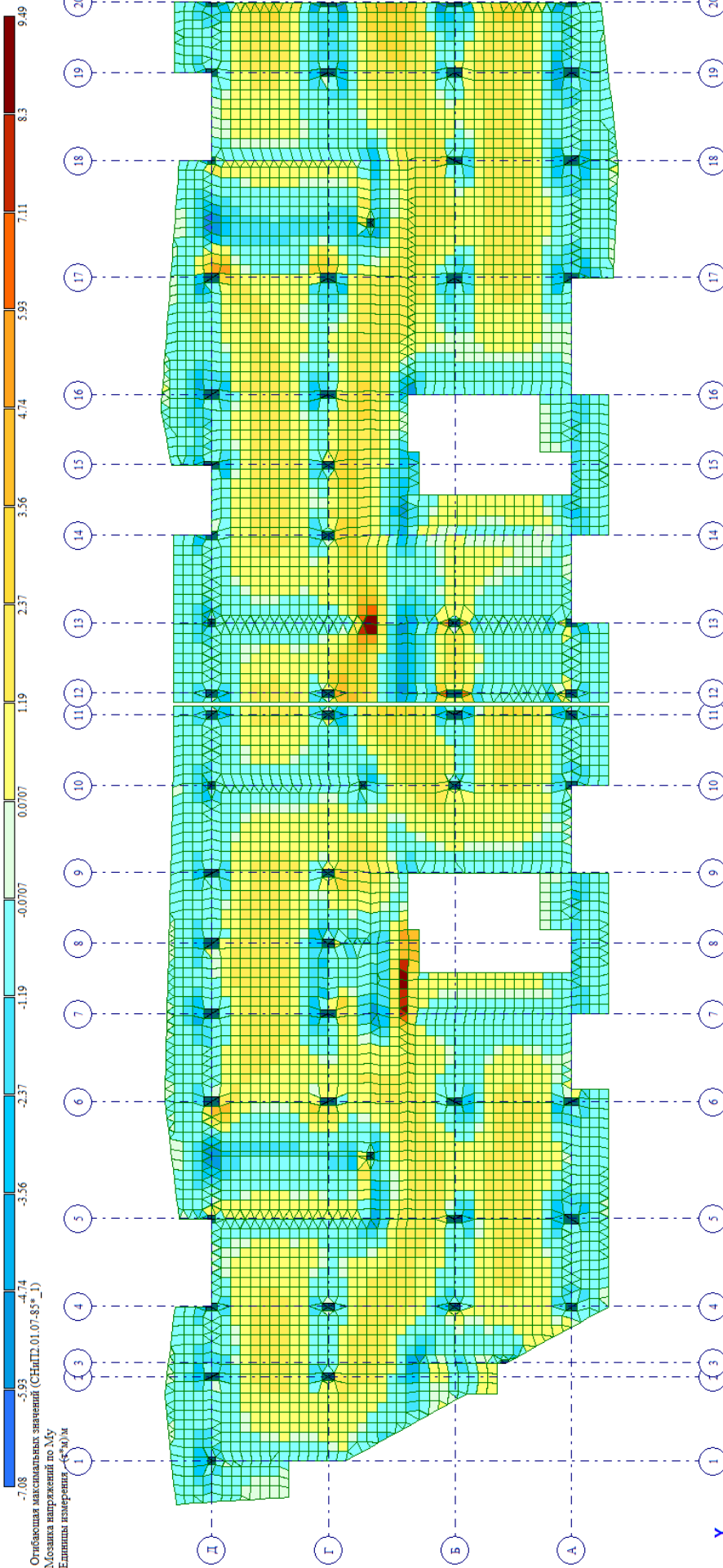
Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

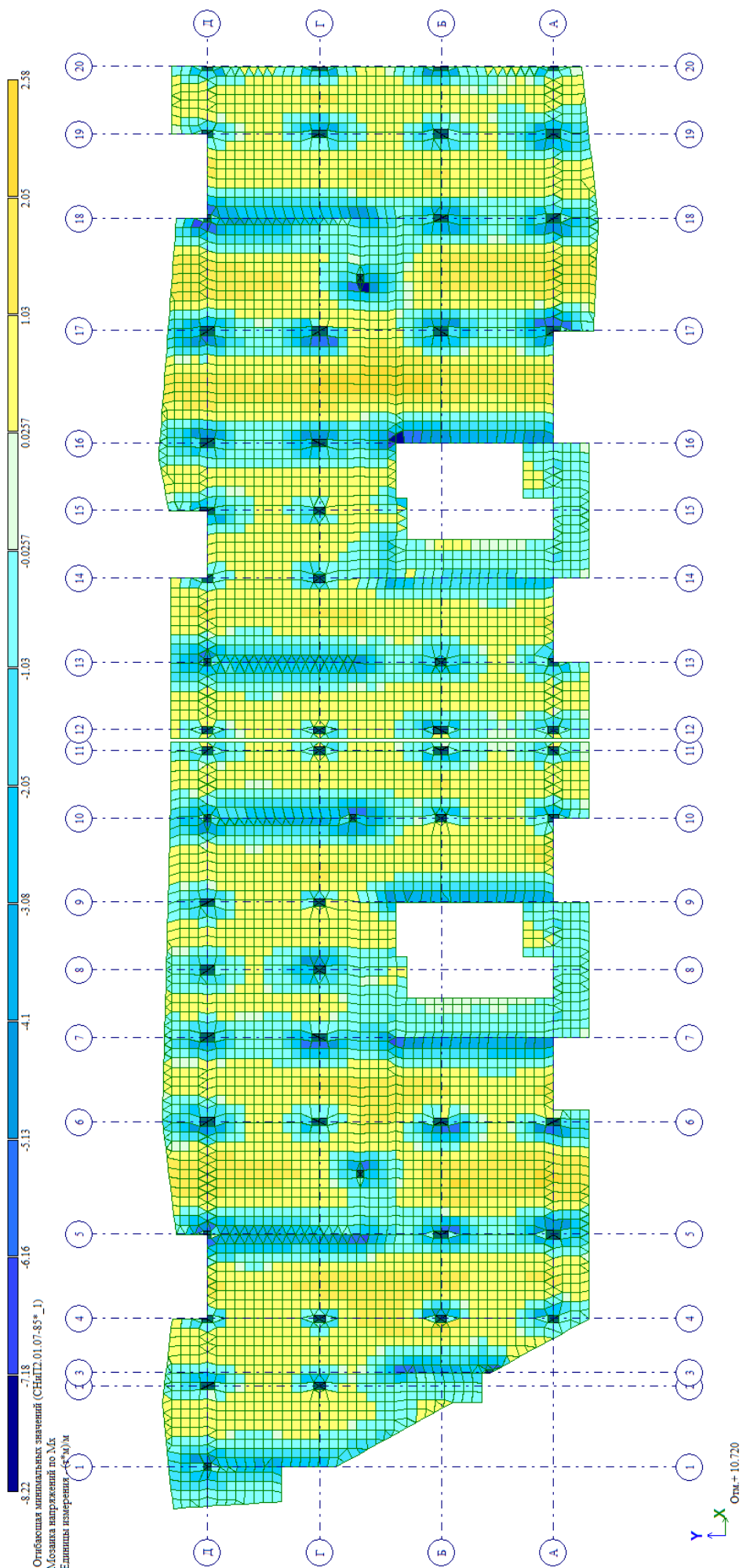


Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

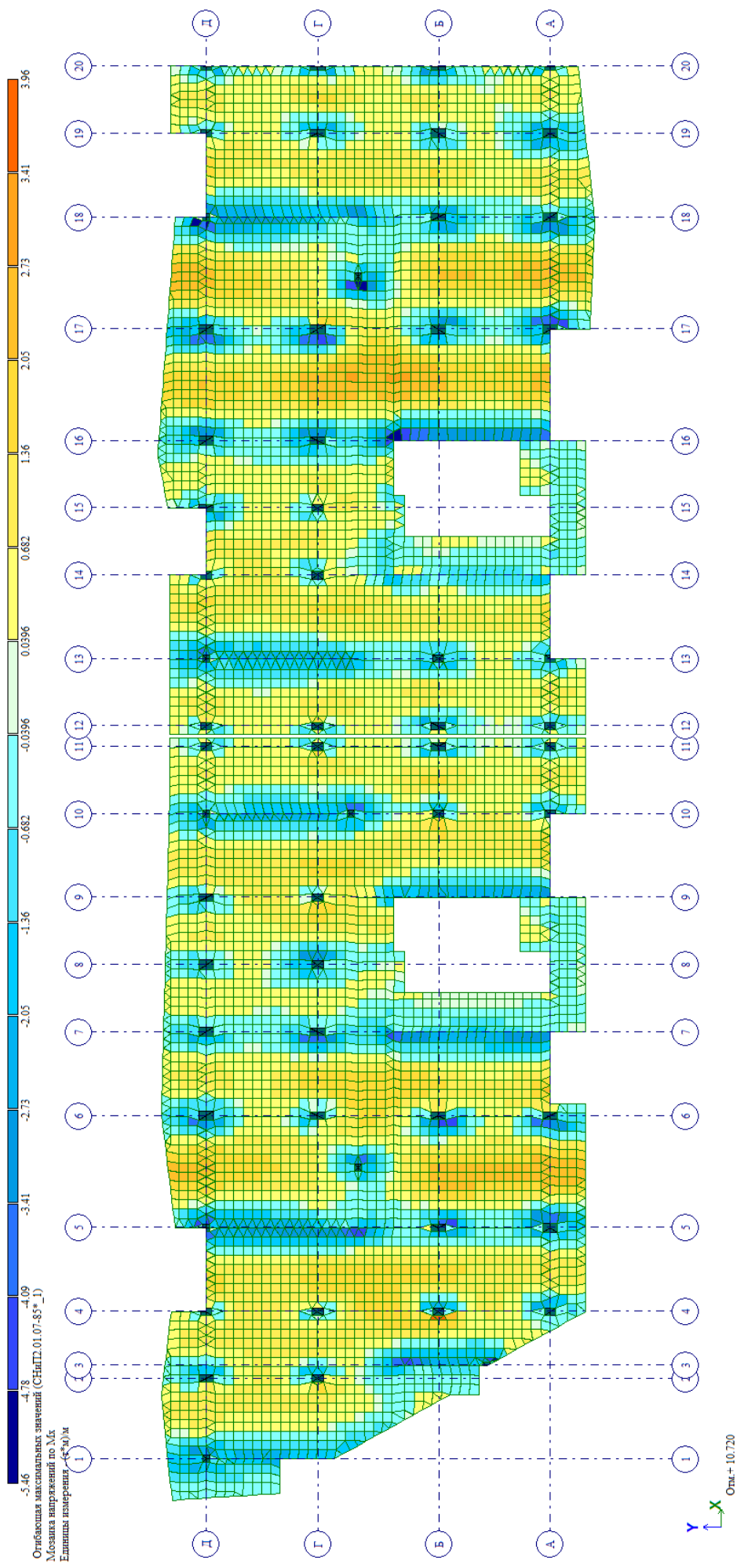
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



269-ЕП-2018-КР1-РР

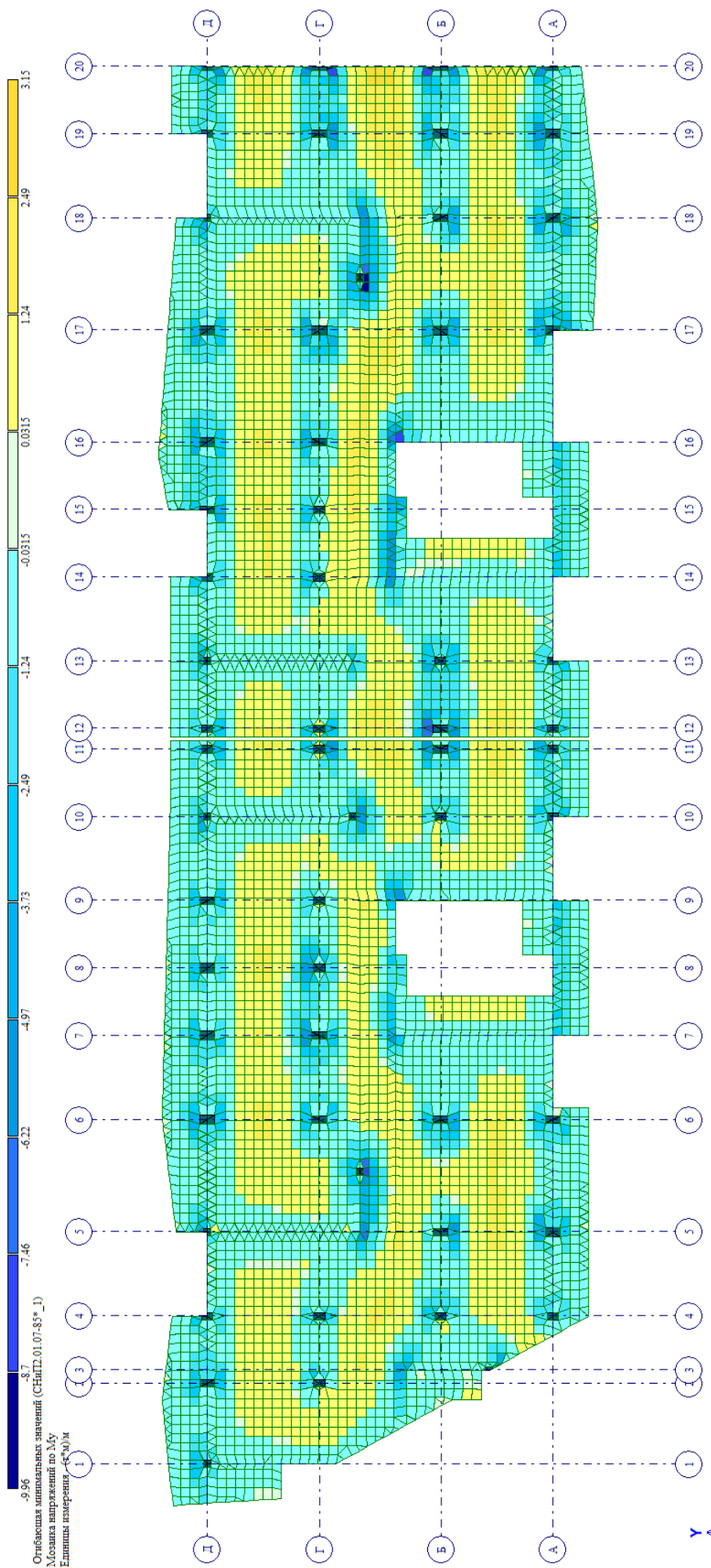
Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

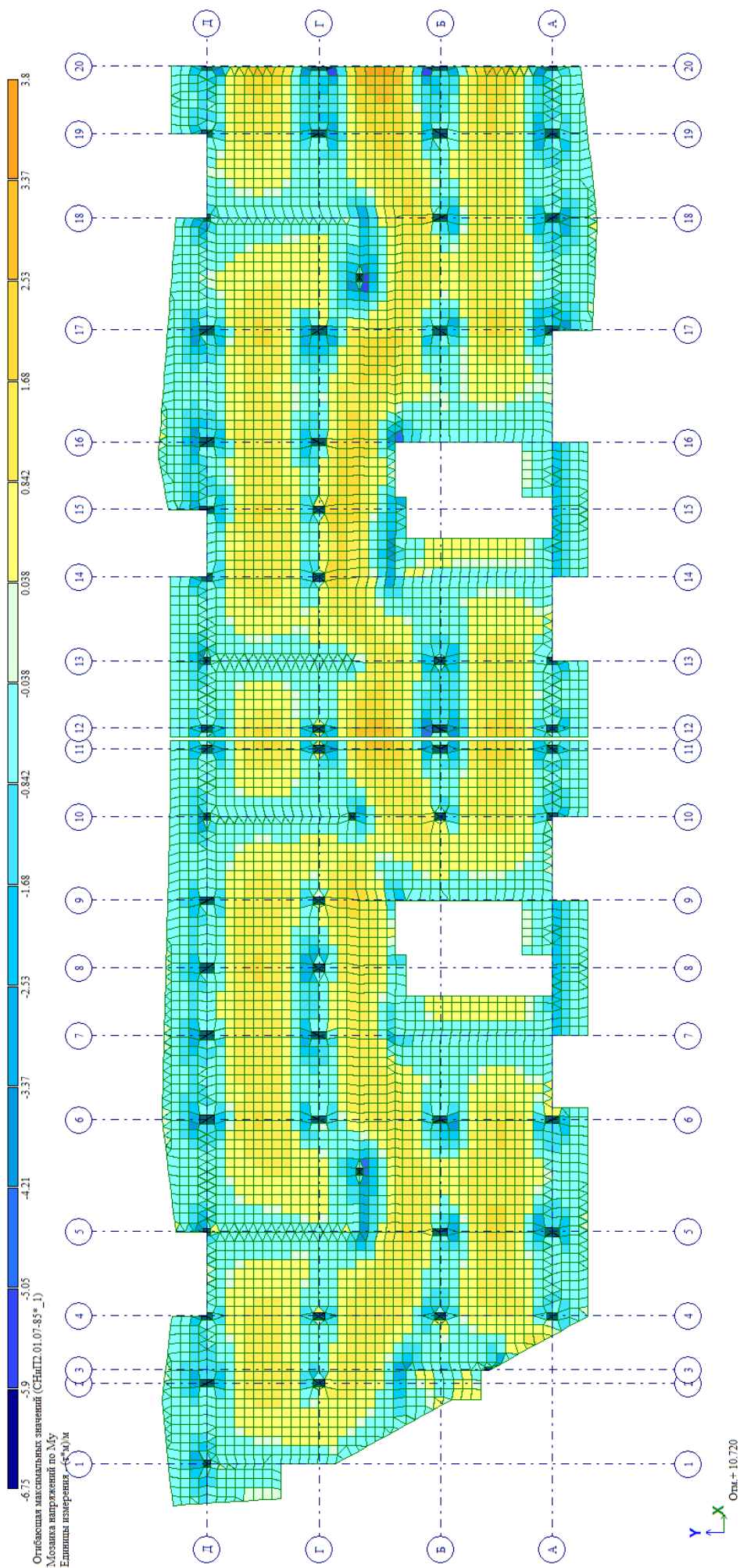


Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

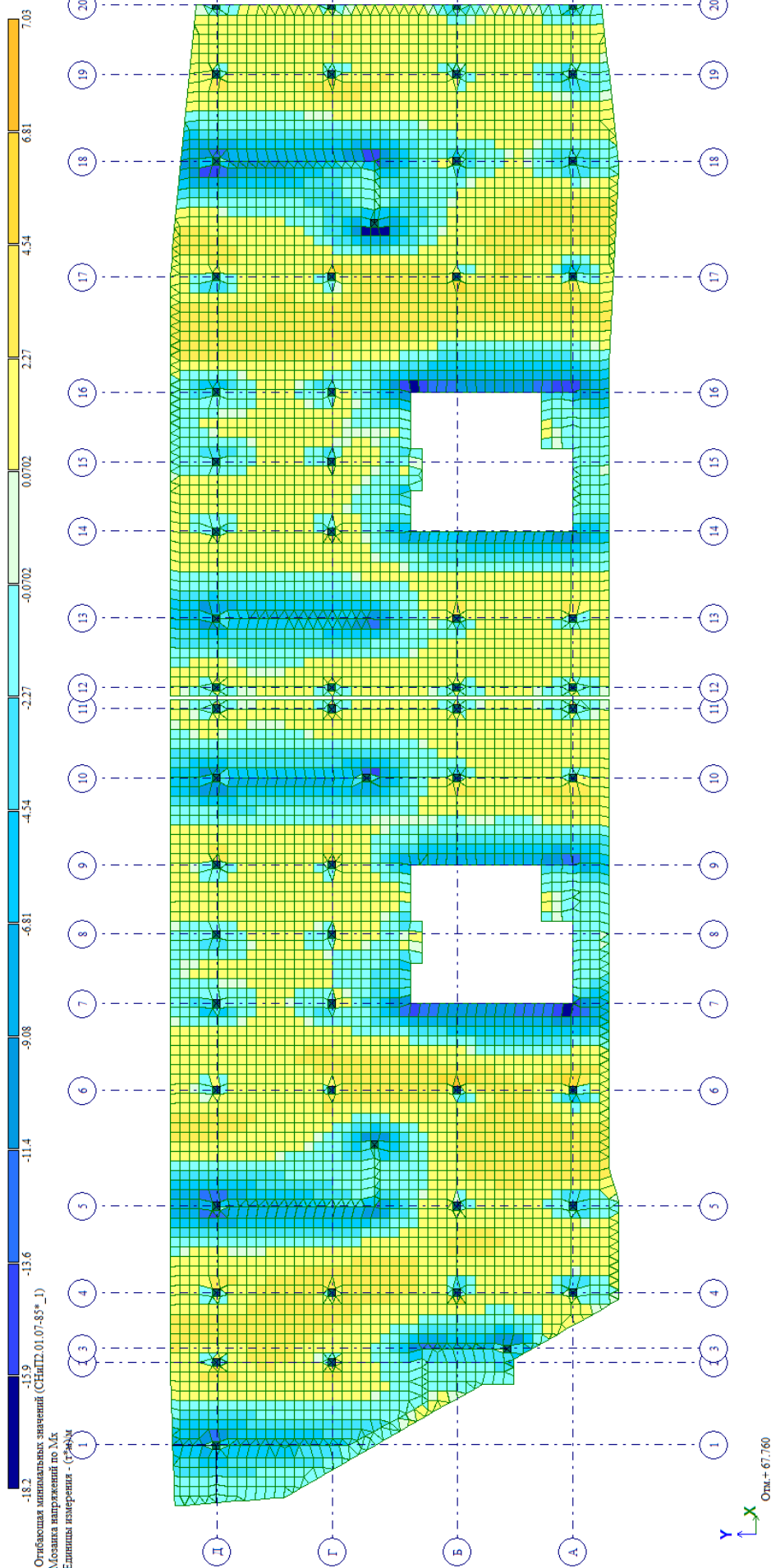
Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №



Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

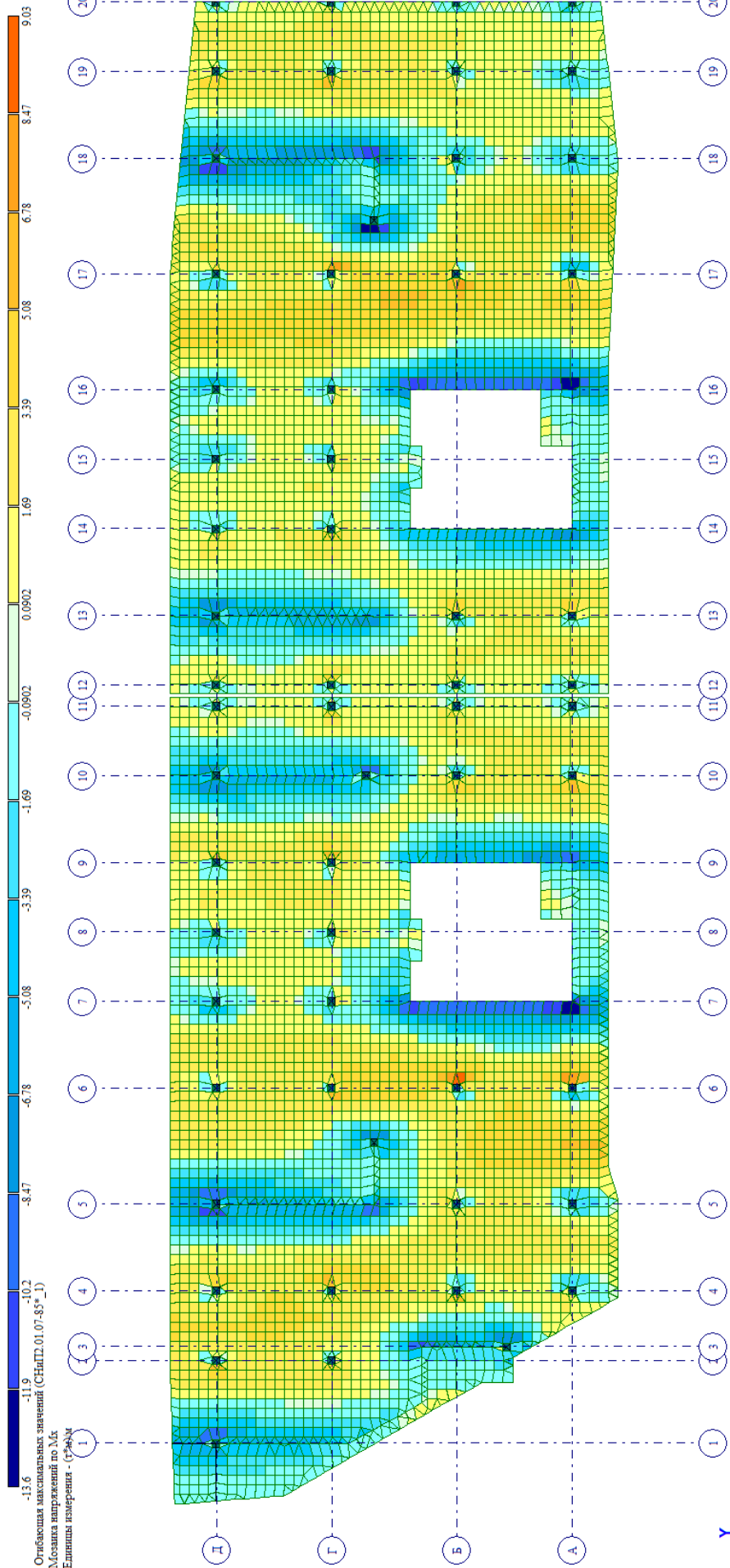
269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.

Подпись и дата

Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



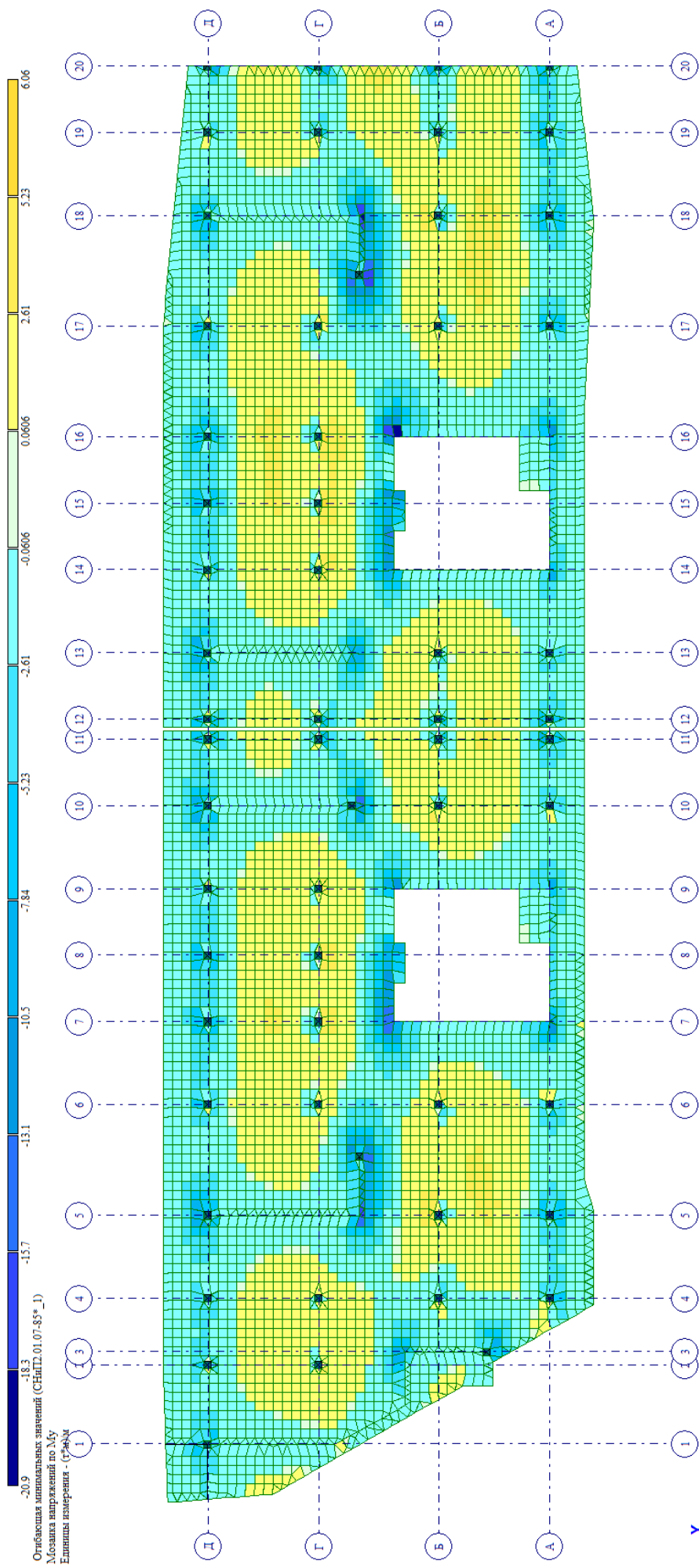
269-ЕП-2018-КР1-РР

Лист

84

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



Область максимальных значений (СНПД.01.07.85* 1)
 Массив напряжений по My
 Единица измерения: (СНПД.01.07.85* 1)

Y
 X
 Опт.+67.760

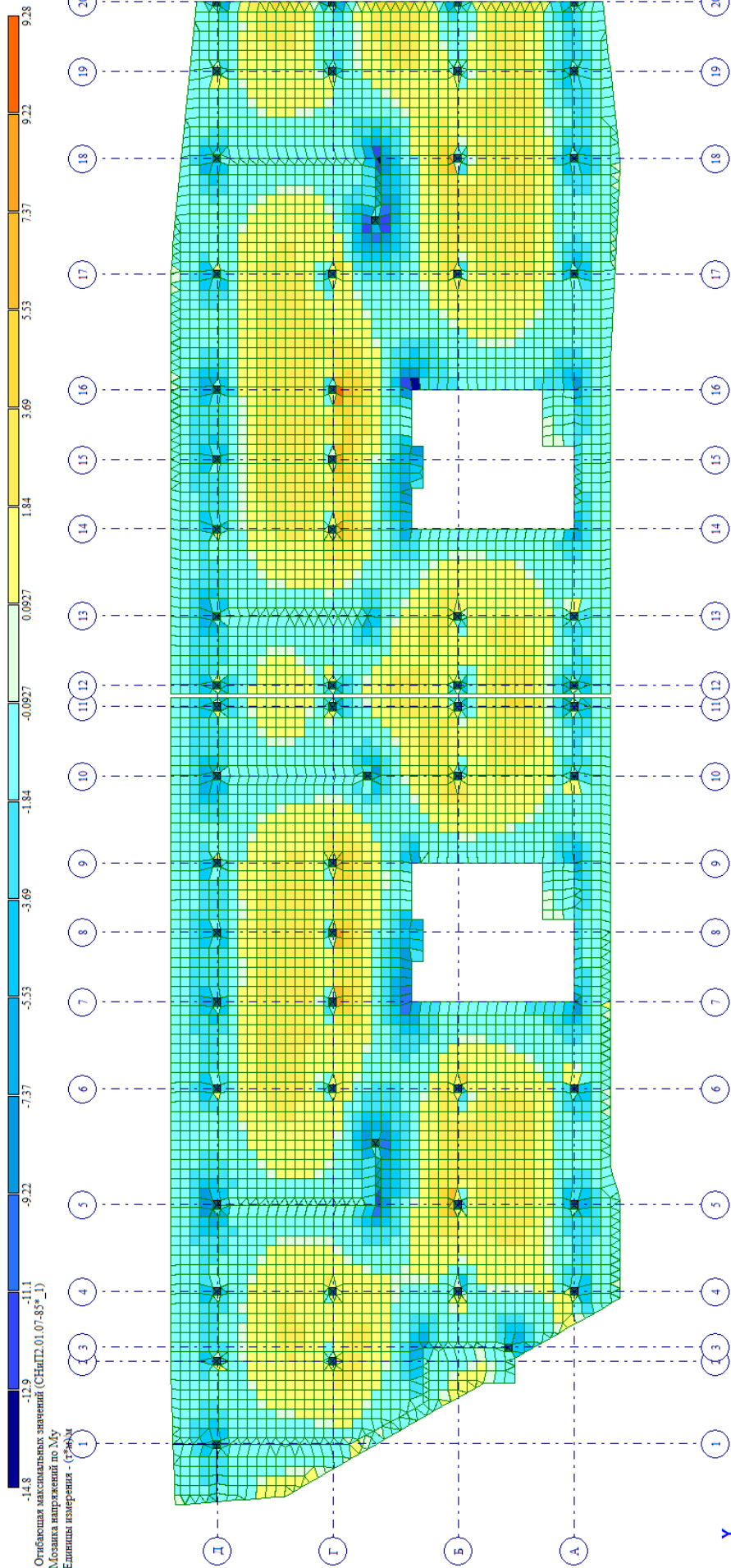
269-ЕП-2018-КР1-РР

Изм. № подл.

Подпись и дата

Взам. инв. №

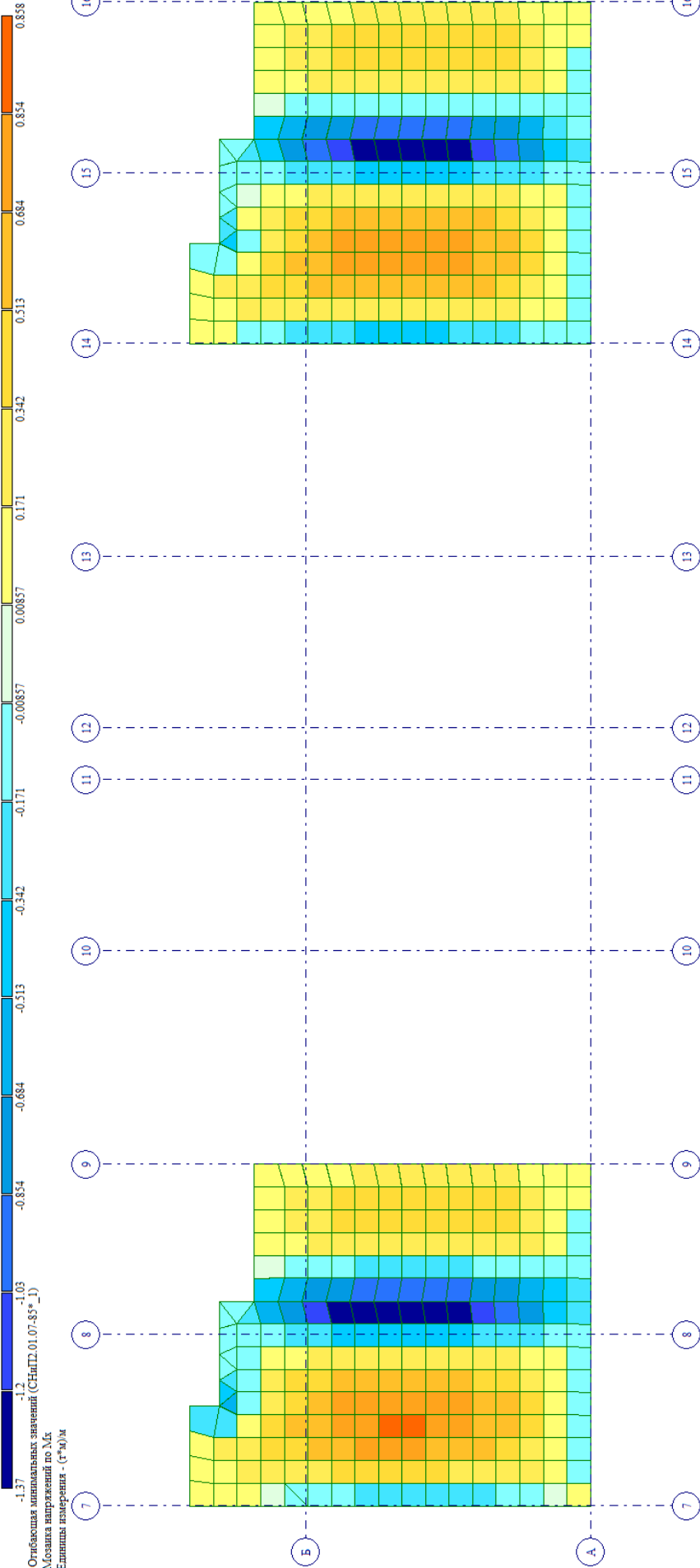
Изм. Кол.уч Лист № док. Подп. Дата

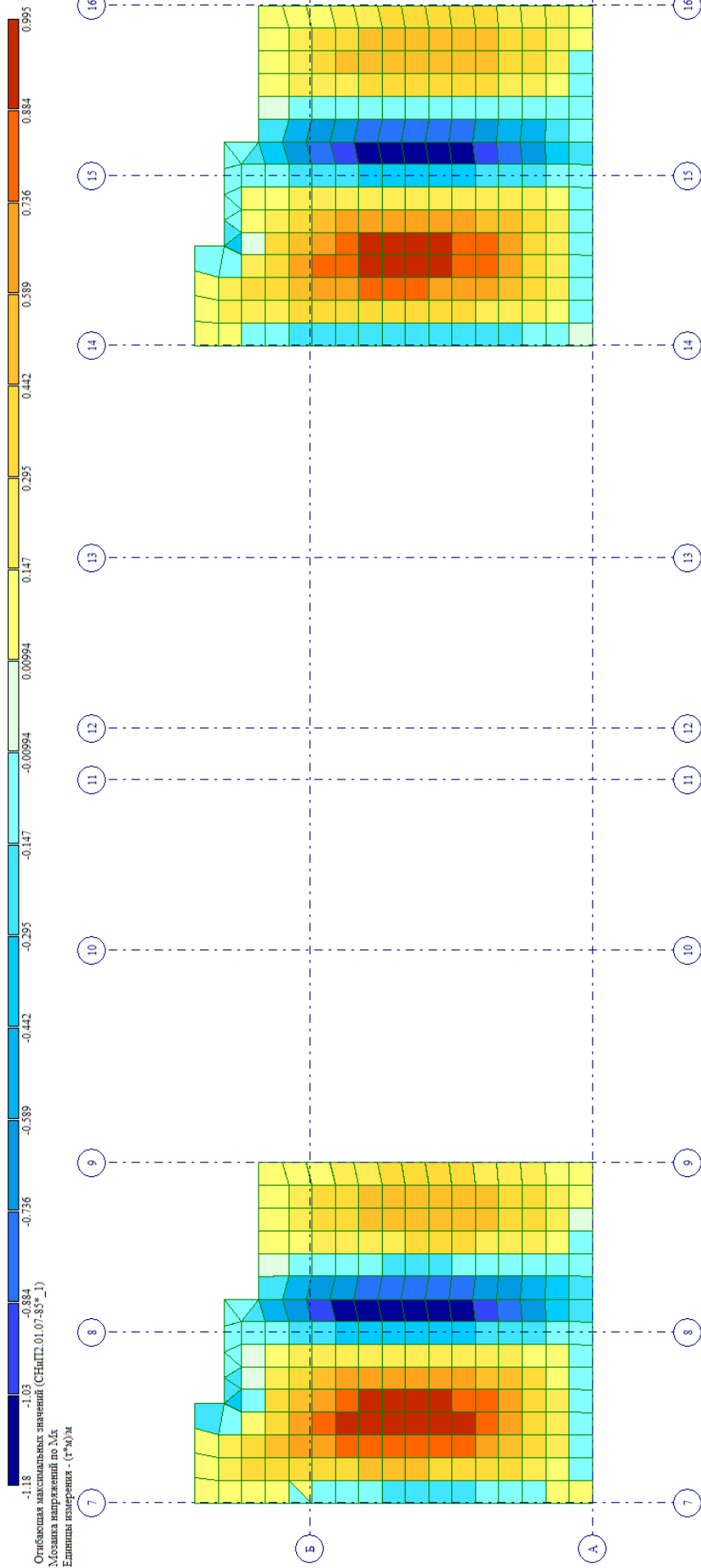


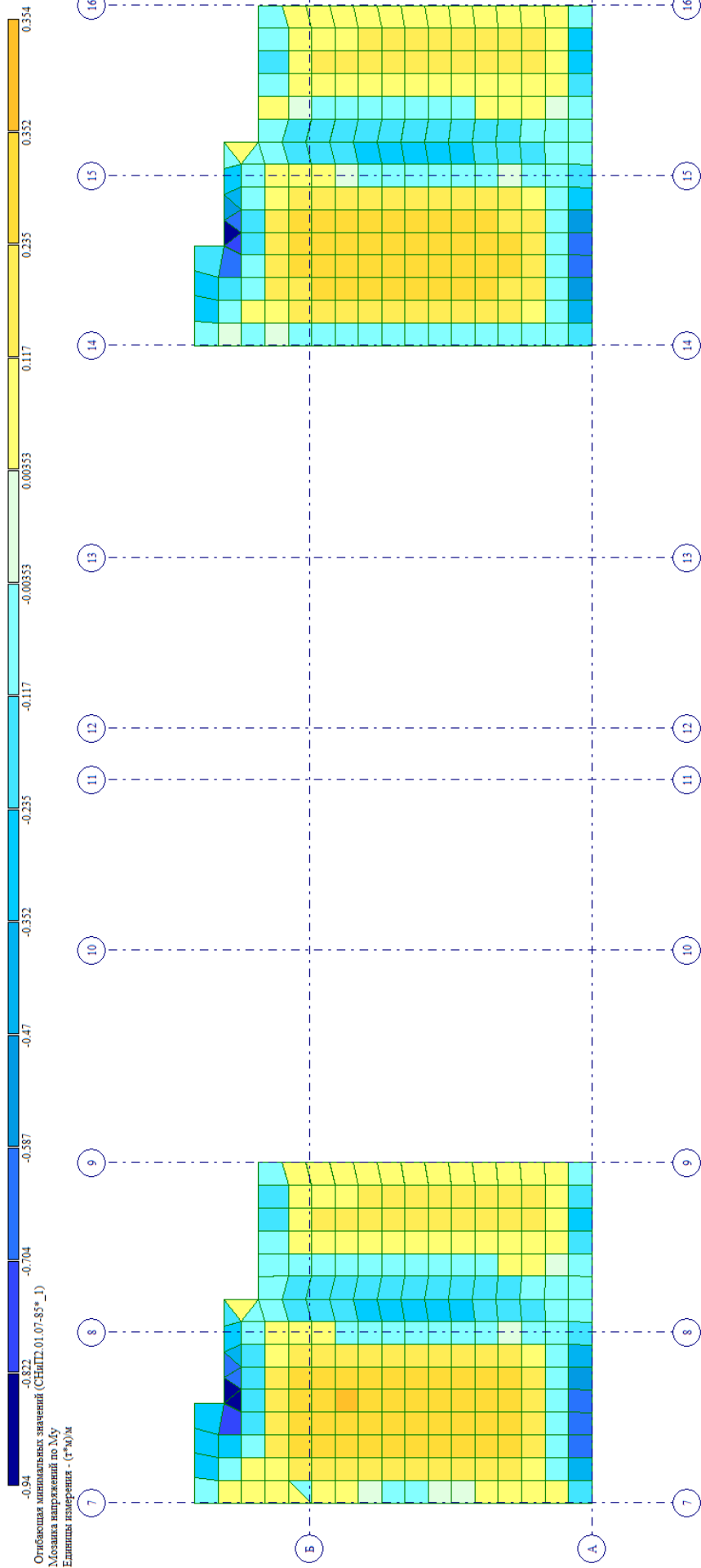
269-ЕП-2018-КР1-РР

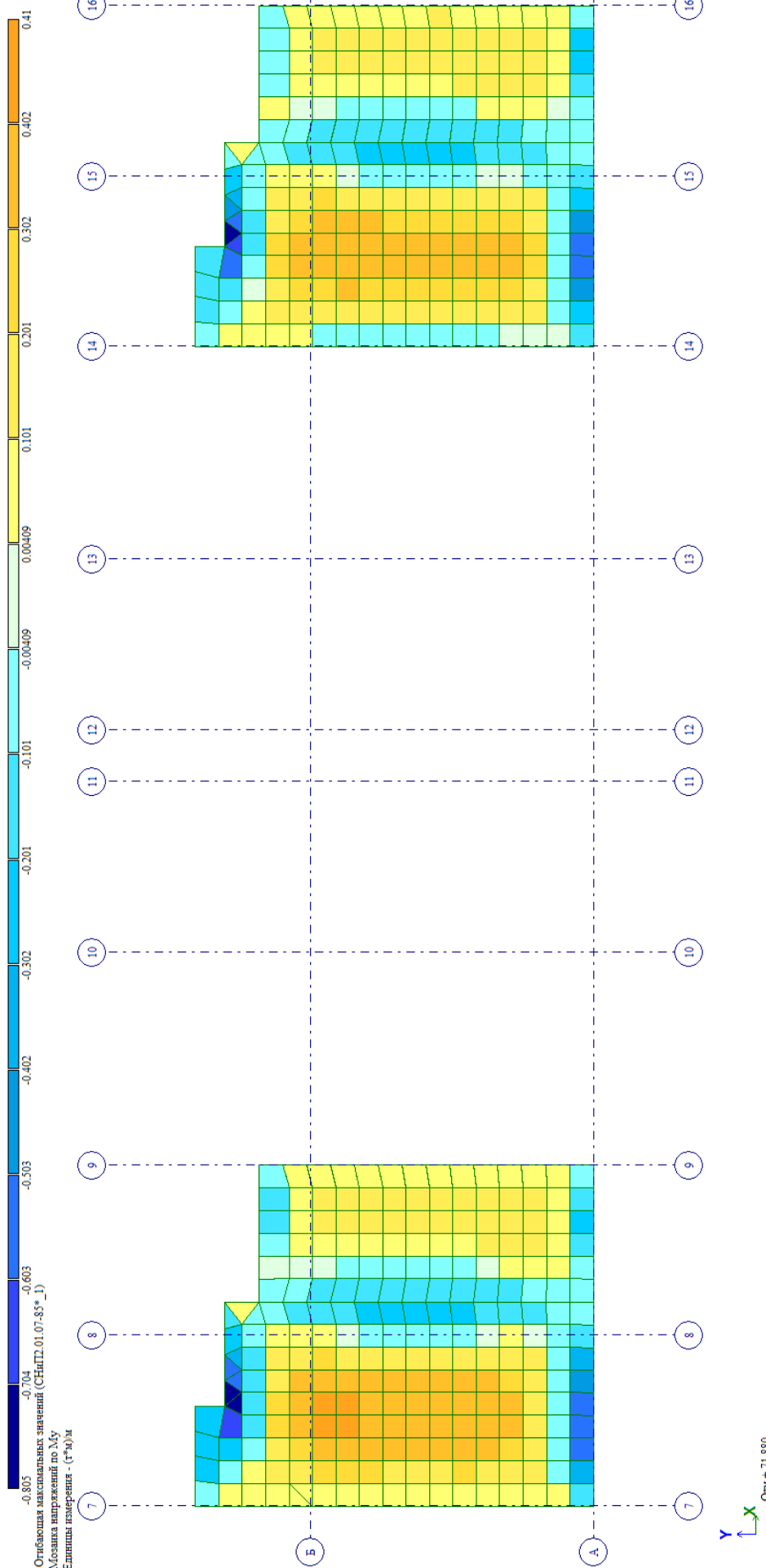
Лист

86



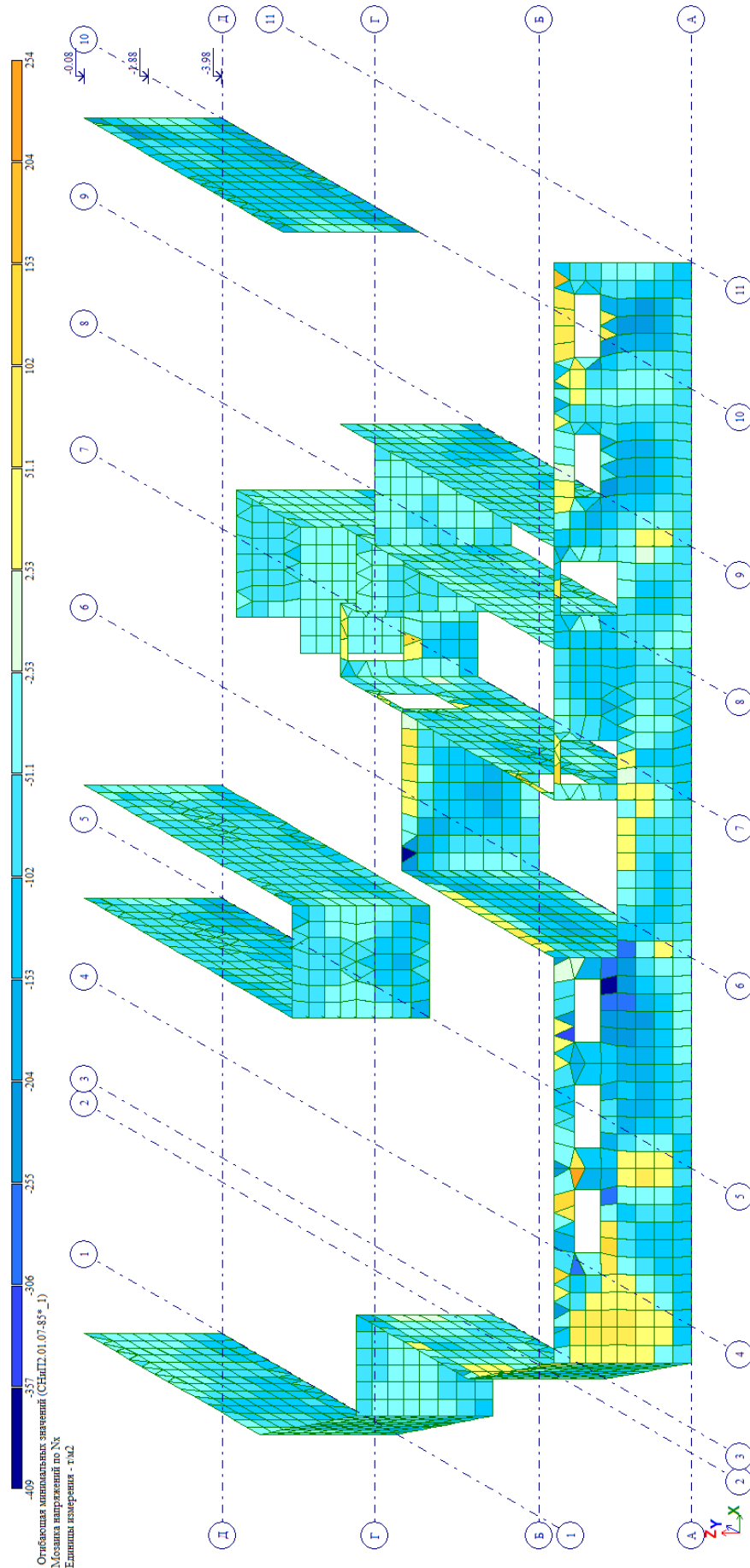






Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

3.3. Усилия в стенах и диафрагмах жёсткости Цокольный этаж

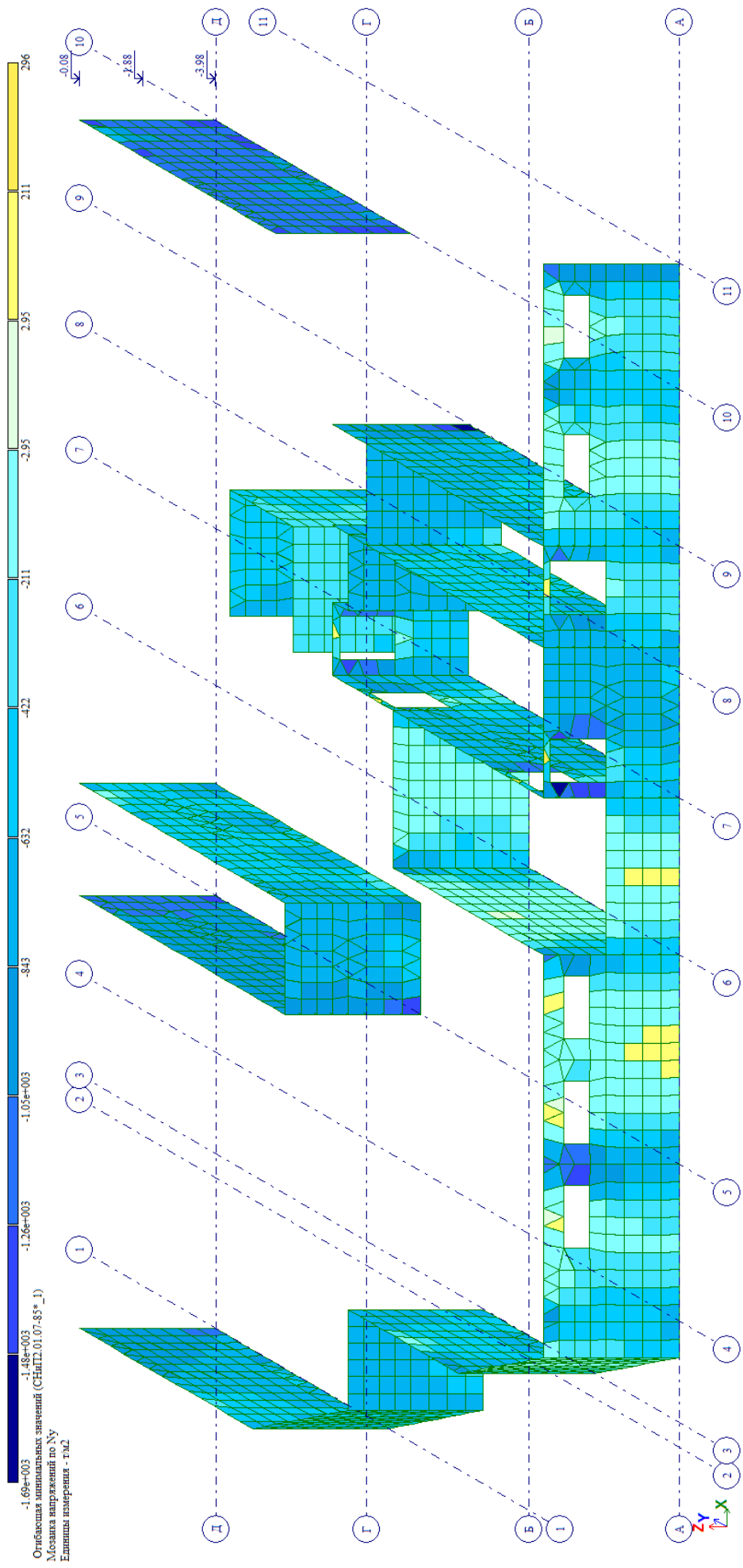


Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

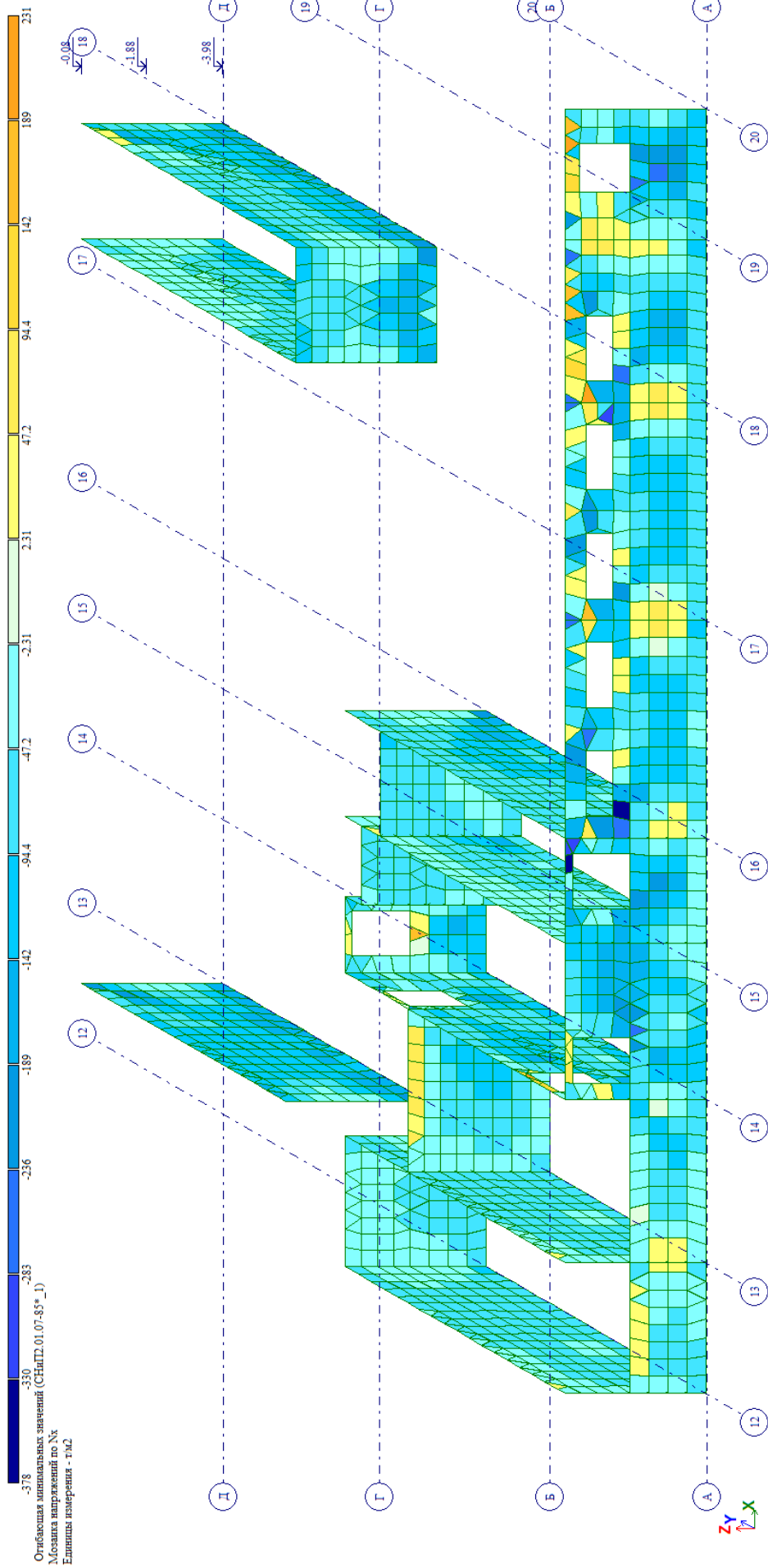


Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

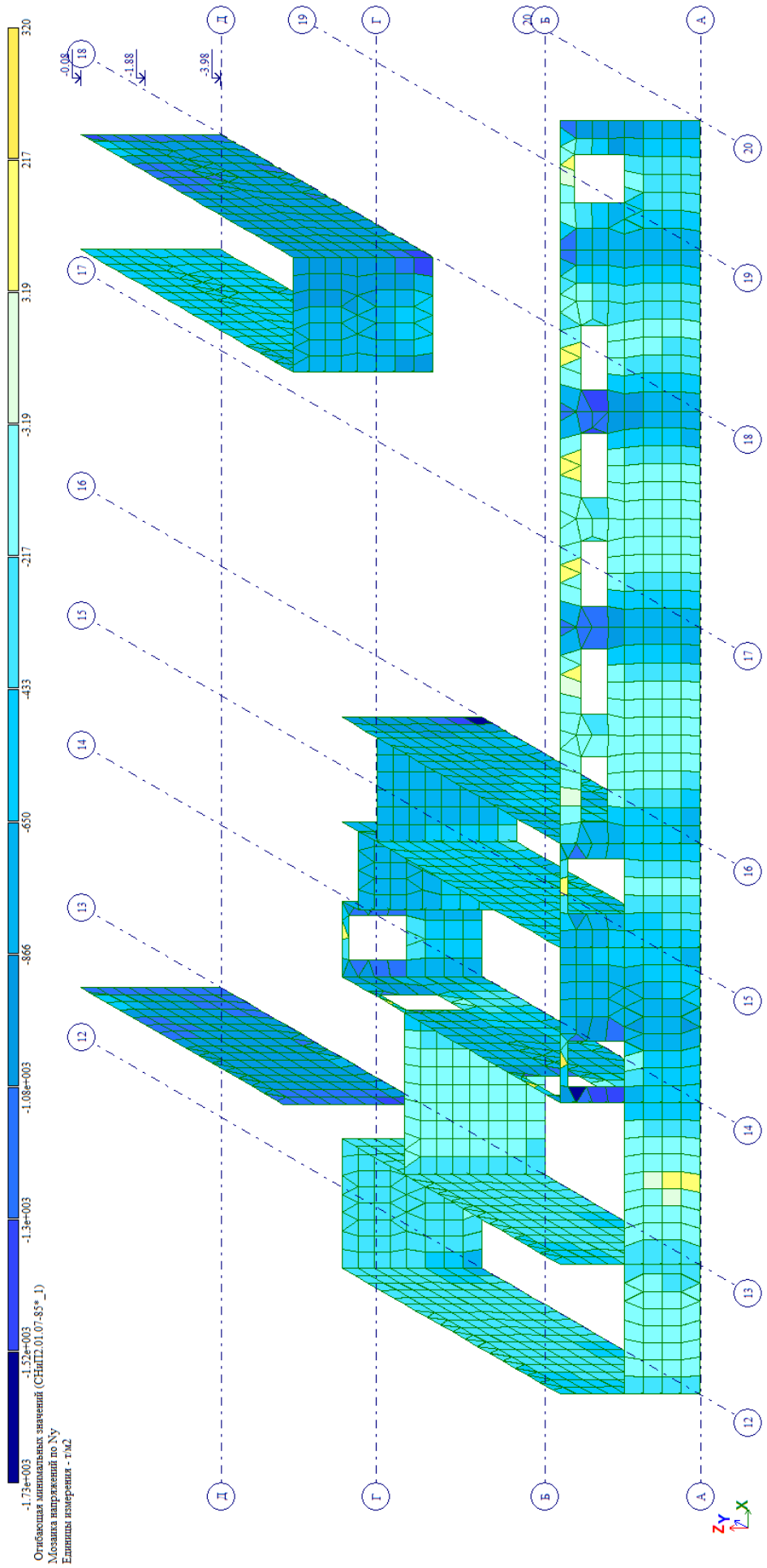
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



269-ЕП-2018-КР1-РР

Инд. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

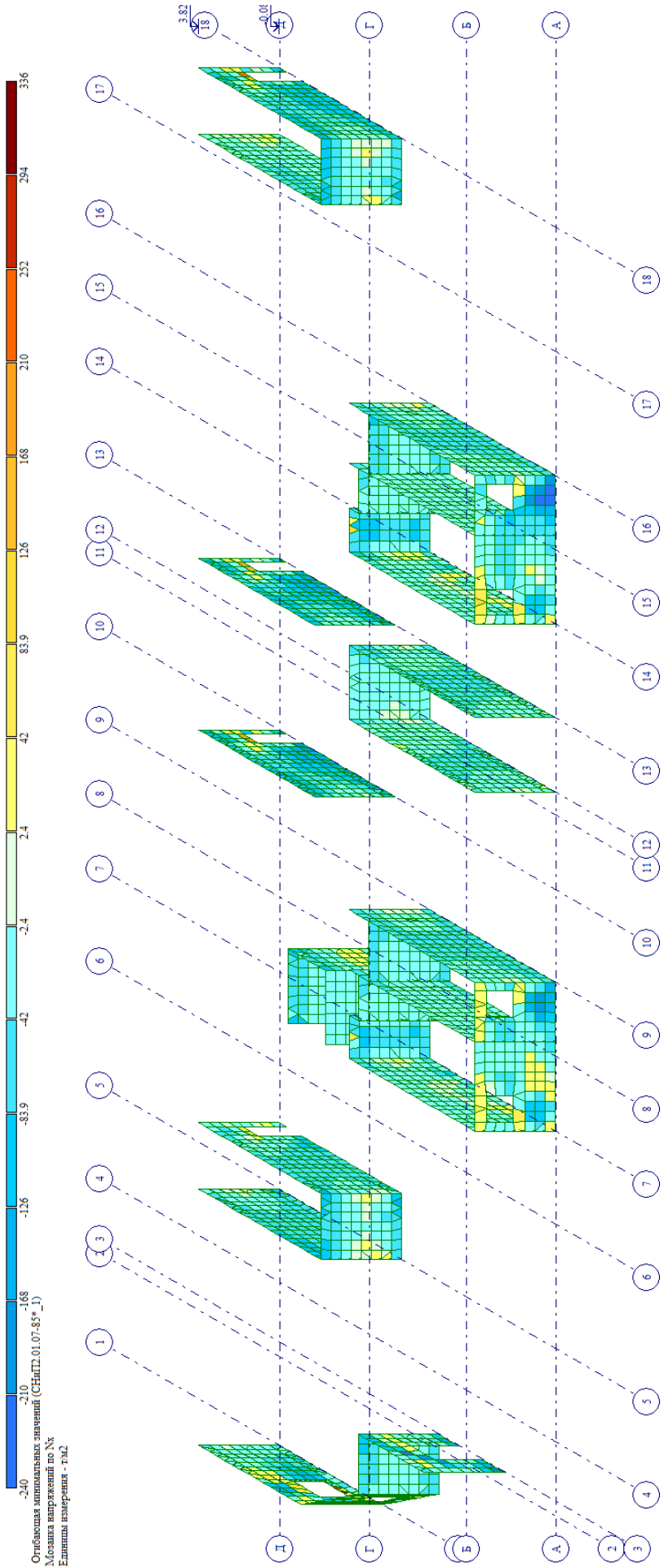
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

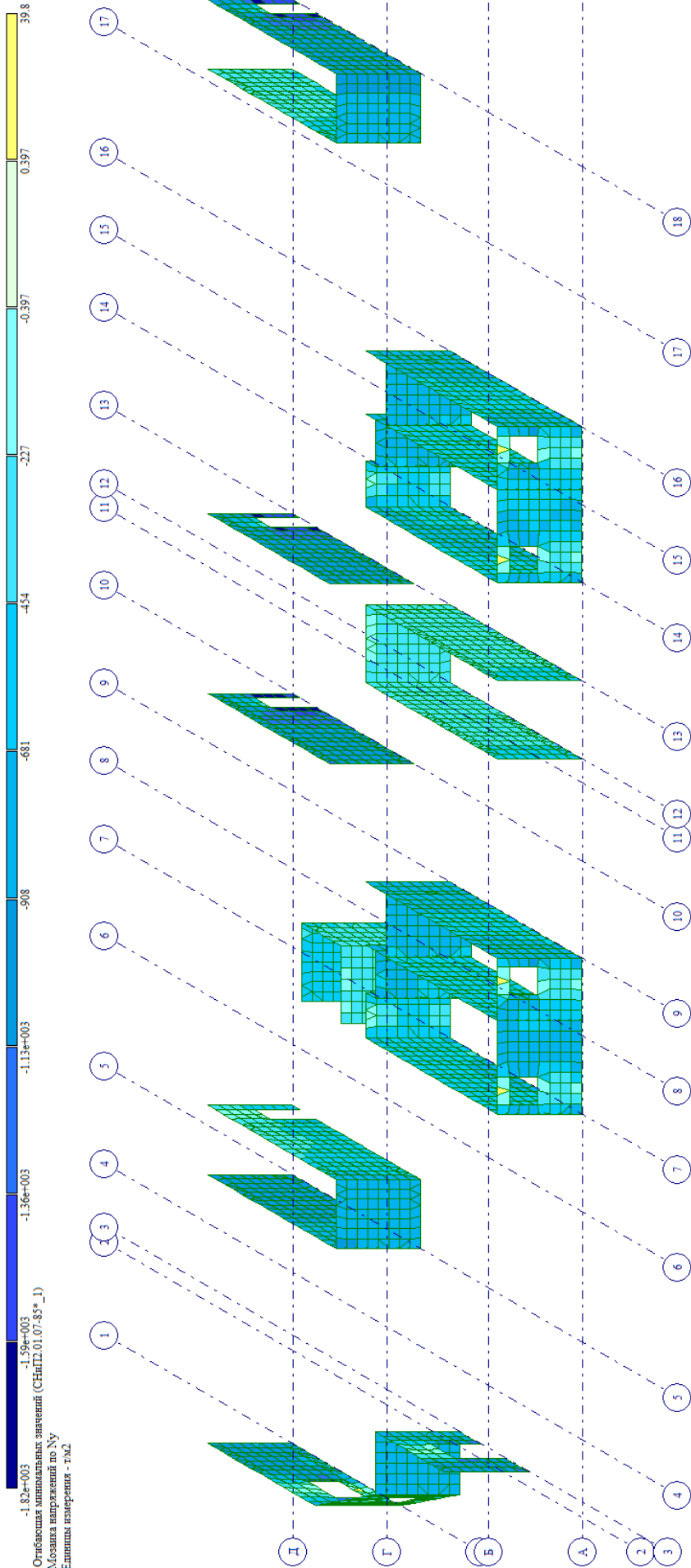
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

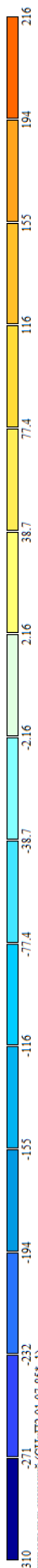
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



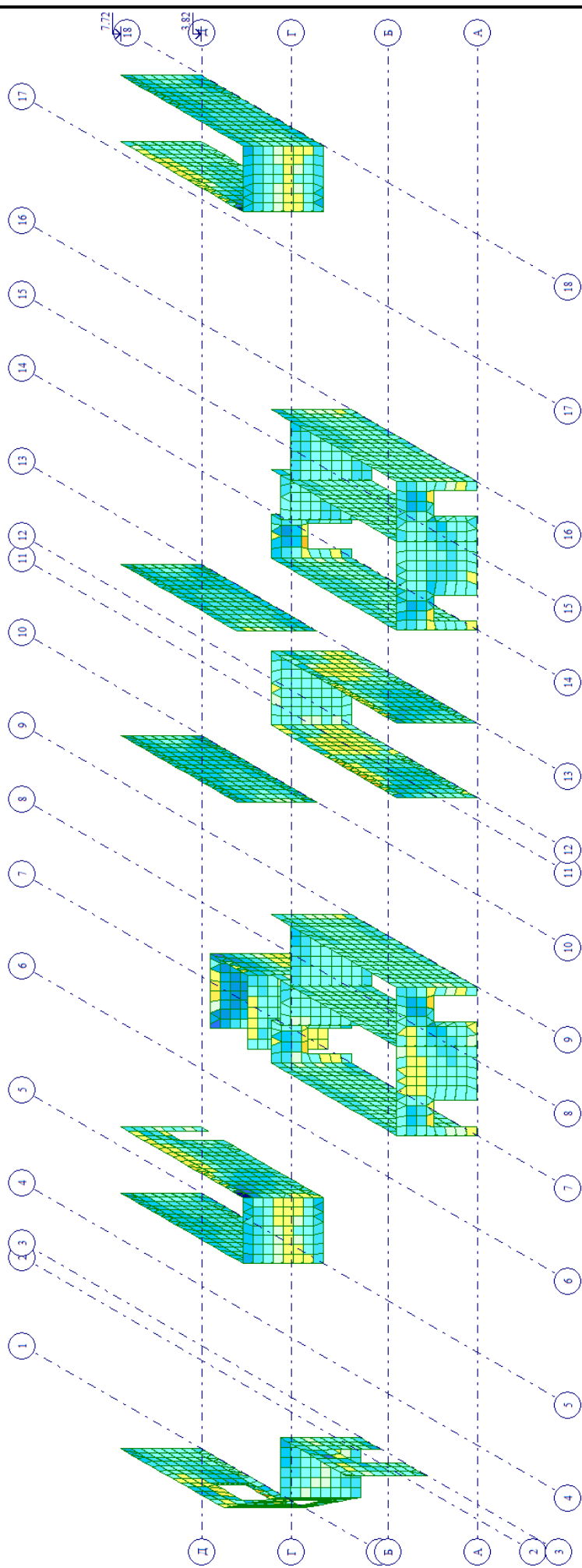
269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

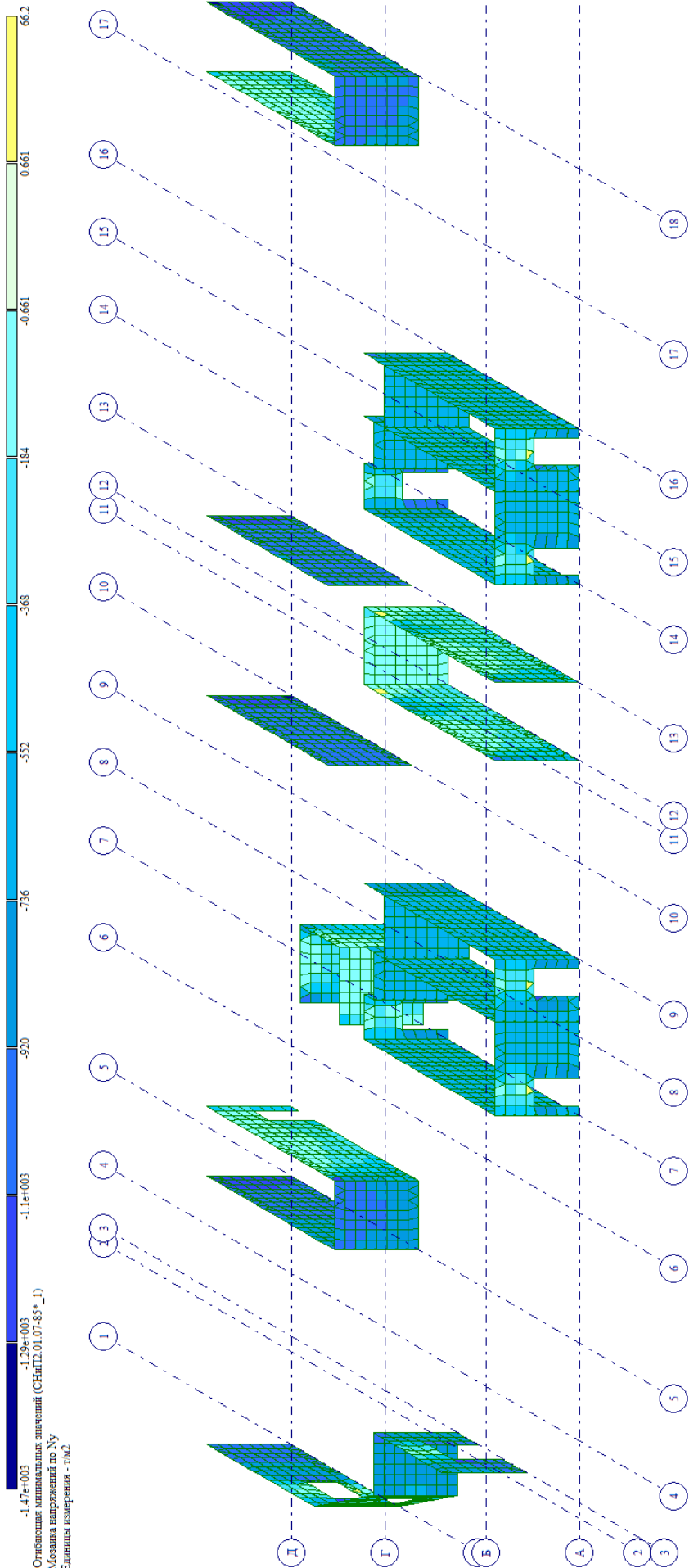


Область минимальных значений (СНиП.01.07-85* 1)
 Мозаика напряжений по X
 Единица измерения - т/м2



Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



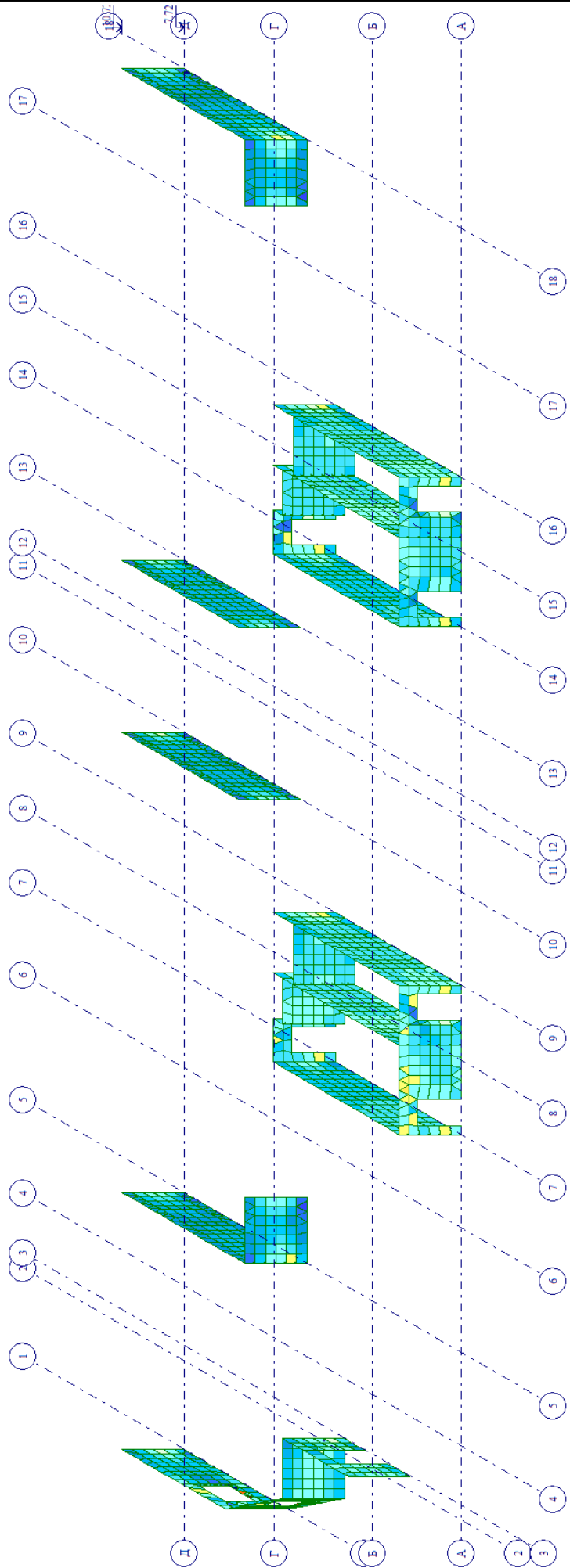
269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



Отбрасывая мнимых значений (СНипП.01.07.85* 1)
 Мозаика напряжений по Xz
 Единица измерения - ГПа

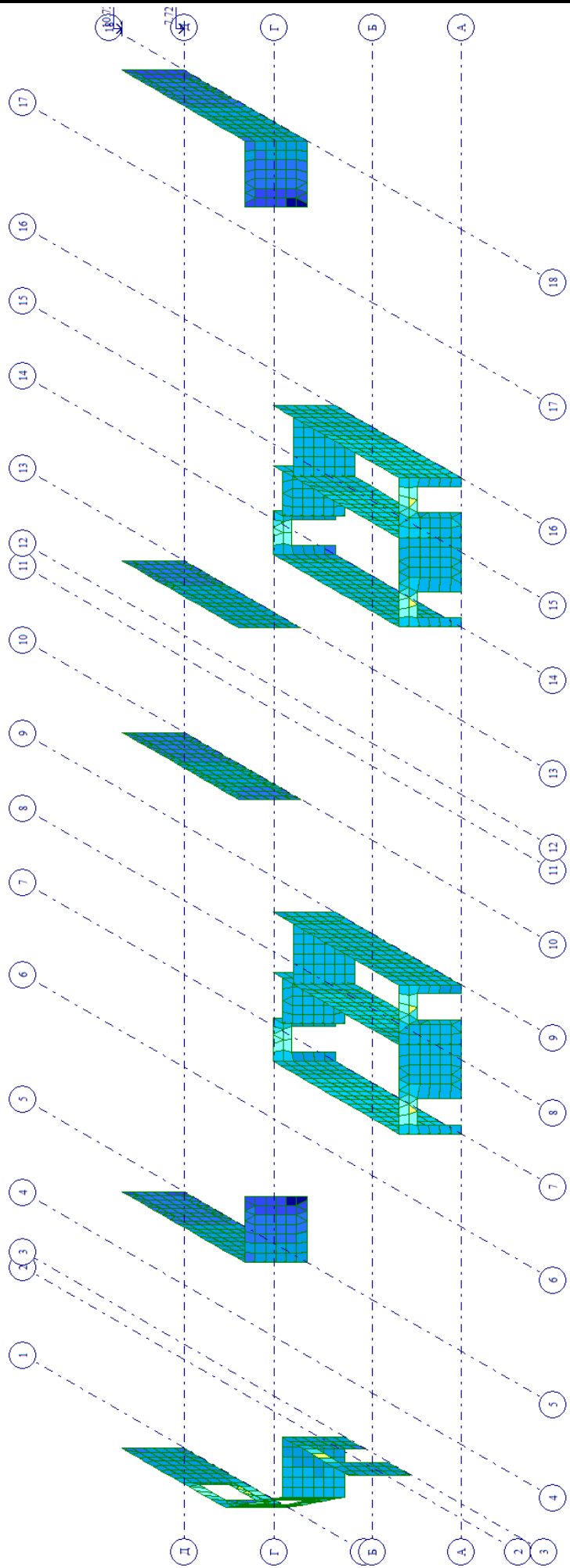


Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



Область минимальных значений (СНПД.01.07.85* _1)
 Мозаика напряжений по Ну
 Единица измерения - т.кГ



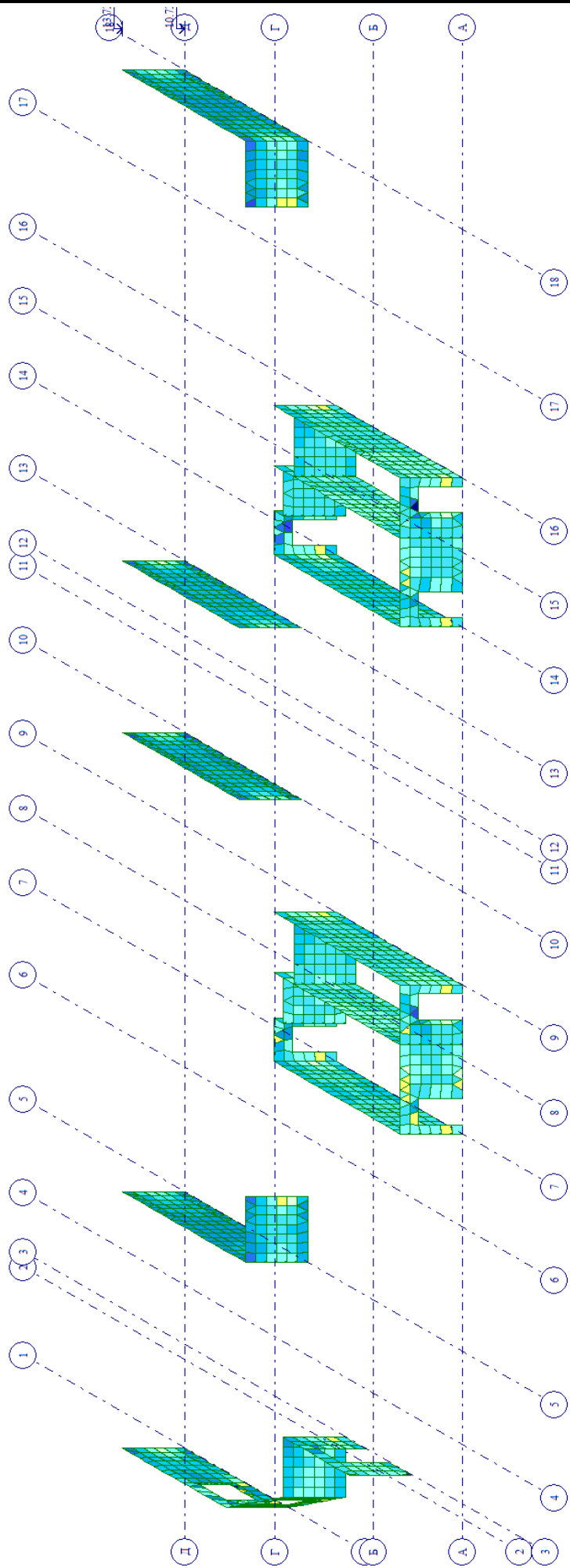
269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



Область минимальных значений (СНПД.01.07.85*_1)
 Мозаика напряжений по Xz
 Единица измерения - т/м2

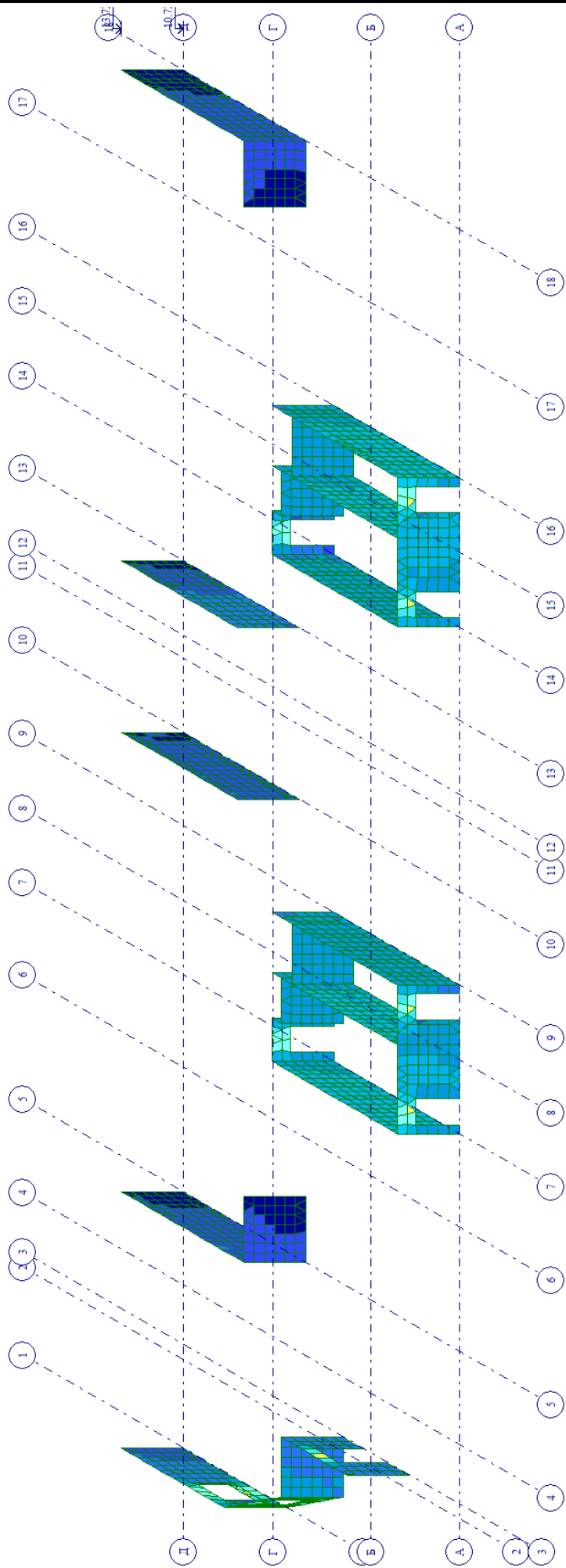


269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №



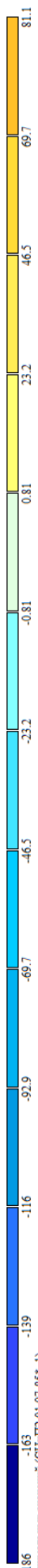
-1.18e+03
 -1.03e+03
 Область минимальных значений (СНПД.01.07.85* _1)
 Мозаика напряжений по Ну
 Единица измерения - т/м2



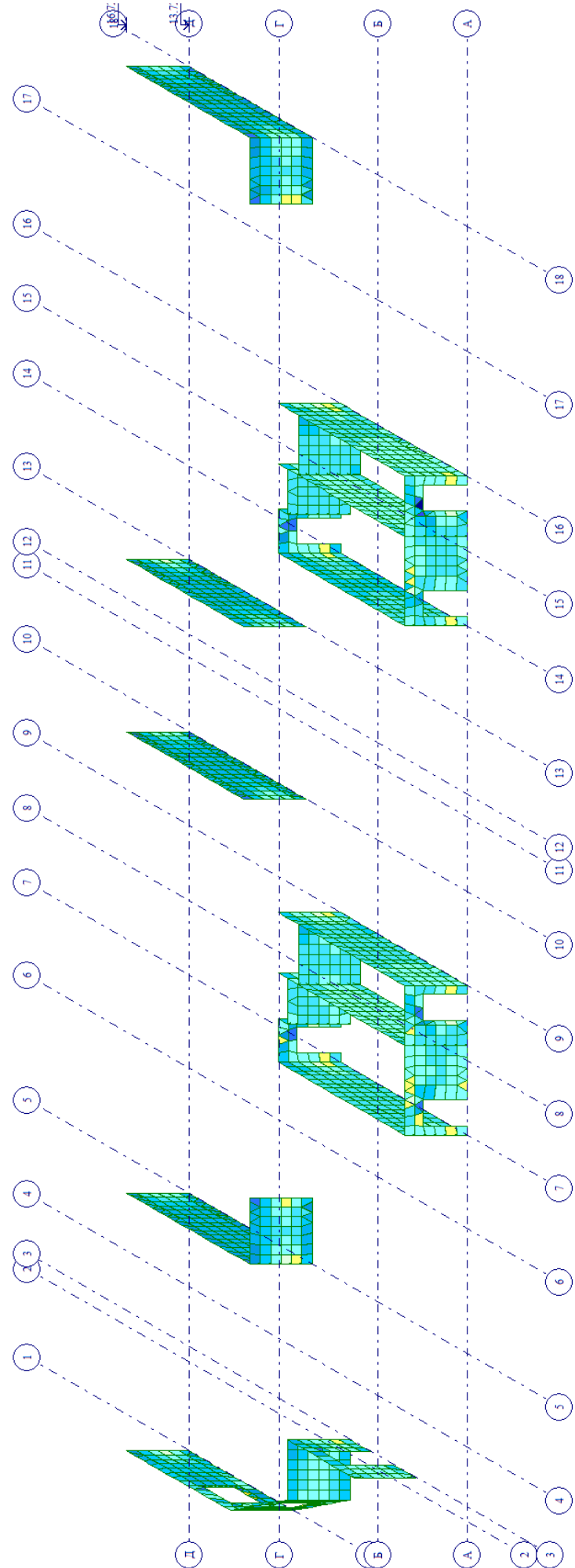
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



Отбрасывая мнимые значения (СНиП 2.01.07-83*1)
 Масштаб напряжений по Xz
 Единица измерения - ГПа

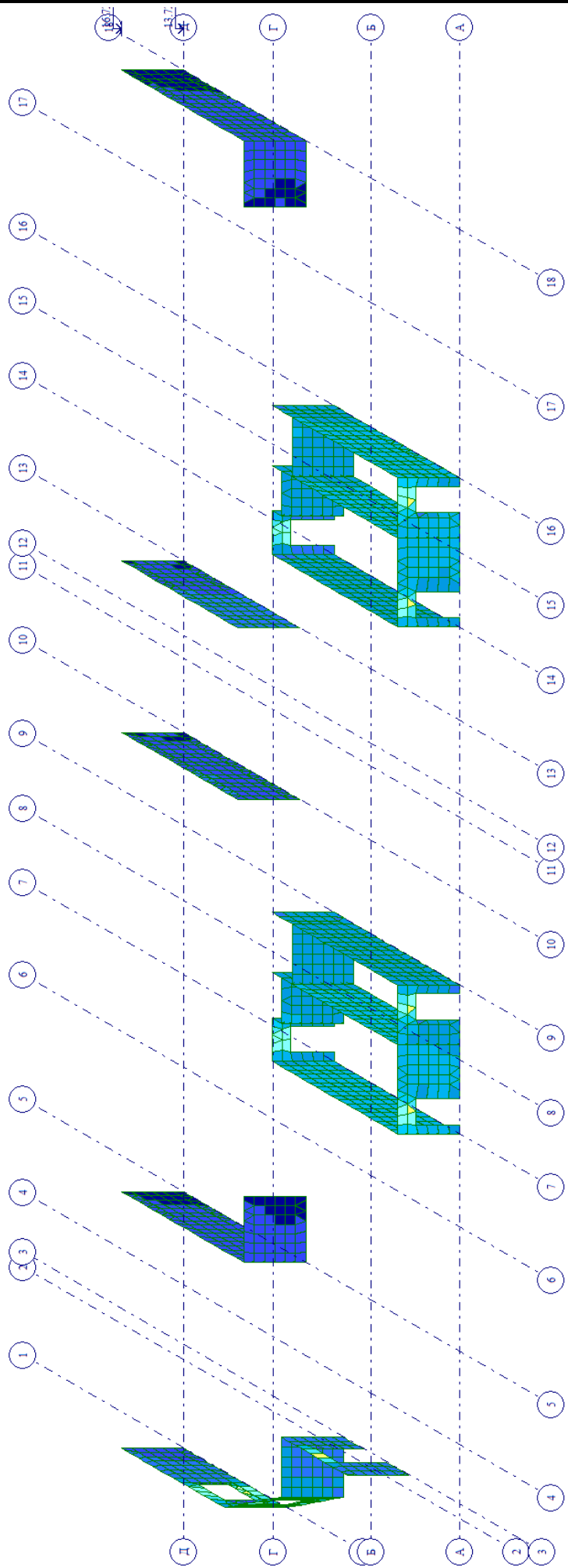


Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



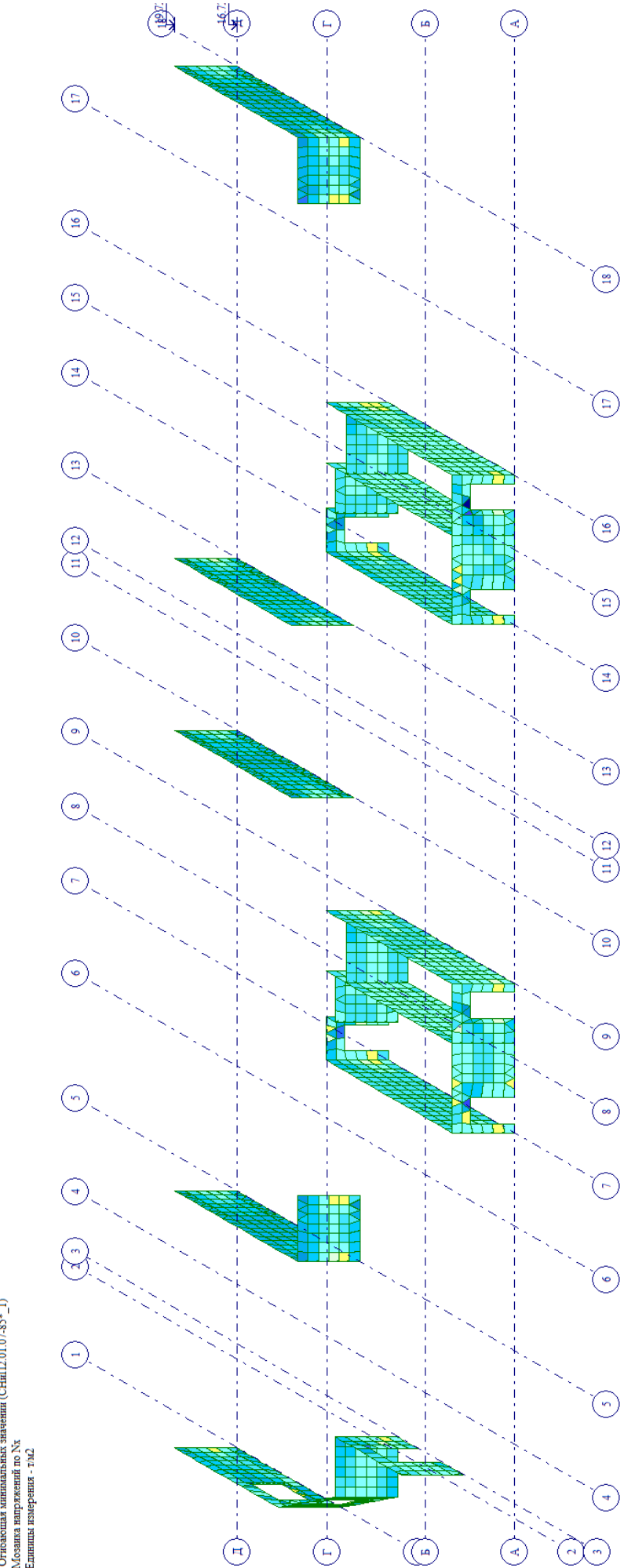
-1.13e+003
-991
Область минимальных значений (СНЧПД.01.07.85*_1)
Масштаб напряжений по Yz
Единица измерения - т/м²



269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

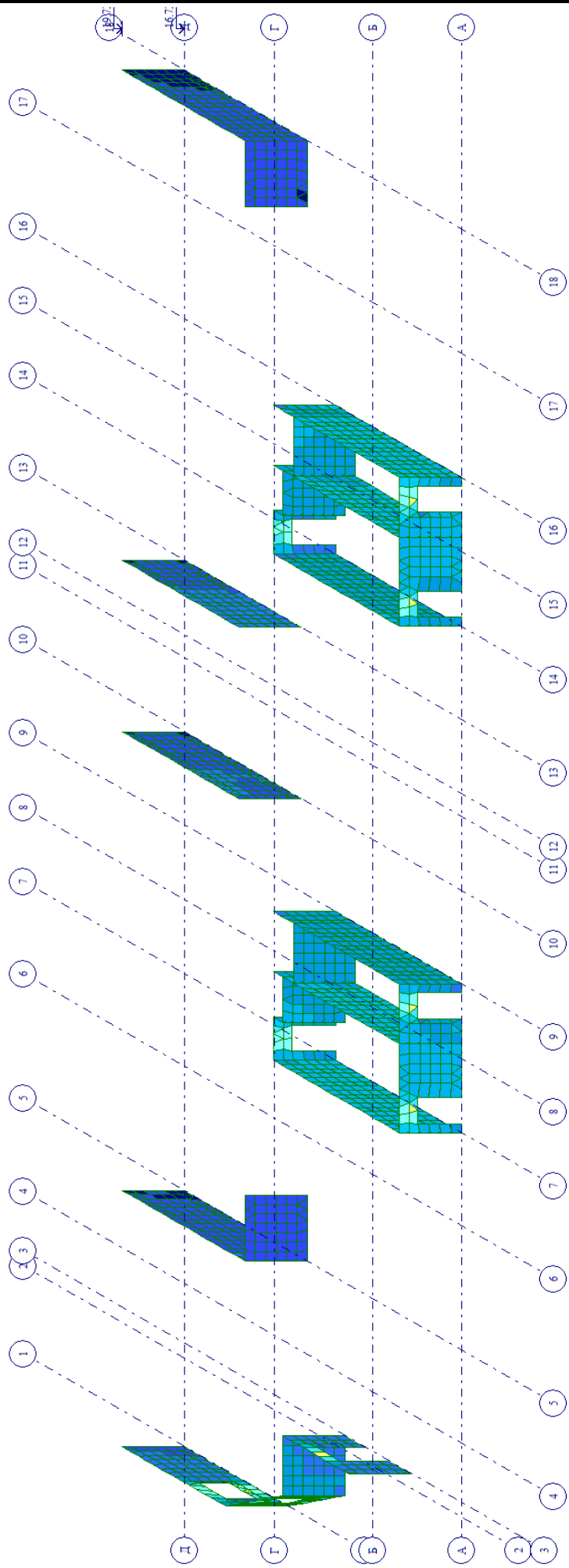
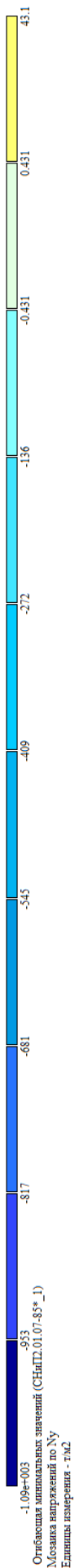
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

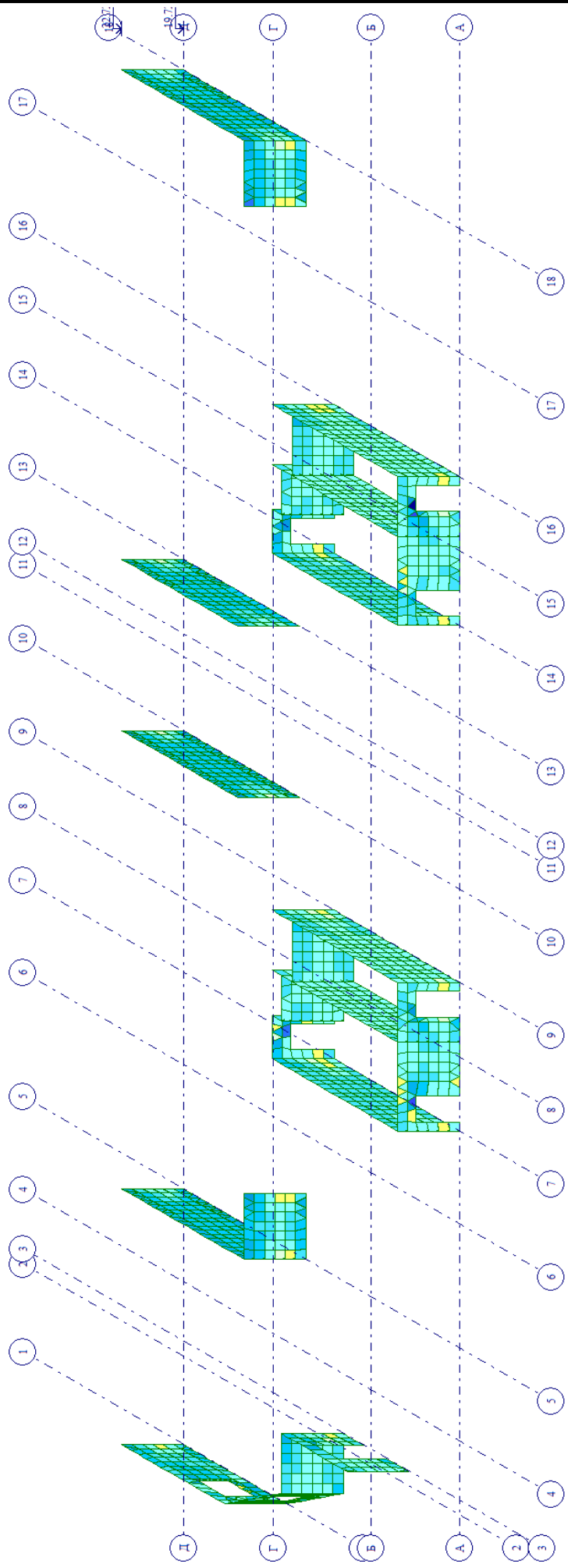
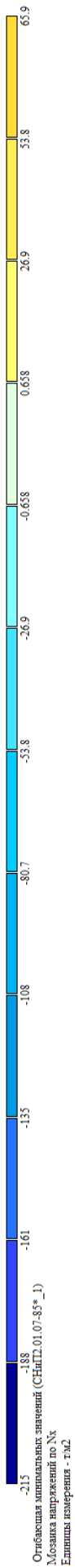
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

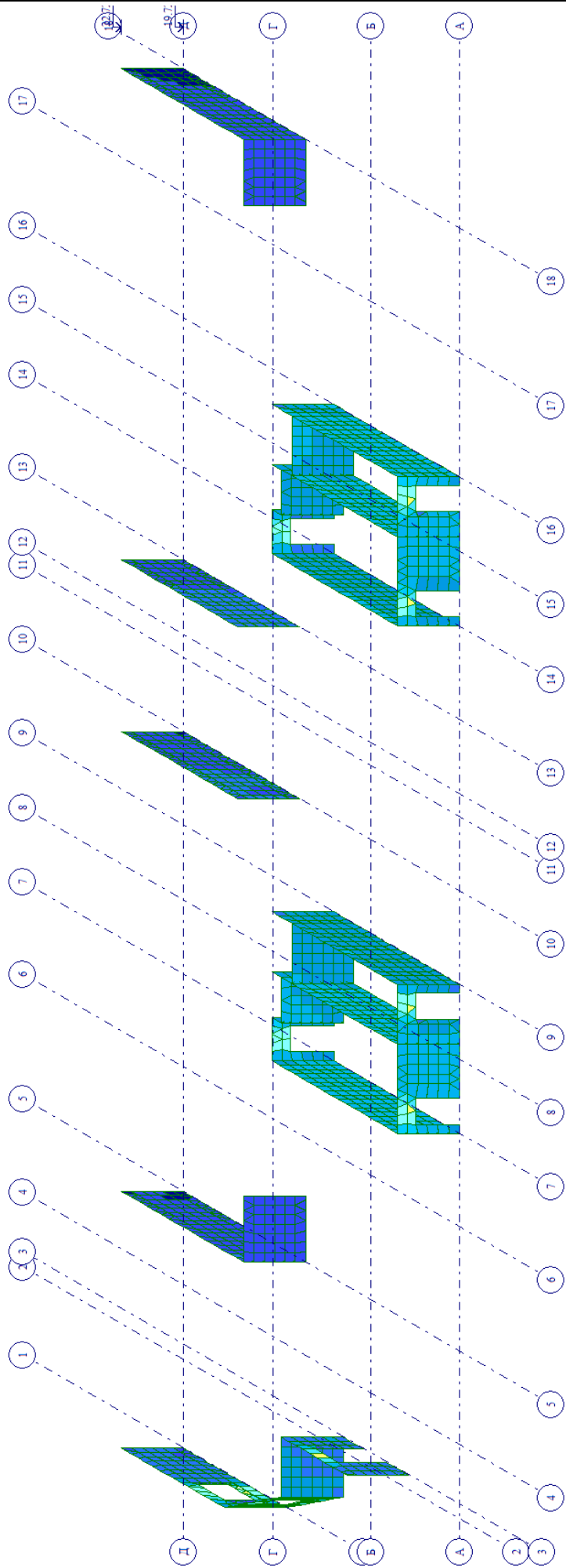


Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



-1.04+0.03
 Область минимальных значений (СНПД.01.07.85* 1)
 Мозаика напряжений по Ну
 Единица измерения - т/м2

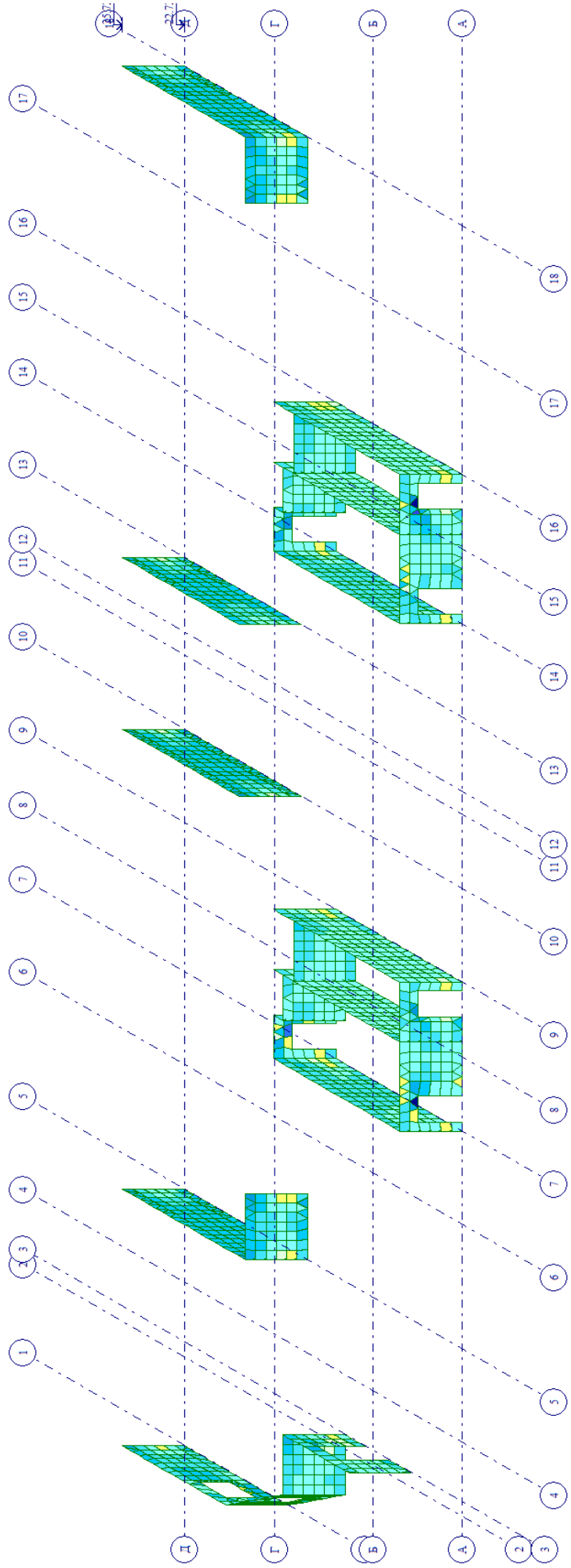


Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



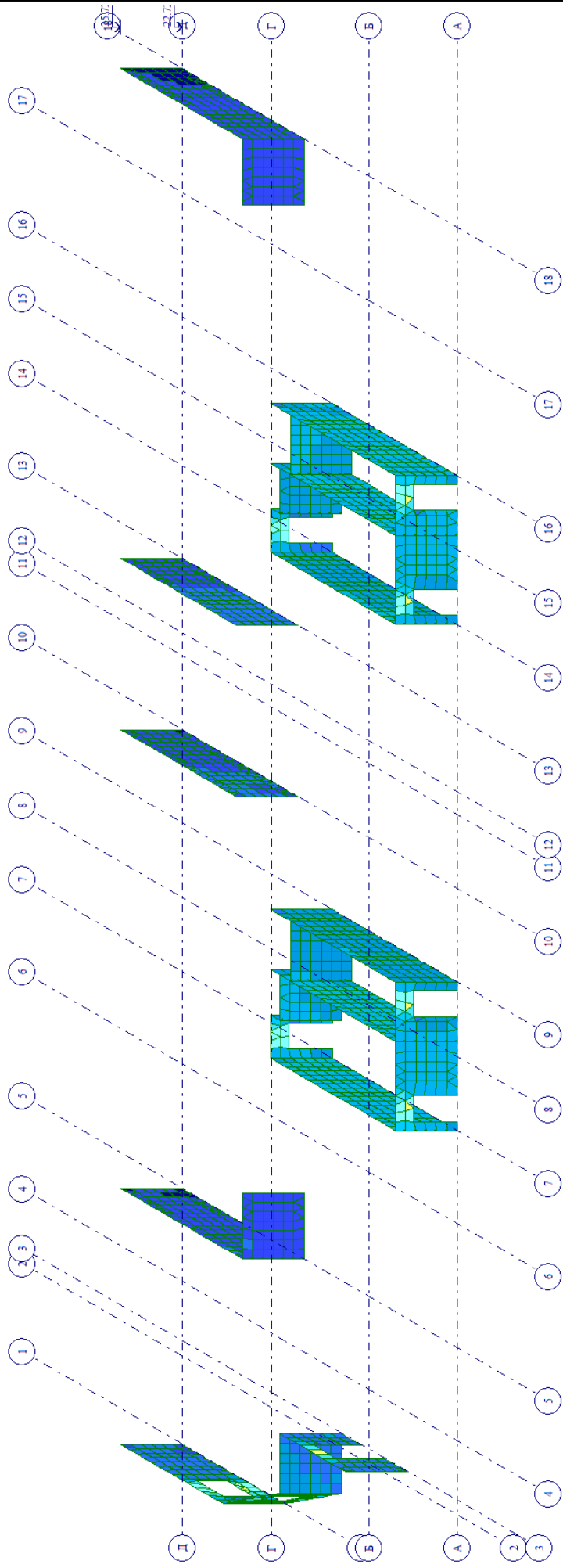
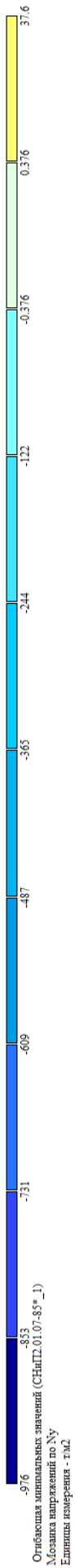
Область максимальных значений (СНПД.01.07.85* 1)
 Мозаика изображений по Nx
 Единица измерения - т/м2



269-ЕП-2018-КР1-РР

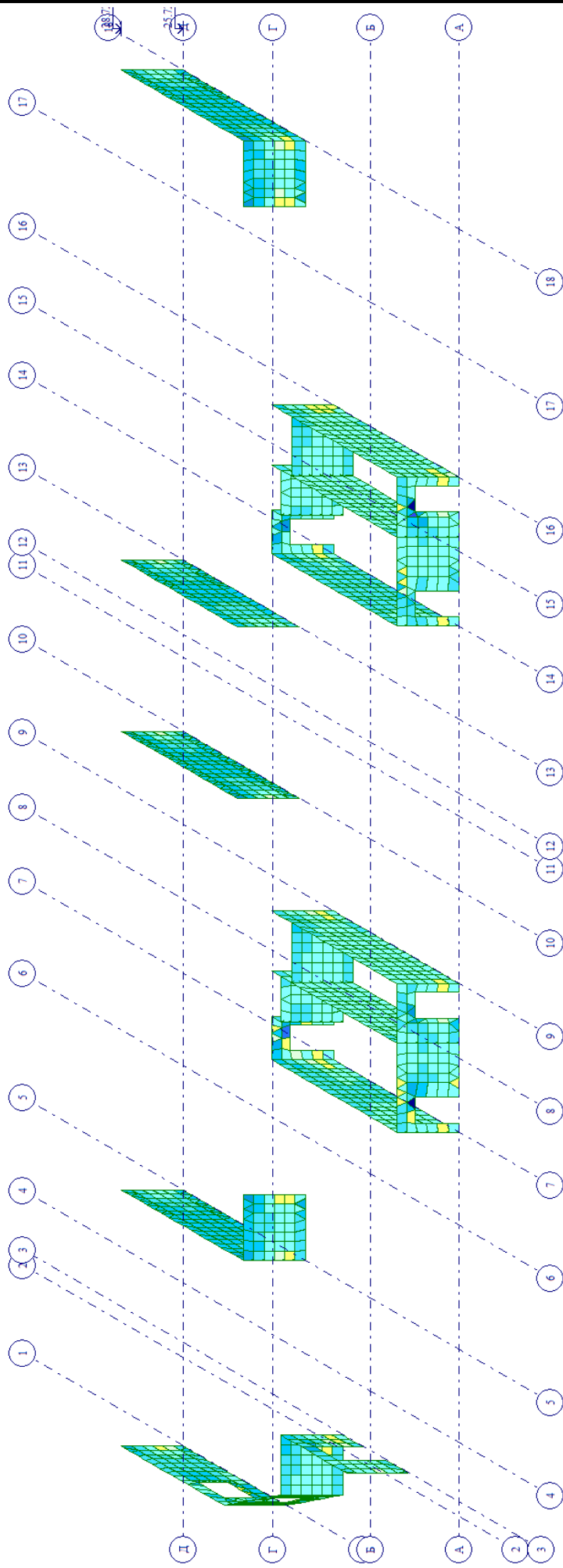
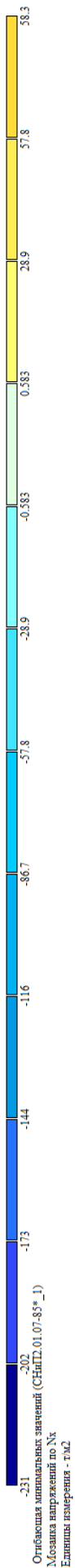
Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

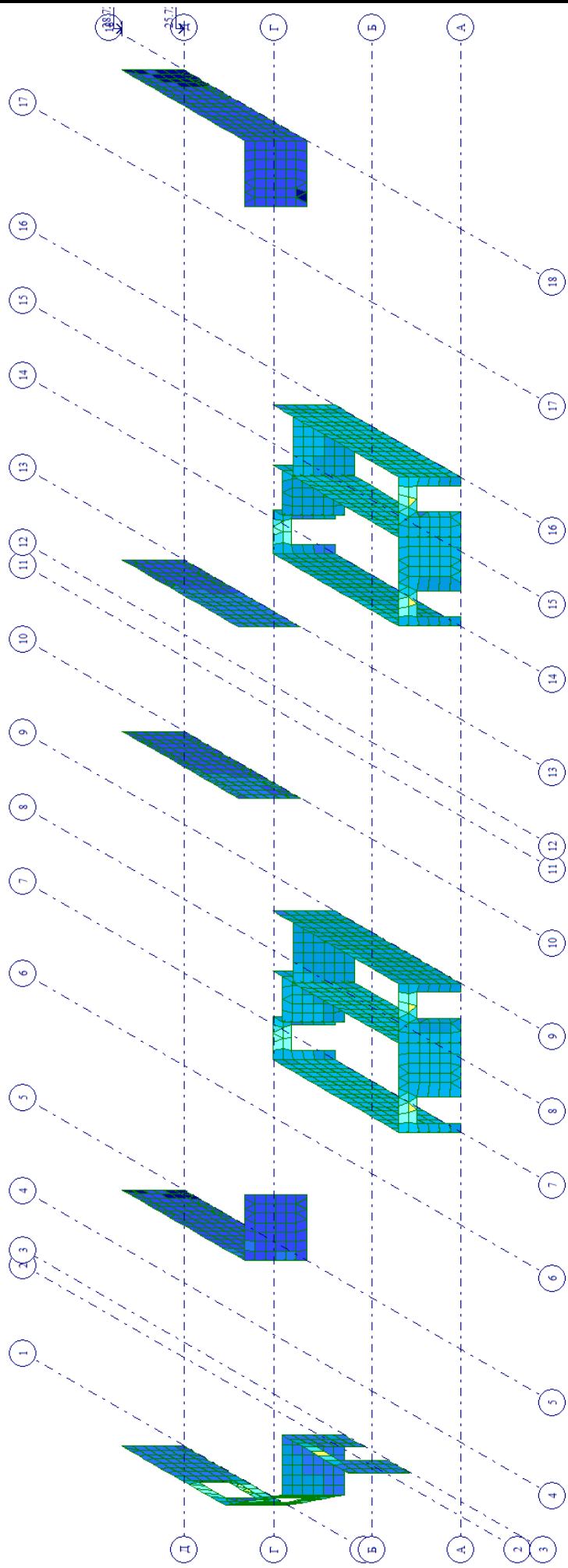


Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

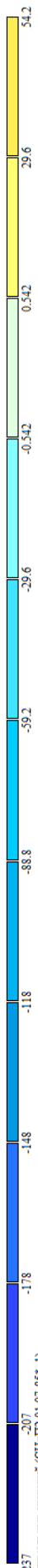


Отбрасывая мнимых значений (СНиП 2.01.07.83* 1)
 Мозаика напряжений по Ну
 Единица измерения - ГПа

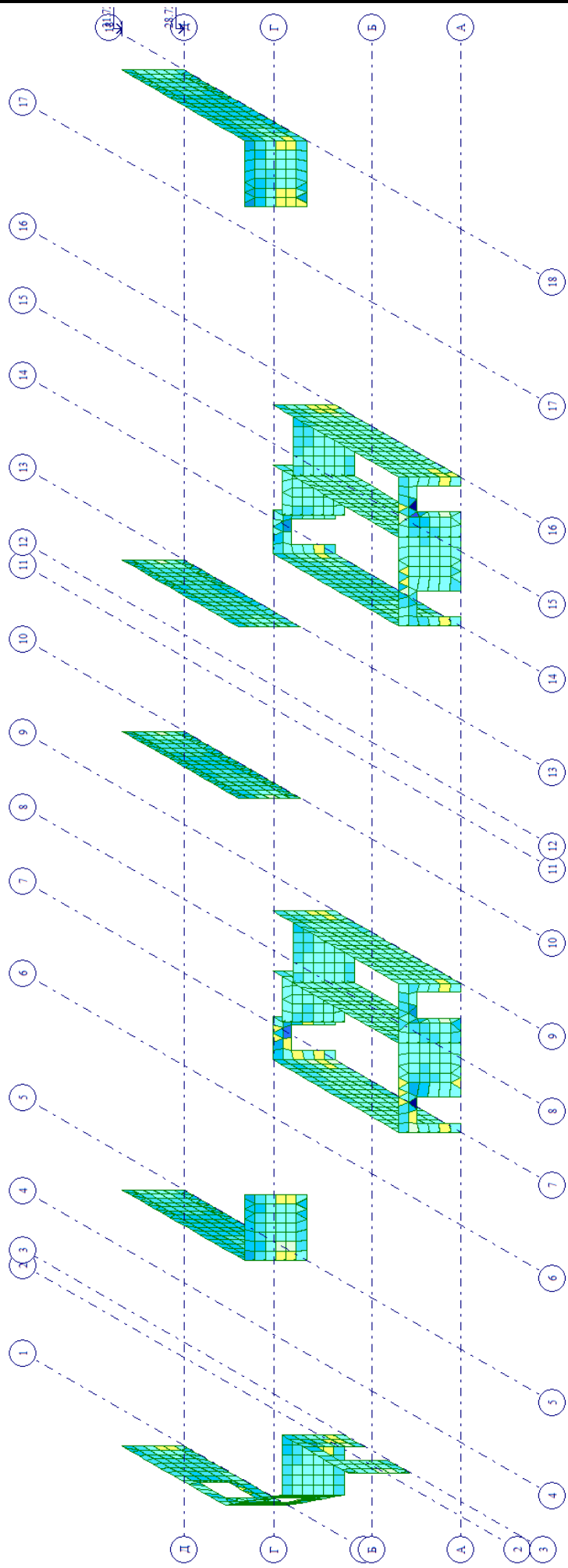


Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



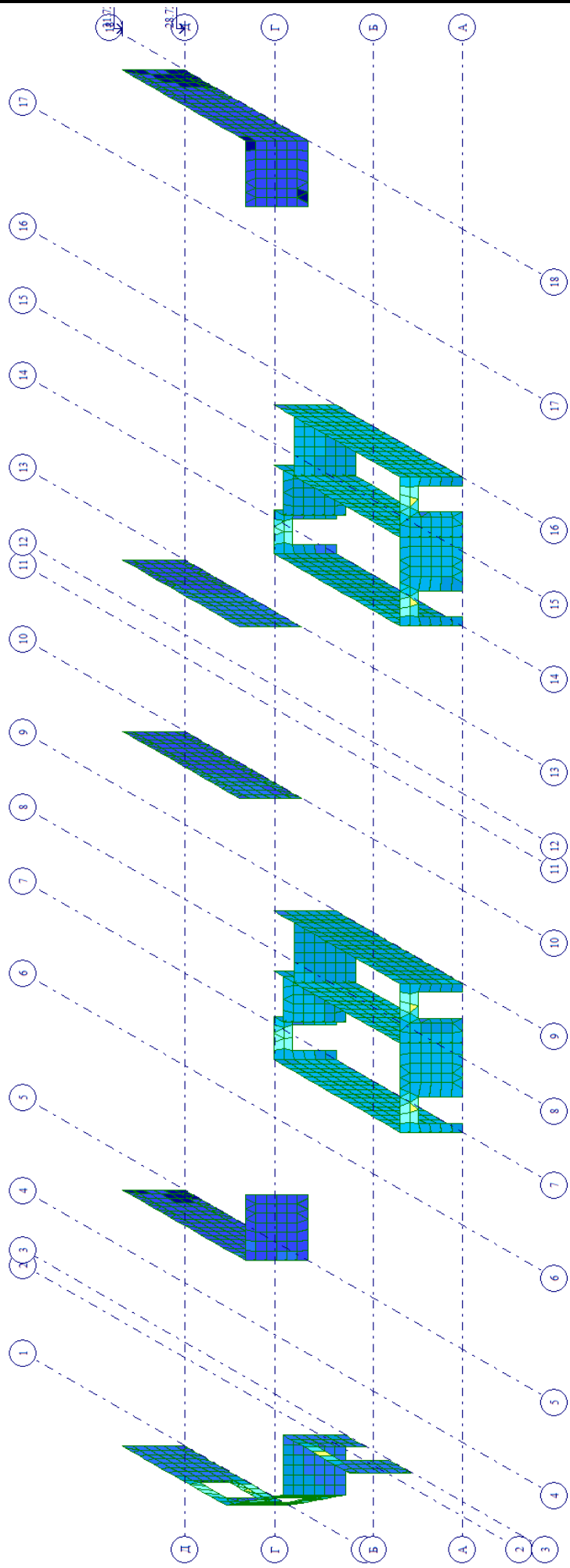
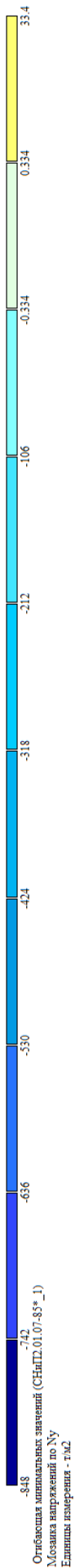
Отбрасывая мнимых значений (СНиП2.01.07.83*1)
 Москва выражений по №
 Единица измерения - ГПа



269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

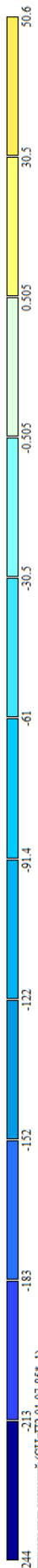
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



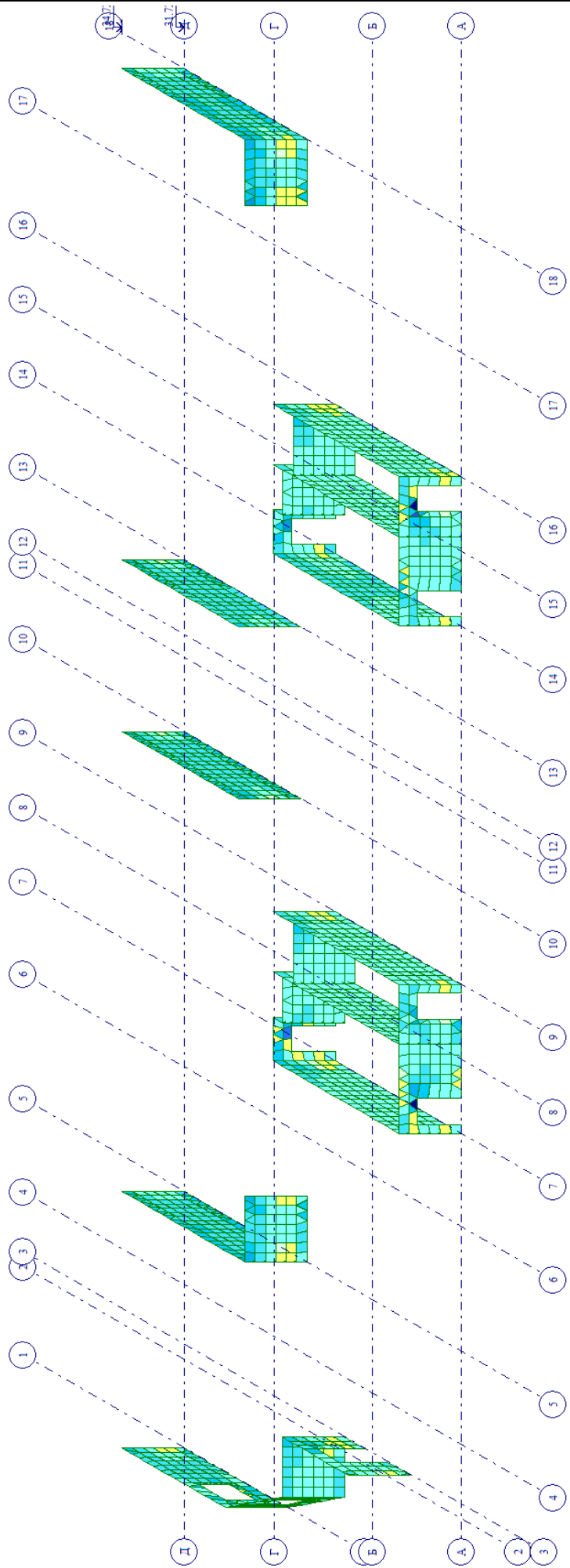
269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

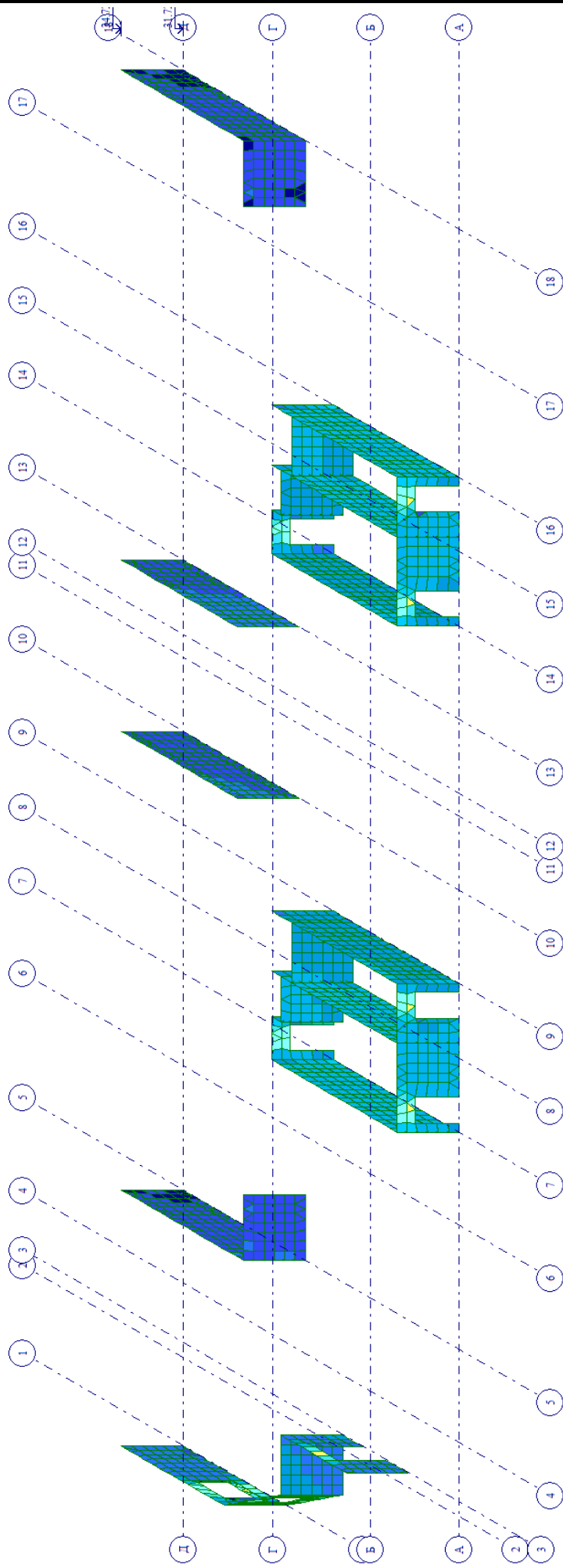
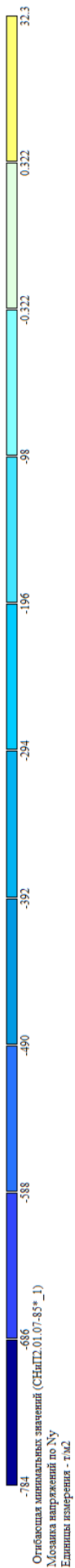


Область минимальных значений (СНПД.01.07.85* 1)
 Мозаика напряжений по №
 Единица измерения - т/м2



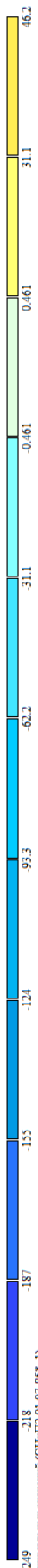
Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

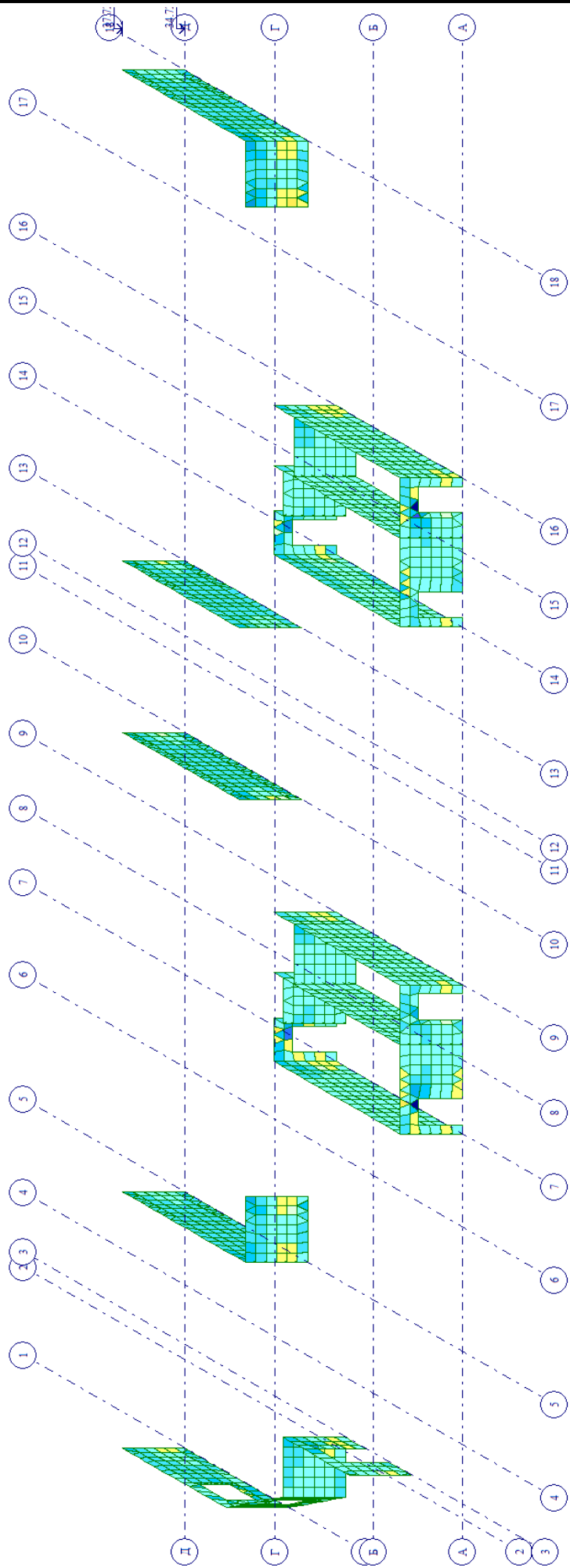


Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



Область минимальных значений (СНиП.01.07-85* 1)
 Мозаика напряжений по №
 Единица измерения - т/м2



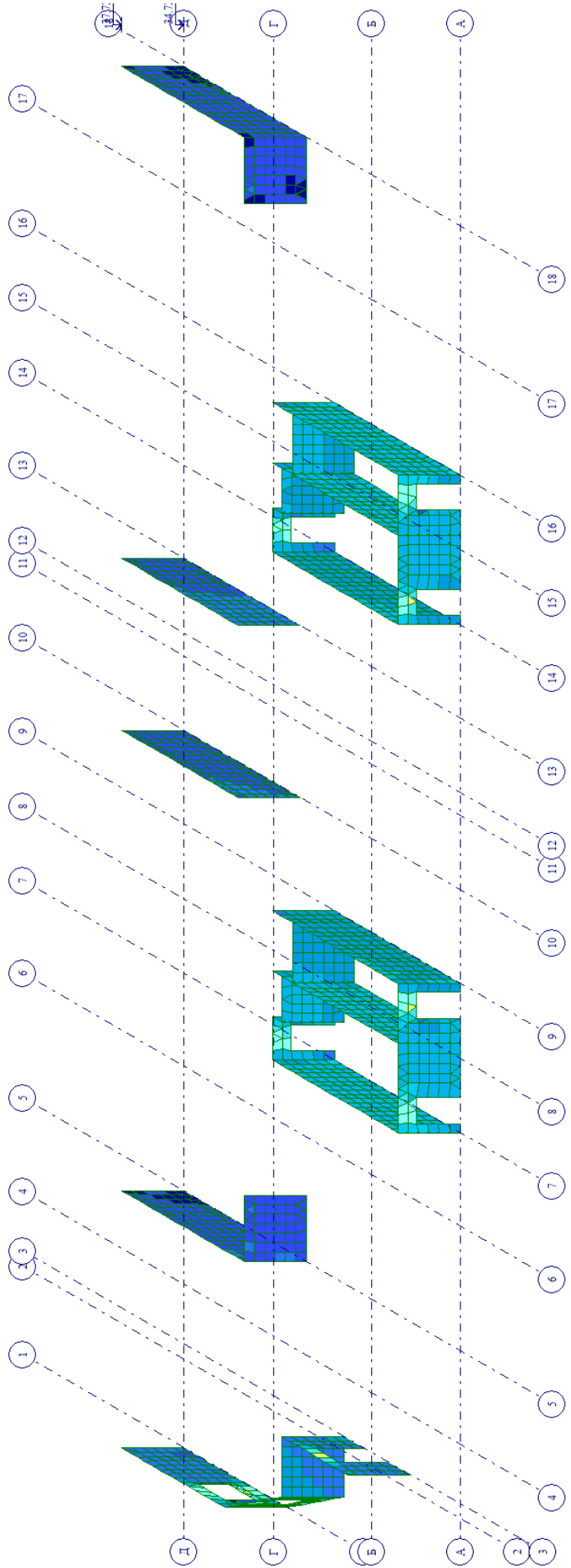
269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



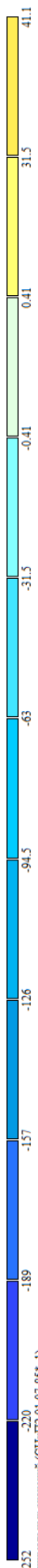
Область минимальных значений (СНПД.01.07.85* 1)
 Мозаика напряжений по Ну
 Единица измерения - т/м2



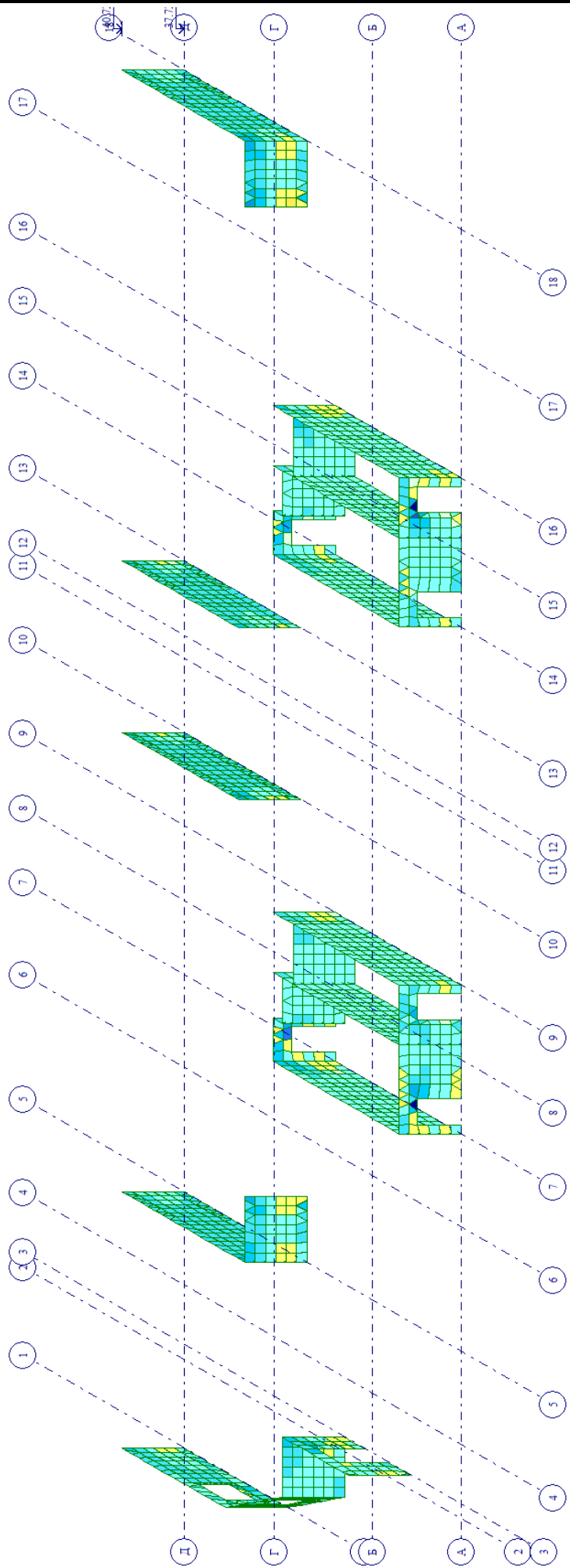
269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



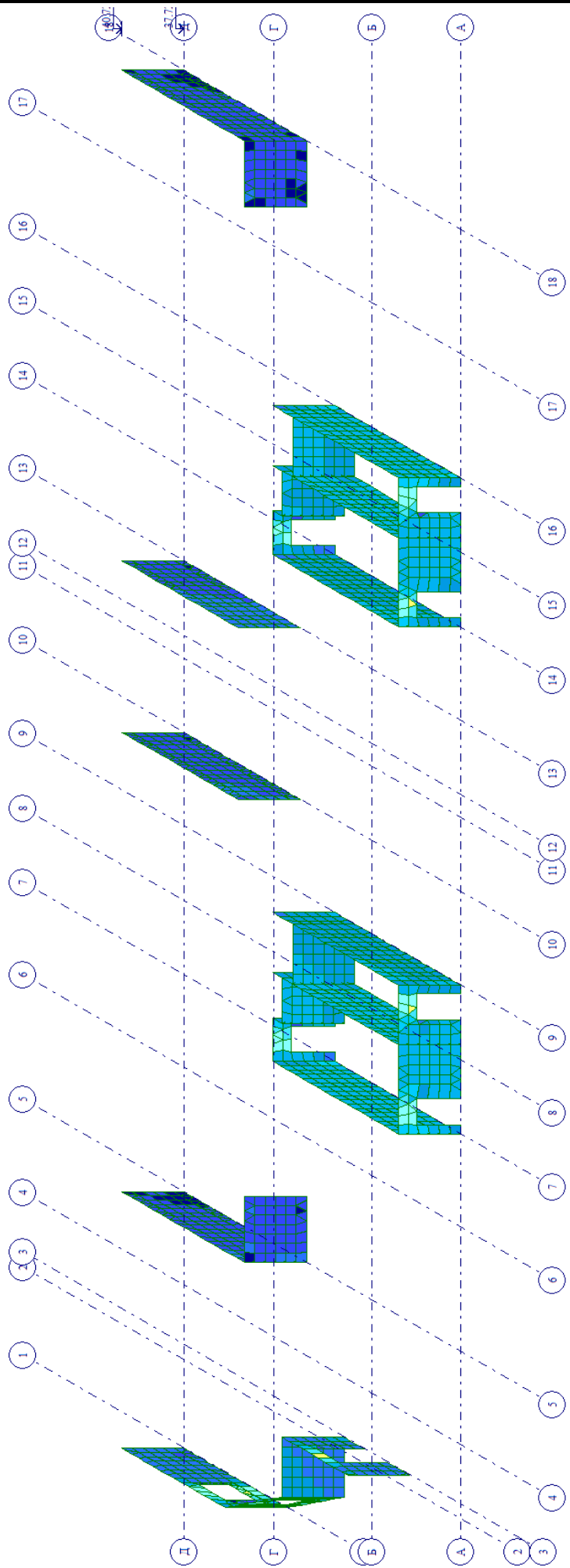
Область минимальных значений (СНПД.01.07.85* 1)
 Мозаика напряжений по №
 Единица измерения - т/м2



269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



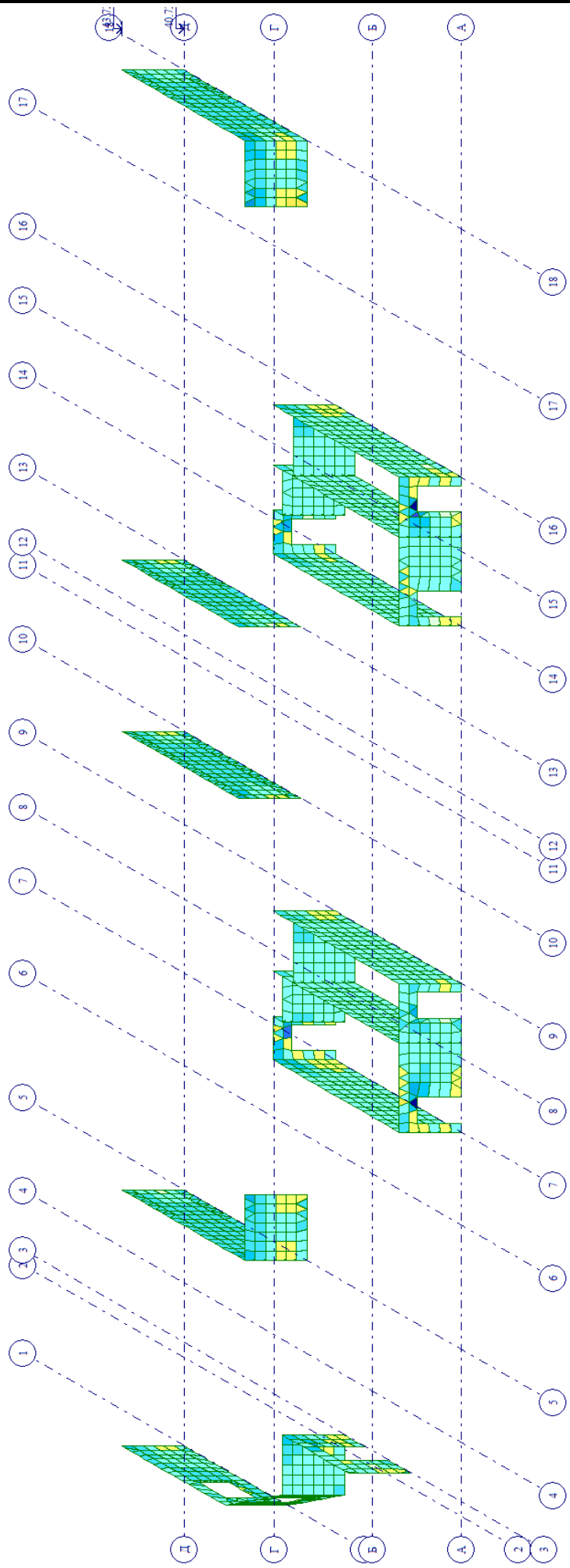
269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



Область иша ипипалыных значений (СНПД.01.07.85* 1)
 Мозаика изображений по Nx
 Единица измерения - ГМПа



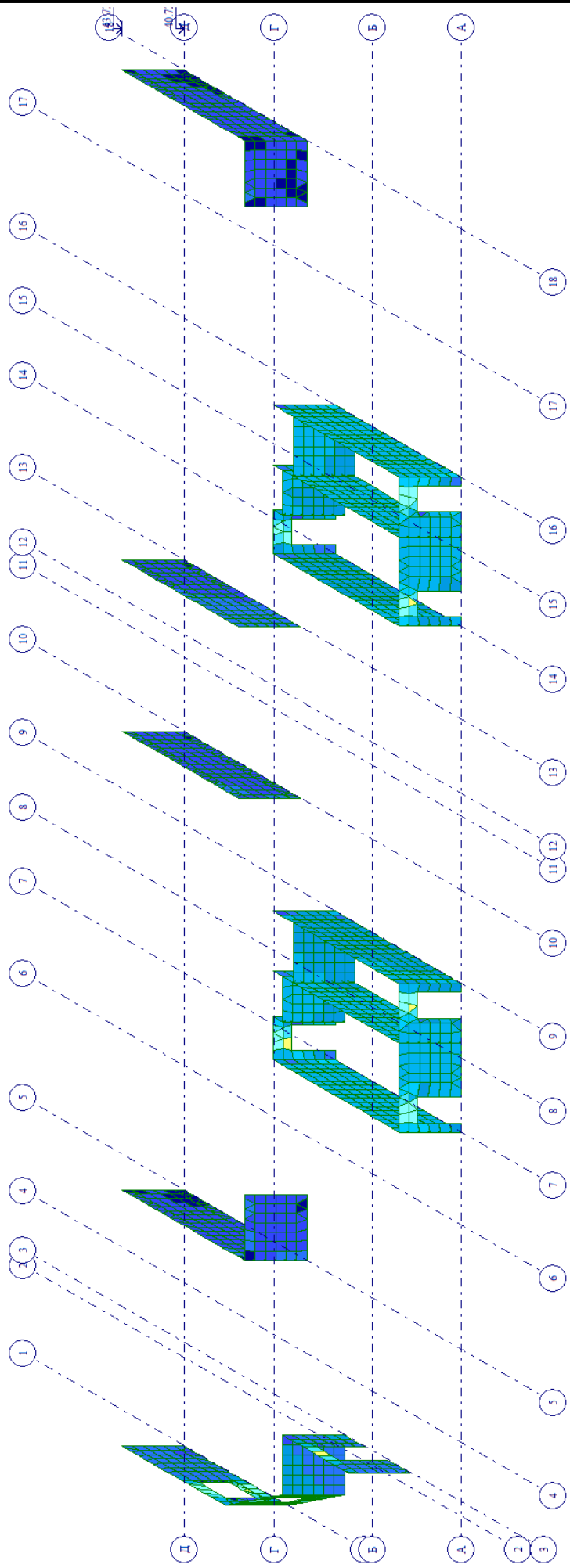
269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

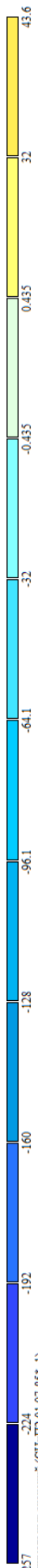


Огнестойкая импедансная завеса (СНПД.01.07.85* 1)
 Мозаика напряжений по Ну
 Единица измерения - МПа

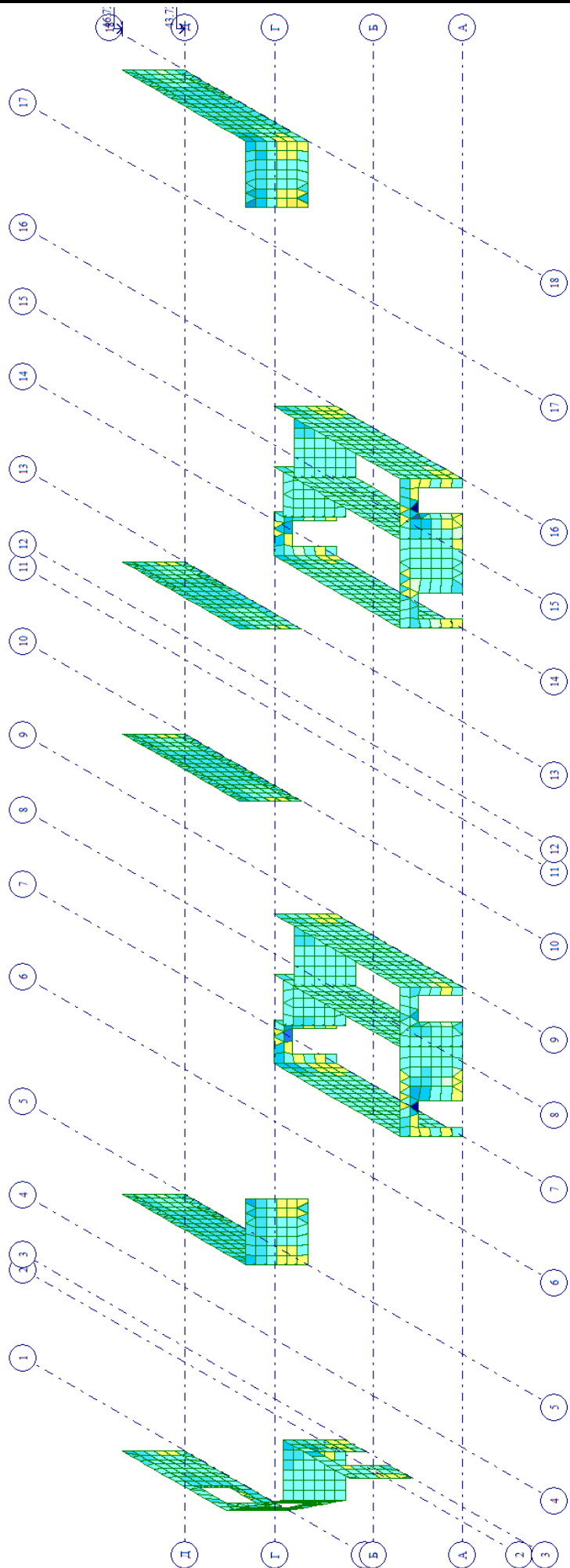


Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



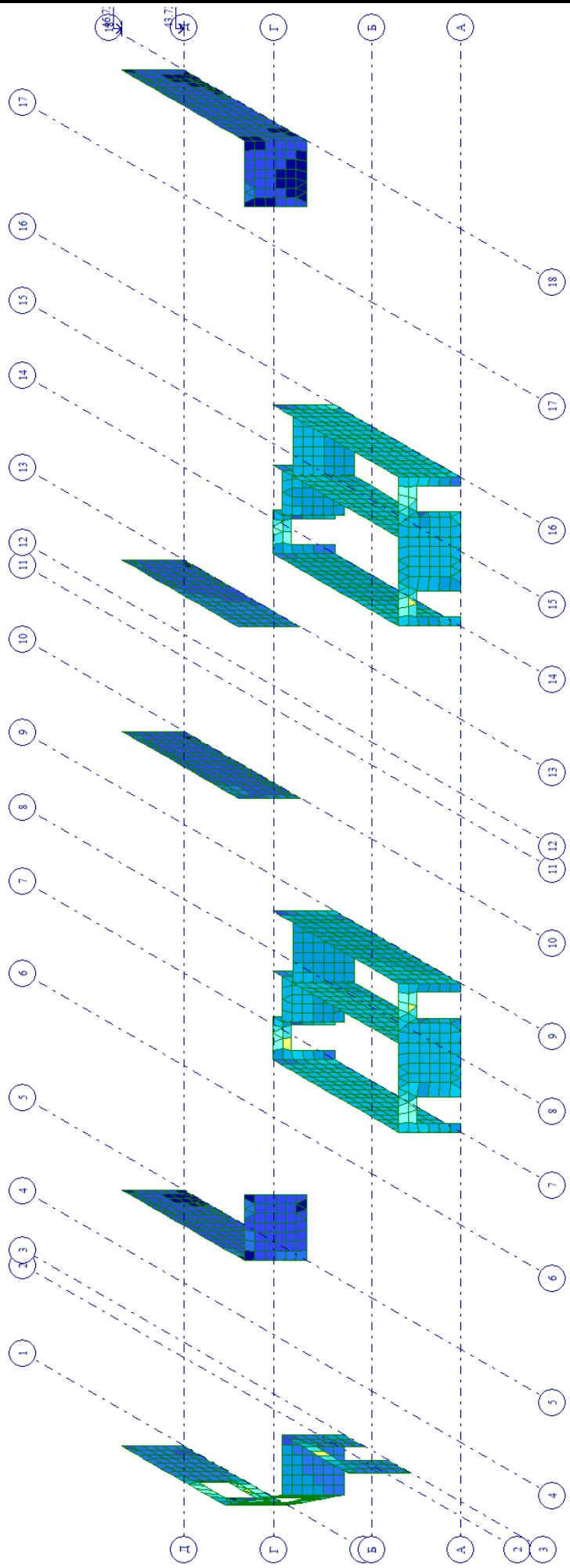
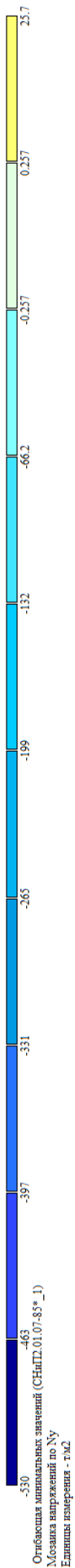
Отбрасывая мнимых значений (СНиП 2.01.07-83*1)
 Москва напряжений по №
 Единица измерения - ГПа



269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

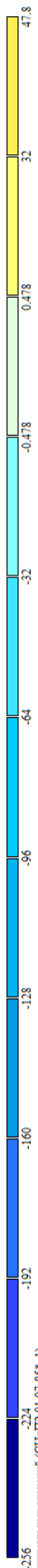
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



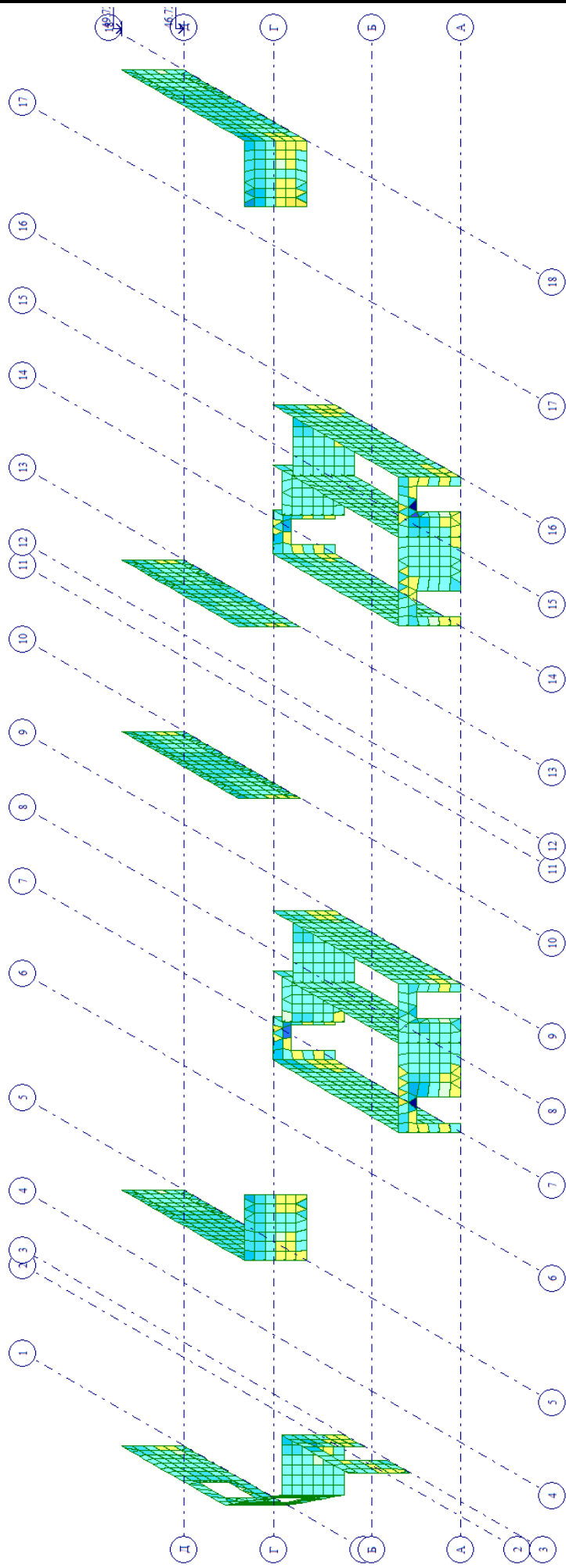
269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



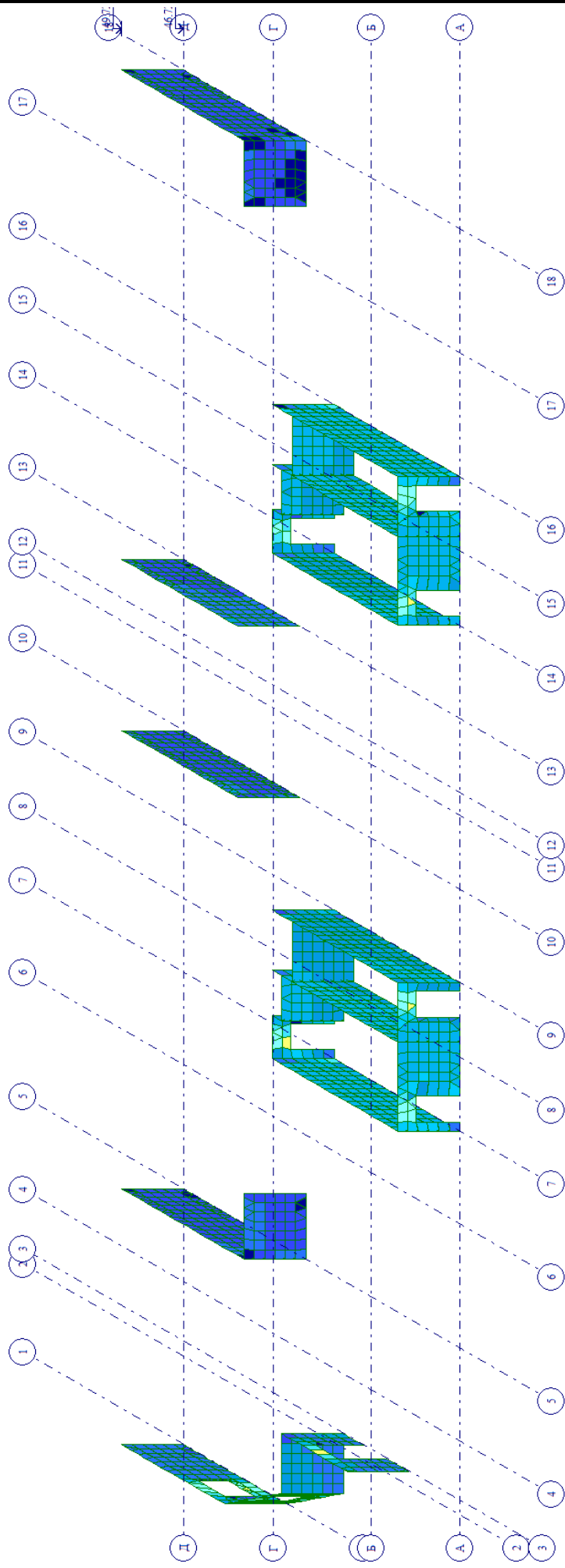
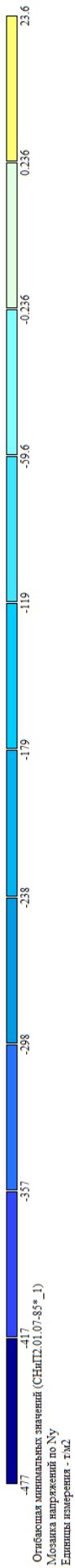
Огибающая изопластных значений (СНПД.01.07.85* 1)
 Мозаика изображений по Nx
 Единица измерения - ГМПа



269-ЕП-2018-КР1-РР

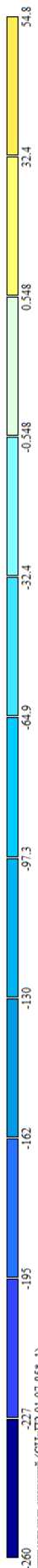
Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

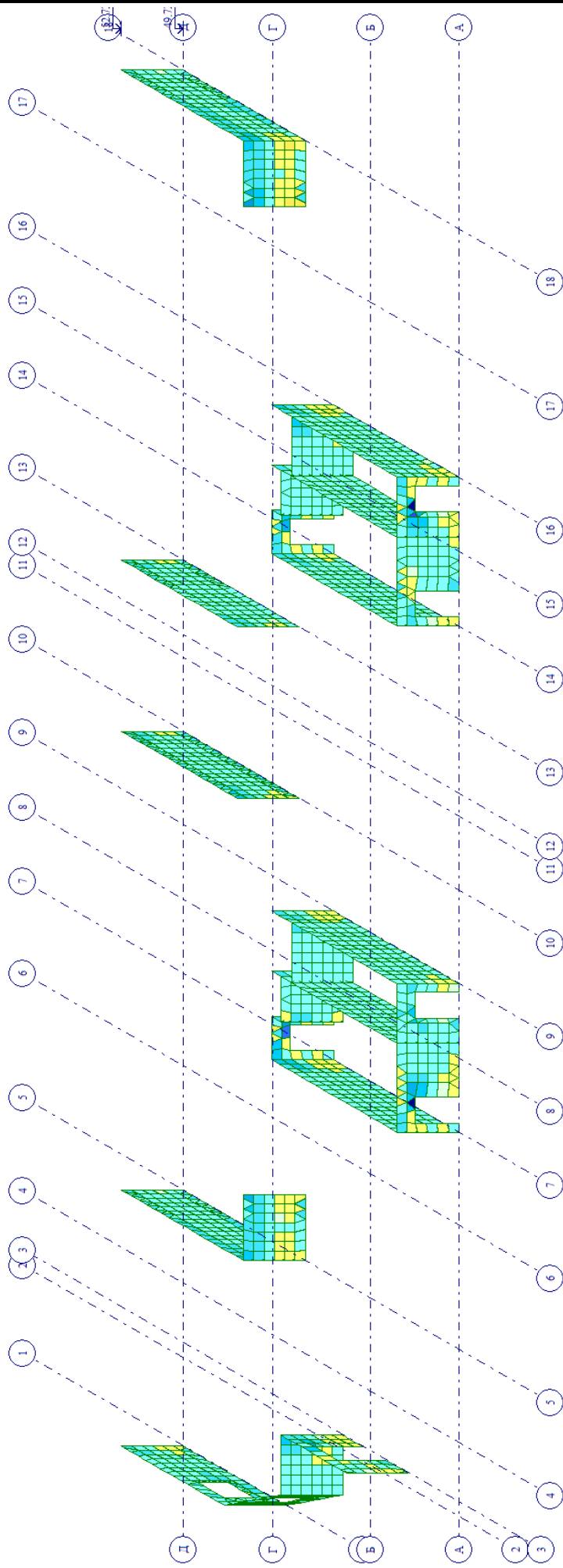


Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



Огнестойкая ипсилонная заливка (СНиП.01.07-85* 1)
 Мозаика впрохажив по Xz
 Единица измерения - ГМ2



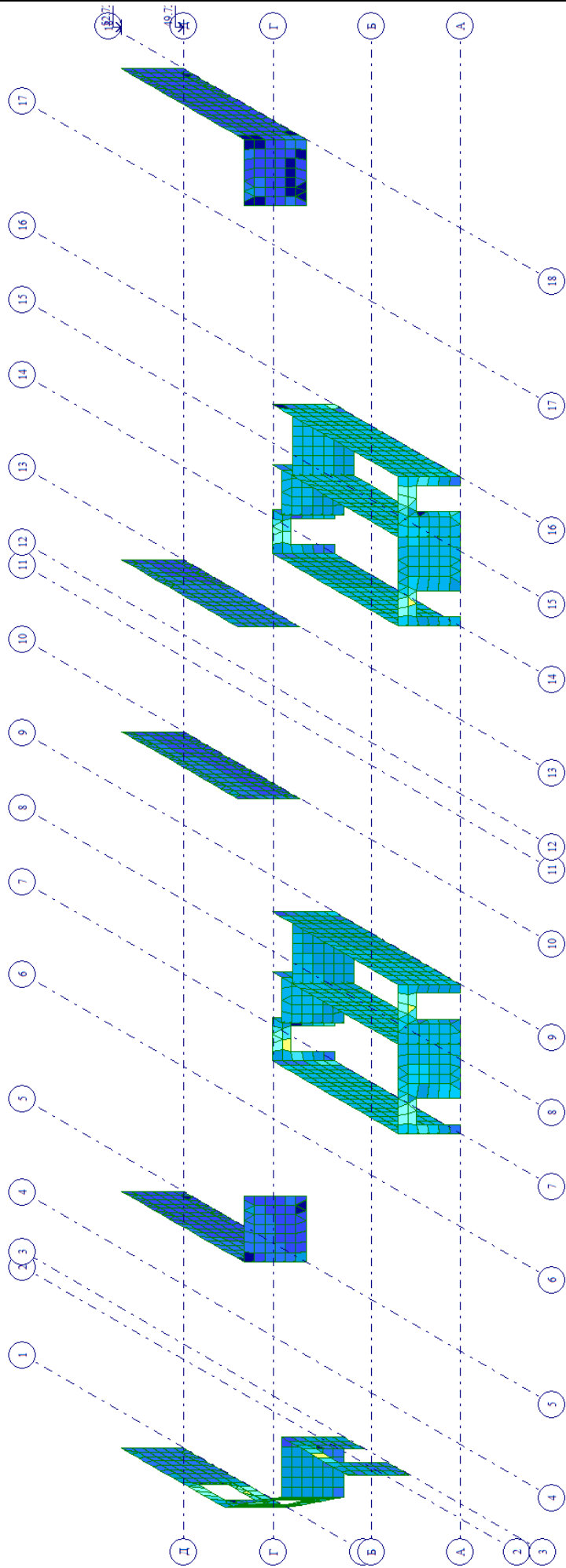
269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

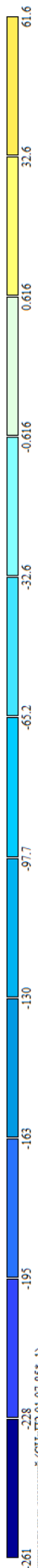


Огибающая минимальных значений (СНПД.01.07.83* 1)
 Массив напряжений по Ну
 Единица измерения - т/м²

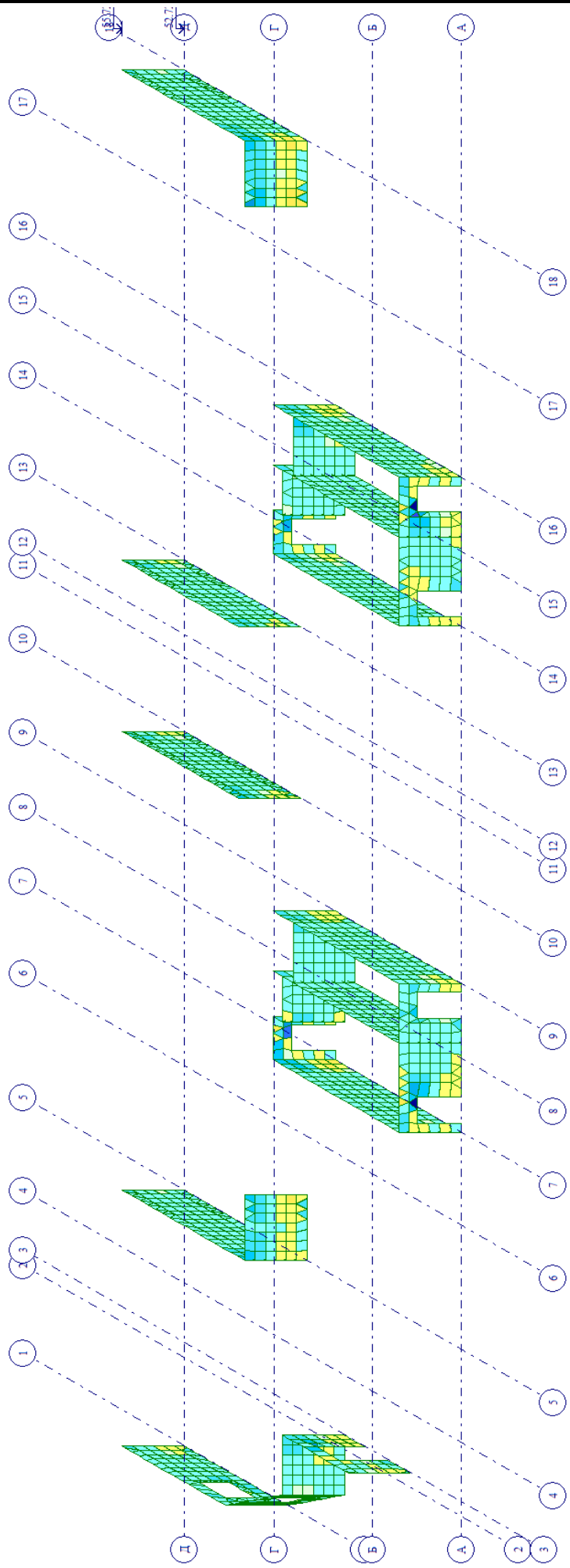


Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



Область иша импалнах значений (СНПД.01.07.85* 1)
 Мозаика напряжений по Xz
 Единица измерения - ГМД



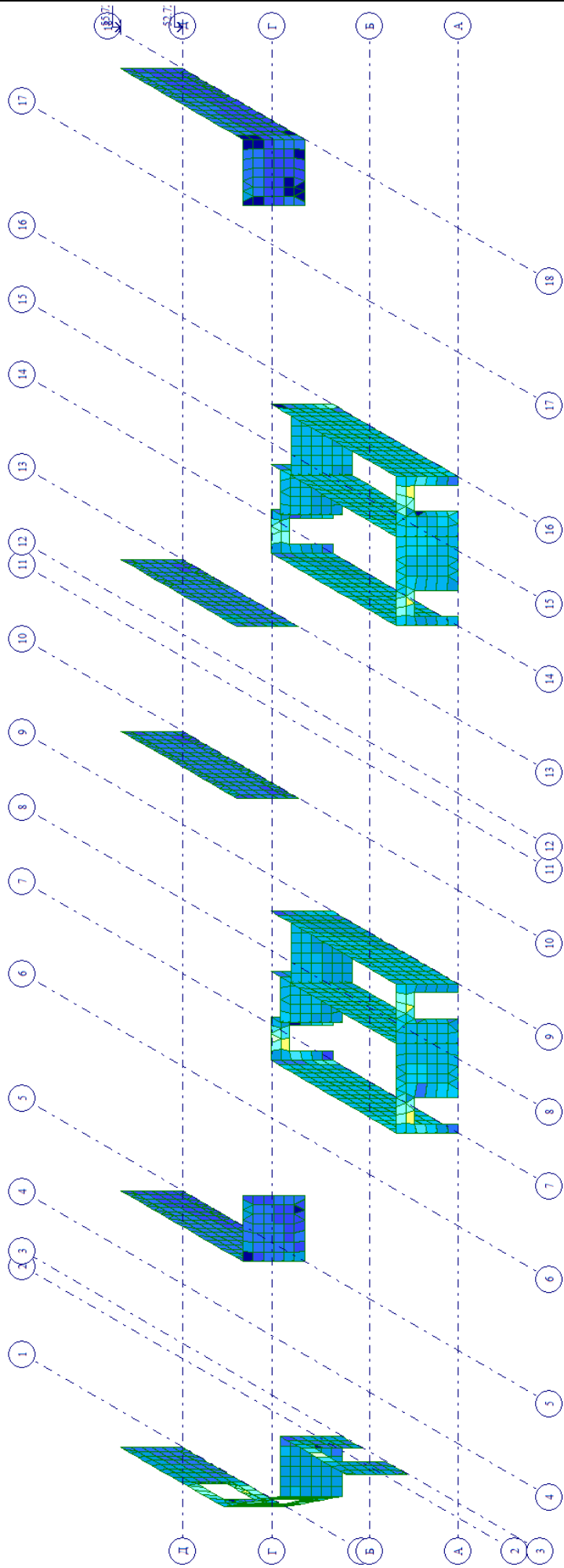
269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



Одбрасываем минимальные значения (СНПД.01.07.85* 1)
 Мозаика изображений по Ну
 Единица измерения - ГМД

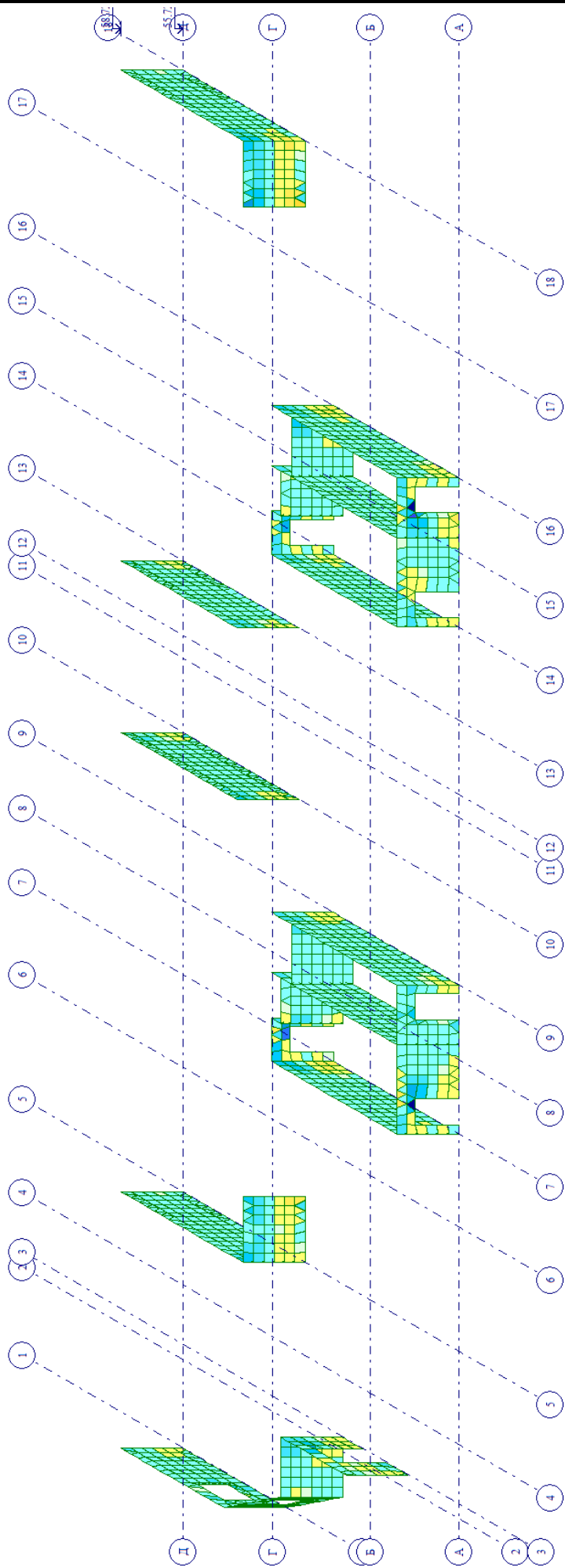


Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

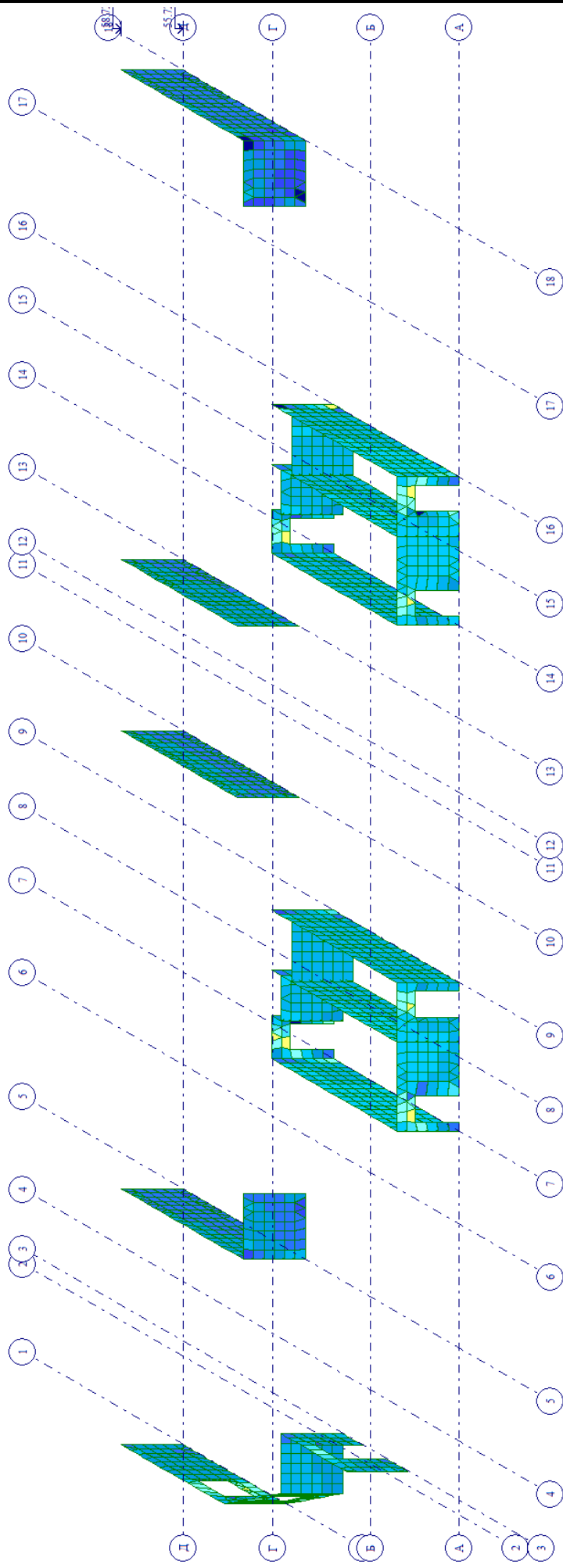
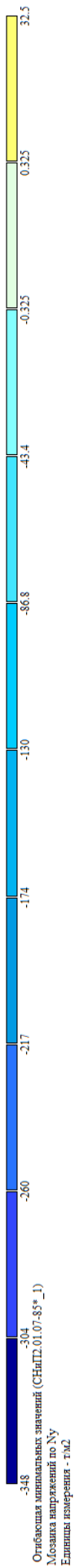


Огибающая минимальных значений (СНПД.01.07.85* 1)
 Мозаика напряжений по Xz
 Единицы измерения - т/м²



Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

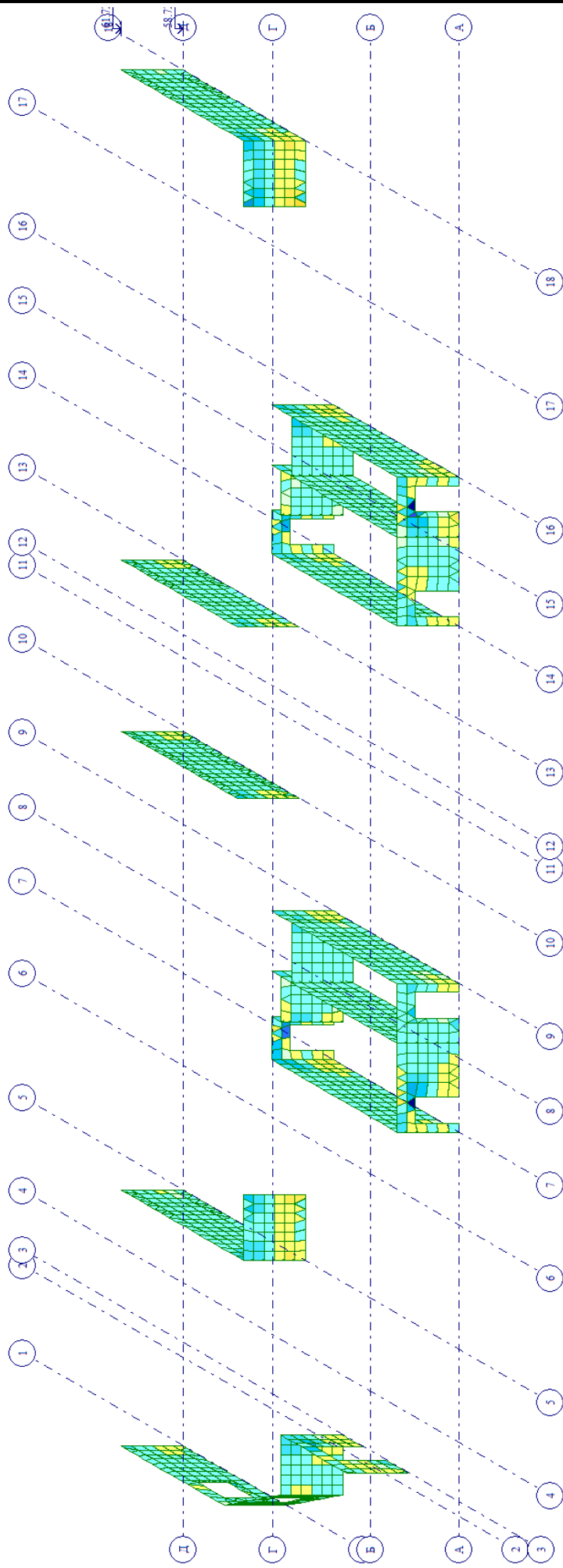
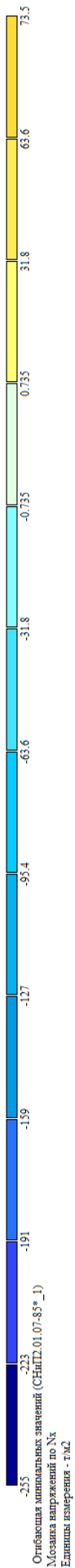
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

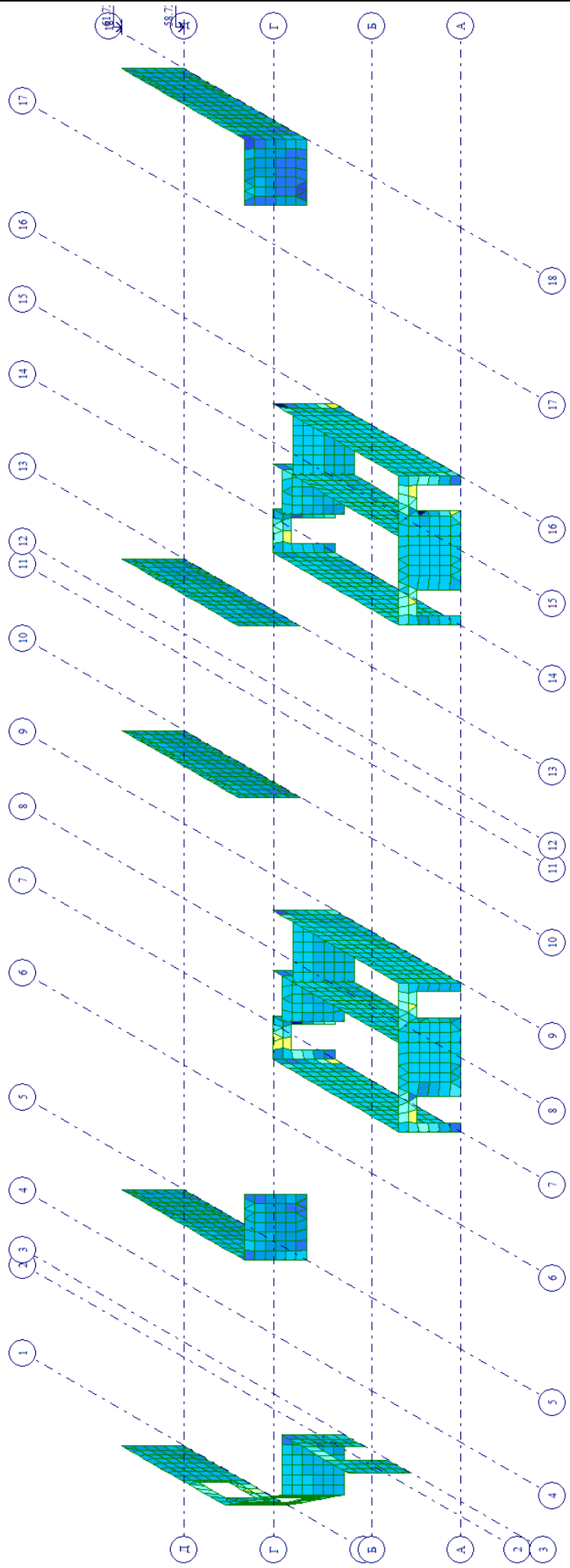


Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

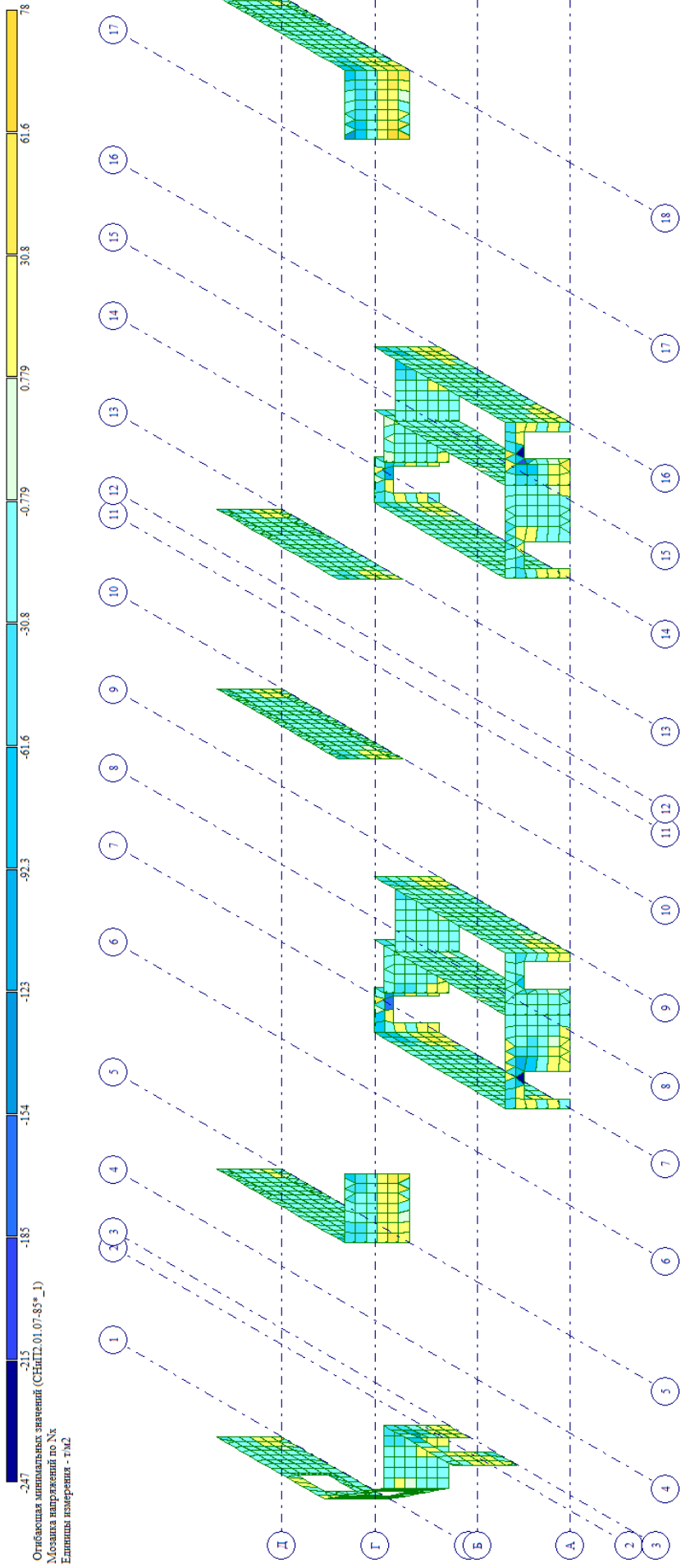


Огнестойкая выделенная заделка (СНиП 2.01.07-85* 1)
 Мозаика напряжений по Ну
 Единица измерения - ГМПа



Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

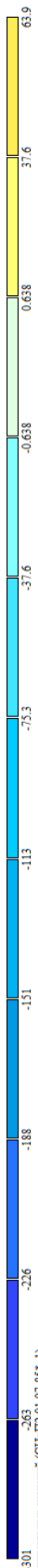
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



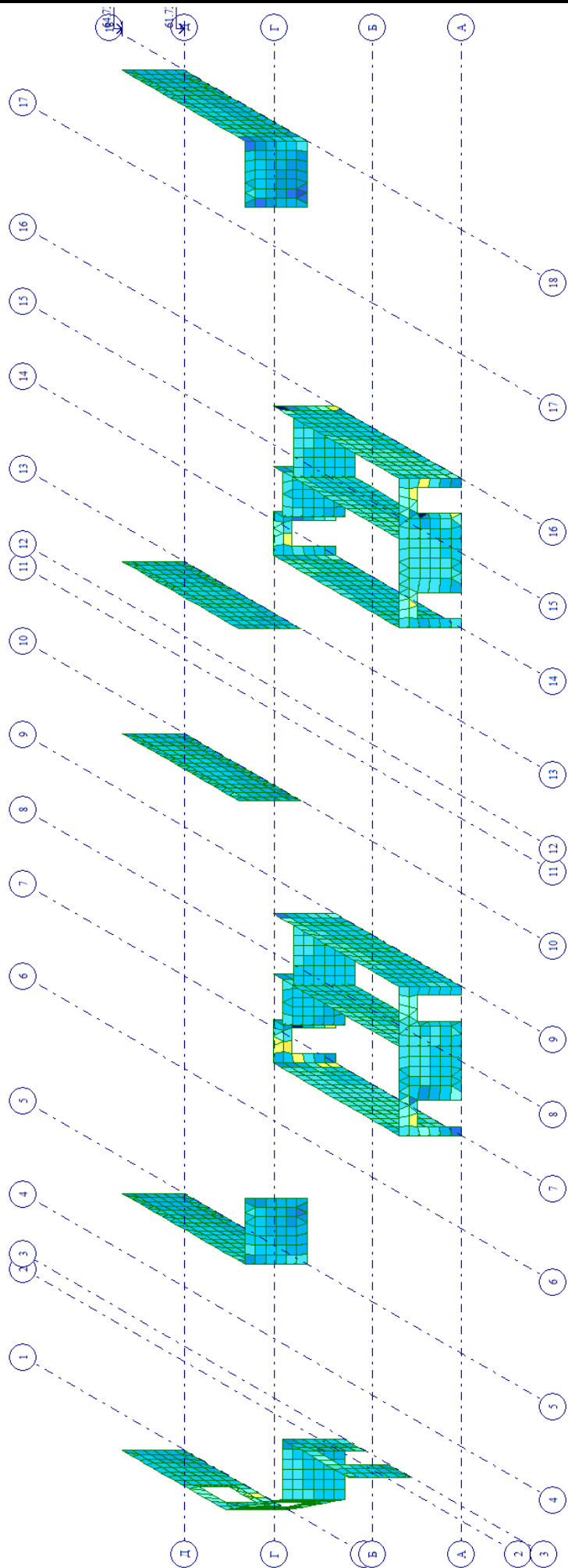
269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



Отбрасываемые отрицательные значения (СНПД.01.07.82* 1)
 Механика напряжений по Ну
 Единица измерения - гПа



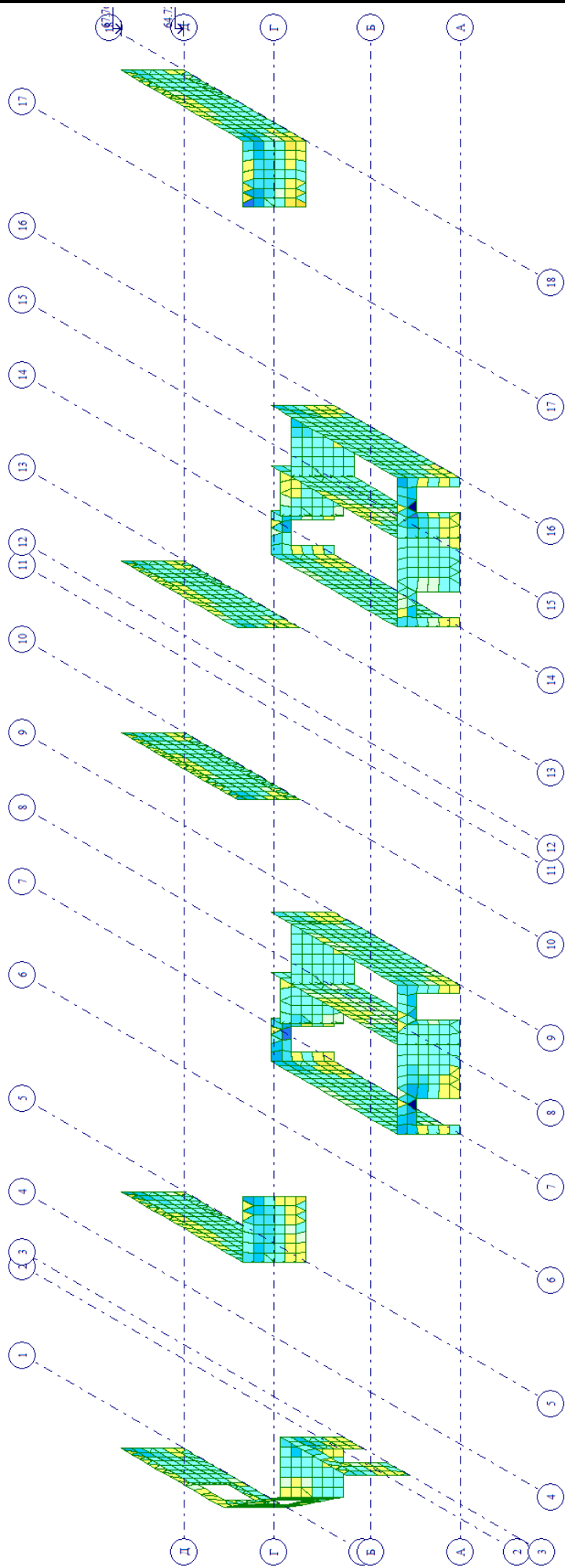
269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



Огибающая минимальных значений (СНПД.01.07.85* 1)
 Масштаб напряжений по Nx
 Единица измерения - т/м²

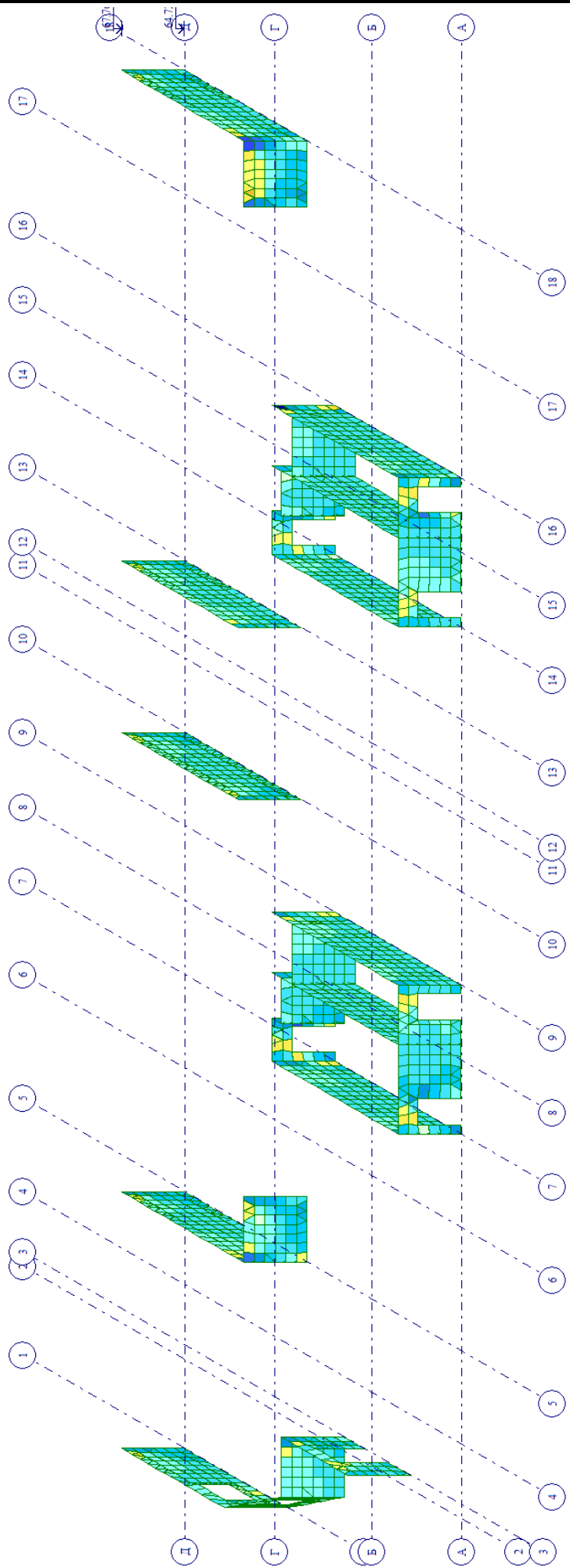


Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

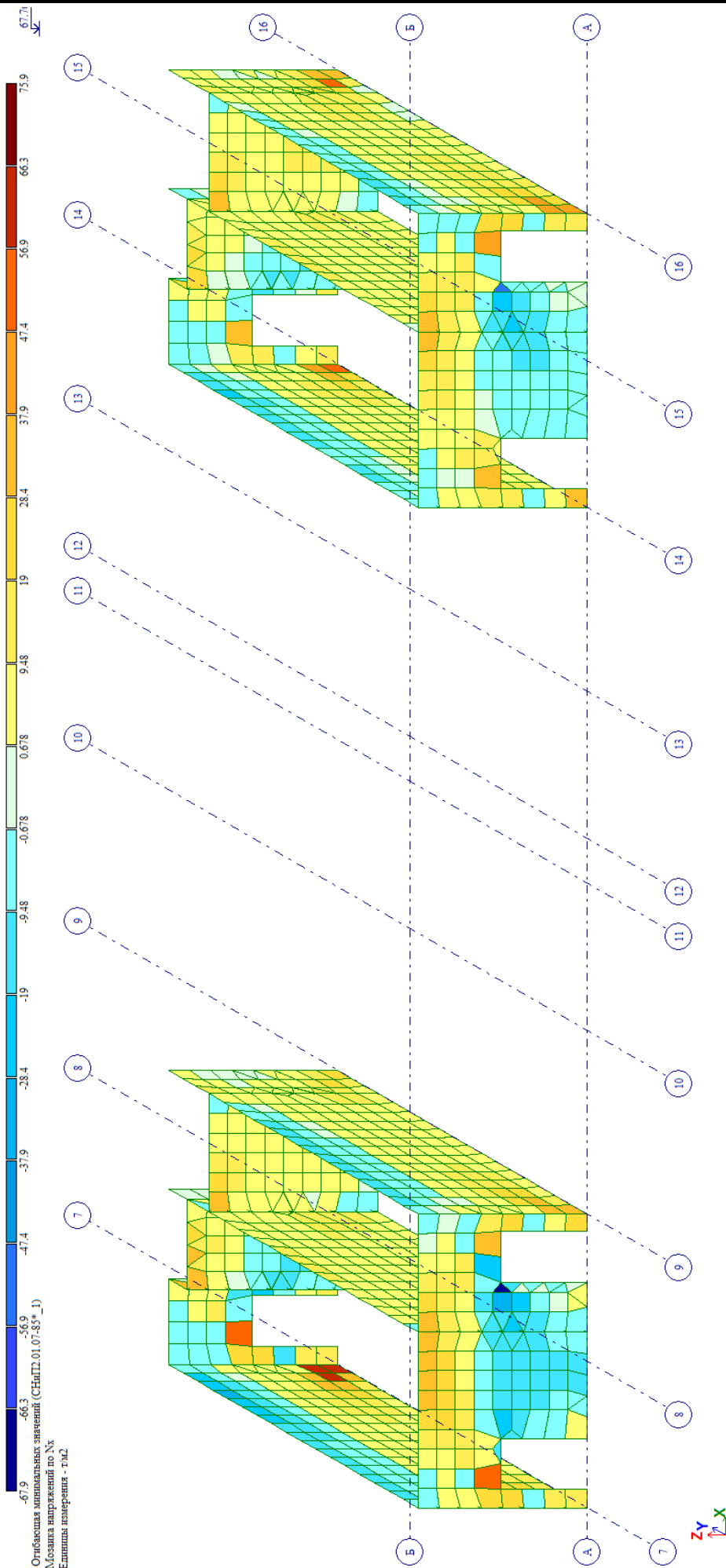


Область минимальных значений (СНПД.01.07.85* 1)
 Моменты напряжений по Ну
 Единица измерения - т.м2



269-ЕП-2018-КР1-РР

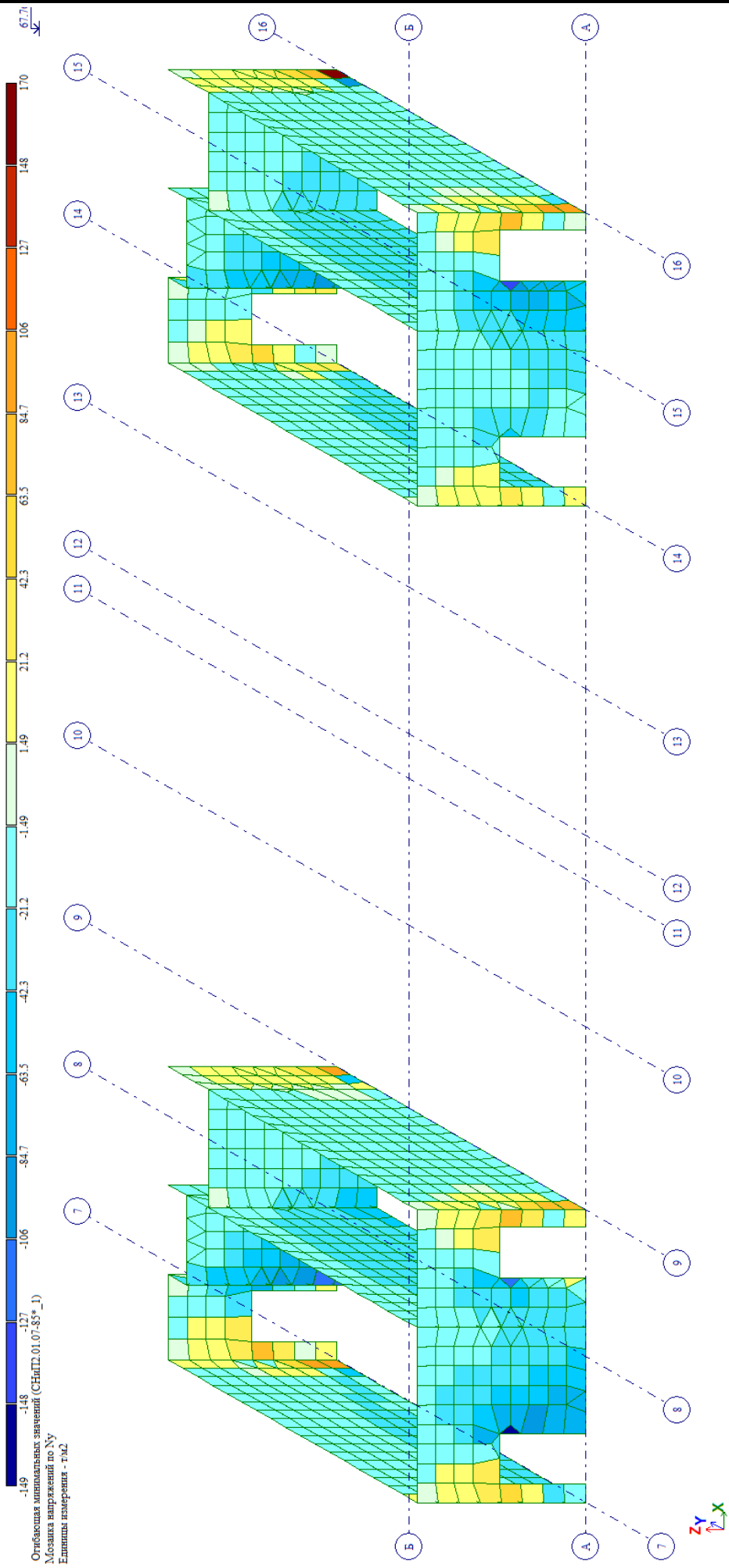
Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №



Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

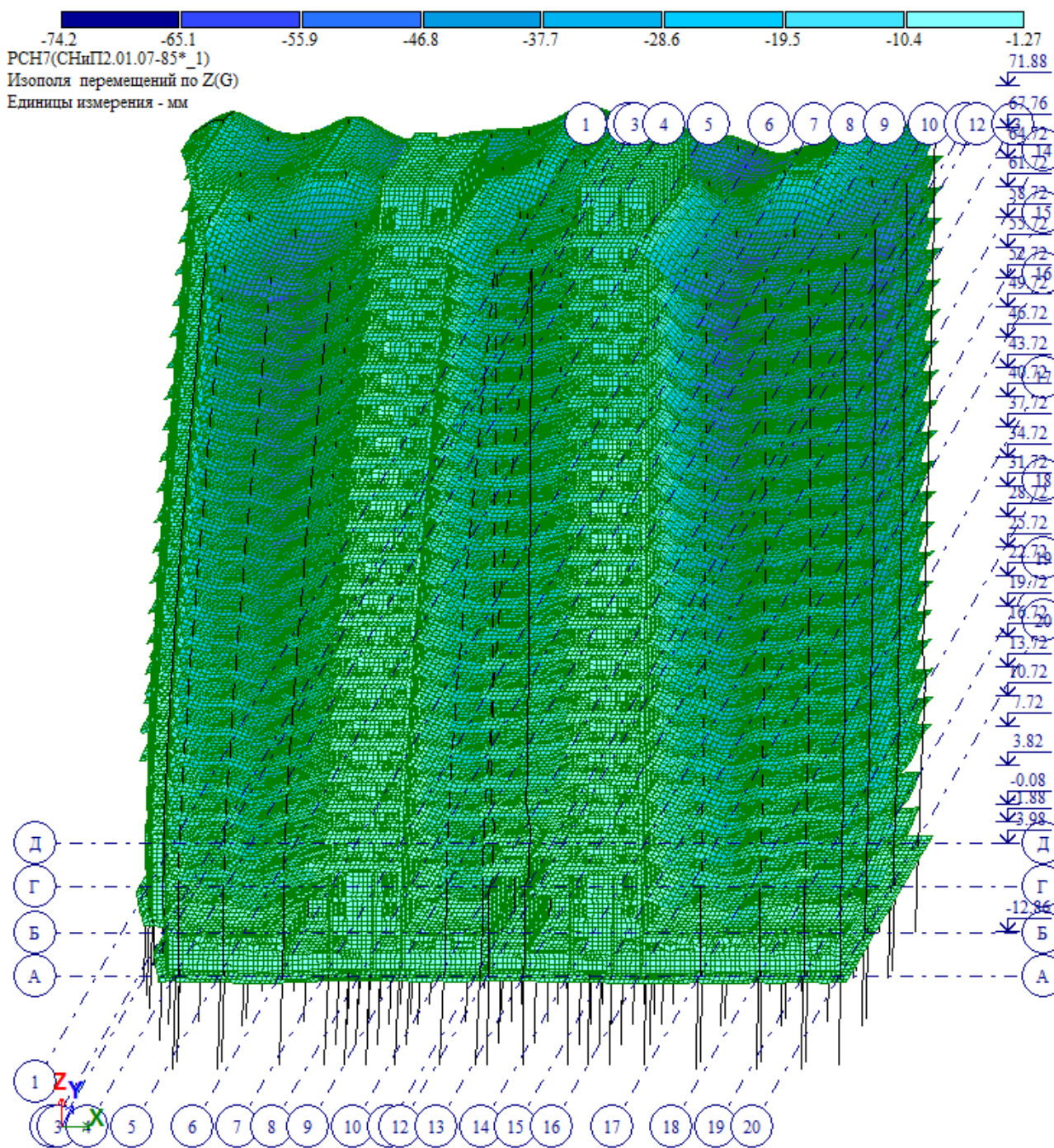


Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

3.4. Перемещения элементов здания (изополя приведены для расчетной схемы с пониженными жесткостями бетона)

3.4.1. Деформированная схема здания.

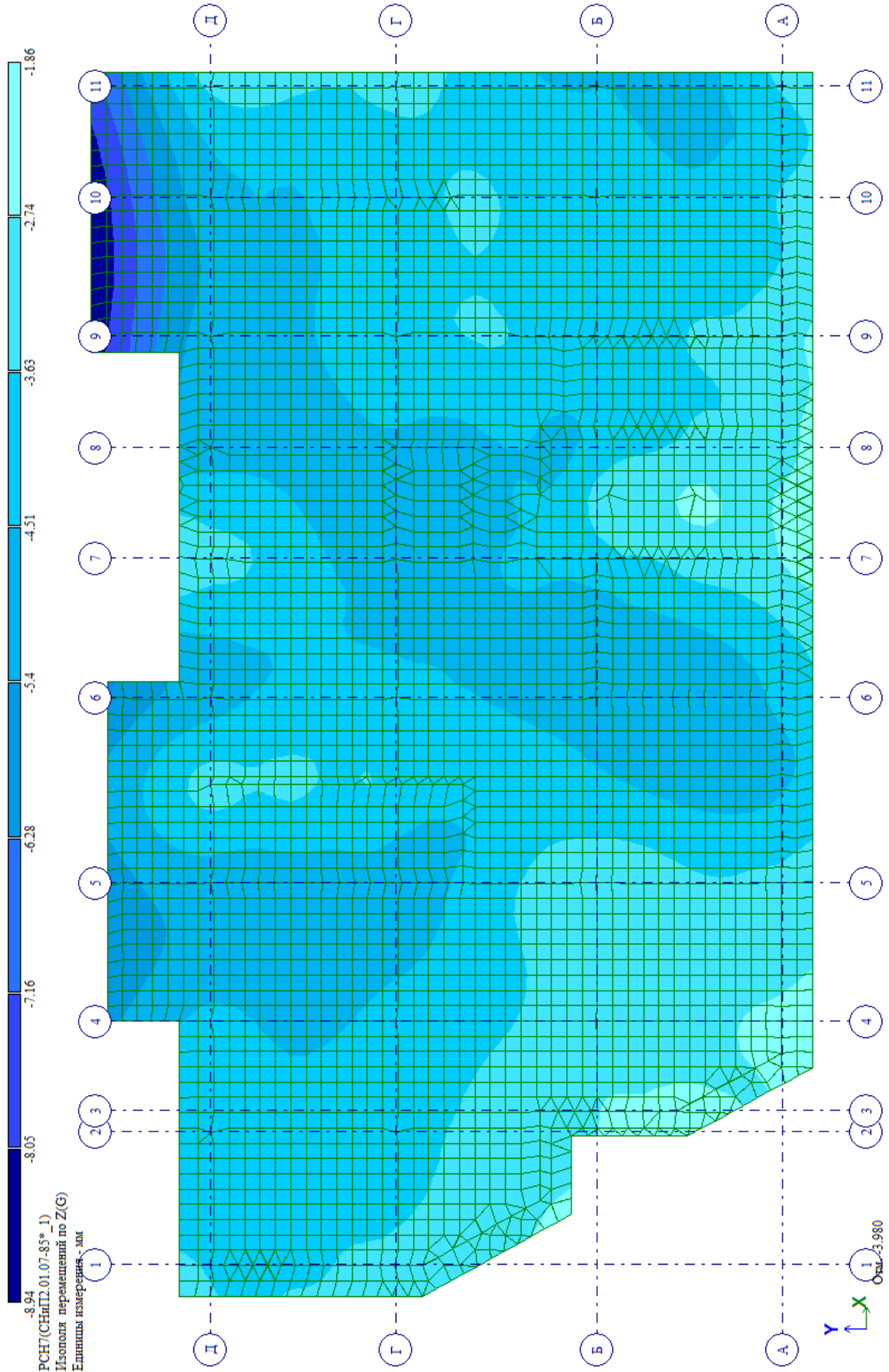


Изм. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	269-ЕП-2018-КР1-РР
------	--------	------	--------	-------	------	--------------------

3.5. Вертикальные перемещения.

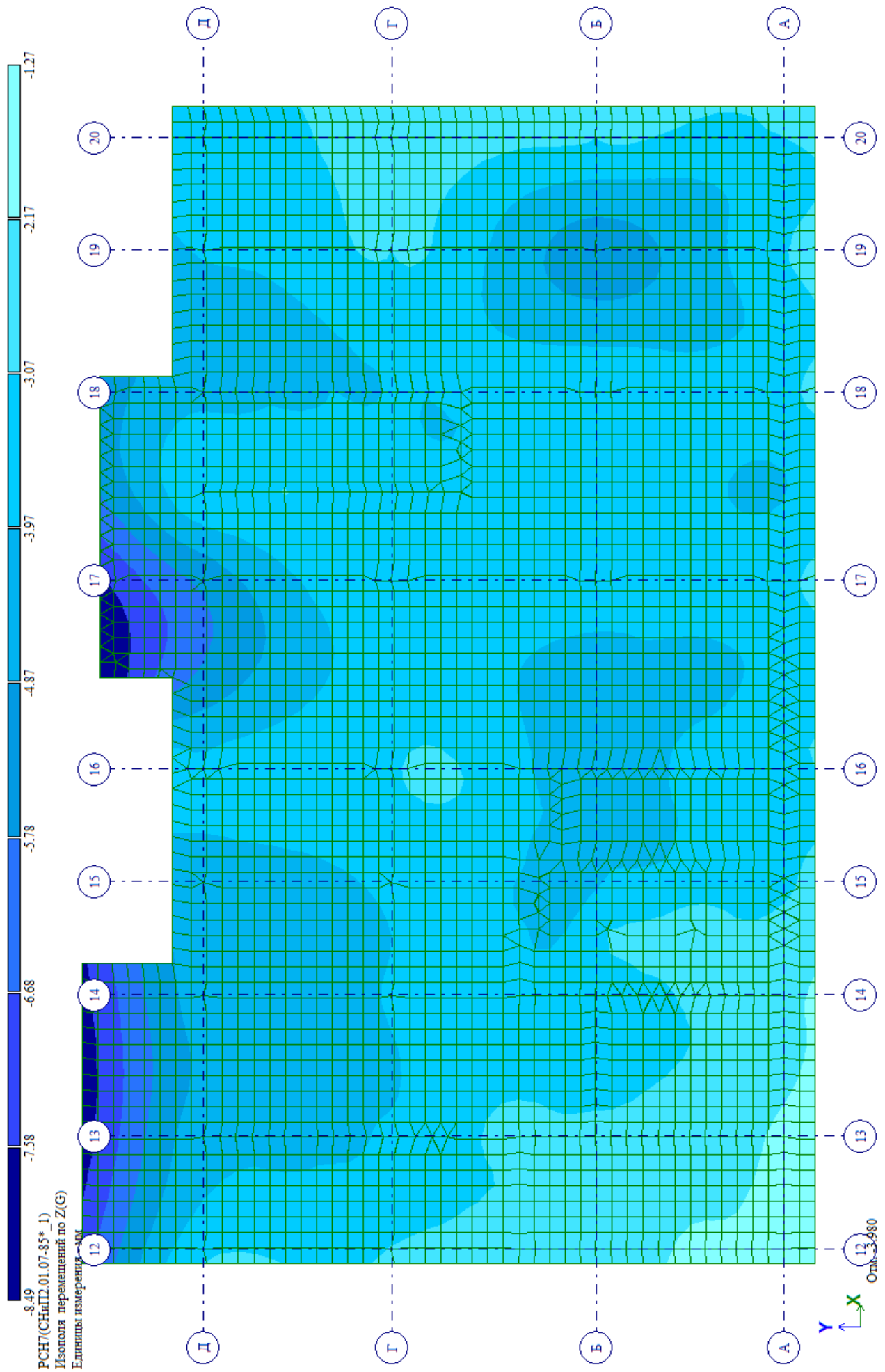
3.5.1. Изополю перемещений фундаментной плиты



Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №



Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

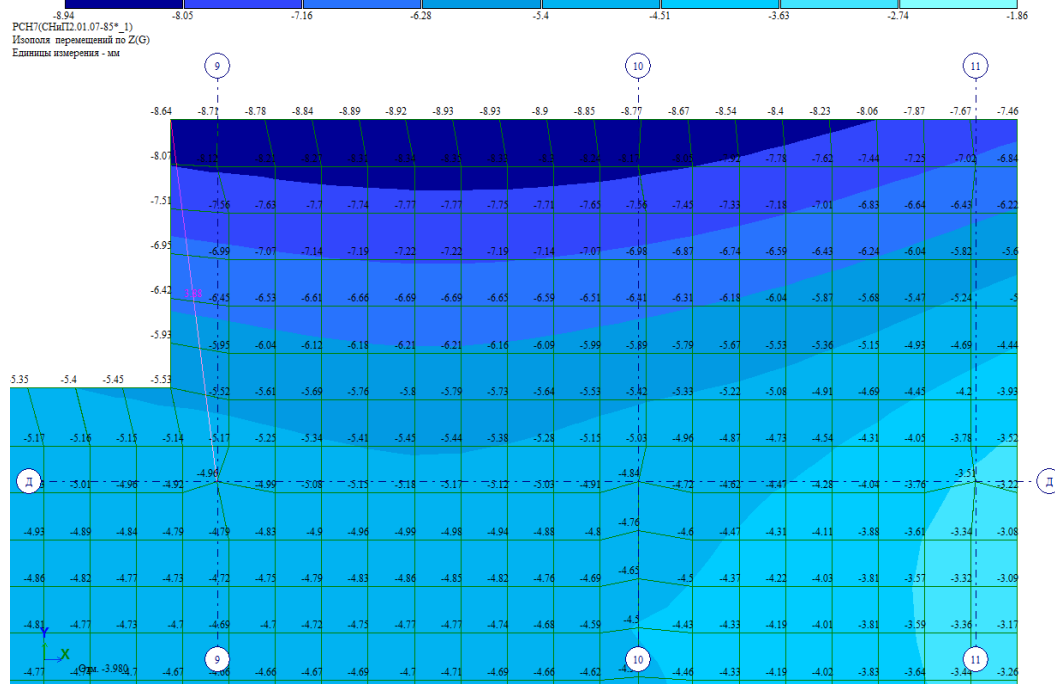
269-ЕП-2018-КР1-РР

Максимальная осадка ростверка в осях «1-11»: $-8,94\text{мм} < 150\text{мм}$, т.е. $s < s_{\text{д}}$, условие выполняется.

Максимальная относительная разность осадок наблюдается на консольном участке в осях «9-11,Д»:

$$\Delta s = -7,67 - (-3,51) = -4,16\text{мм на вылете консоли } 3850\text{мм.}$$

$$\text{Относительная разность осадок } \Delta s/L = 4,16/3850 = 0,001 < 0,003.$$

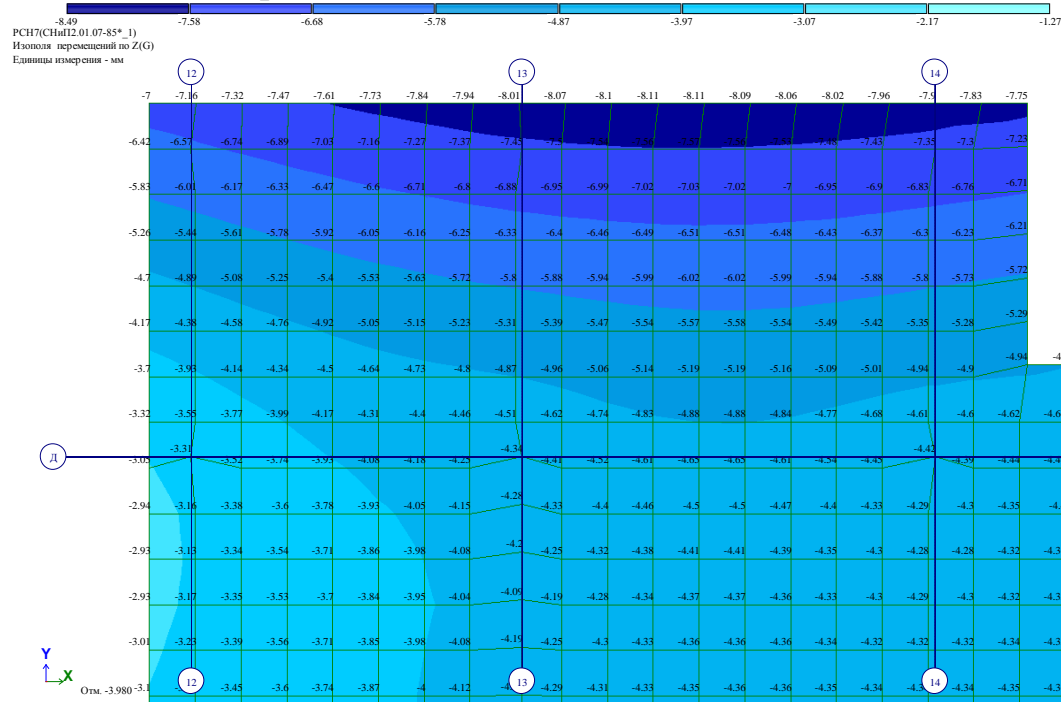


Максимальная осадка ростверка в осях «12-20»: $-8,49\text{мм} < 150\text{мм}$, т.е. $s < s_{\text{д}}$, условие выполняется.

Максимальная относительная разность осадок наблюдается на консольном участке в осях «12-14,Д»:

$$\Delta s = -8,01 - (-4,34) = -3,67\text{мм на вылете консоли } 3850\text{мм.}$$

$$\text{Относительная разность осадок } \Delta s/L = 3,67/3850 = 0,0009 < 0,003.$$

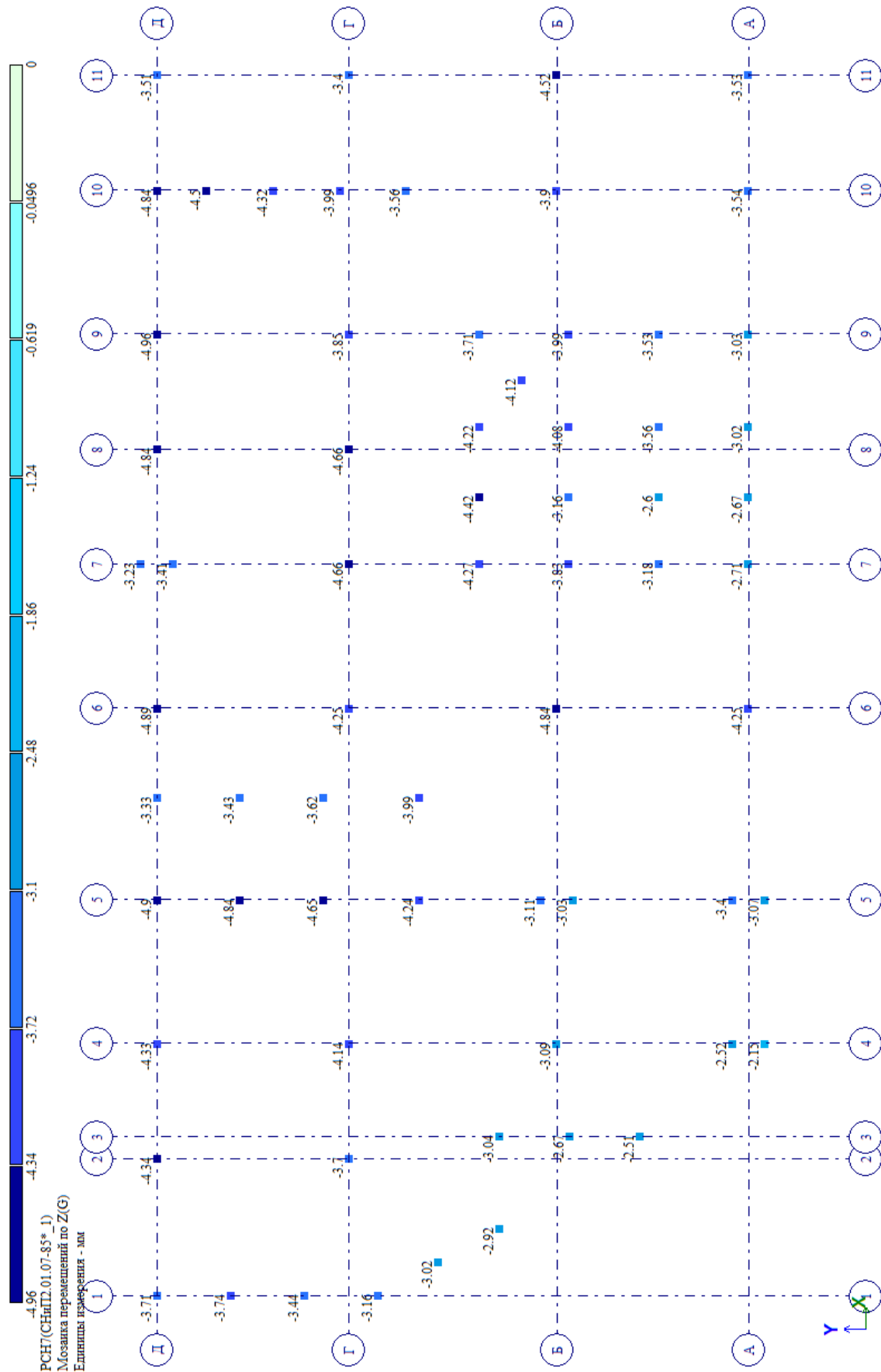


Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	269-ЕП-2018-КР1-РР	Лист 144

Полученная величина осадки и относительной разности осадок не превышает ограничений, указанных в таблице Г1 СП 22.13330.2016 «Основания зданий и сооружений».

Вертикальные перемещение оголовков свай



Инд. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

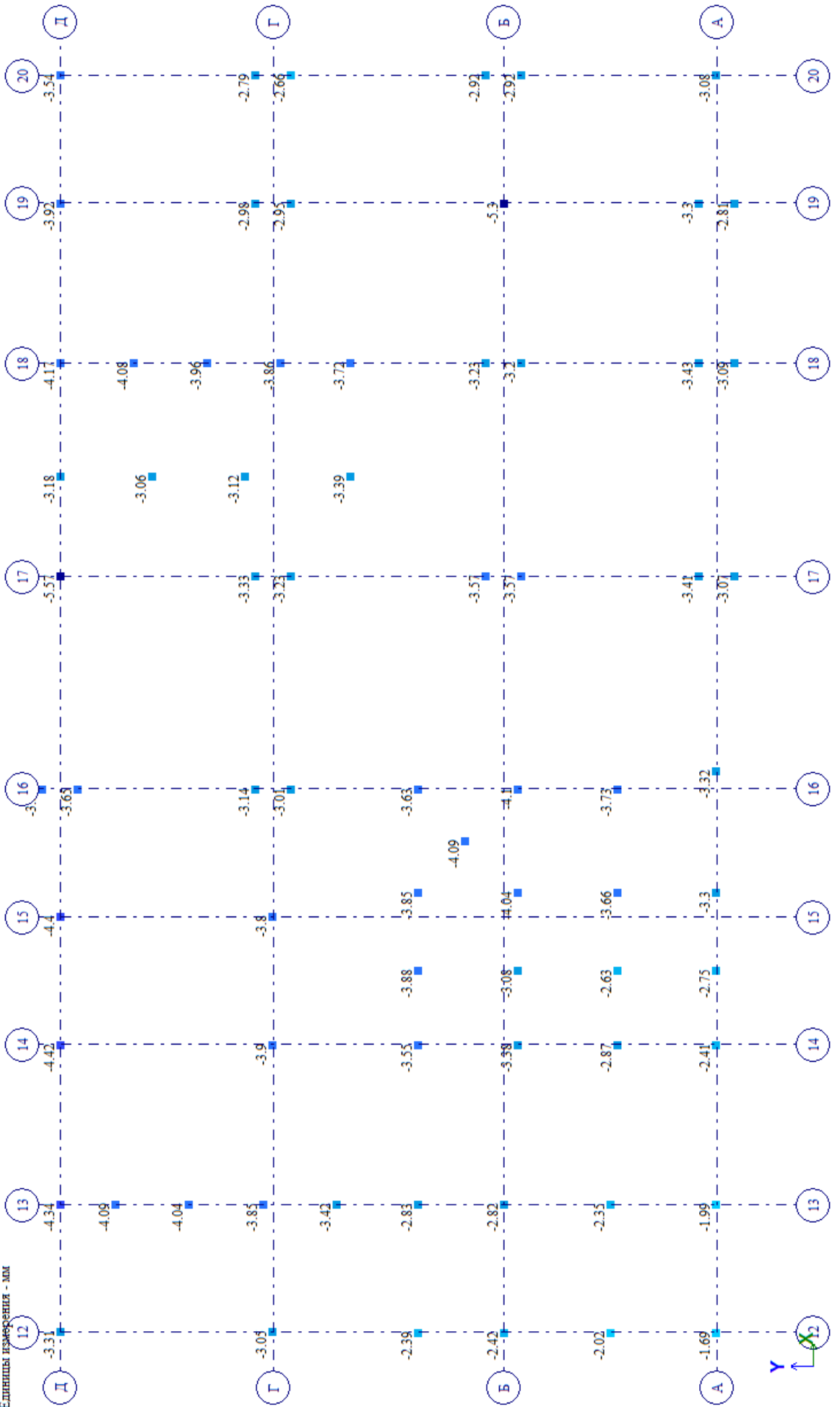
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

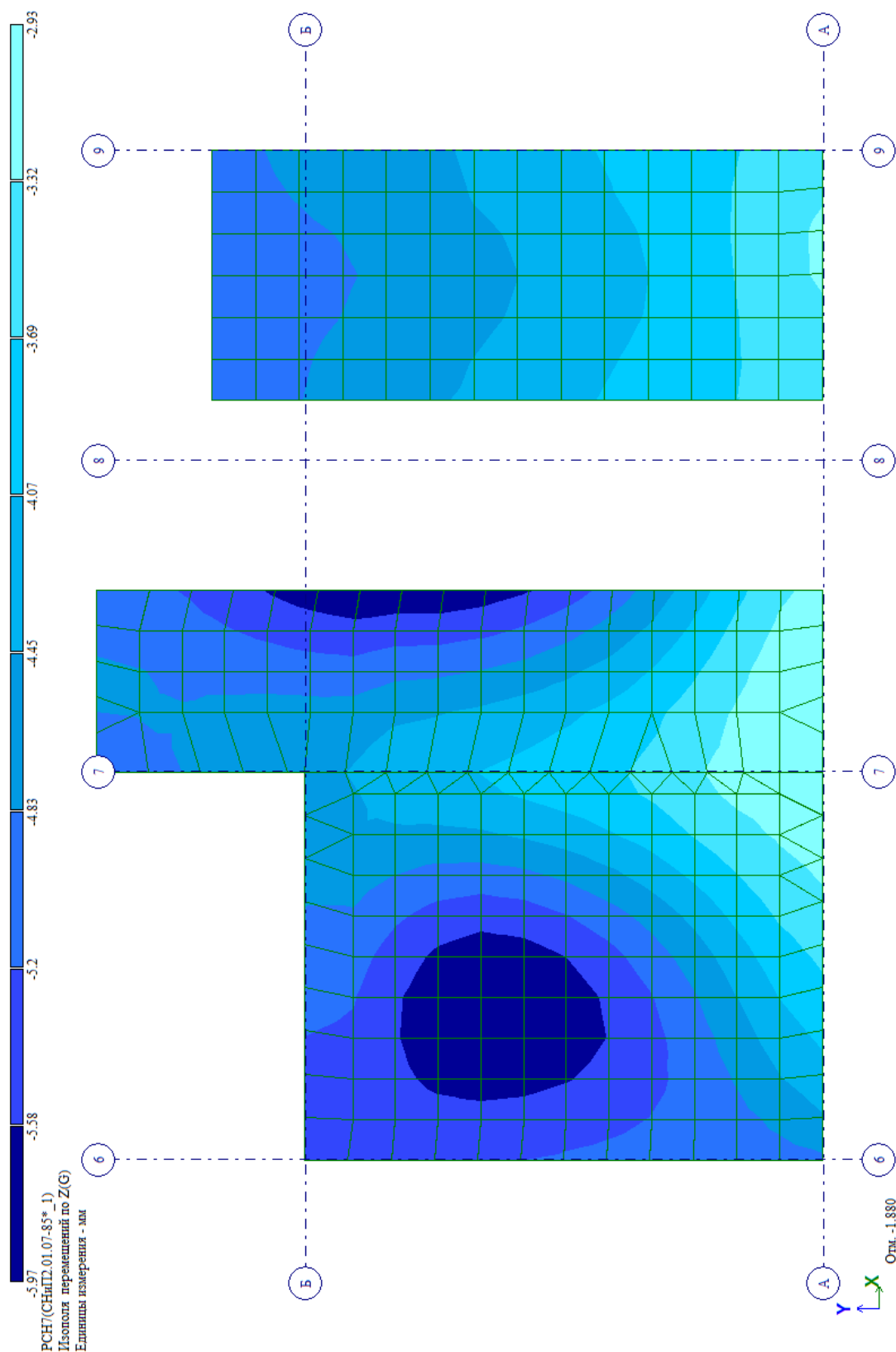
Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №



РСН7(СНП2.01.07.85* 1)
 Мозаика перемещений по Z(G)
 Единица измерения - мм



Изополя перемещений плит перекрытия.

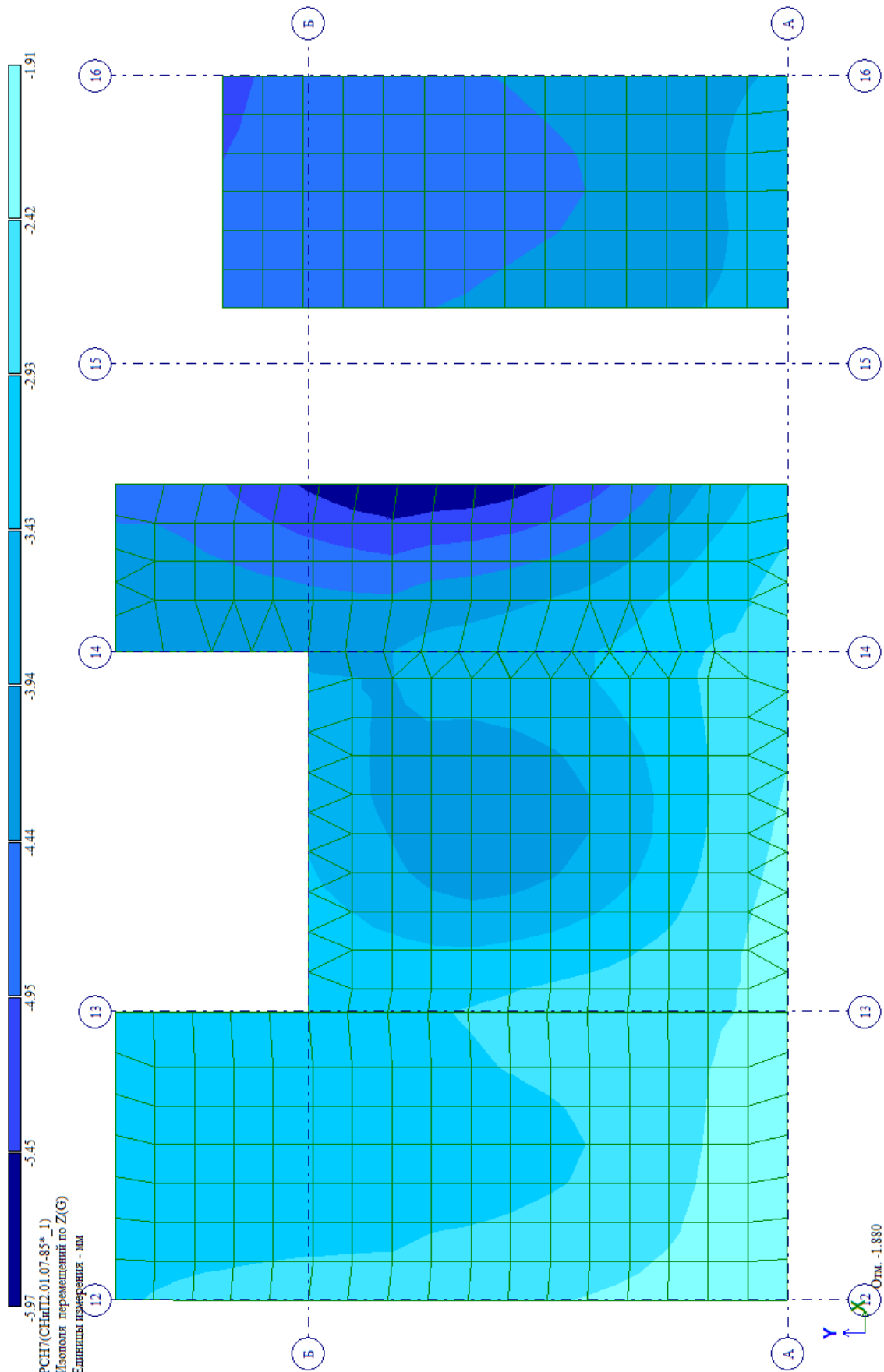


Максимальное вертикальное перемещение точек плиты в пролете составляет $f=5,97$ мм.
 Предельно допустимый прогиб плиты в пролете $f_u = 1/200$.
 Максимальный шаг – 6 м.
 Предельно допустимый прогиб плиты составляет – $f_u = 6000/200 = 30$ мм.
 $5,97\text{мм} < 30\text{мм}$, т.е. $f < f_u$, условие выполняется

Изм. № подл.	Подпись и дата
Изм. № подл.	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

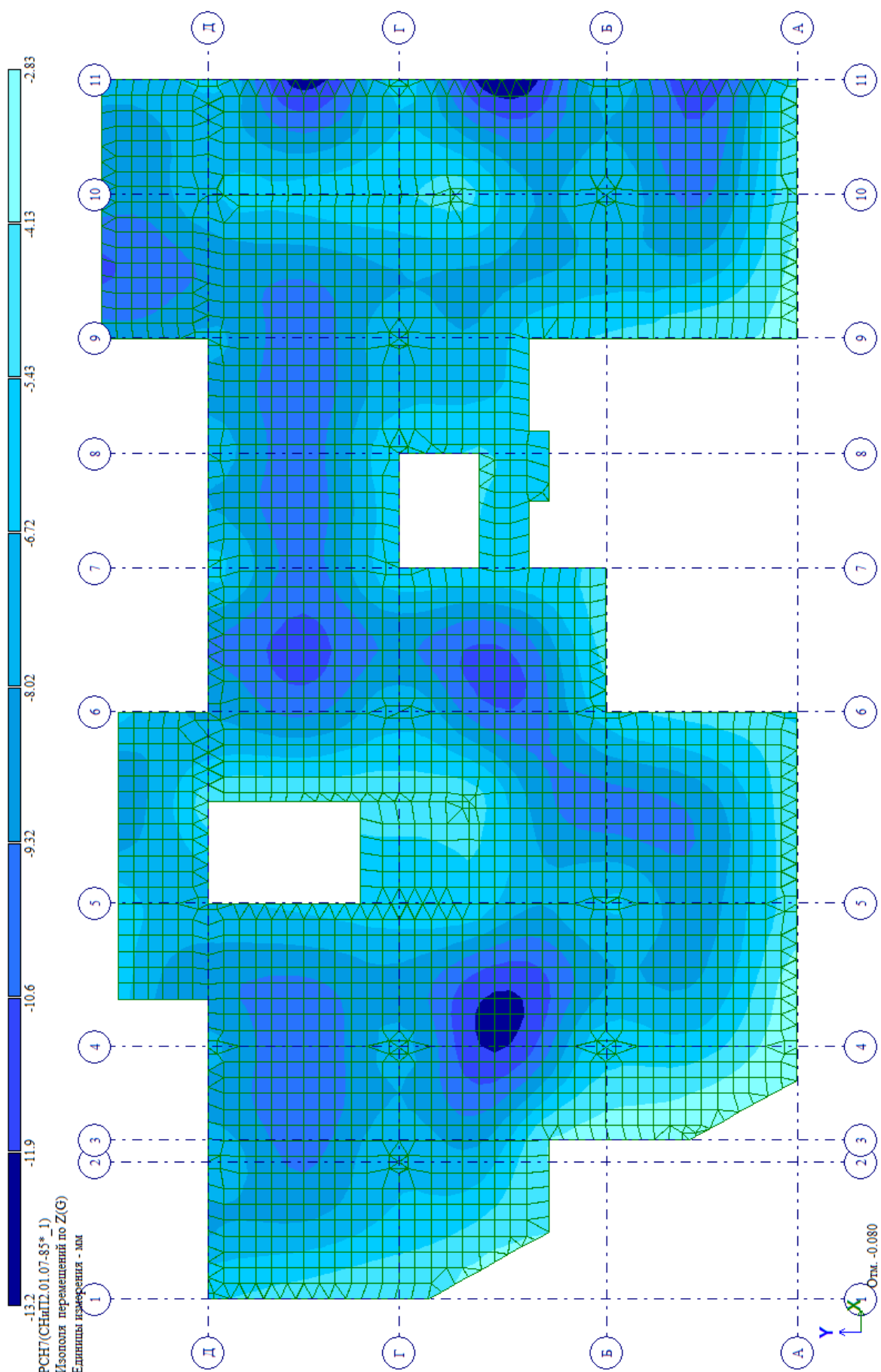
Инд. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №



Максимальное вертикальное перемещение точек плиты в пролете составляет $f=5,97$ мм.
 Предельно допустимый прогиб плиты в пролете $f_u = 1/200$.
 Максимальный шаг – 6 м.
 Предельно допустимый прогиб плиты составляет – $f_u = 6000/200 = 30$ мм.
 $5,97\text{мм} < 30\text{мм}$, т.е. $f < f_u$, условие выполняется

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

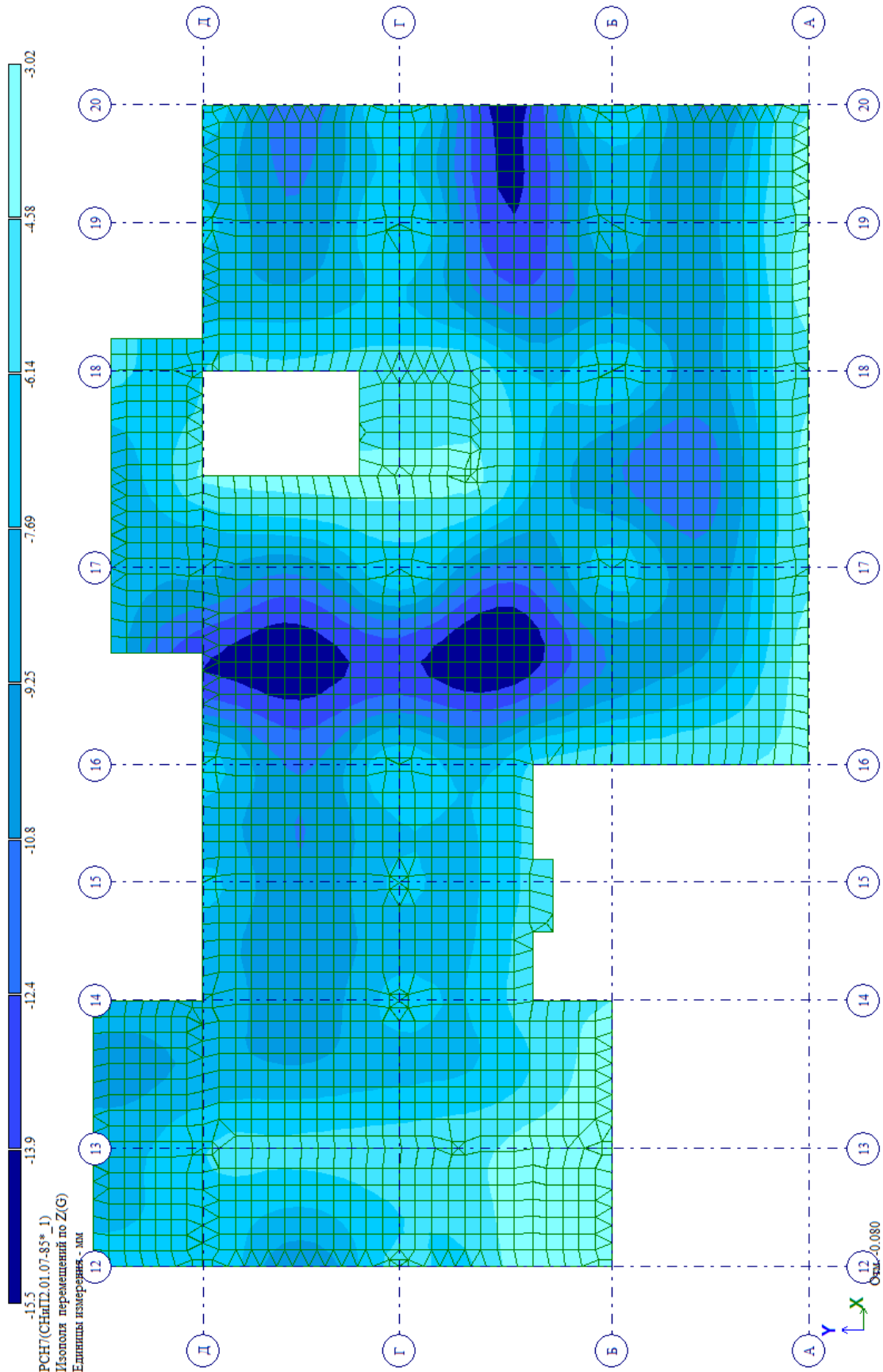


Максимальное вертикальное перемещение точек плиты в пролете составляет $f=13,2$ мм.
 Предельно допустимый прогиб плиты в пролете $f_u = 1/200$.
 Максимальный шаг – 6 м.
 Предельно допустимый прогиб плиты составляет – $f_u = 6000/200 = 30$ мм.
 $13,2\text{мм} < 30\text{мм}$, т.е. $f < f_u$, условие выполняется

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

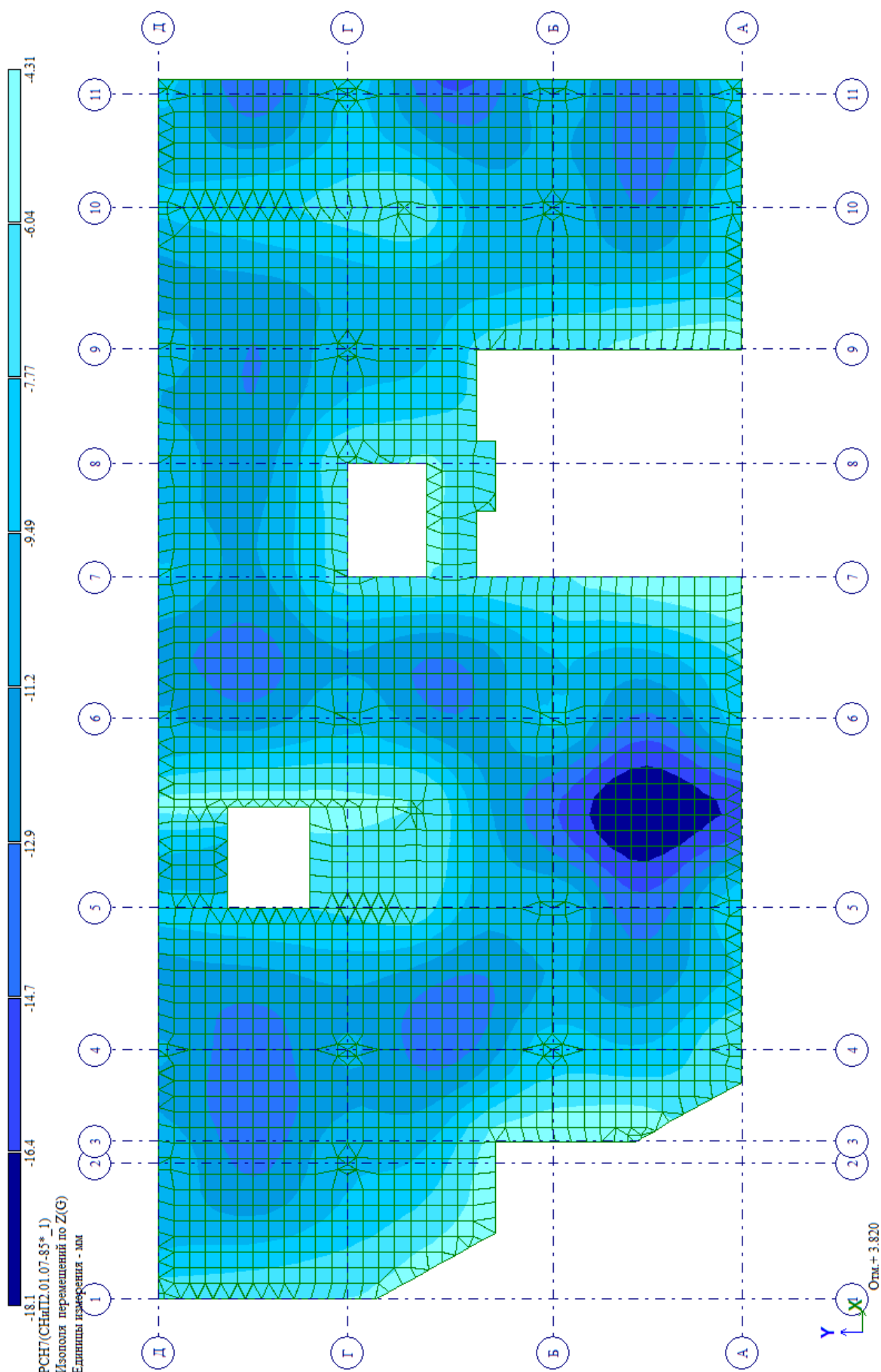
Индв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №



Максимальное вертикальное перемещение точек плиты в пролете составляет $f=15,5$ мм.
 Предельно допустимый прогиб плиты в пролете $f_u = 1/200$.
 Максимальный шаг – 6 м.
 Предельно допустимый прогиб плиты составляет – $f_u = 6000/200 = 30$ мм.
 $15,5\text{мм} < 30\text{мм}$, т.е. $f < f_u$, условие выполняется

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

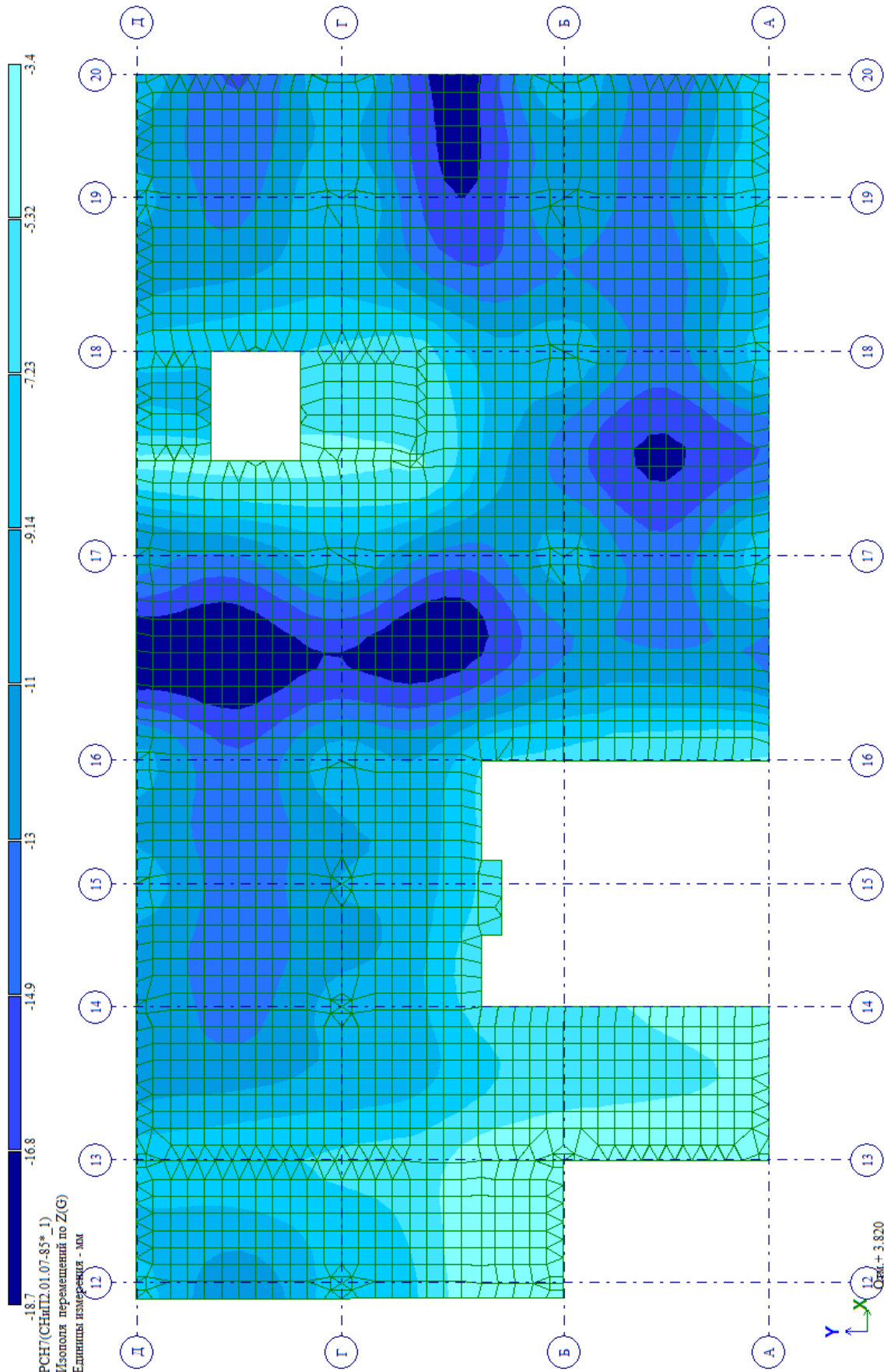


Максимальное вертикальное перемещение точек плиты в пролете составляет $f=18,1$ мм.
 Предельно допустимый прогиб плиты в пролете $f_u = 1/200$.
 Максимальный шаг – 6 м.
 Предельно допустимый прогиб плиты составляет – $f_u = 6000/200 = 30$ мм.
 $18,1\text{мм} < 30\text{мм}$, т.е. $f < f_u$, условие выполняется

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

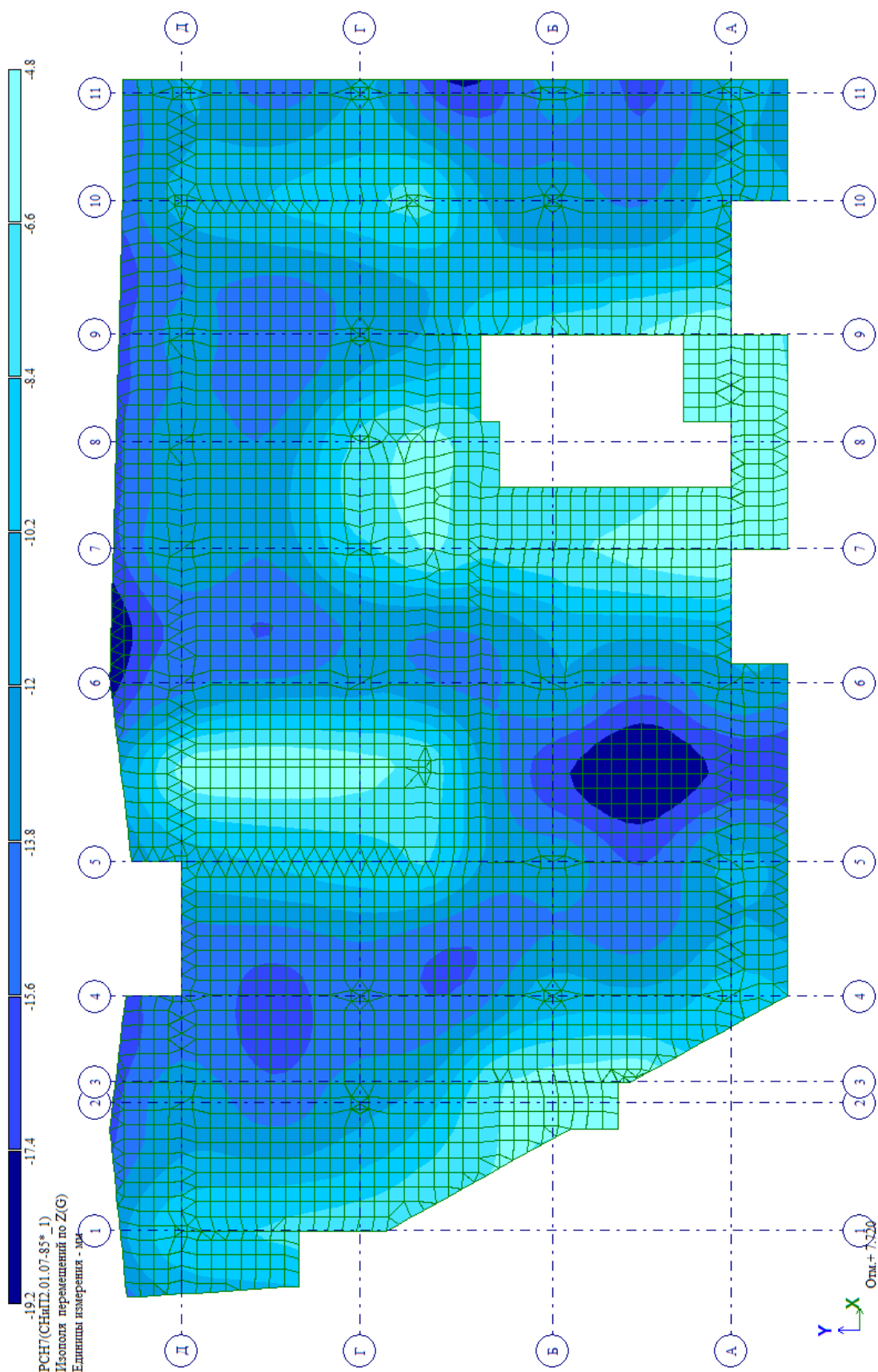


Максимальное вертикальное перемещение точек плиты в пролете составляет $f=18,7$ мм.
 Предельно допустимый прогиб плиты в пролете $f_u = 1/200$.
 Максимальный шаг – 6 м.
 Предельно допустимый прогиб плиты составляет – $f_u = 6000/200 = 30$ мм.
 $18,7\text{мм} < 30\text{мм}$, т.е. $f < f_u$, условие выполняется

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №



Максимальное вертикальное перемещение точек плиты в пролете составляет $f=19,2$ мм.

Предельно допустимый прогиб плиты в пролете $f_u = 1/200$.

Максимальный шаг – 6 м.

Предельно допустимый прогиб плиты составляет – $f_u = 6000/200 = 30$ мм.

$19,2\text{мм} < 30\text{мм}$, т.е. $f < f_u$, условие выполняется

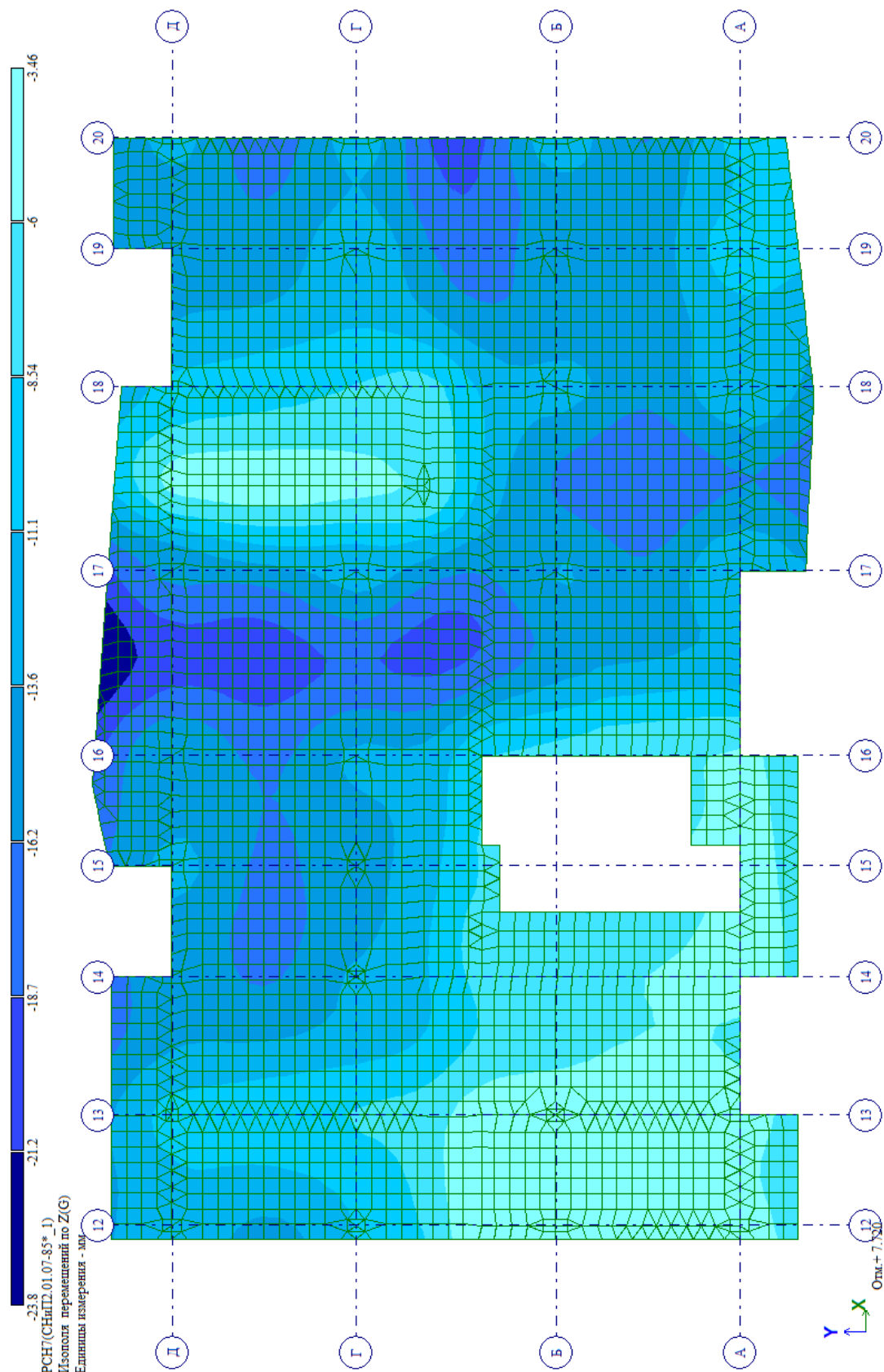
Для консольных участков плиты при расчете прогибов принимается двойной вылет.

$L=2*2400\text{мм}= 4800\text{мм}$.

Предельно допустимый прогиб плиты на консольных участках составляет – $f_u = 4800/200 = 24$ мм.

269-ЕП-2018-КР1-РР

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

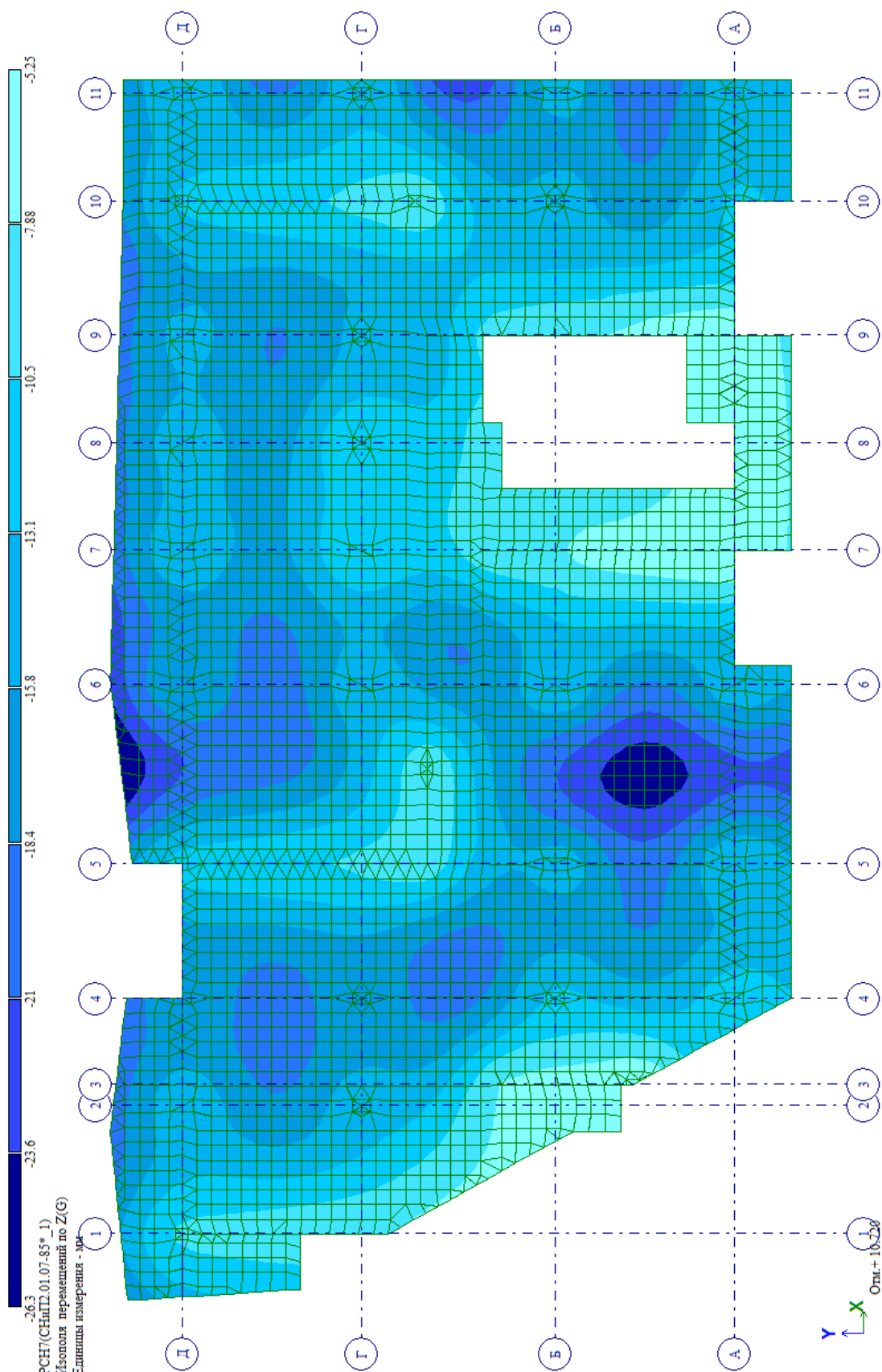


Максимальное вертикальное перемещение точек плиты в пролете составляет $f=23,8$ мм.
 Предельно допустимый прогиб плиты в пролете $f_u = 1/200$.
 Максимальный шаг – 6 м.
 Предельно допустимый прогиб плиты составляет – $f_u = 6000/200 = 30$ мм.
 $23,8\text{мм} < 30\text{мм}$, т.е. $f < f_u$, условие выполняется

Для консольных участков плиты при расчете прогибов принимается двойной вылет.
 $L=2*2400\text{мм} = 4800\text{мм}$.
 Предельно допустимый прогиб плиты на консольных участках составляет – $f_u = 4800/200 = 24$ мм.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

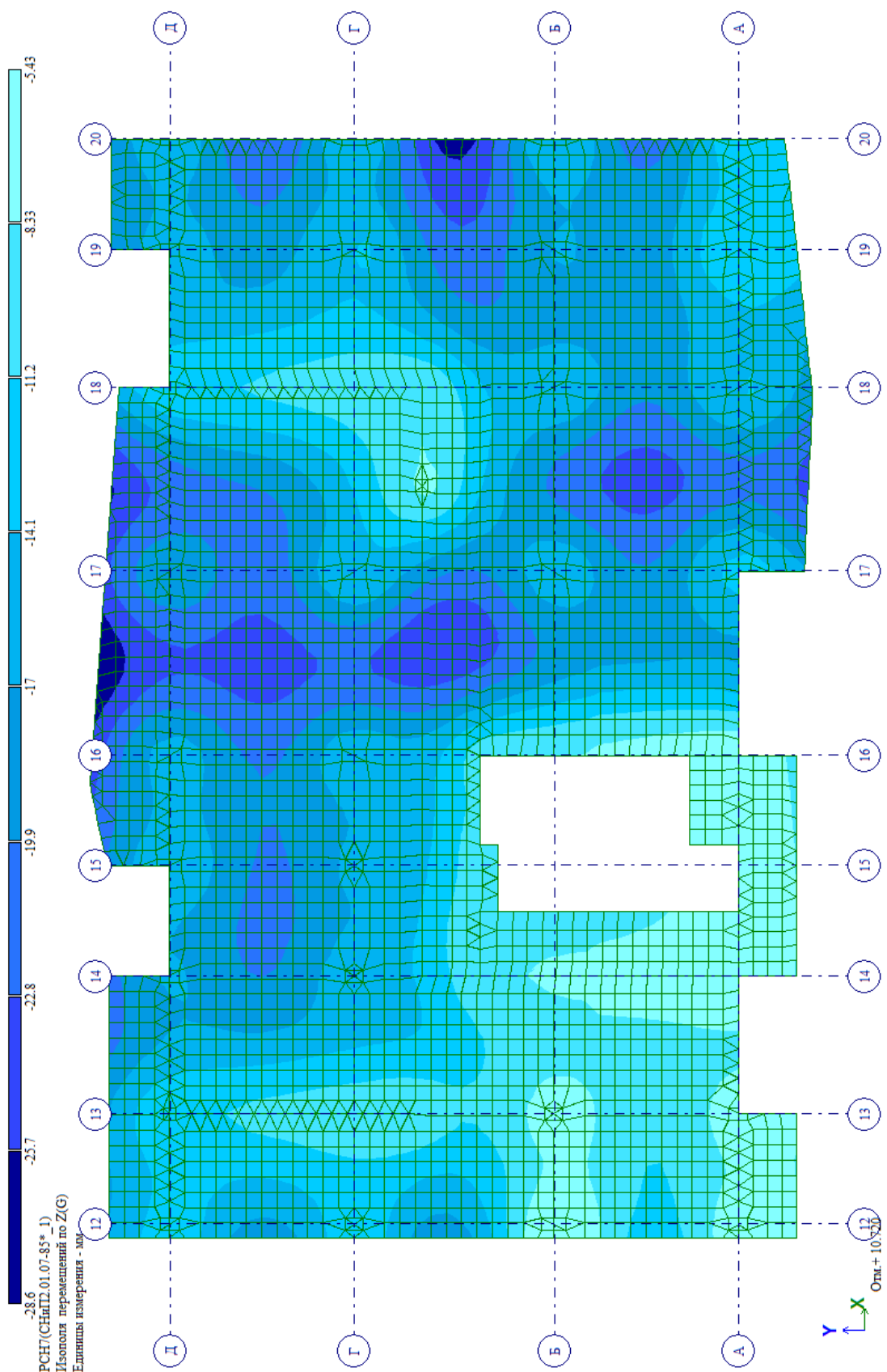


Максимальное вертикальное перемещение точек плиты в пролете составляет $f=26,2$ мм.
 Предельно допустимый прогиб плиты в пролете $f_u = 1/200$.
 Максимальный шаг – 6 м.
 Предельно допустимый прогиб плиты составляет – $f_u = 6000/200 = 30$ мм.
 $26,2\text{мм} < 30\text{мм}$, т.е. $f < f_u$, условие выполняется

Для консольных участков плиты при расчете прогибов принимается двойной вылет.
 $L=2*2400\text{мм}= 4800\text{мм}$.
 Предельно допустимый прогиб плиты на консольных участках составляет – $f_u = 4800/200 = 24$ мм.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

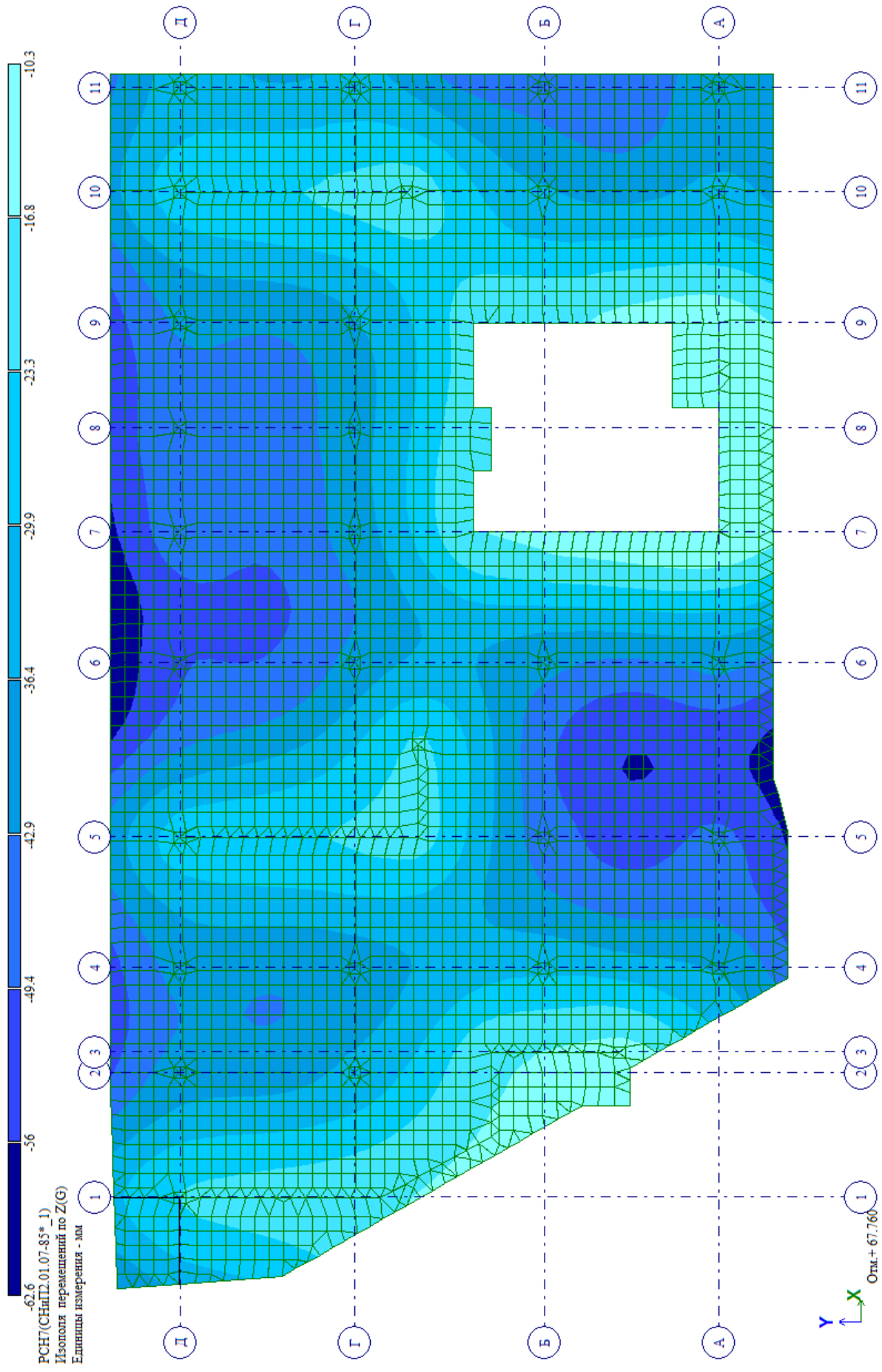


Максимальное вертикальное перемещение точек плиты составляет $f=28,6$ мм.
 Предельно допустимый прогиб плиты в пролете $f_u = 1/200$.
 Максимальный шаг – 6 м.
 Предельно допустимый прогиб плиты составляет $f_u = 6000/200 = 30$ мм.
 $28,6\text{мм} < 30\text{мм}$, т.е. $f < f_u$, условие выполняется

Для консольных участков плиты при расчете прогибов принимается двойной вылет.
 $L=2*2400\text{мм}= 4800\text{мм}$.
 Предельно допустимый прогиб плиты на консольных участках составляет $f_u = 4800/200 = 24$ мм.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №



Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

Вертикальный прогиб плиты на консольных участках:

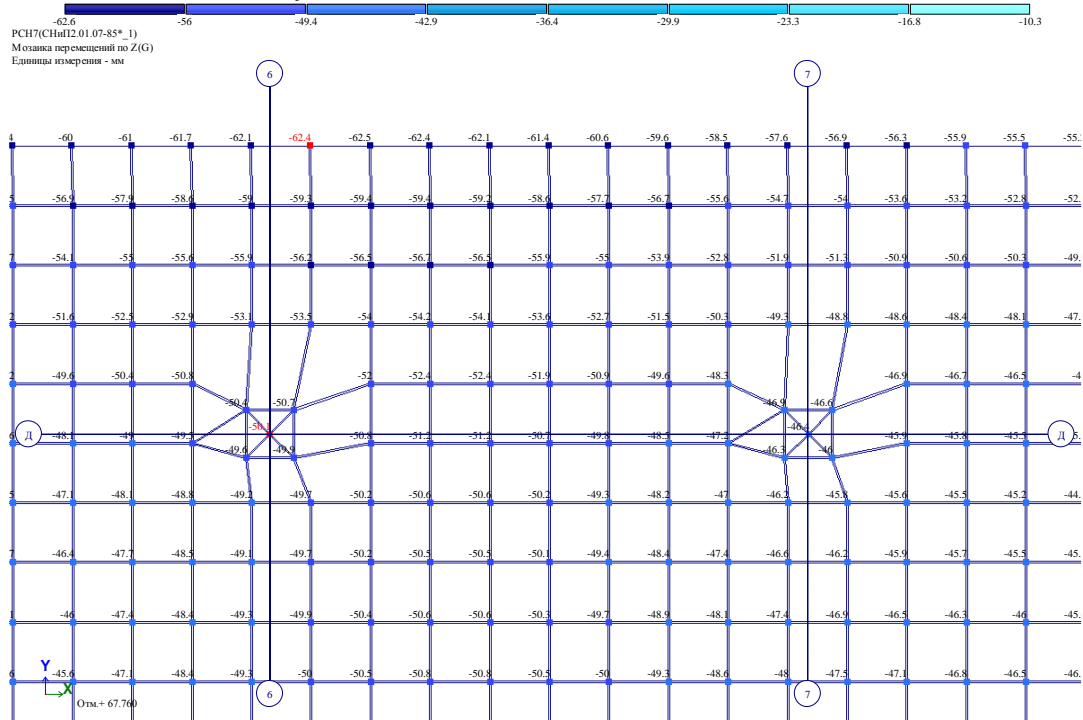
$$f = 62,4 - 50,1 = 12,3 \text{ мм.}$$

Для консольных участков плиты при расчете прогибов принимается двойной вылет.

$$L = 2 \cdot 2400 \text{ мм} = 4800 \text{ мм.}$$

Предельно допустимый прогиб плиты на консольных участках составляет $f_u = 4800/200 = 24 \text{ мм.}$

$12,3 \text{ мм} < 24 \text{ мм}$, т.е. $f < f_u$, условие выполняется.



Вертикальный прогиб плиты в пролёте:

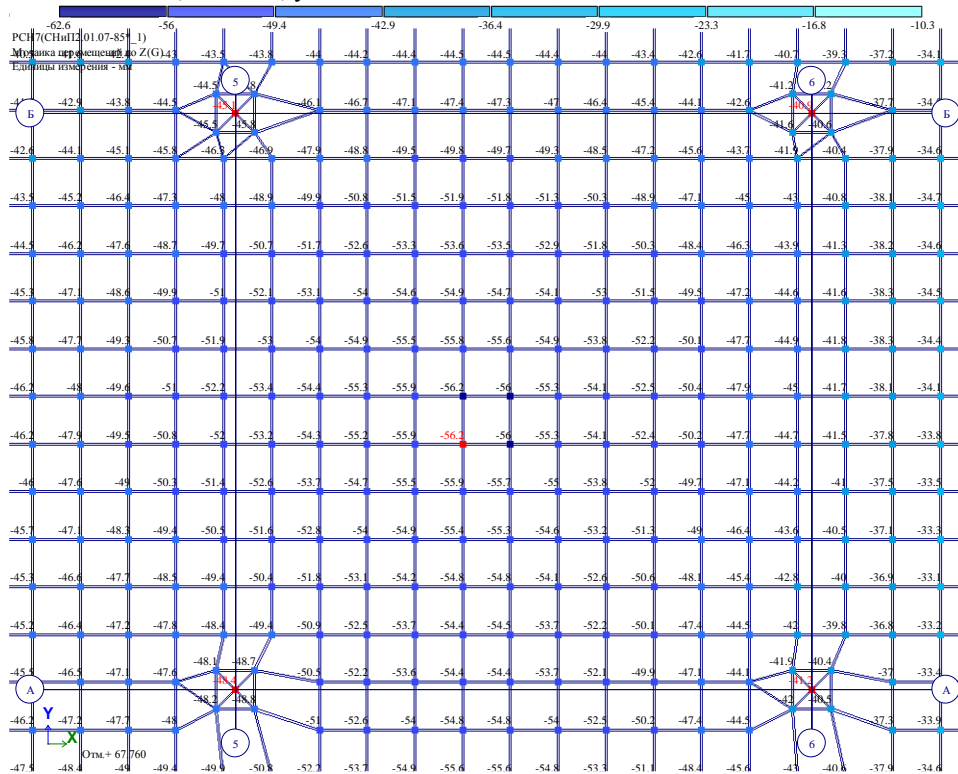
$$f = 56,2 - 40,9 = 15,3 \text{ мм.}$$

Предельно допустимый прогиб плиты в пролёте $f_u = 1/200$.

Максимальный шаг – 6 м.

Предельно допустимый прогиб плиты составляет $f_u = 6000/200 = 30 \text{ мм}$

$15,3 \text{ мм} < 30 \text{ мм}$, т.е. $f < f_u$, условие выполняется.



Взам. инв. №

Подпись и дата

Инв. № подл.

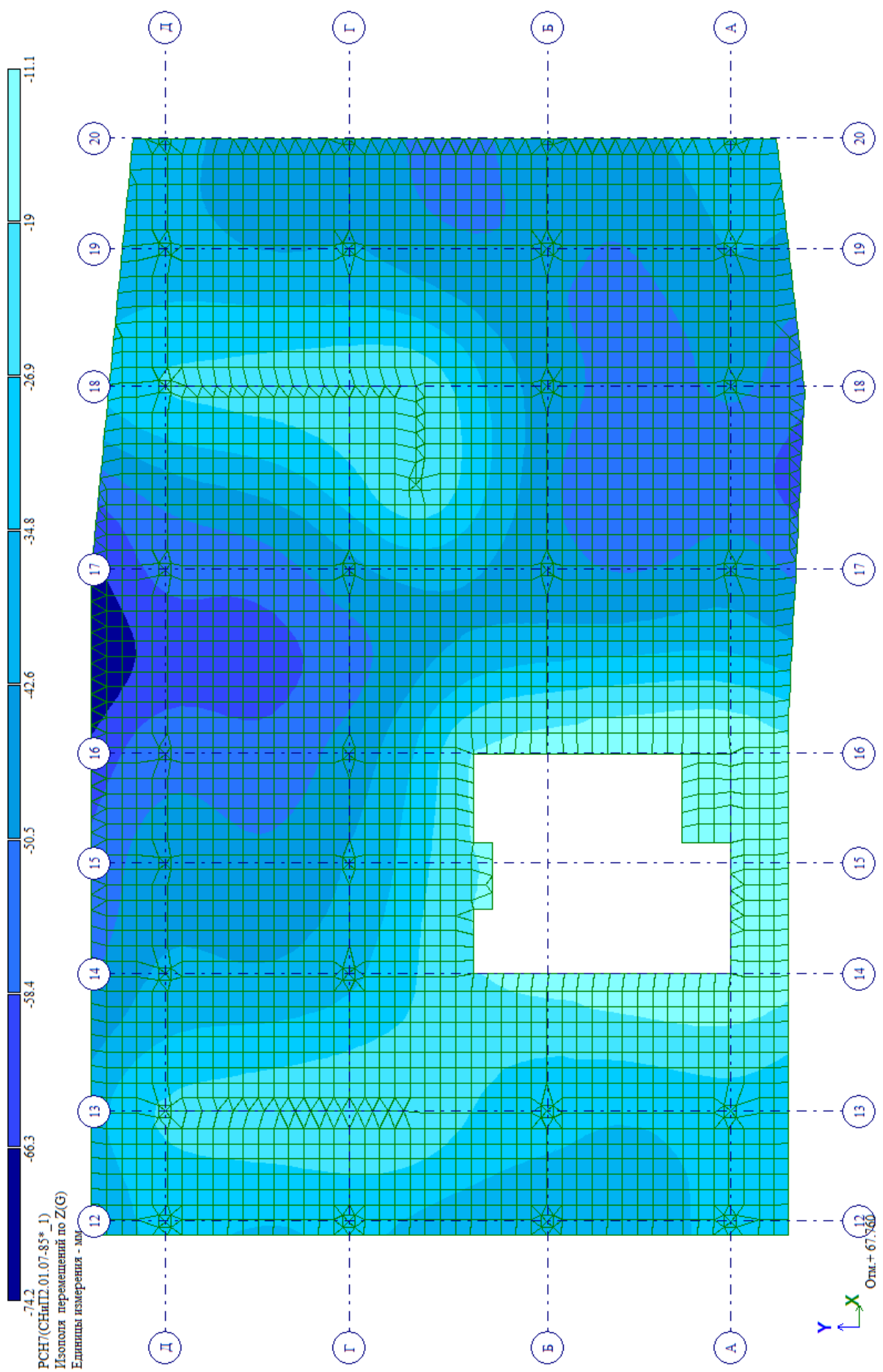
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

Лист

158

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №



Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

Вертикальный прогиб плиты на консольных участках:

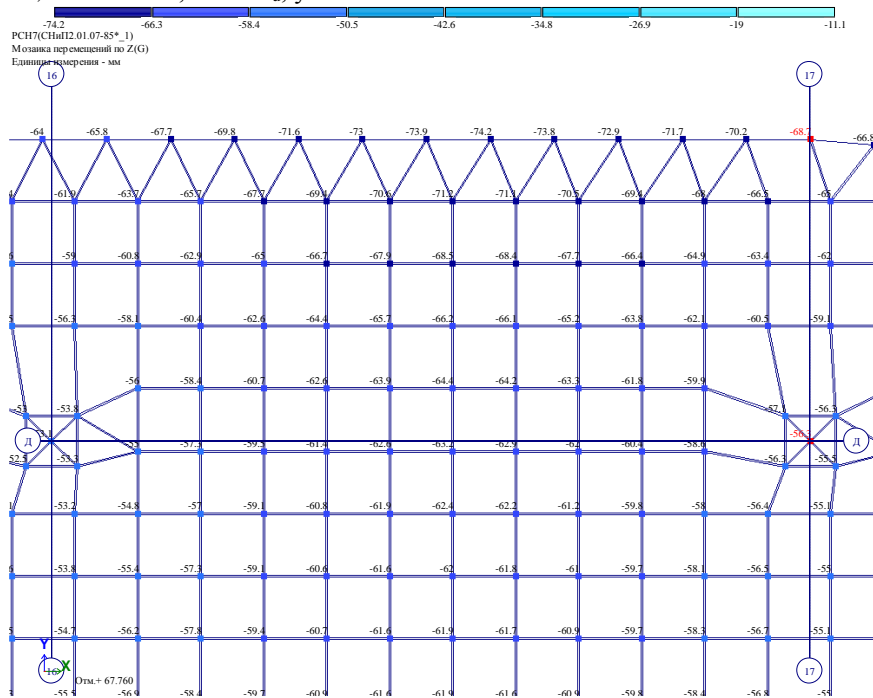
$$f = 68,7 - 56,3 = 12,4 \text{ мм.}$$

Для консольных участков плиты при расчете прогибов принимается двойной вылет.

$$L = 2 \cdot 2400 \text{ мм} = 4800 \text{ мм.}$$

Предельно допустимый прогиб плиты на консольных участках составляет $f_u = 4800/200 = 24 \text{ мм}$.

$12,4 \text{ мм} < 24 \text{ мм}$, т.е. $f < f_u$, условие выполняется.



Вертикальный прогиб плиты в пролёте:

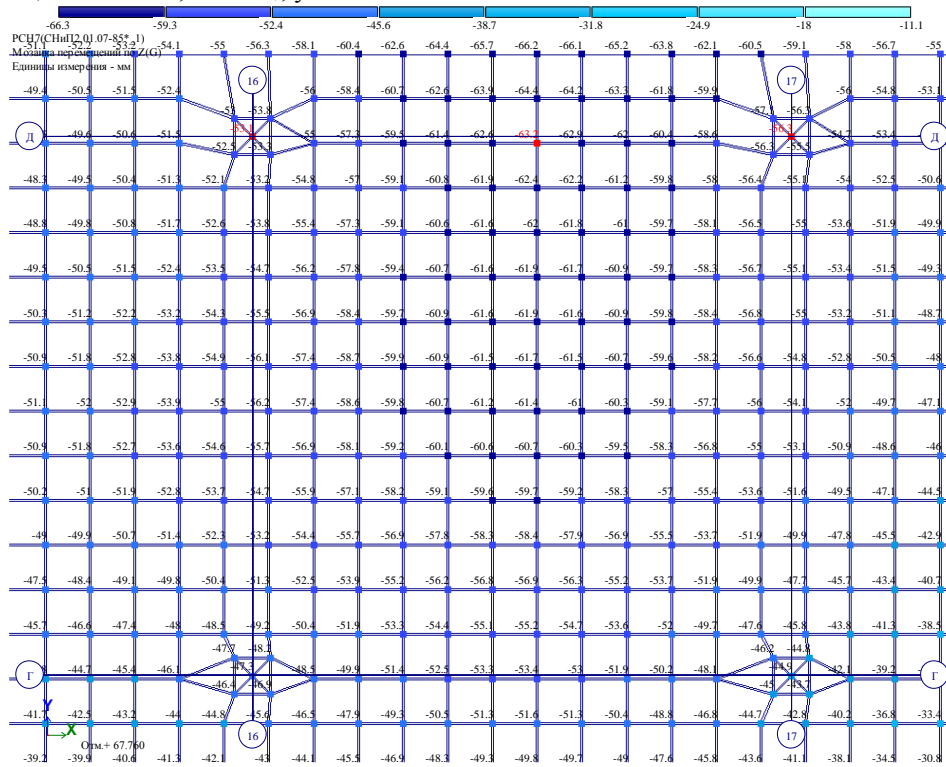
$$f = 63,2 - 53,1 = 10,1 \text{ мм.}$$

Предельно допустимый прогиб плиты в пролёте $f_u = l/200$.

Максимальный шаг – 6 м.

Предельно допустимый прогиб плиты составляет $f_u = 6000/200 = 30 \text{ мм}$

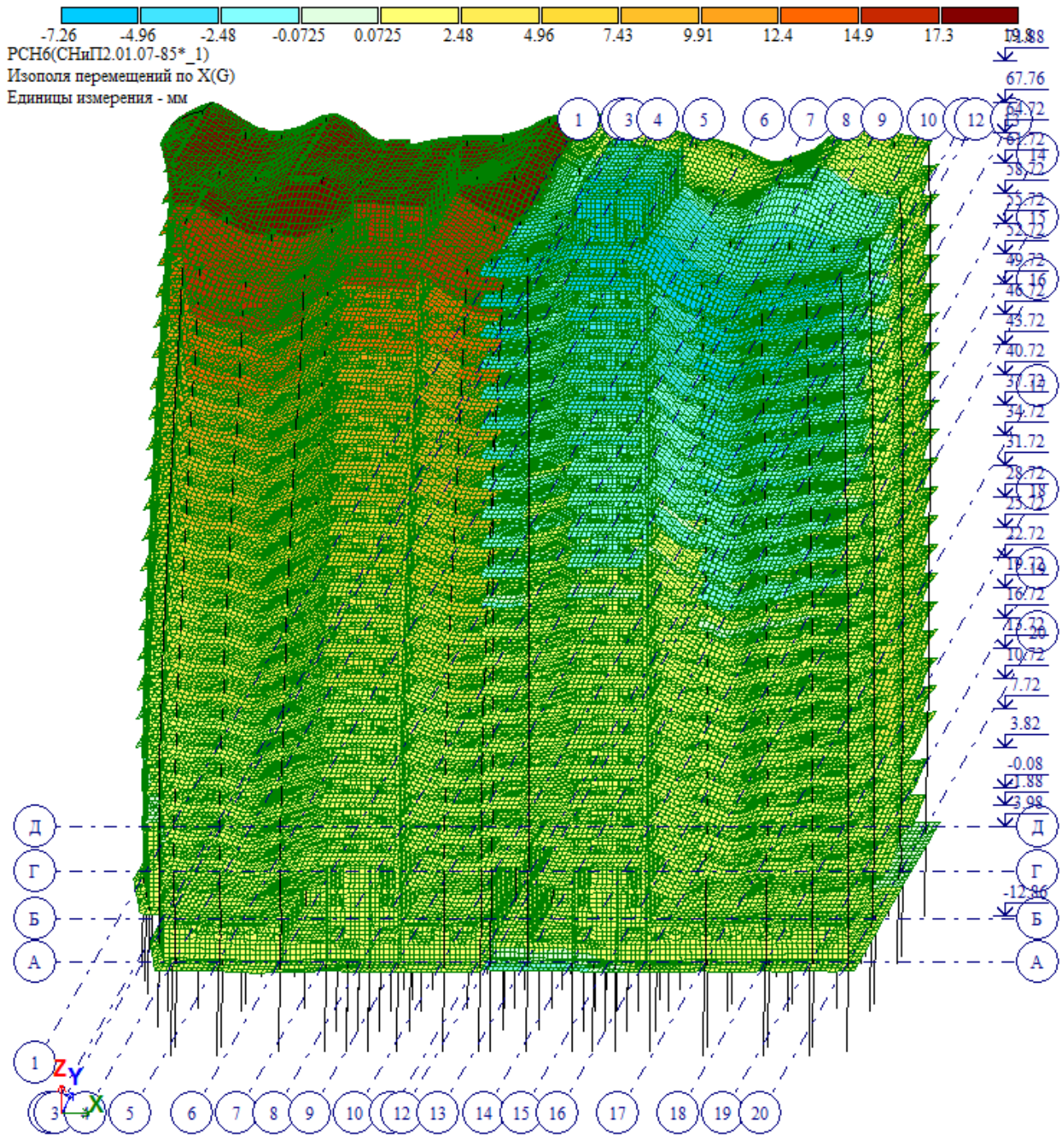
$10,1 \text{ мм} < 30 \text{ мм}$, т.е. $f < f_u$, условие выполняется.



Инв. № подл.	Взам. инв. №
	Подпись и дата

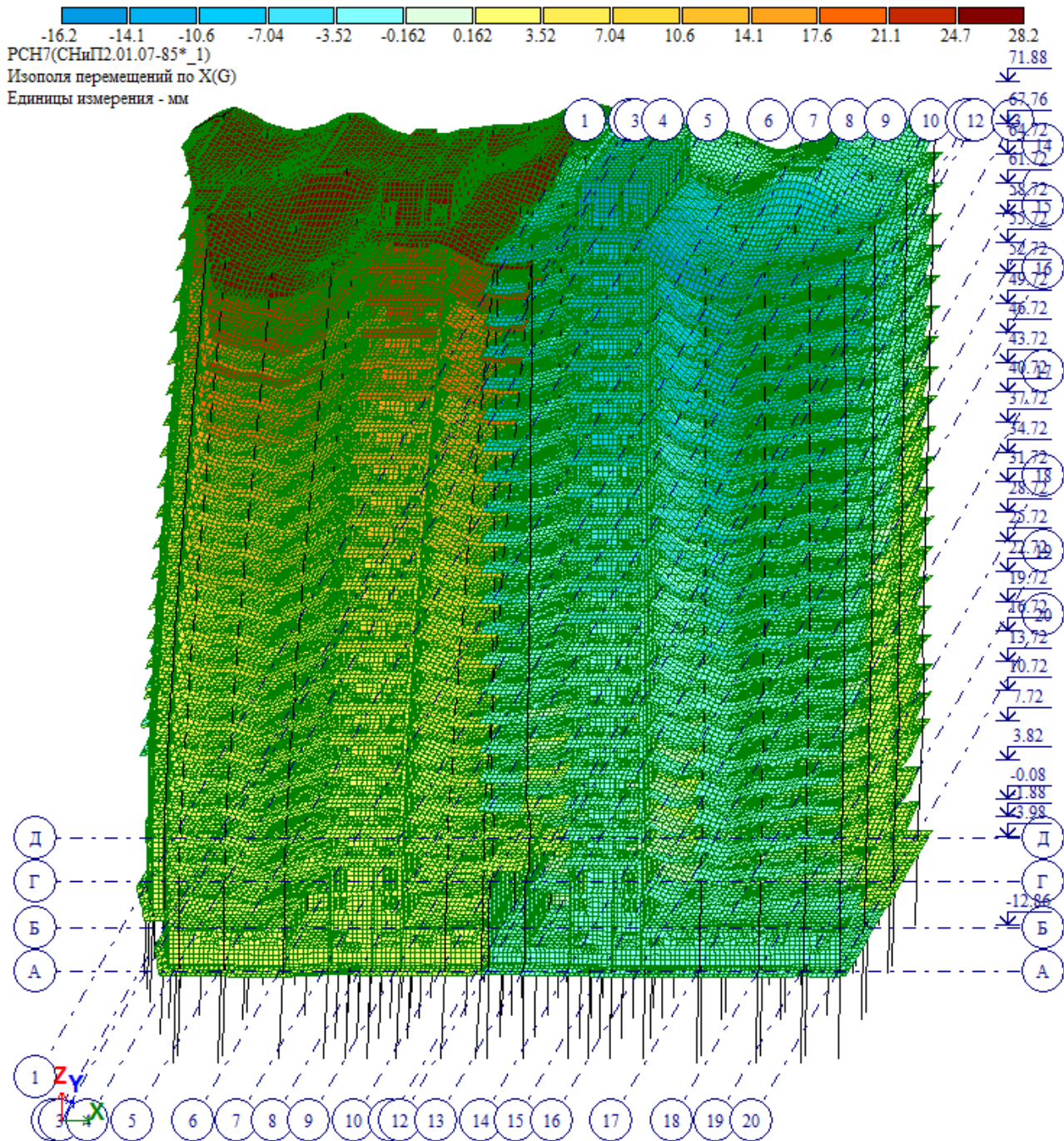
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	269-ЕП-2018-КР1-РР	Лист
							160

3.6. Горизонтальные перемещения.



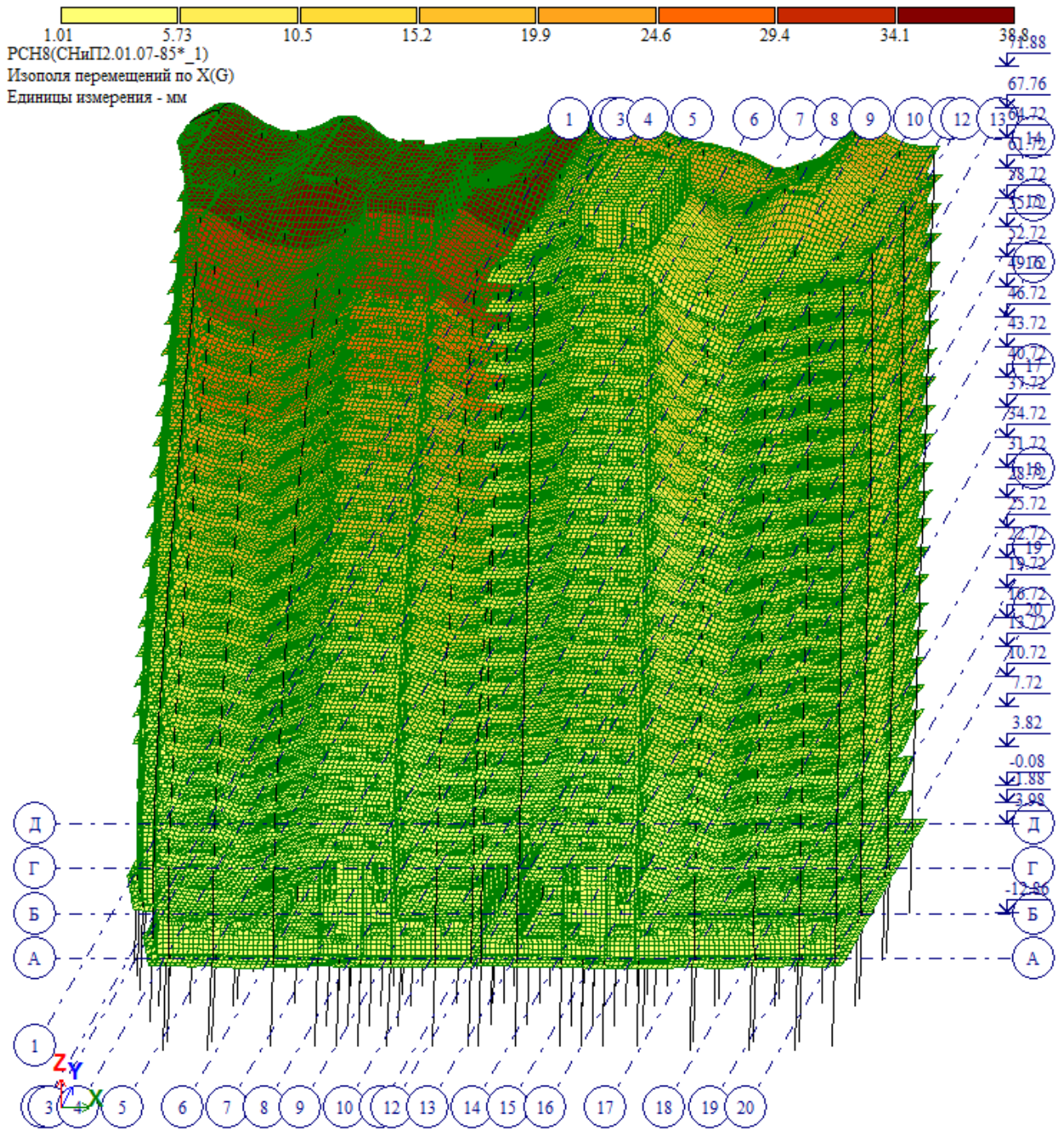
Инв. № подл.	Взам. инв. №
Подпись и дата	

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

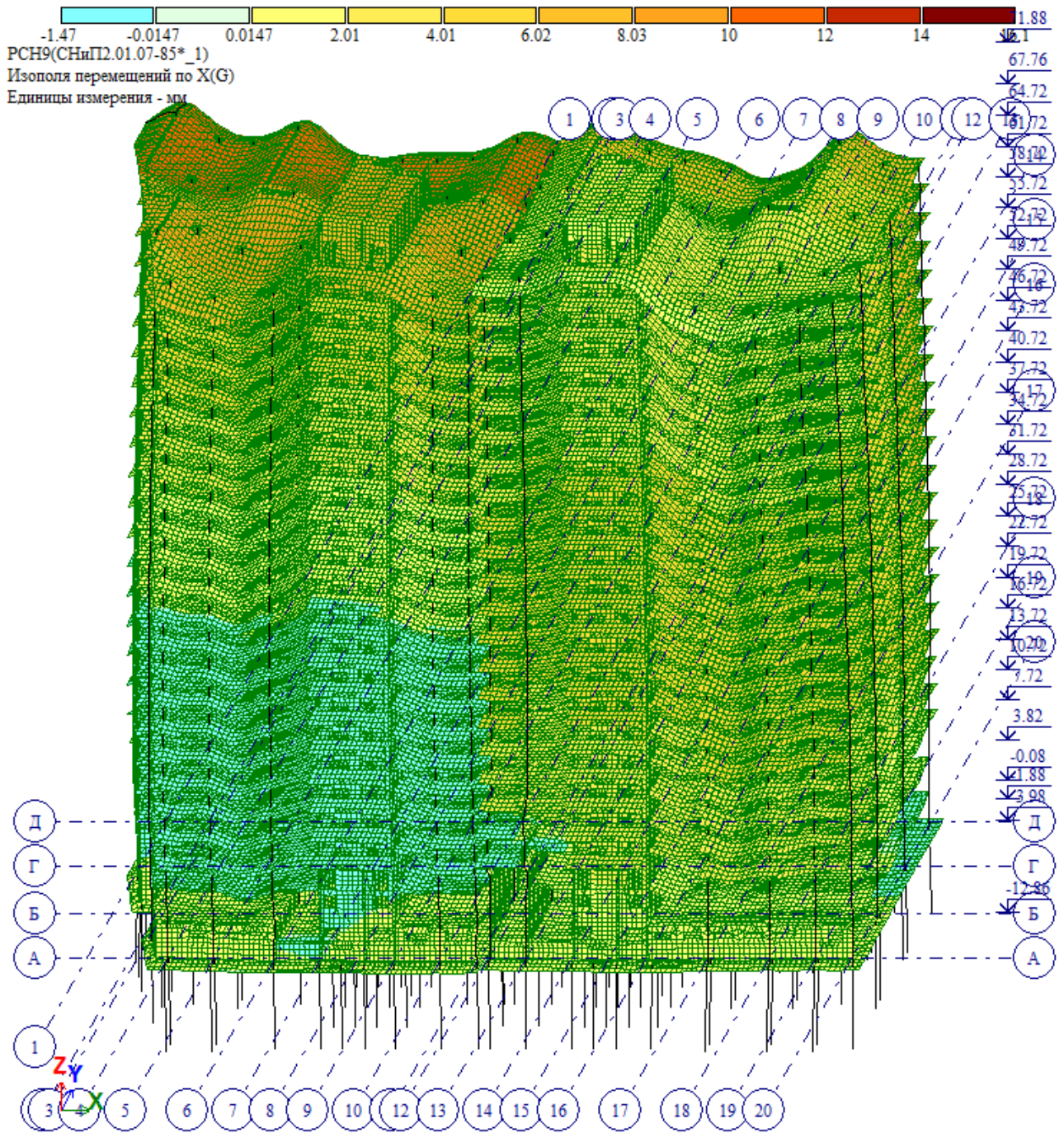


Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

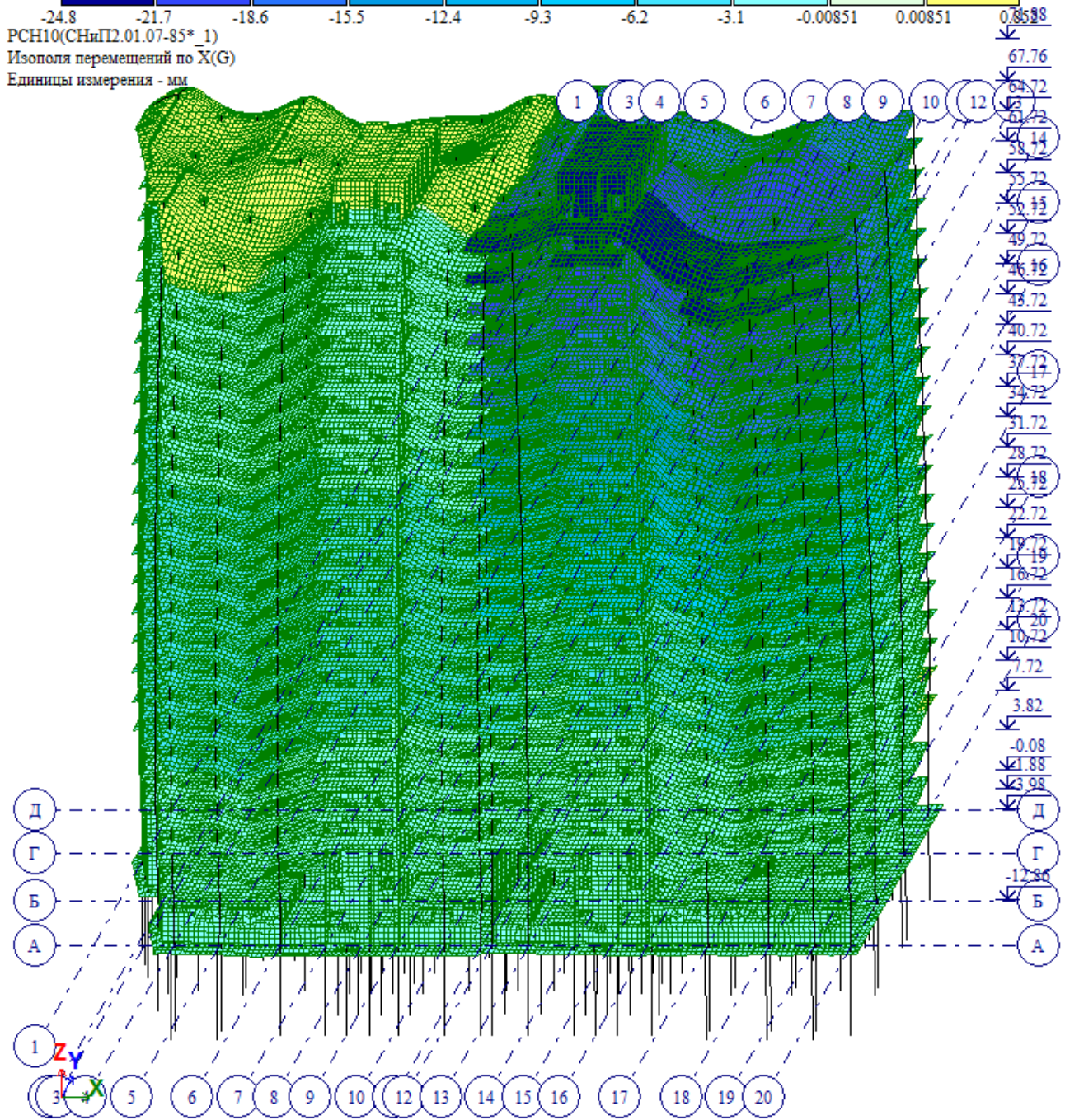
Изм. № подл.

Подпись и дата

Взам. инв. №

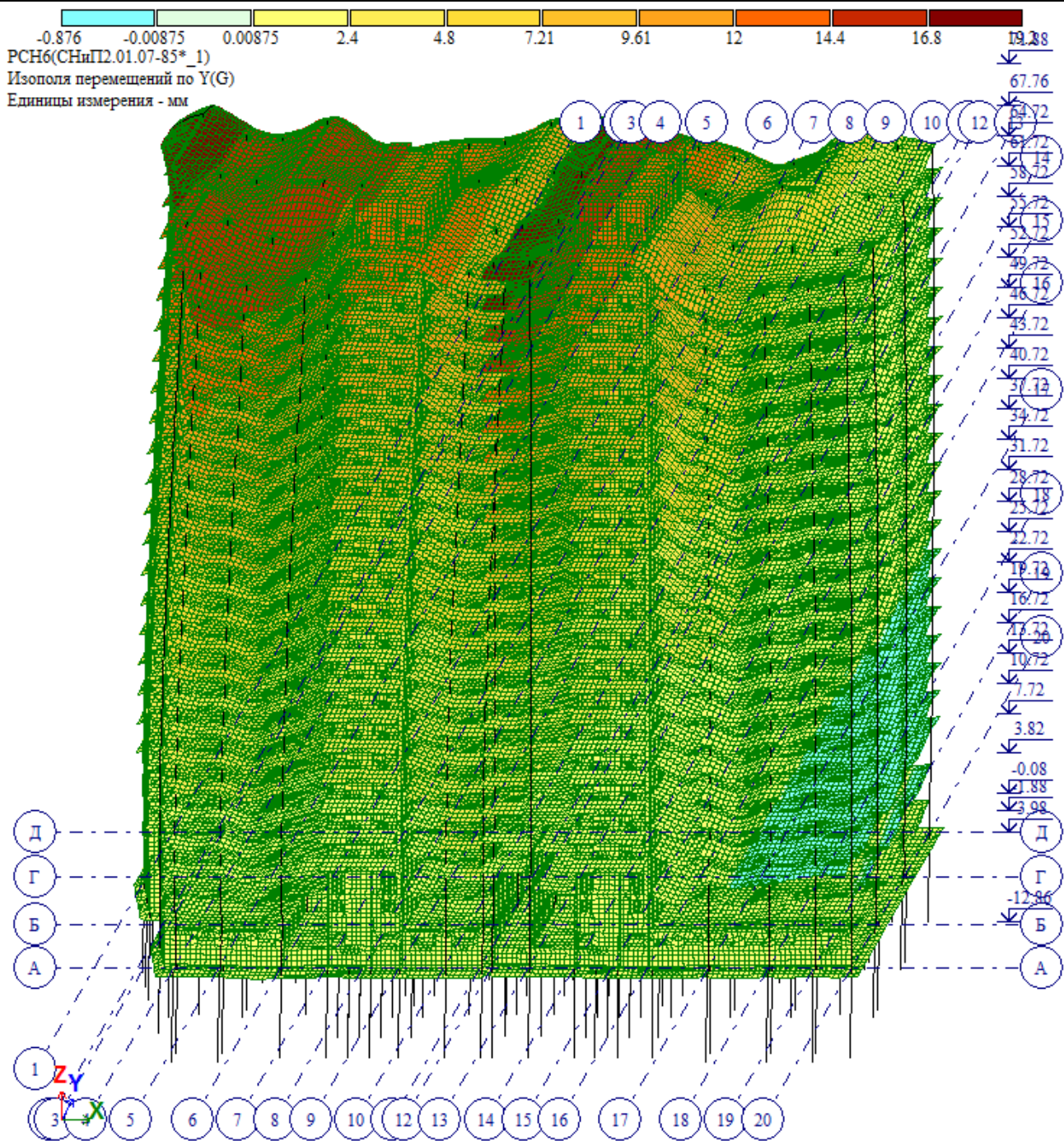


Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата
Изм. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №			

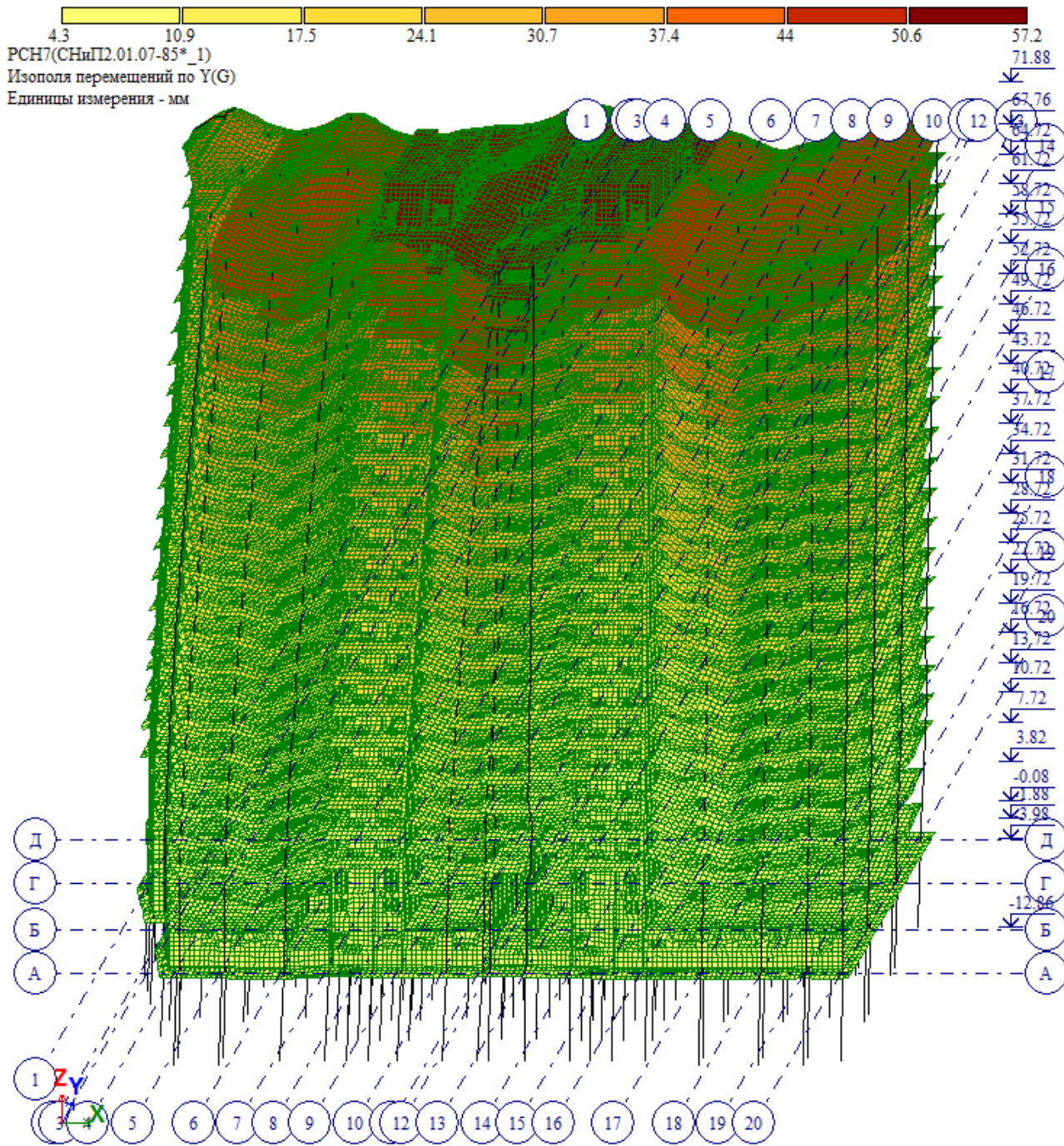


Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



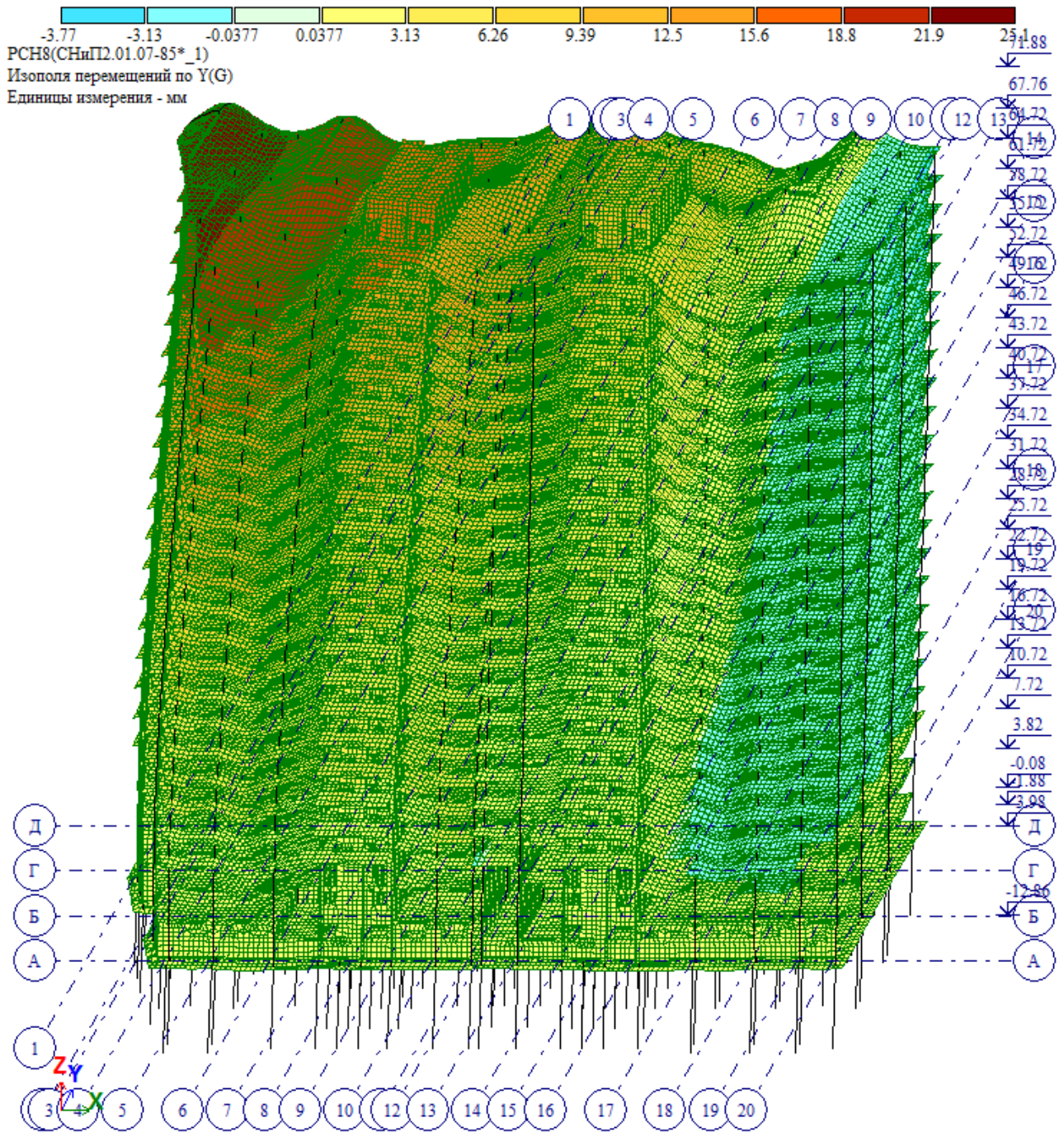
Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №					269-ЕП-2018-КР1-РР	Лист
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата		166	



Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

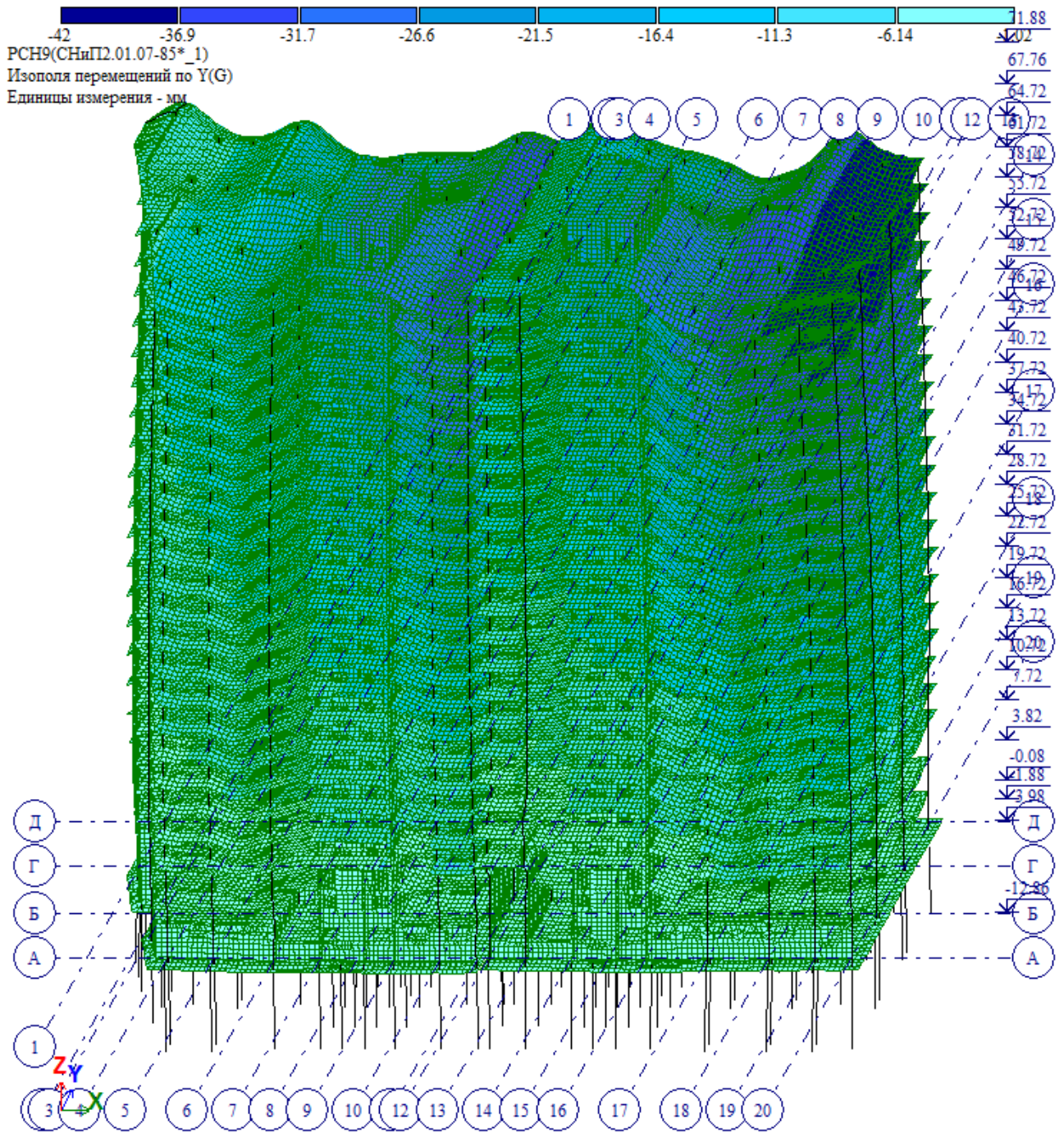


Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

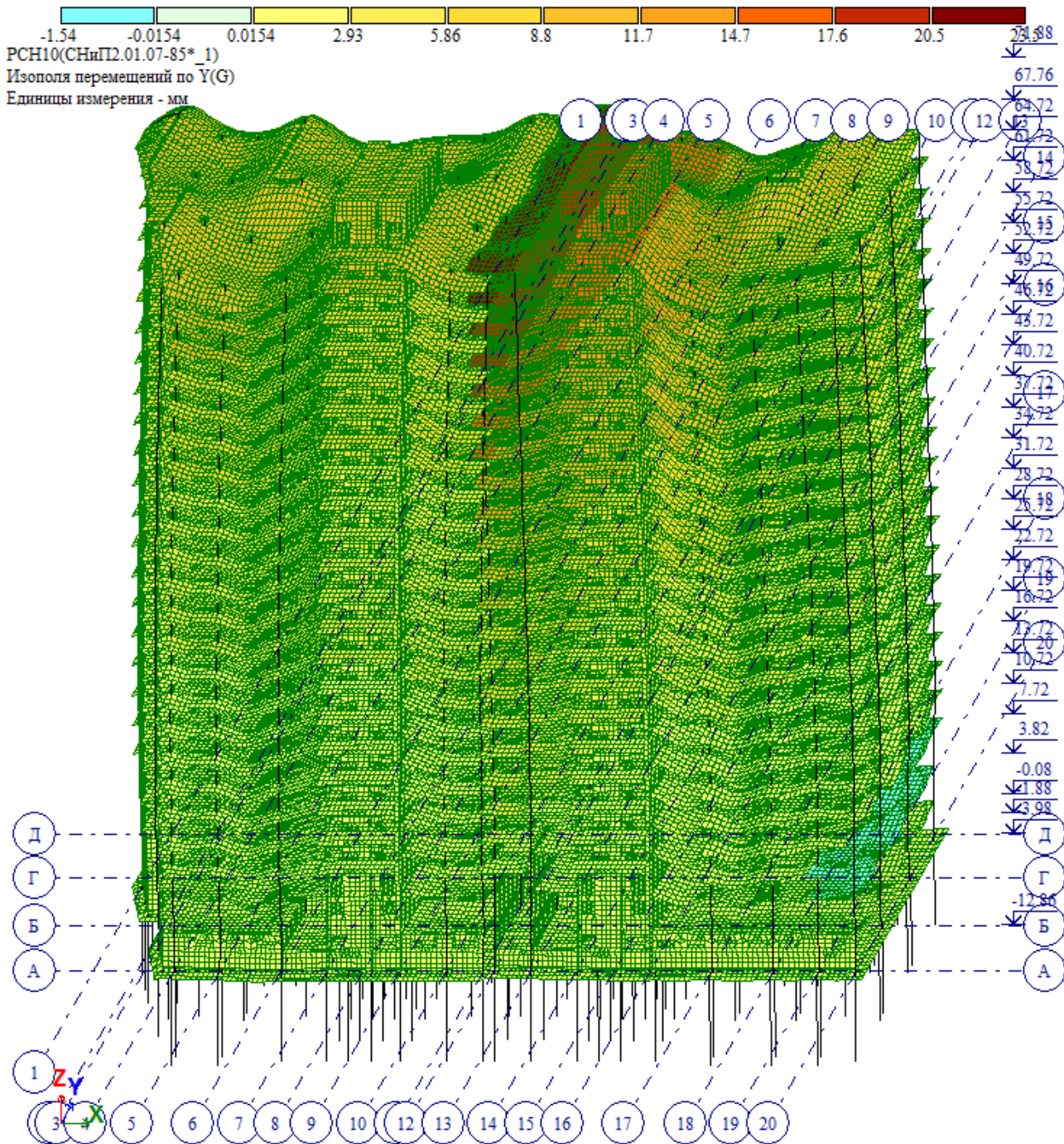
Изм. № подл.

Подпись и дата

Взам. инв. №



Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



Горизонтальное перемещение здания.

Максимальное горизонтальное перемещение точек по X: $F_x=38,8\text{мм}$.

Максимальное горизонтальное перемещение точек по Y: $F_y=-57,2\text{мм}$.

Резльтирующее максимальное горизонтальное перемещение точек $F_{xy}=\sqrt{38,8^2+57,2^2}=69,1\text{ мм}$.

Максимальное горизонтальное перемещение по СП 20.13330.2011:

$F_u=h/500 = (71880+3980)/500=151,72\text{ мм}$

$F_{xy}=69,1\text{ мм} < F_u=151,72\text{ мм}$, условие выполняется

Изм. № подл.	Взам. инв. №
	Подпись и дата

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	269-ЕП-2018-КР1-РР	Лист
							170

Частоты собственных колебаний и ускорения от пульсации ветра

Количество учитываемых пульсационных составляющих в ПК «ЛИРА-САПР 2015» вычисляется автоматически в зависимости от предельной частоты в данном ветровом районе в соответствии с пунктом 11.1.8 и таблицей 11.5 СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия».

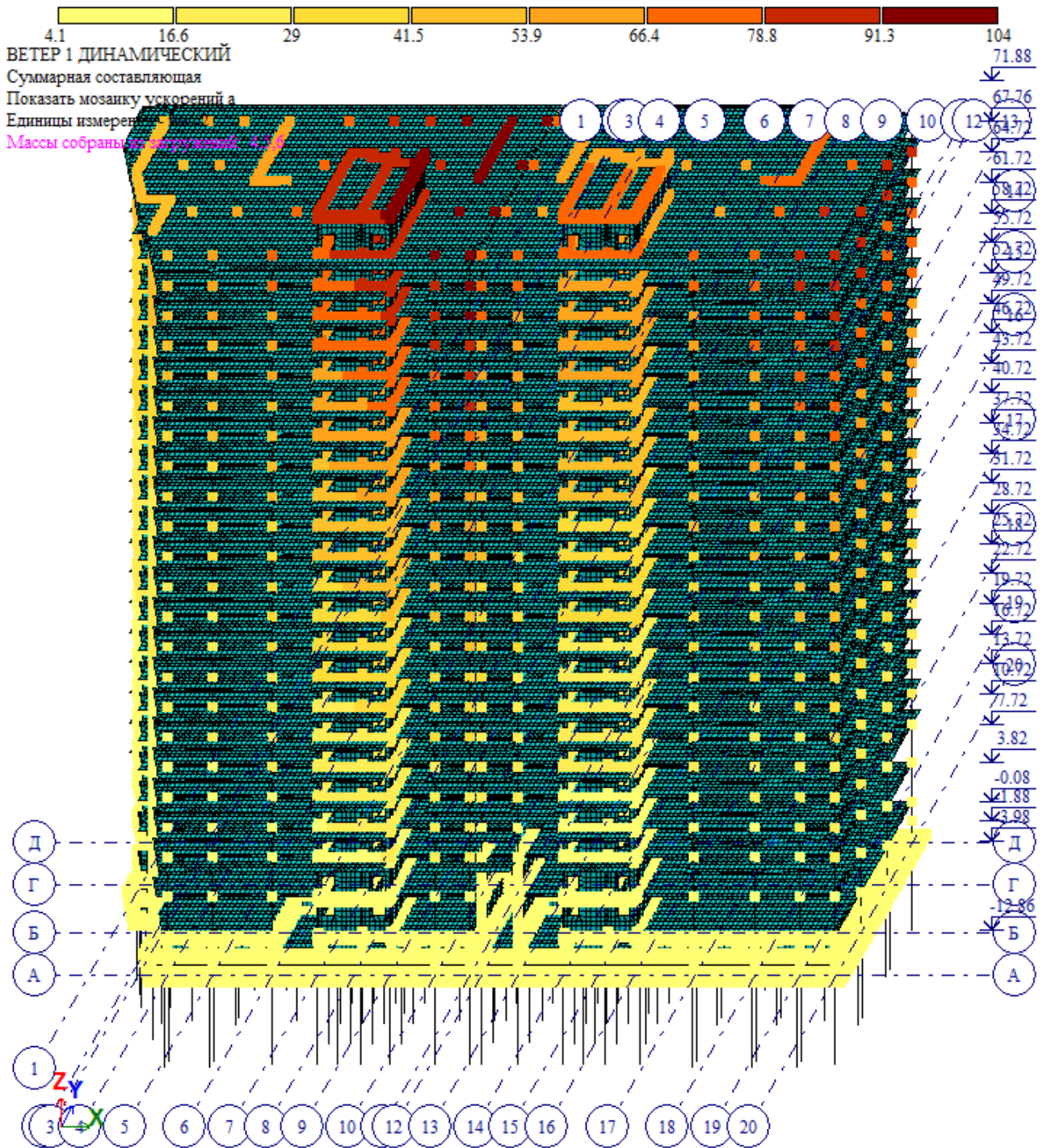
Для учета пульсации во II ветровом районе (значение предельной частоты при $\delta = 0,3$ составляет 1.1 Гц) требуется учесть $KF=5$ форм колебаний. При расчете получены следующие частоты: 0.221; 0.223; 0.253; 0.290; 0.361 Гц. Тогда в расчет войдут $KF=5$ пульсационных составляющих.

Предельное значение частоты собственных колебаний f_l , Гц, следует определять по таблице 11.5 СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия».

№ загруз	№ формы	Собст. значения	Частоты			Козф. р аспред .	Мод. ма сса (%)	Сумма мод. мас с (%)
			Круг. ча стота (рад/с)	Частота (Гц)	Период (с)			
9	1	0.721	1.386	0.221	4.532	0.000	0.000	0.000
9	2	0.714	1.400	0.223	4.488	0.000	0.000	0.000
9	3	0.628	1.592	0.253	3.947	0.000	0.000	0.000
9	4	0.549	1.822	0.290	3.449	0.000	0.000	0.000
9	5	0.441	2.270	0.361	2.768	0.000	0.000	0.000
10	1	0.721	1.386	0.221	4.532	0.000	0.000	0.000
10	2	0.714	1.400	0.223	4.488	0.000	0.000	0.000
10	3	0.628	1.592	0.253	3.947	0.000	0.000	0.000
10	4	0.549	1.822	0.290	3.449	0.000	0.000	0.000
10	5	0.441	2.270	0.361	2.768	0.000	0.000	0.000

Взам. инв. №
Подпись и дата
Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	269-ЕП-2018-КР1-РР	Лист
							171

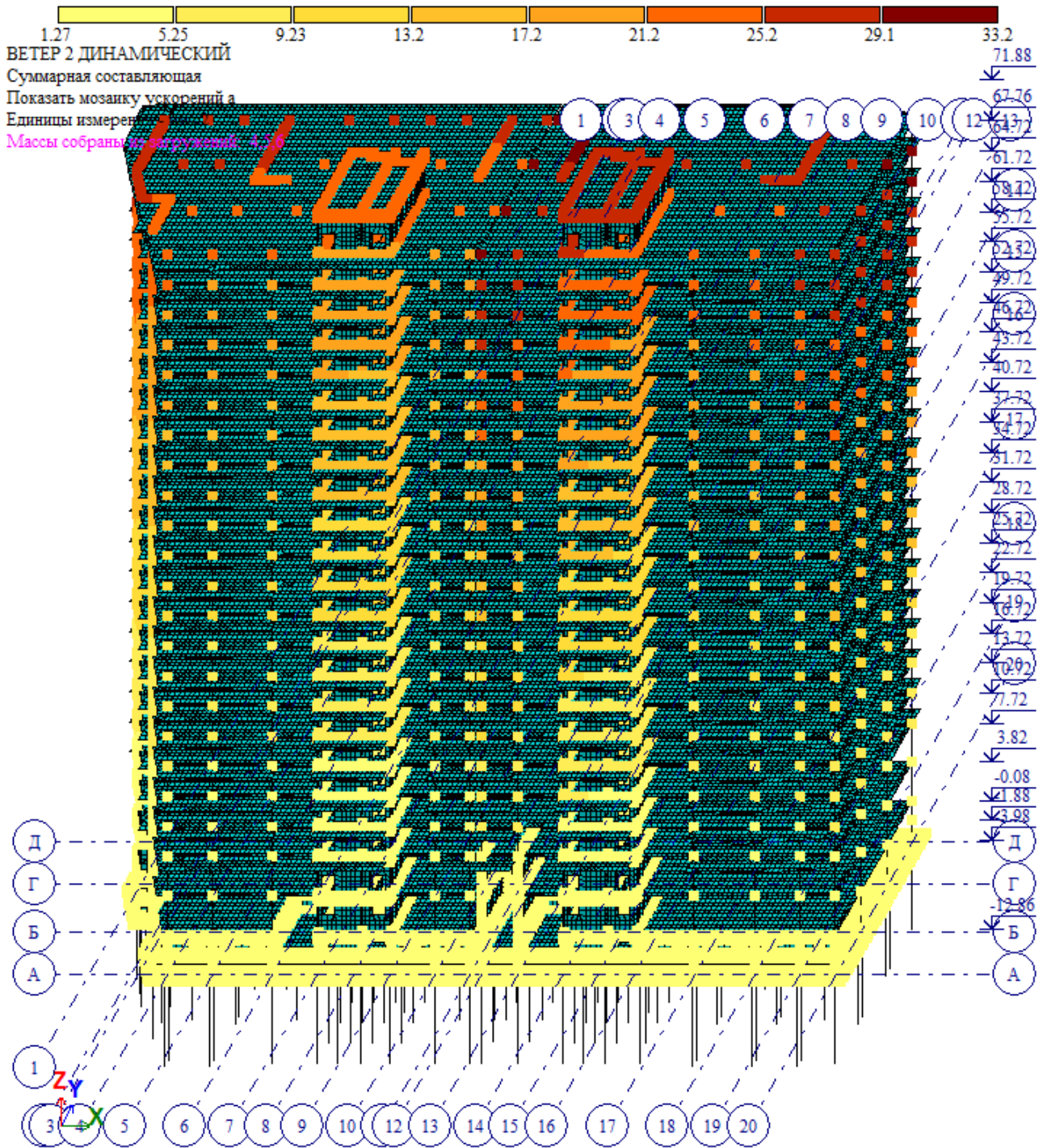


Согласно разделу В.3 «Динамическая комфортность» СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия» максимальное ускорение колебаний перекрытий здания при действии пульсационной составляющей ветровой нагрузки не должно превышать величины $a_{c,max} = 0,08 \text{ м/с}^2$.

Для нормативных значений: $a_{c,фактич} = 0,7 * 0,104 = 0,0728 \text{ м/с}^2$
 $a_{c,фактич} = 0,0728 \text{ м/с}^2 < a_{c,max} = 0,08 \text{ м/с}^2$, условие выполняется.

Взам. инв. №	
Подпись и дата	
Инв. № подл.	

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	269-ЕП-2018-КР1-РР	Лист 172
------	--------	------	--------	-------	------	--------------------	-------------



Согласно разделу В.3 «Динамическая комфортность» СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия» максимальное ускорение колебаний перекрытий здания при действии пульсационной составляющей ветровой нагрузки не должно превышать величины $a_{c,max} = 0,08 \text{ м/с}^2$.

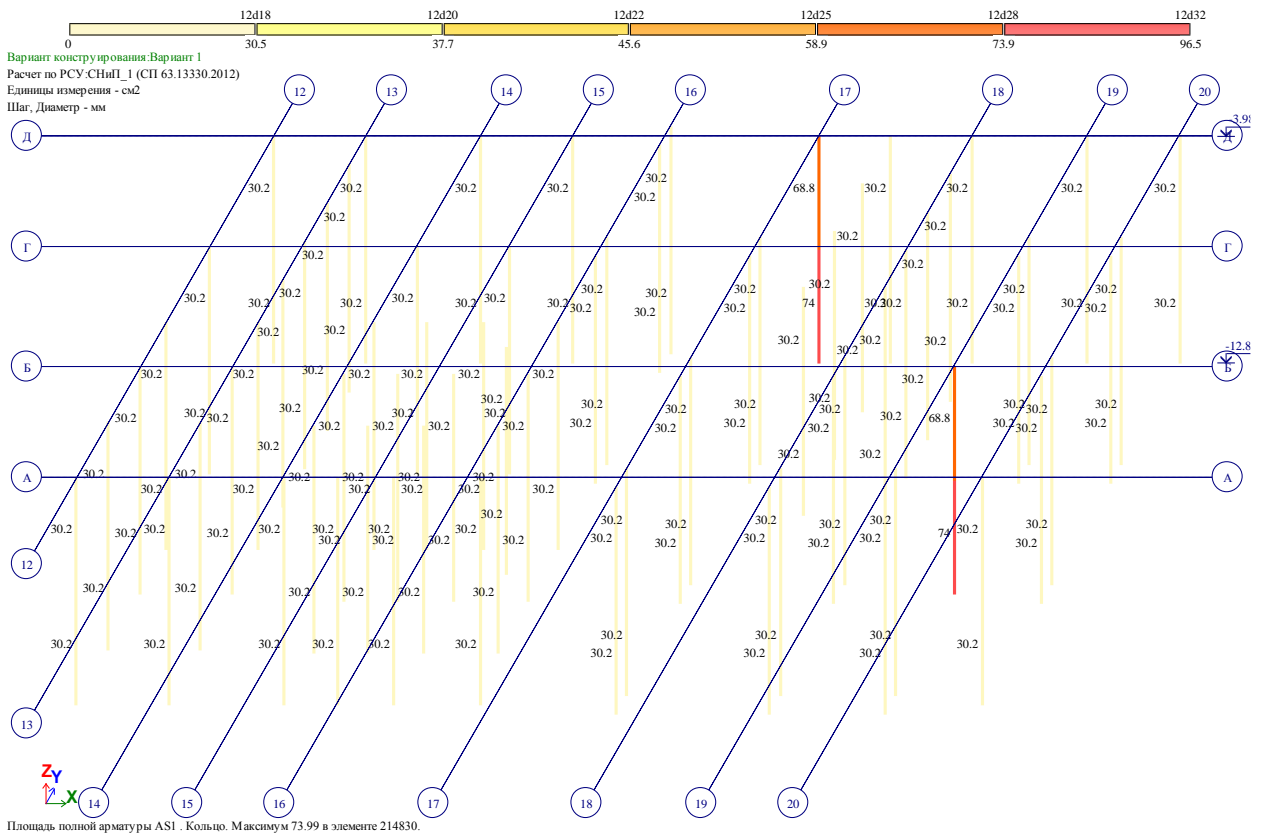
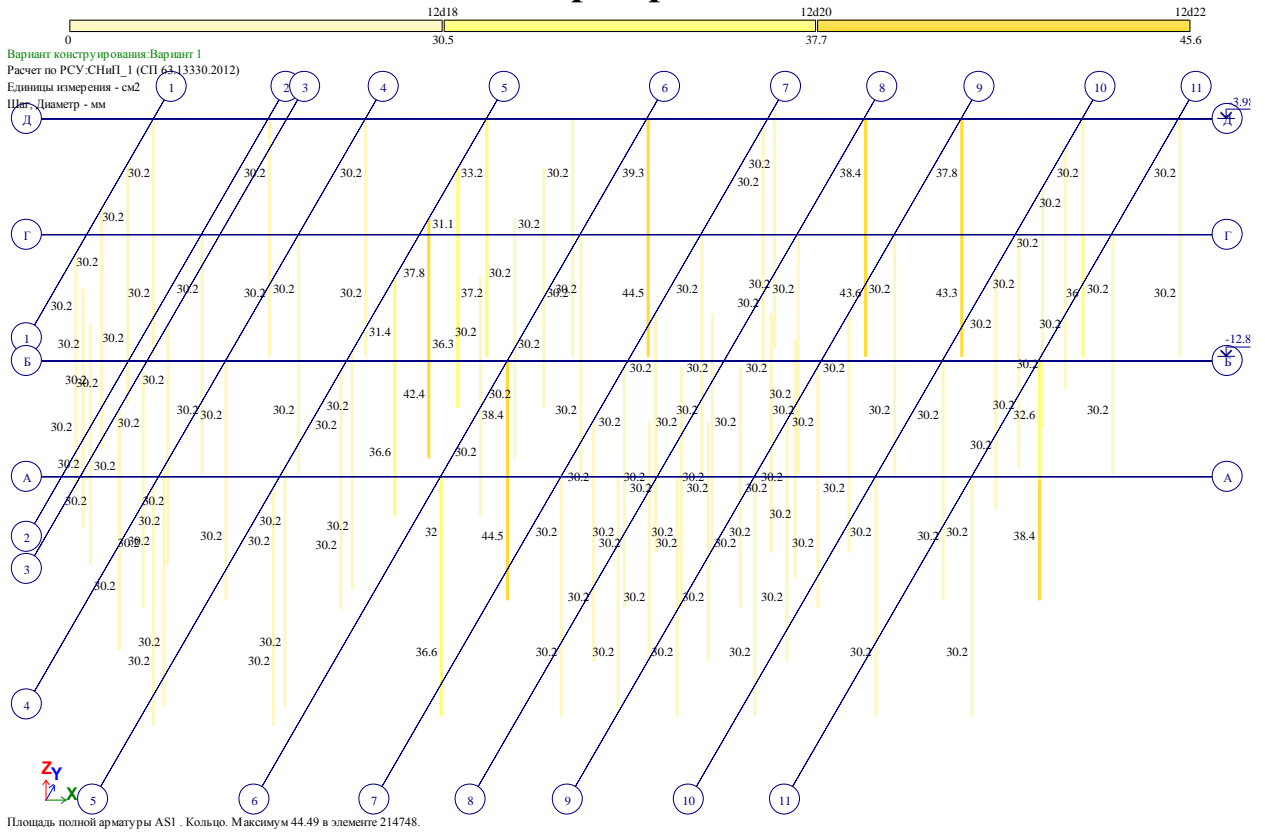
Для нормативных значений: $a_{c,фактич} = 0,7 * 0,0332 = 0,023 \text{ м/с}^2$
 $a_{c,фактич} = 0,023 \text{ м/с}^2 < a_{c,max} = 0,08 \text{ м/с}^2$, условие выполняется.

Взам. инв. №	
Подпись и дата	
Инв. № подл.	

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	269-ЕП-2018-КР1-РР	Лист 173
------	--------	------	--------	-------	------	--------------------	-------------

4. Армирование

4.1. Армирование свай



Взам. инв. №

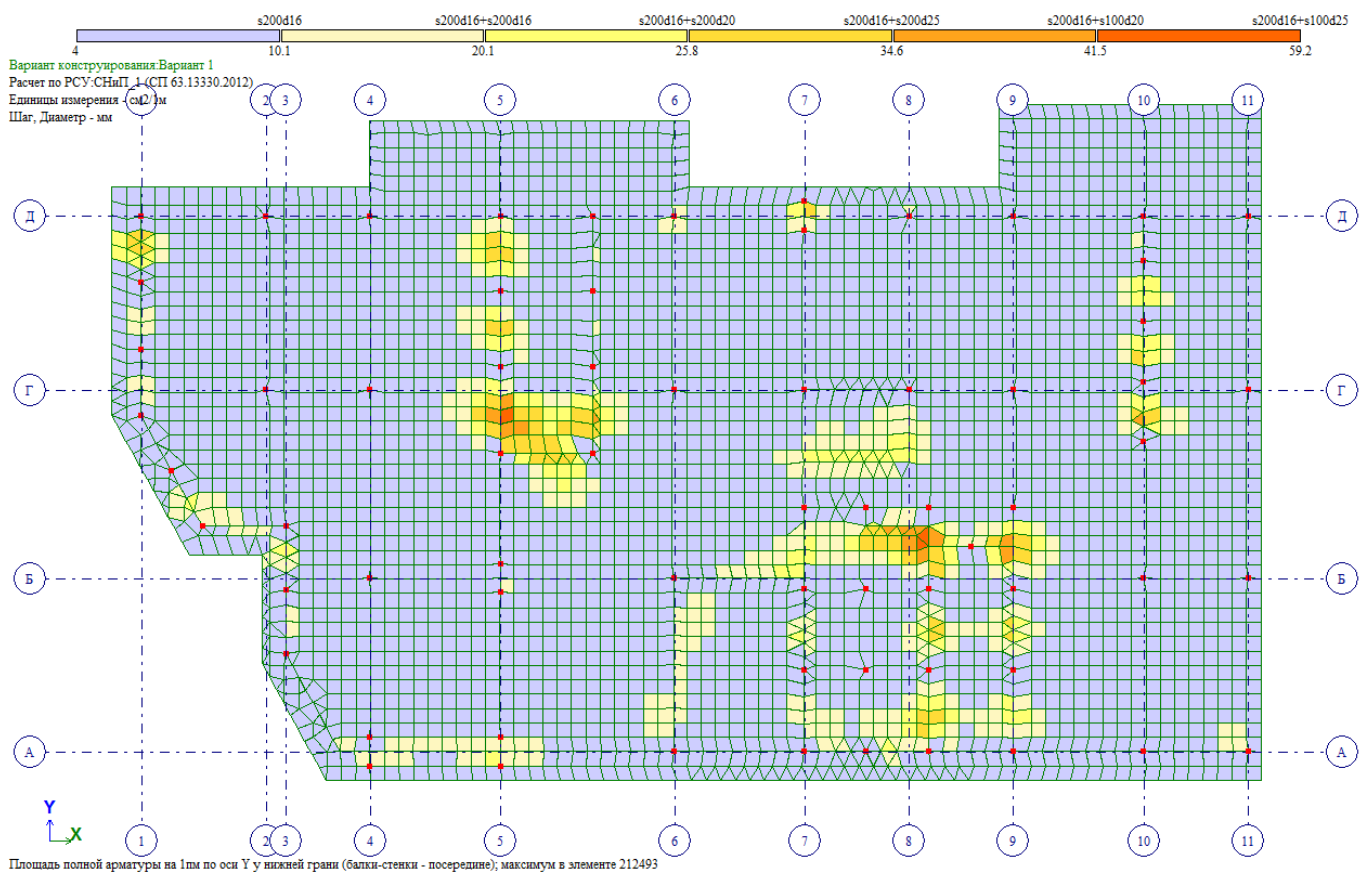
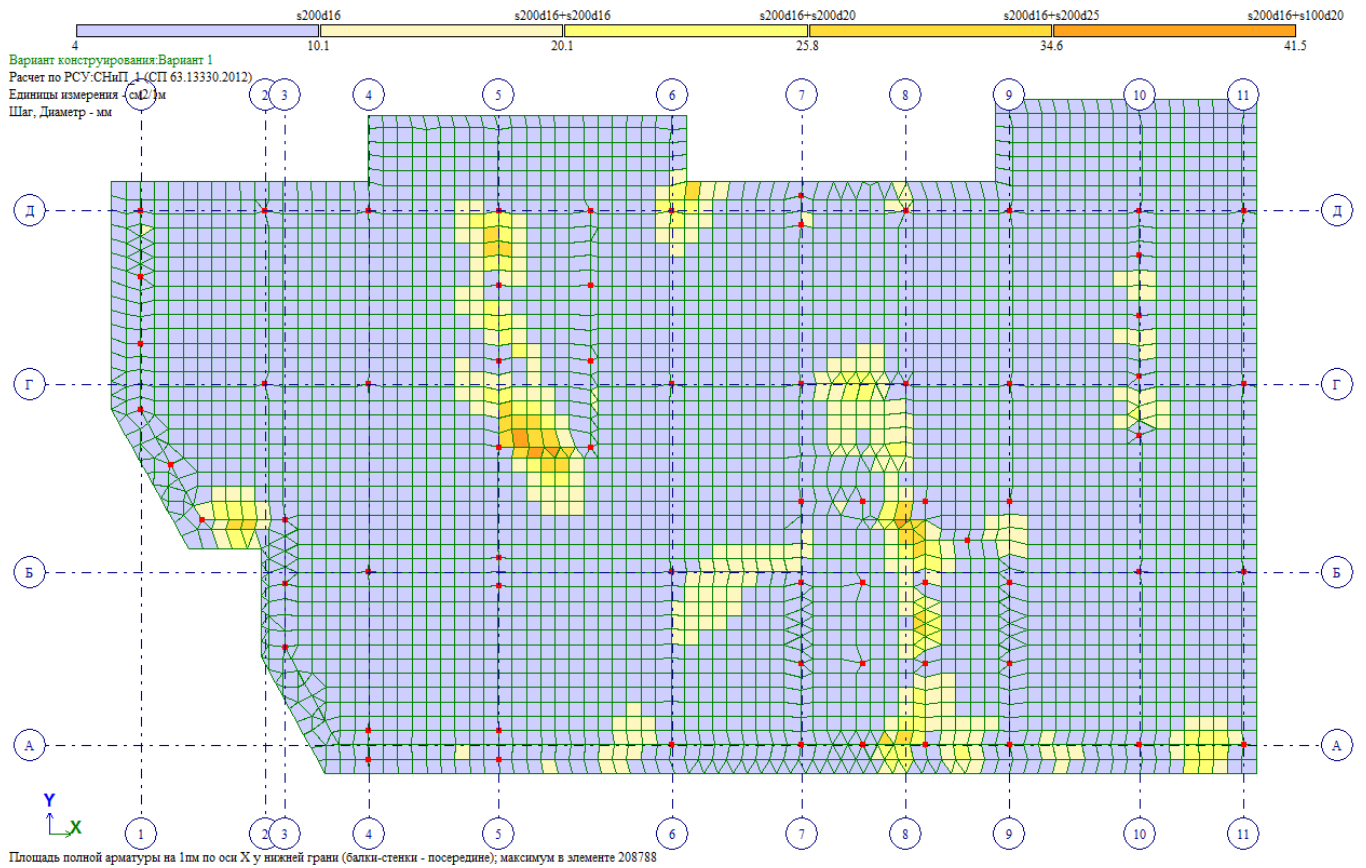
Подпись и дата

Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

4.2. Армирование фундаментной плиты

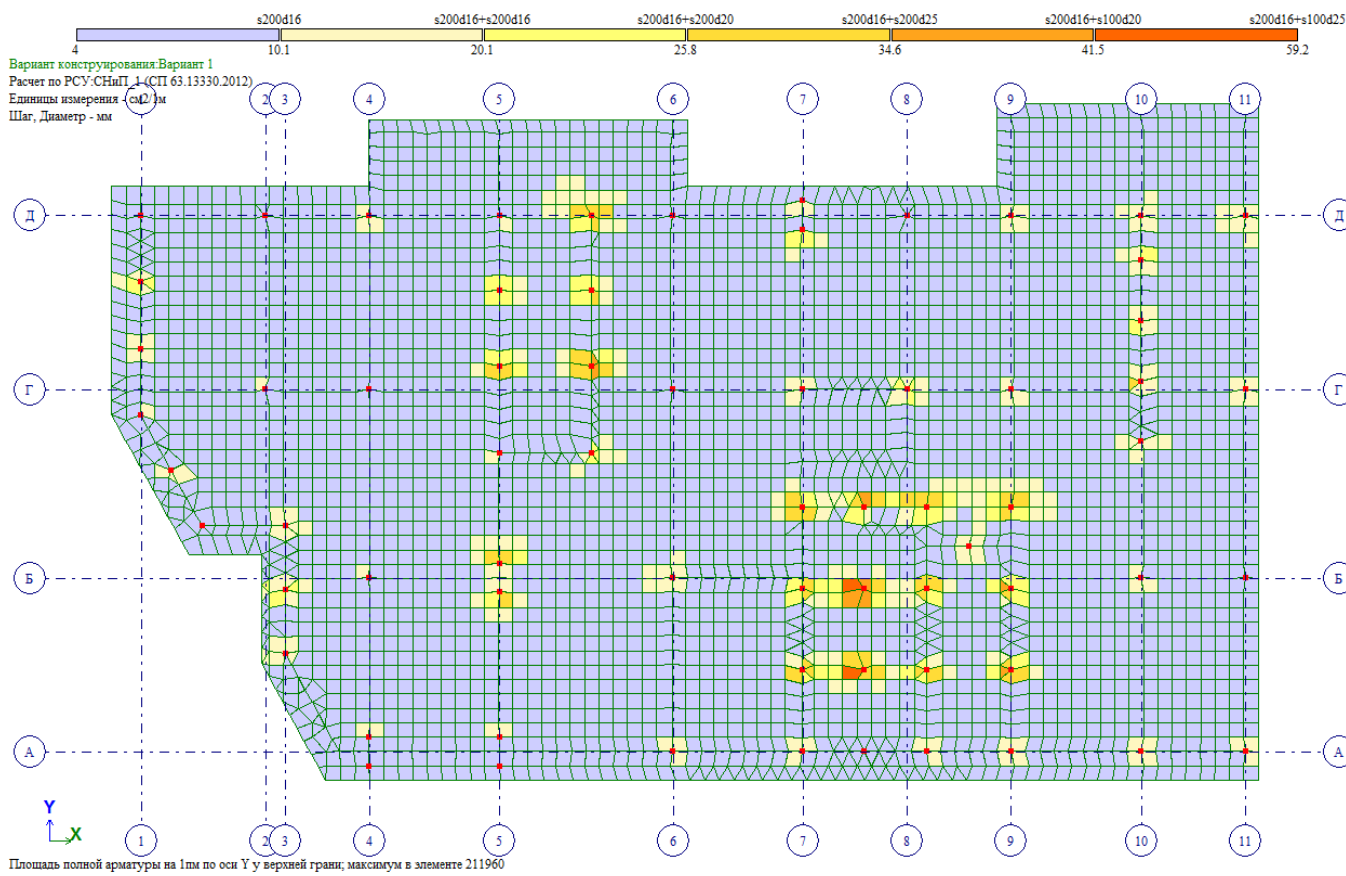
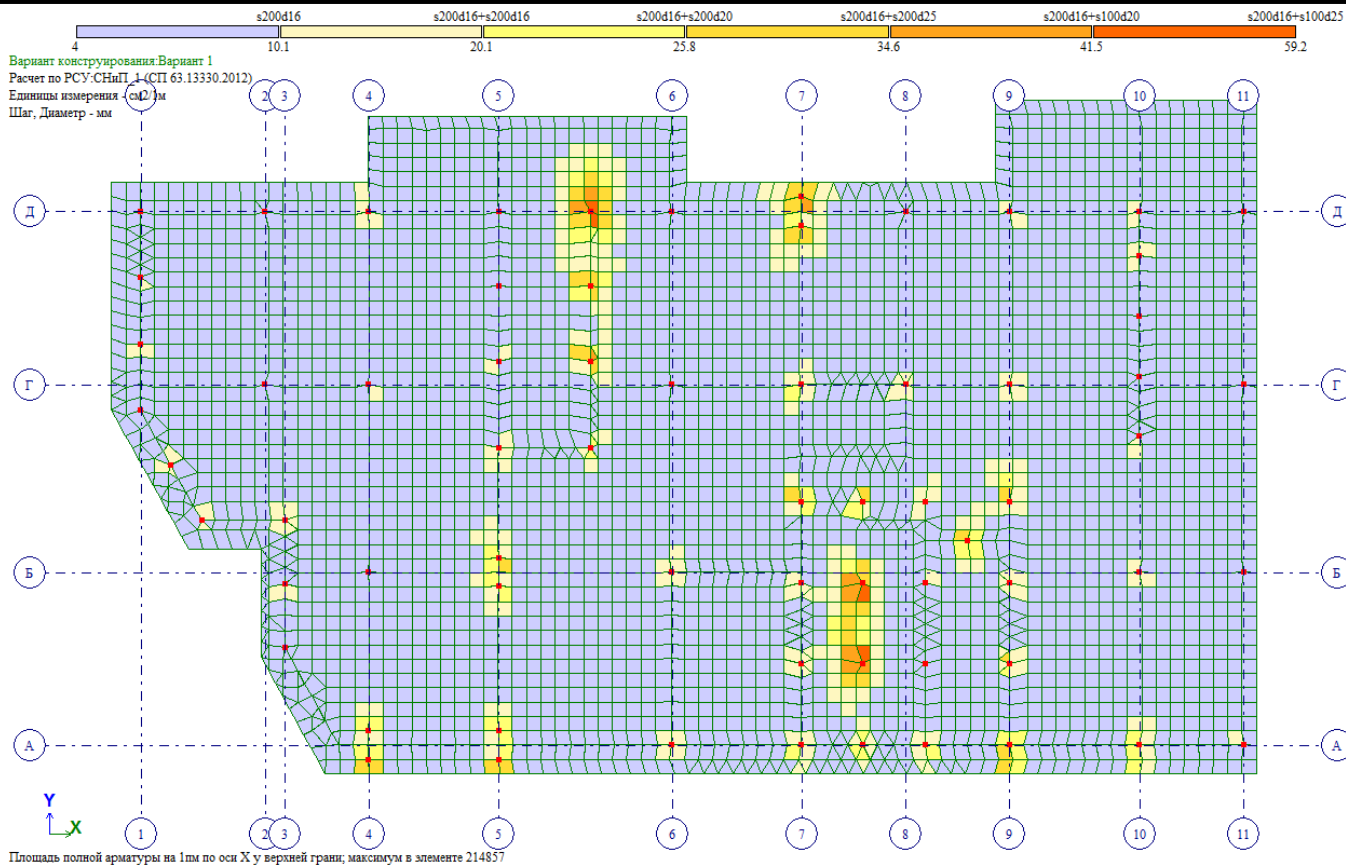


Инв. № подл. Подпись и дата Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

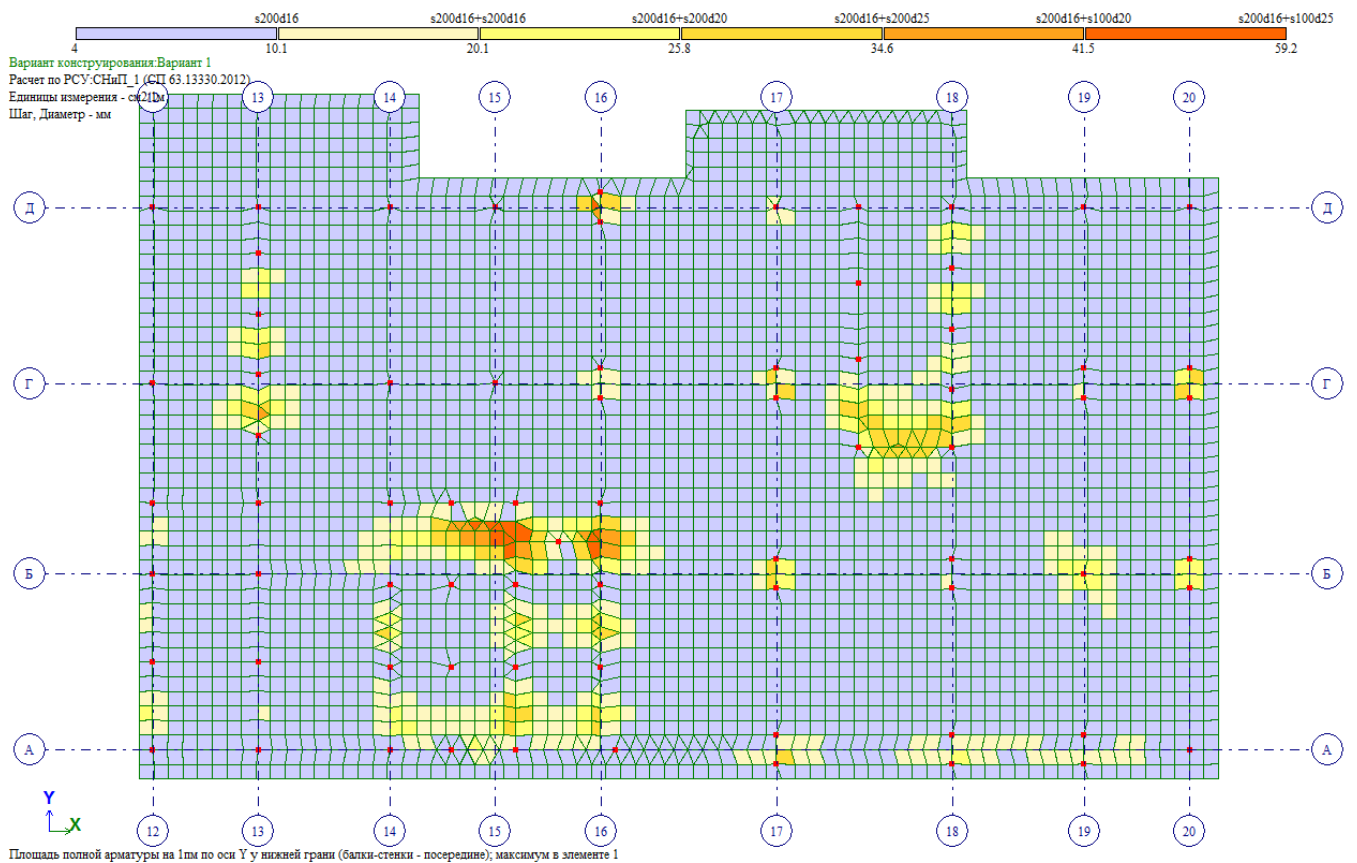
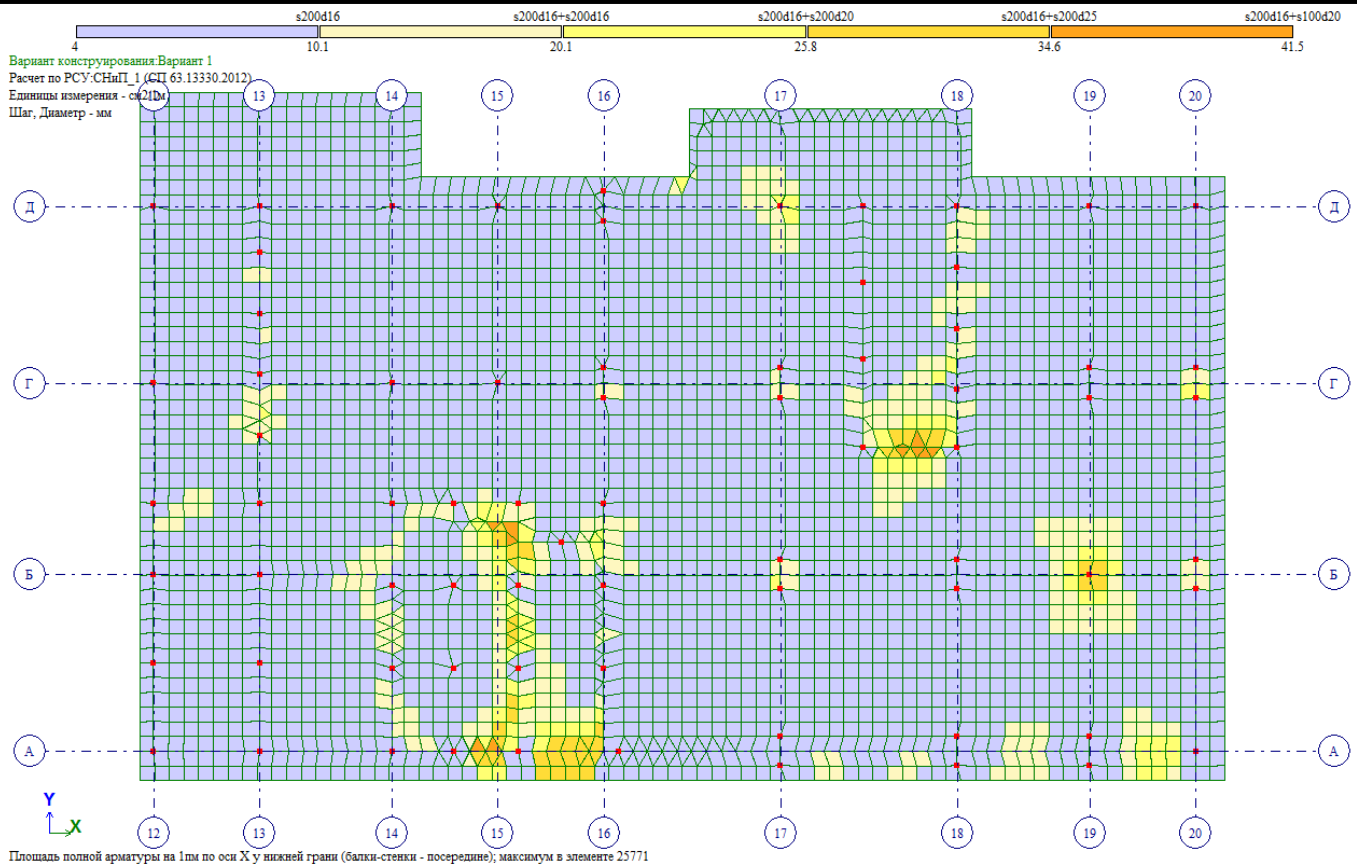
Лист
 175



Инв. № подл. Подпись и дата Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

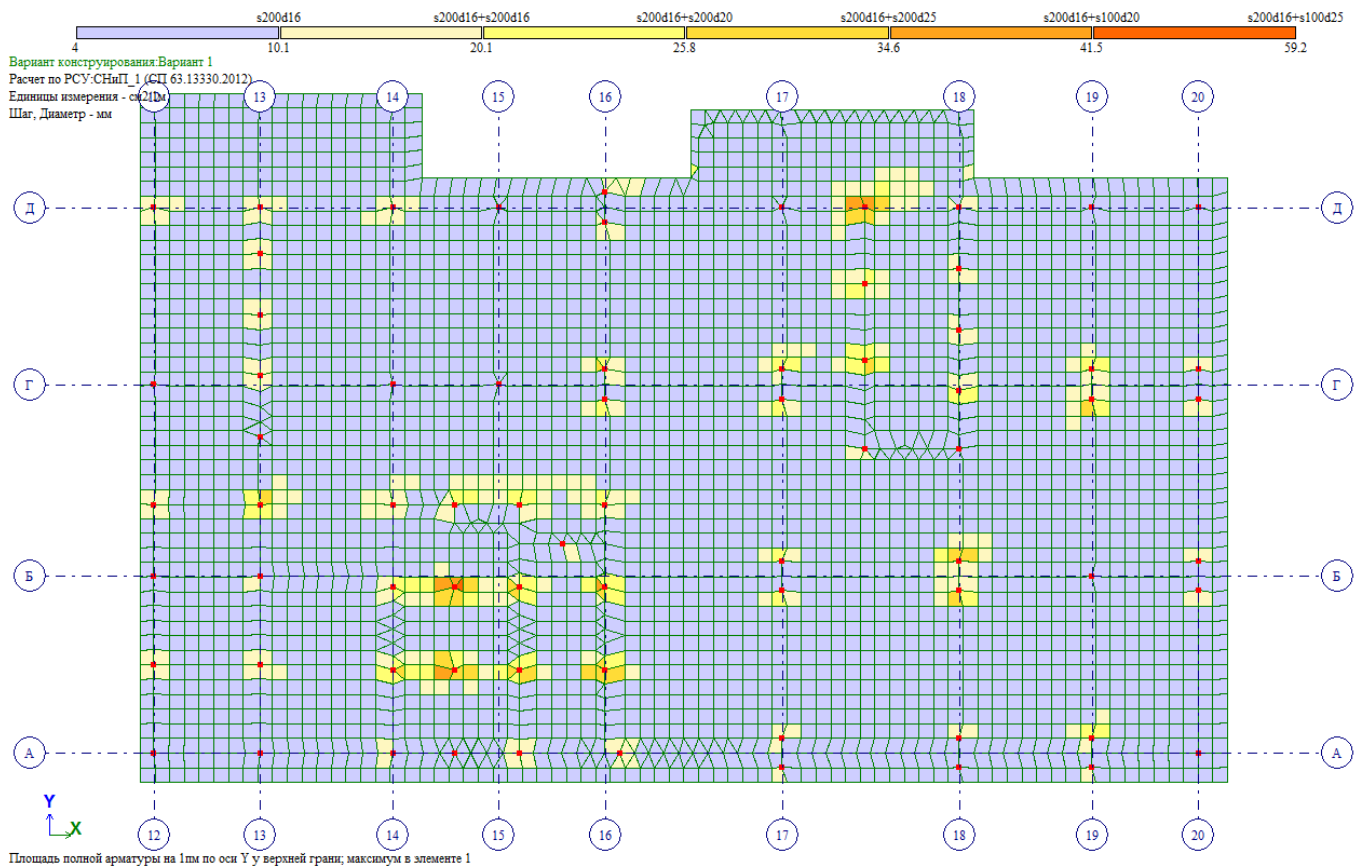
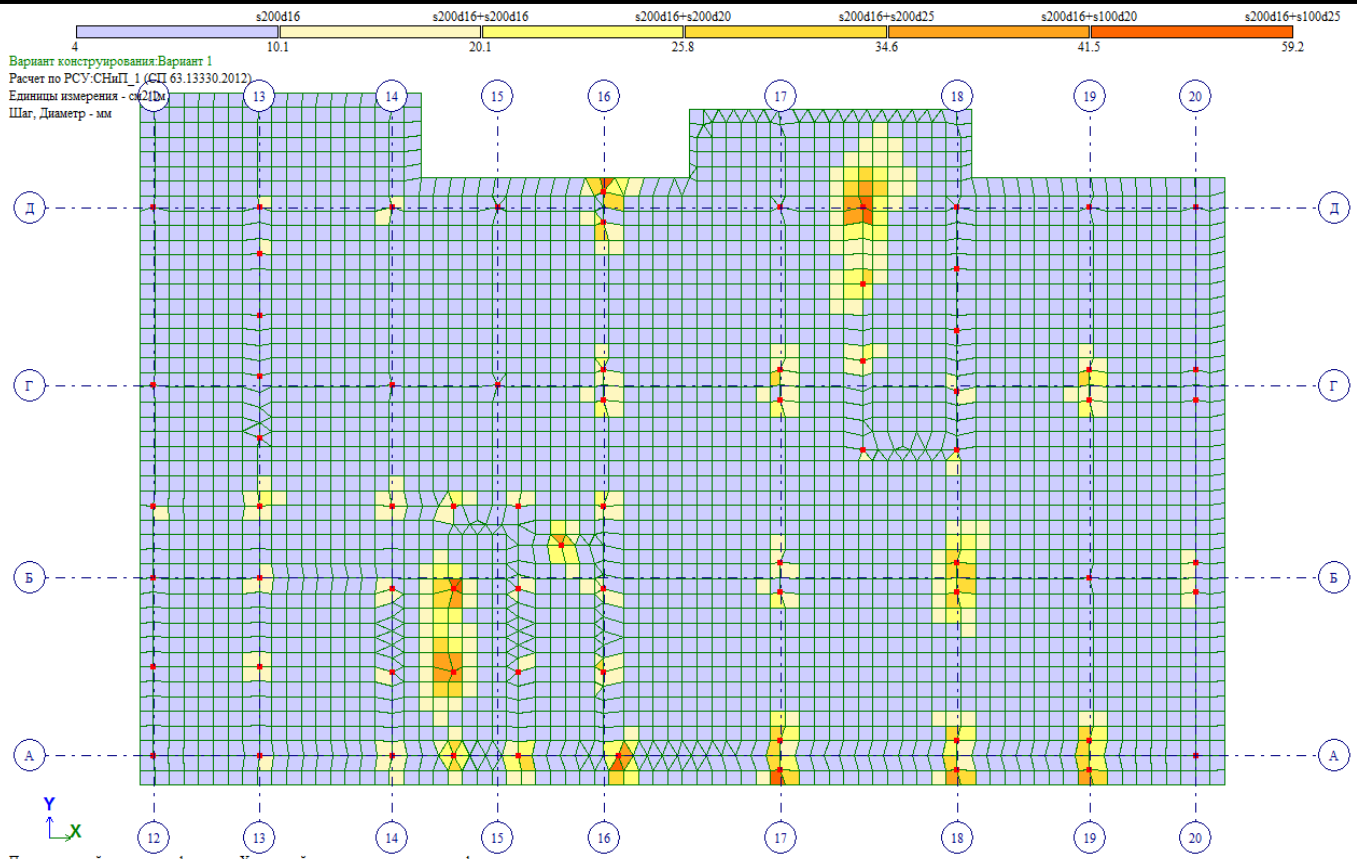


Инв. № подл. Подпись и дата Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

Лист
177

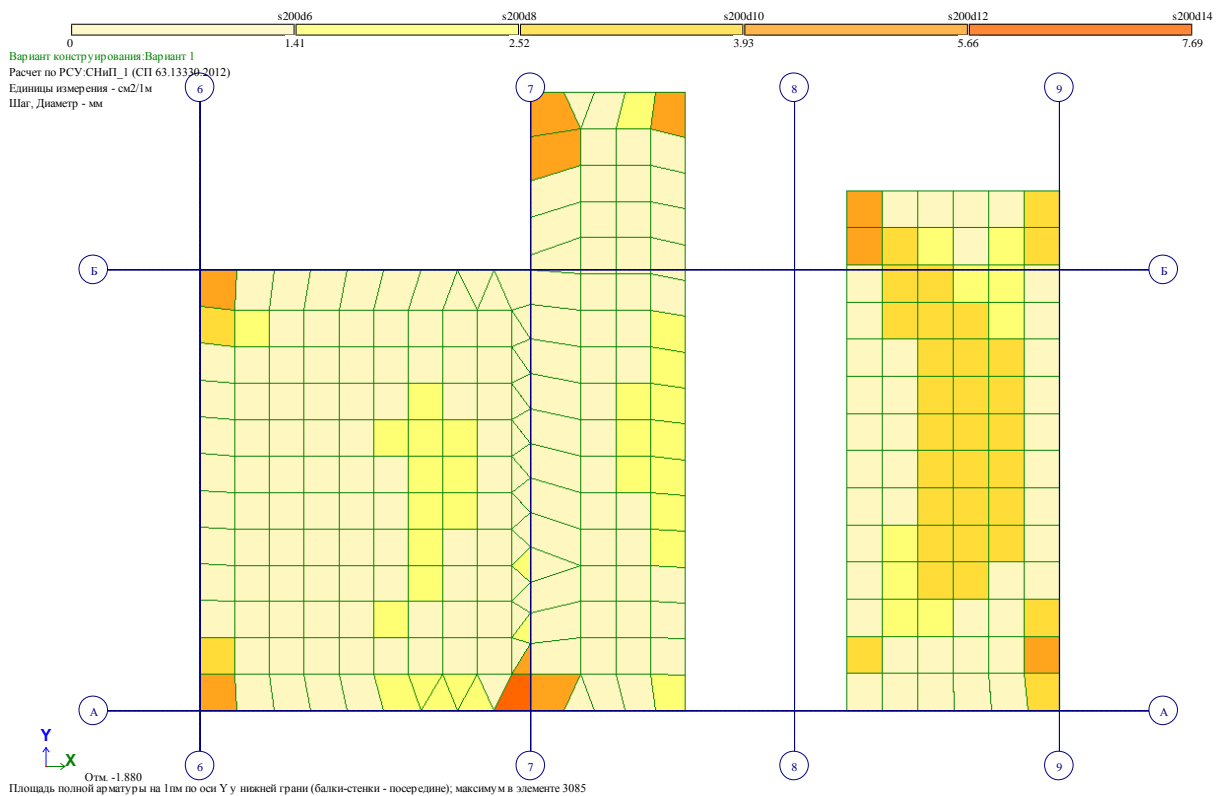
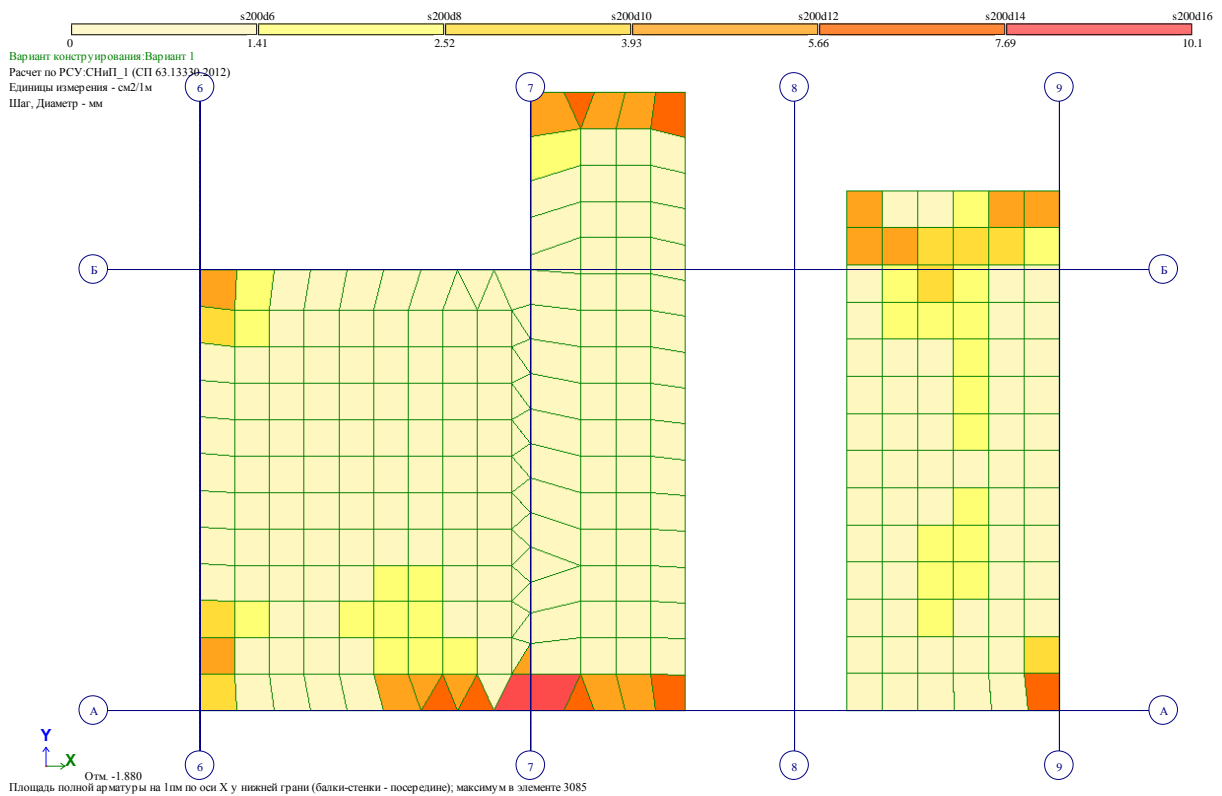


Инв. № подл. _____
 Подпись и дата _____
 Взам. инв. № _____

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

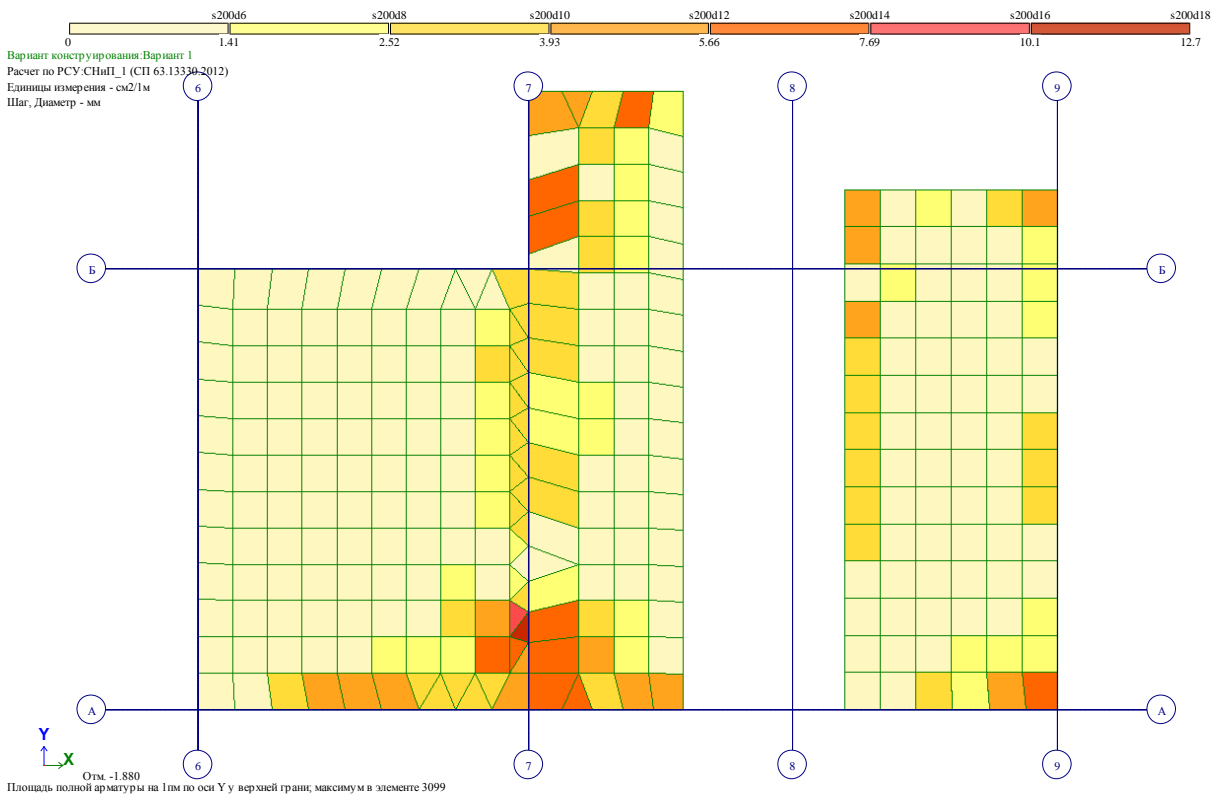
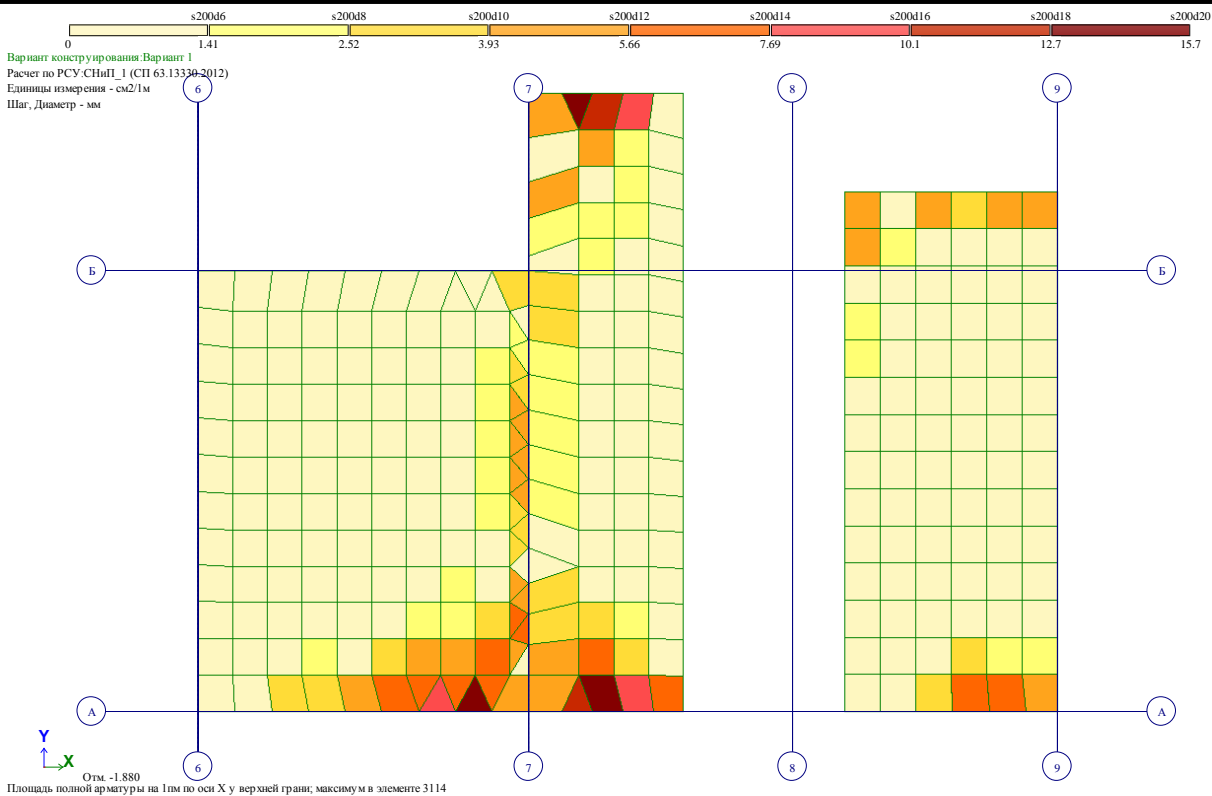
4.3. Армирование плит перекрытия.



Изм. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №
--------------	----------------	--------------

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата
------	--------	------	--------	-------	------

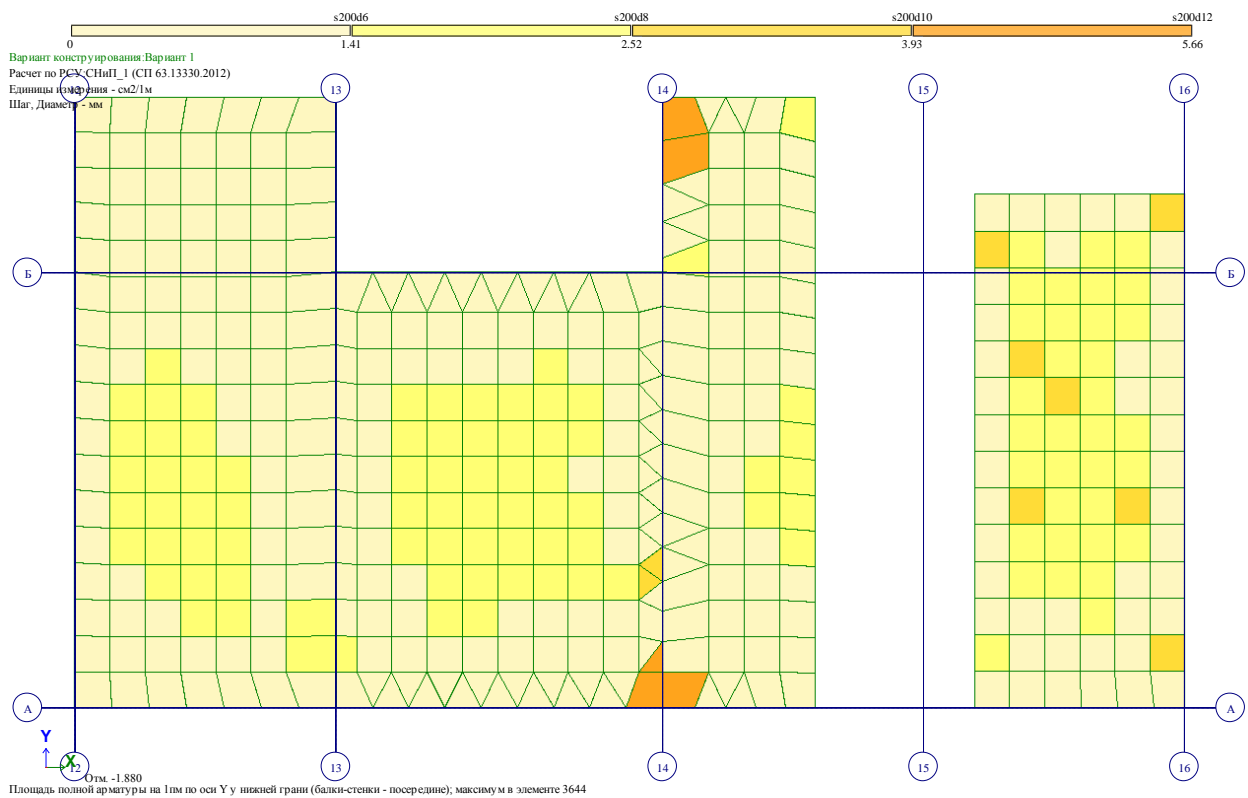
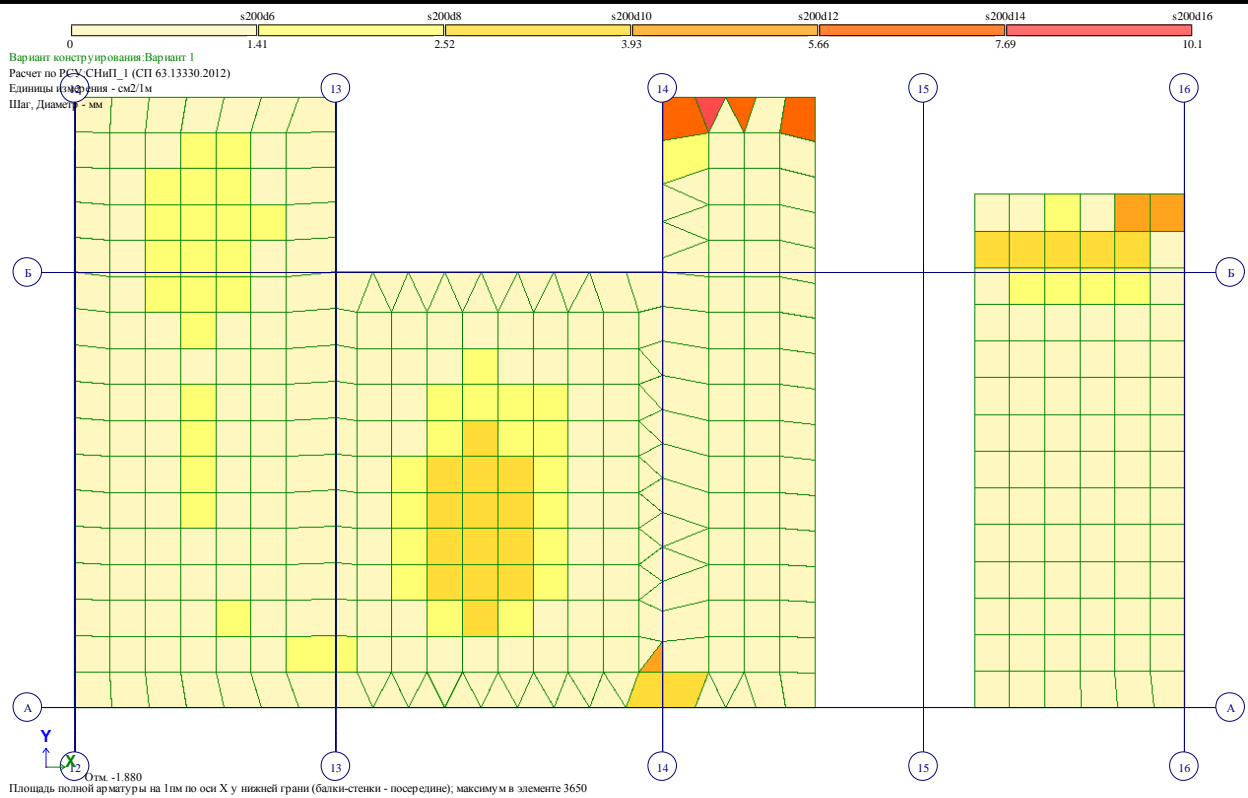
269-ЕП-2018-КР1-РР



Взам. инв. №
 Подпись и дата
 Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

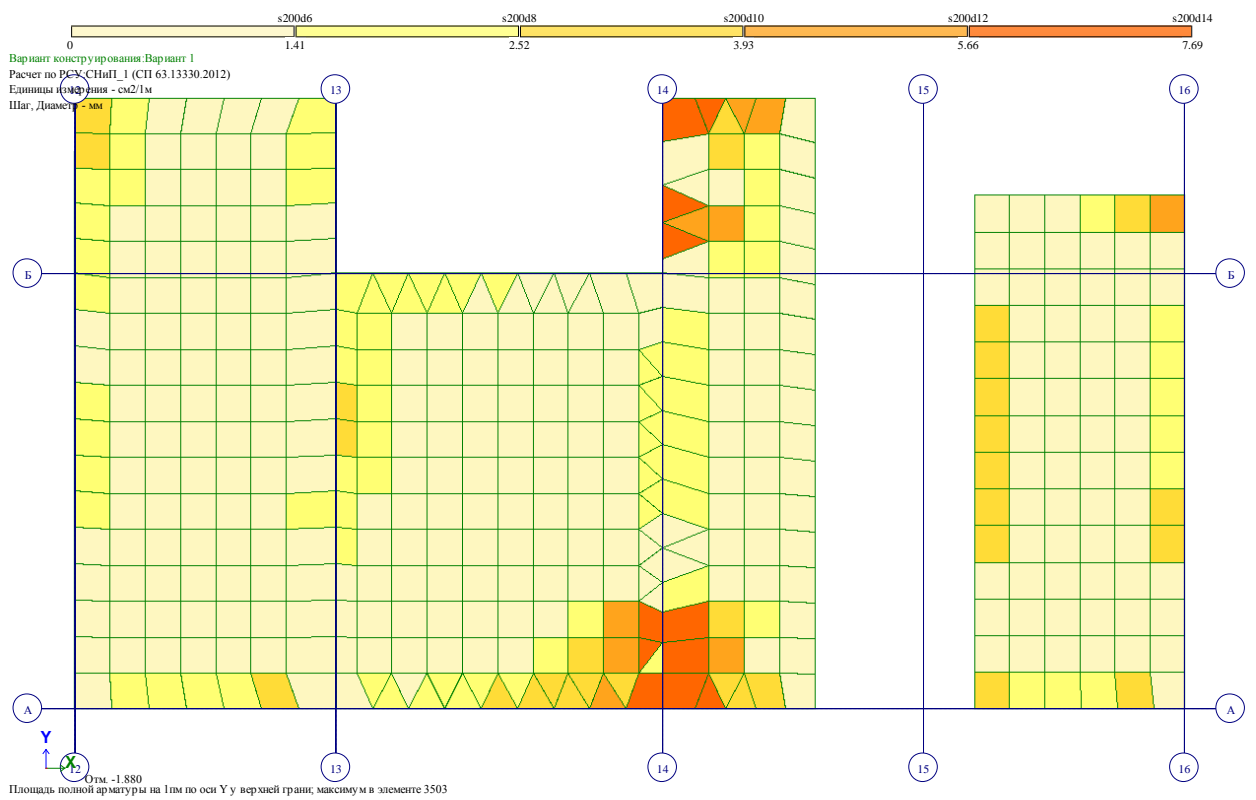
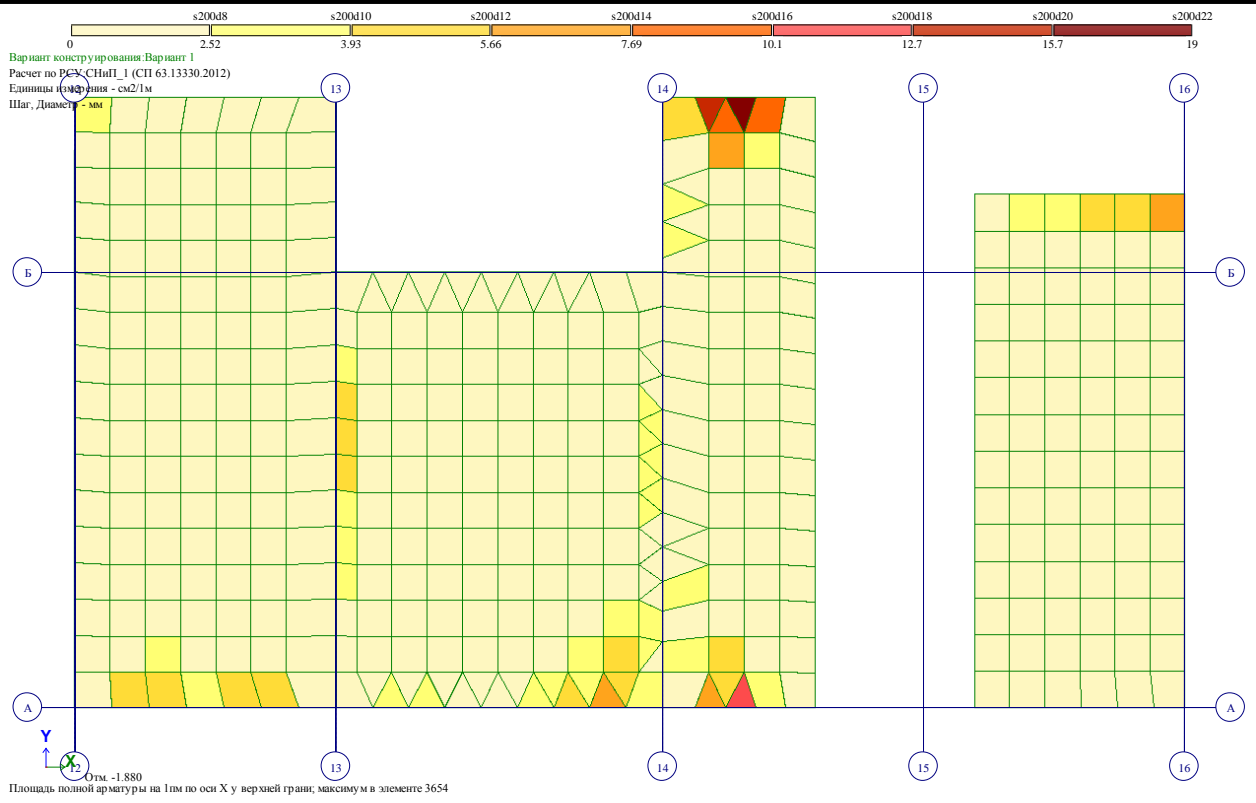
269-ЕП-2018-КР1-РР



Взам. инв. №
 Подпись и дата
 Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

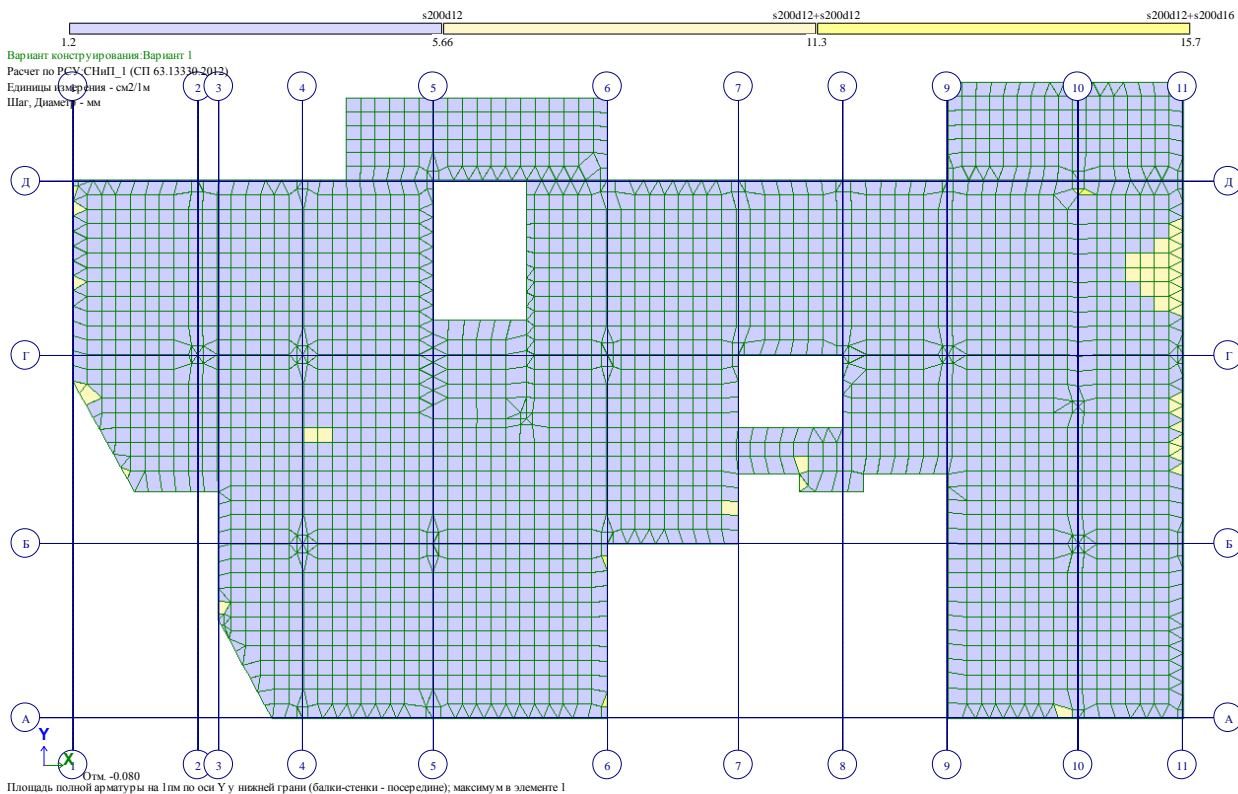
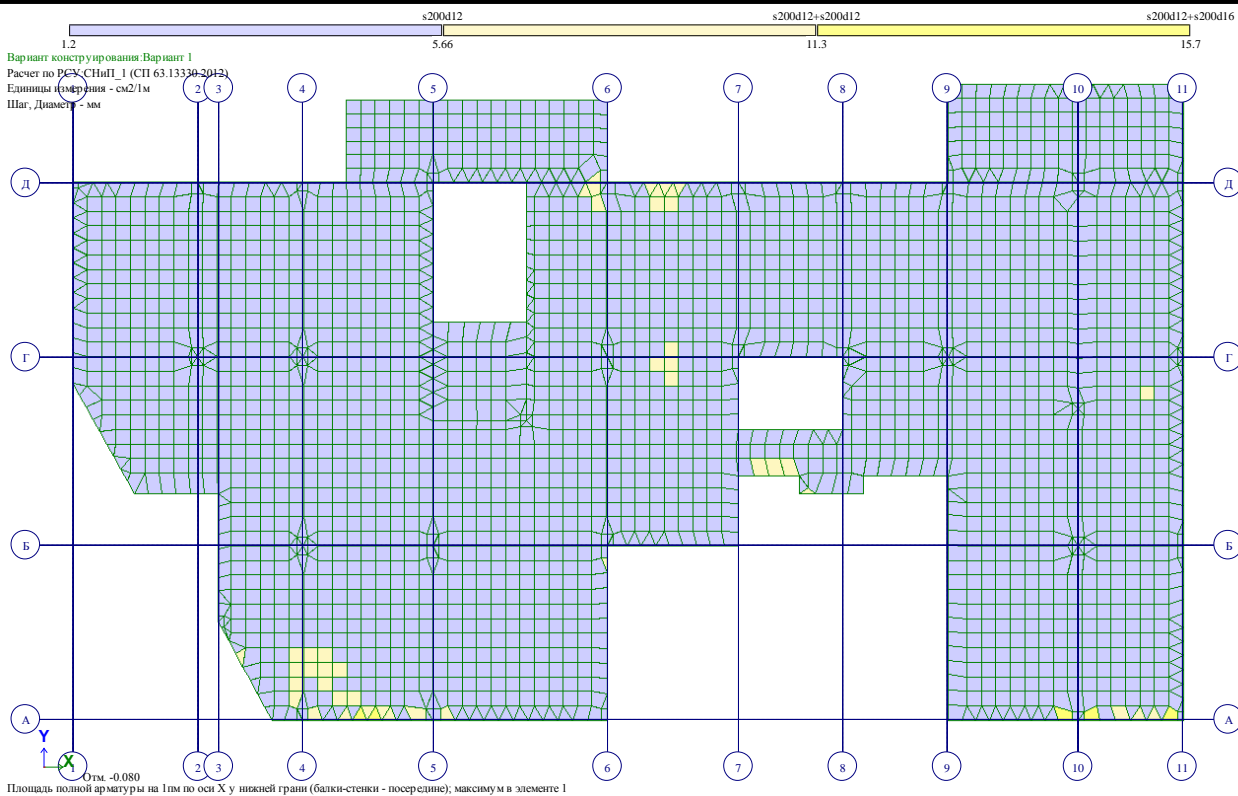
269-ЕП-2018-КР1-РР



Взам. инв. №
 Подпись и дата
 Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

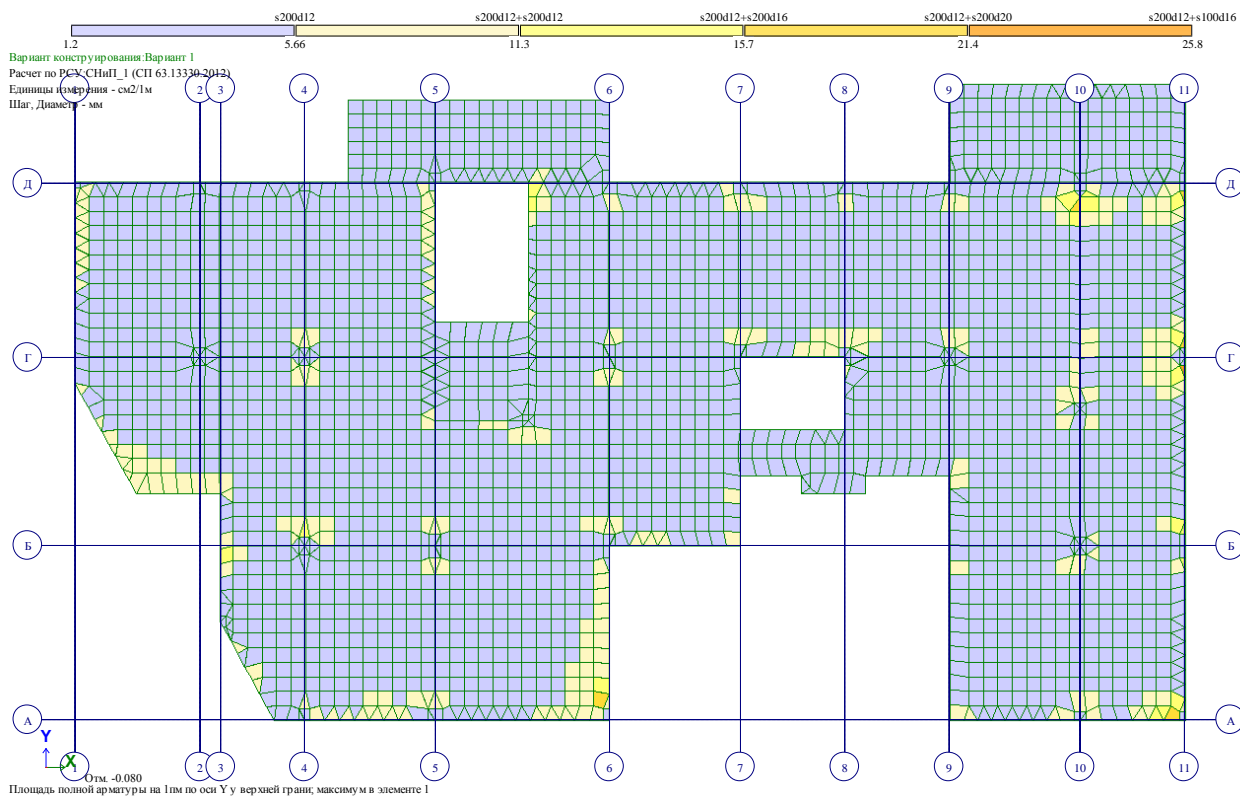
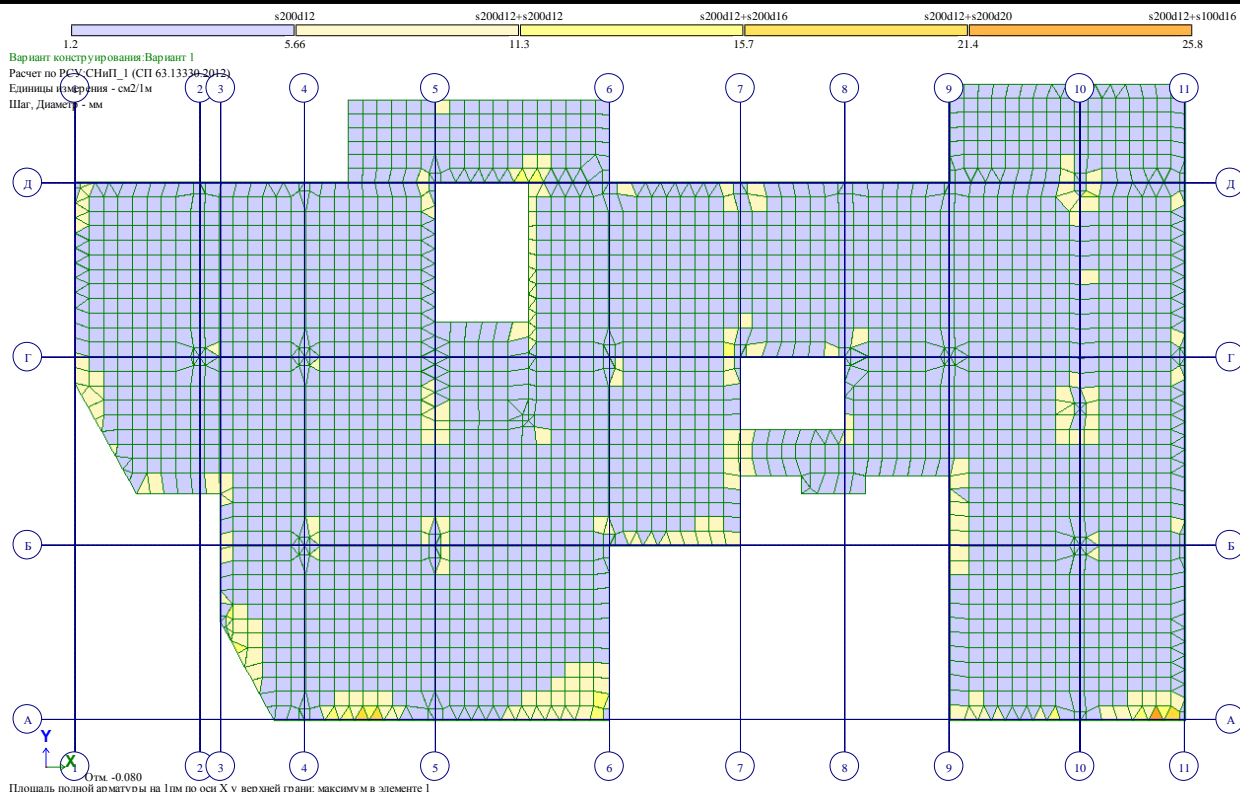


Взам. инв. №
Подпись и дата
Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

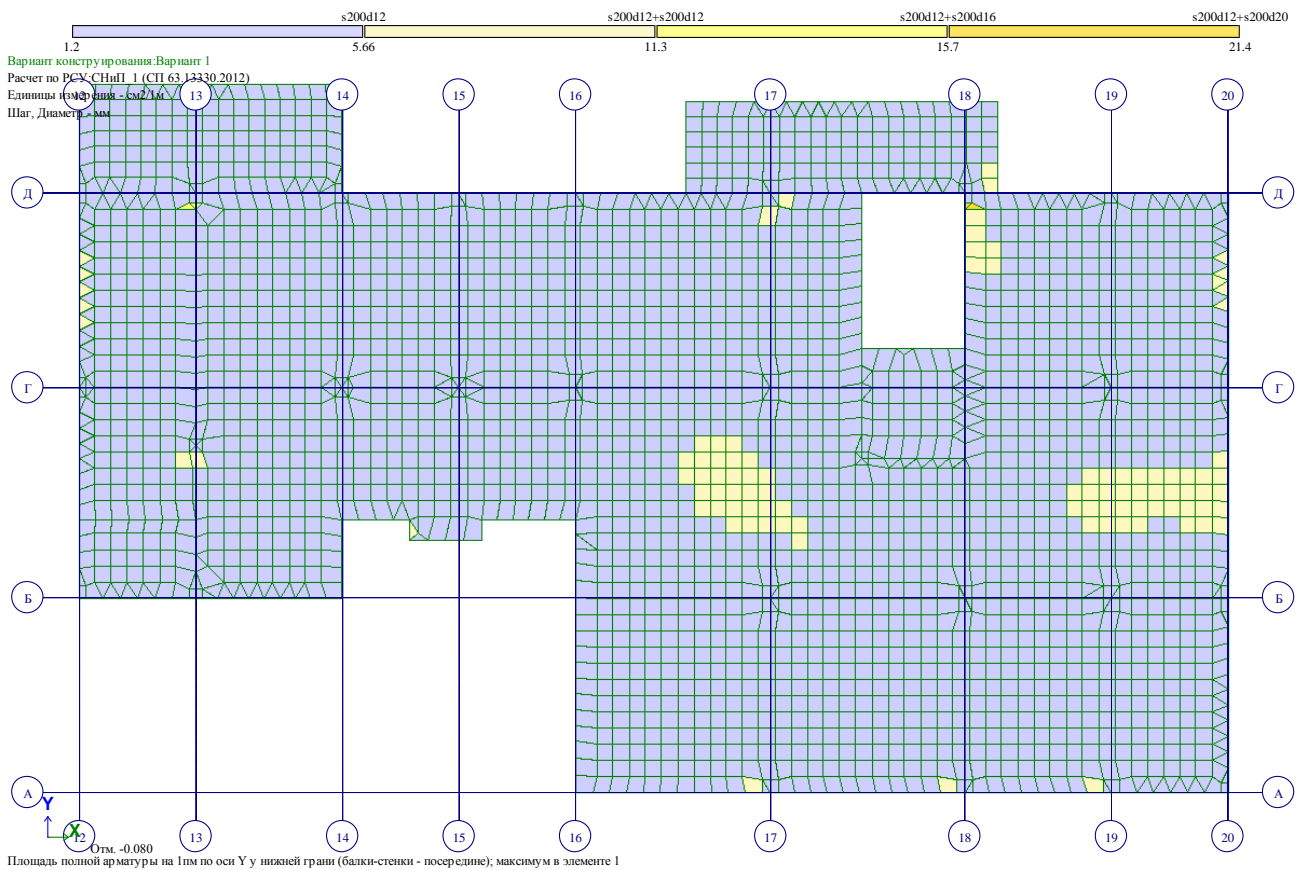
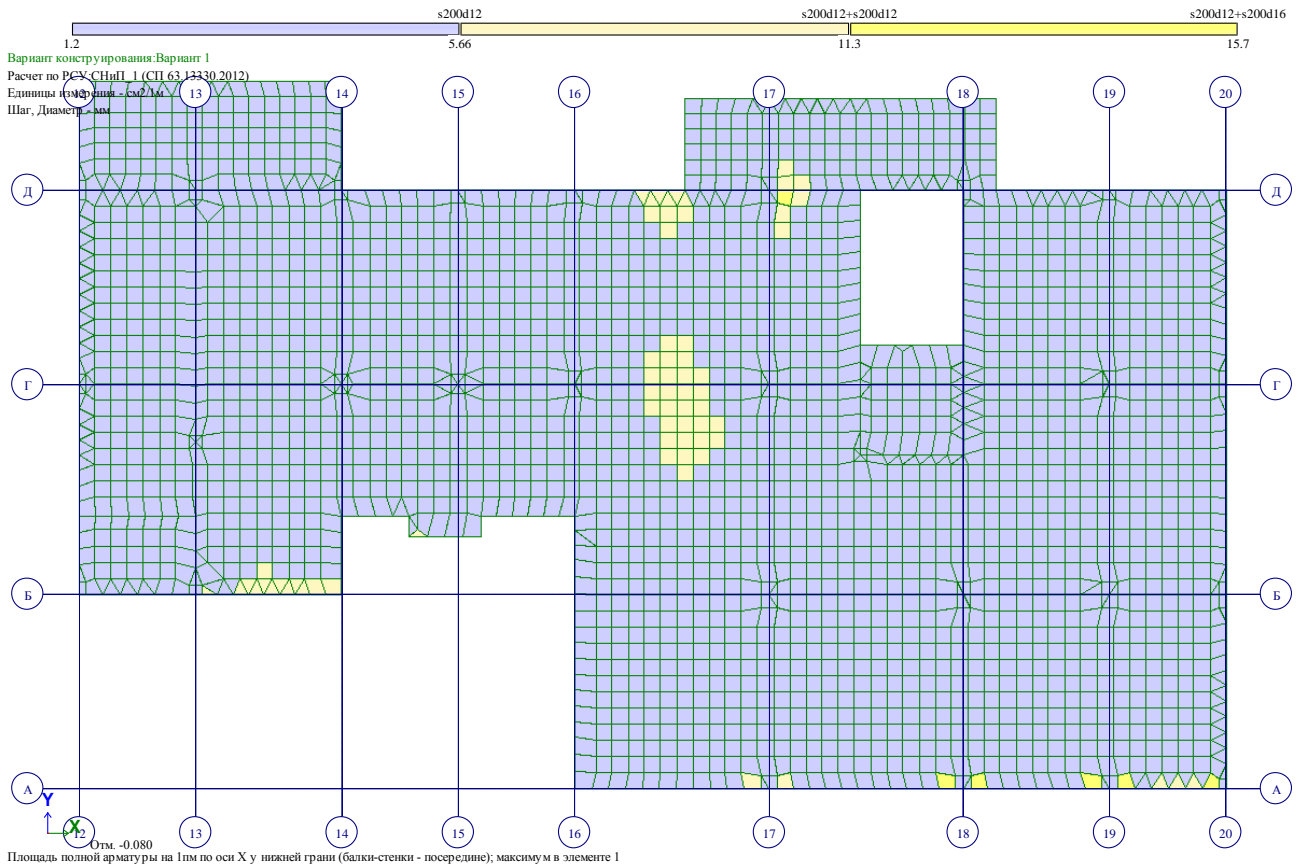
Лист
183



Взам. инв. №
 Подпись и дата
 Инв. № подл.

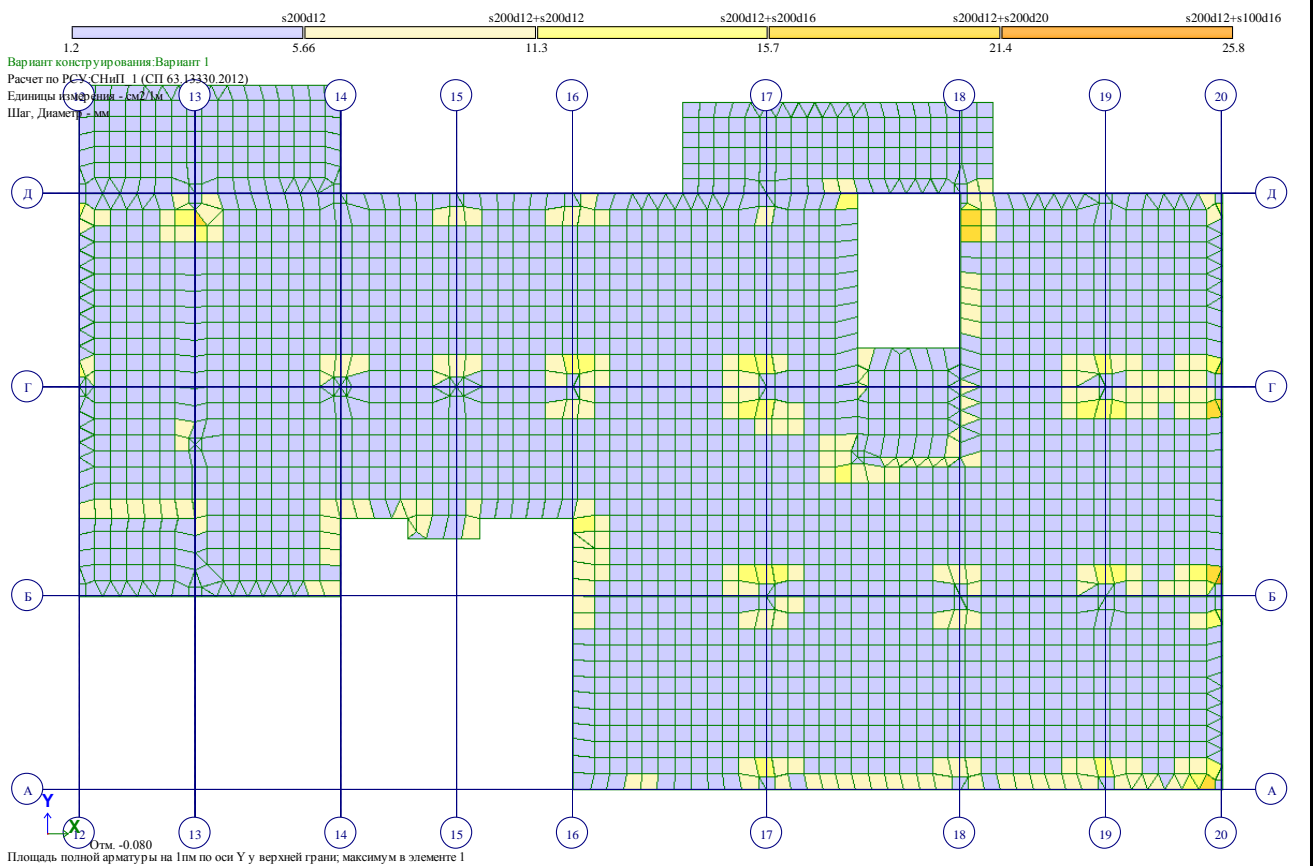
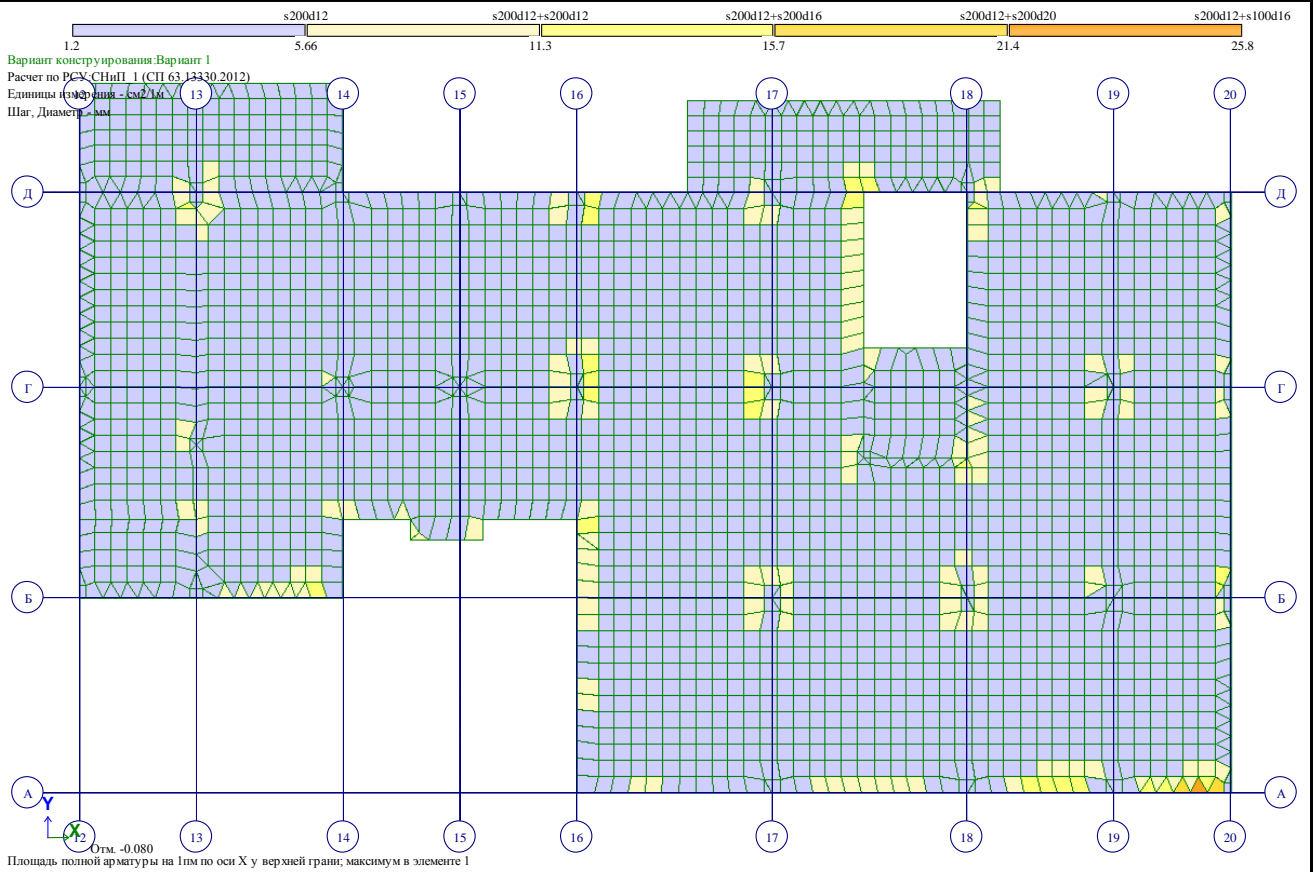
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР



Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Взам. инв. №
						Подпись и дата

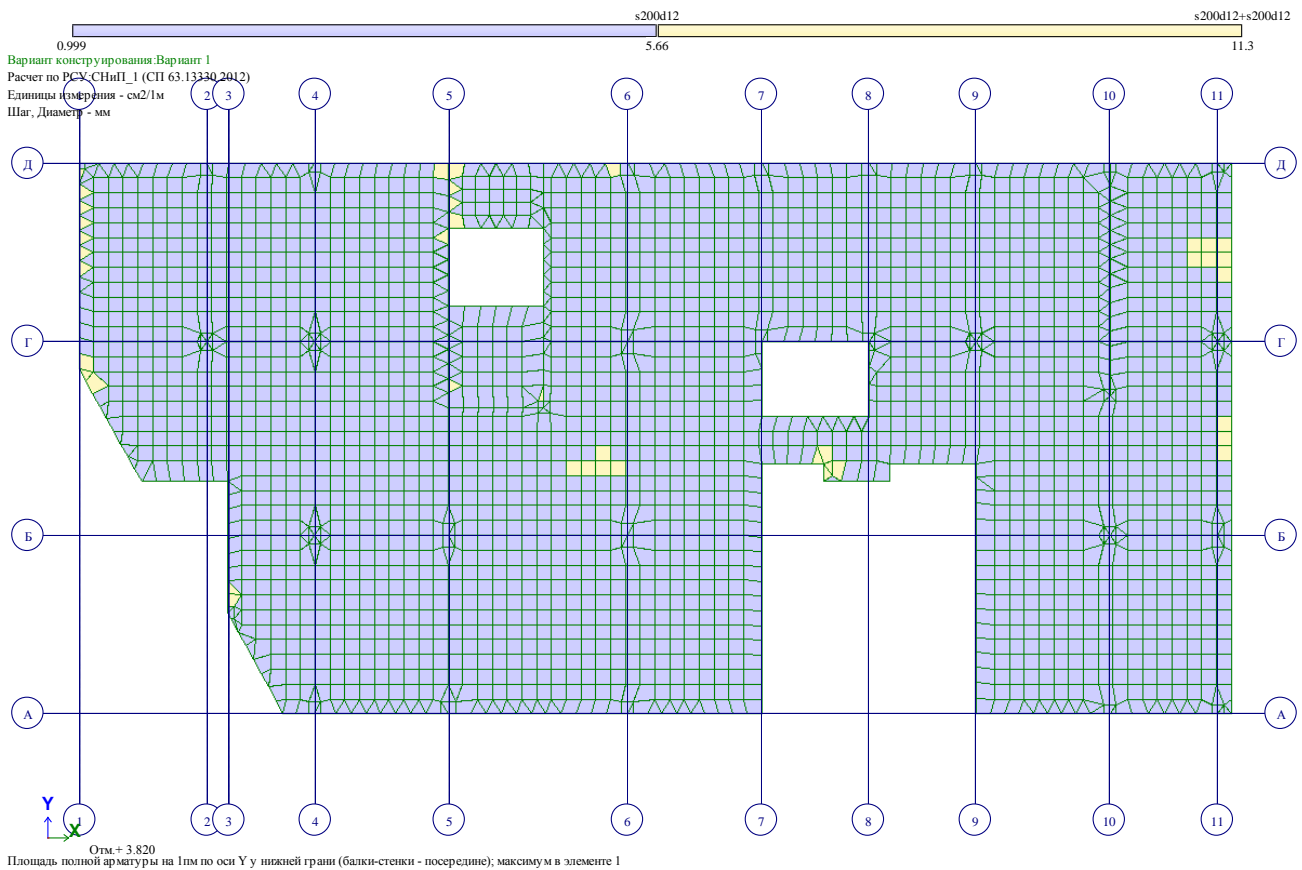
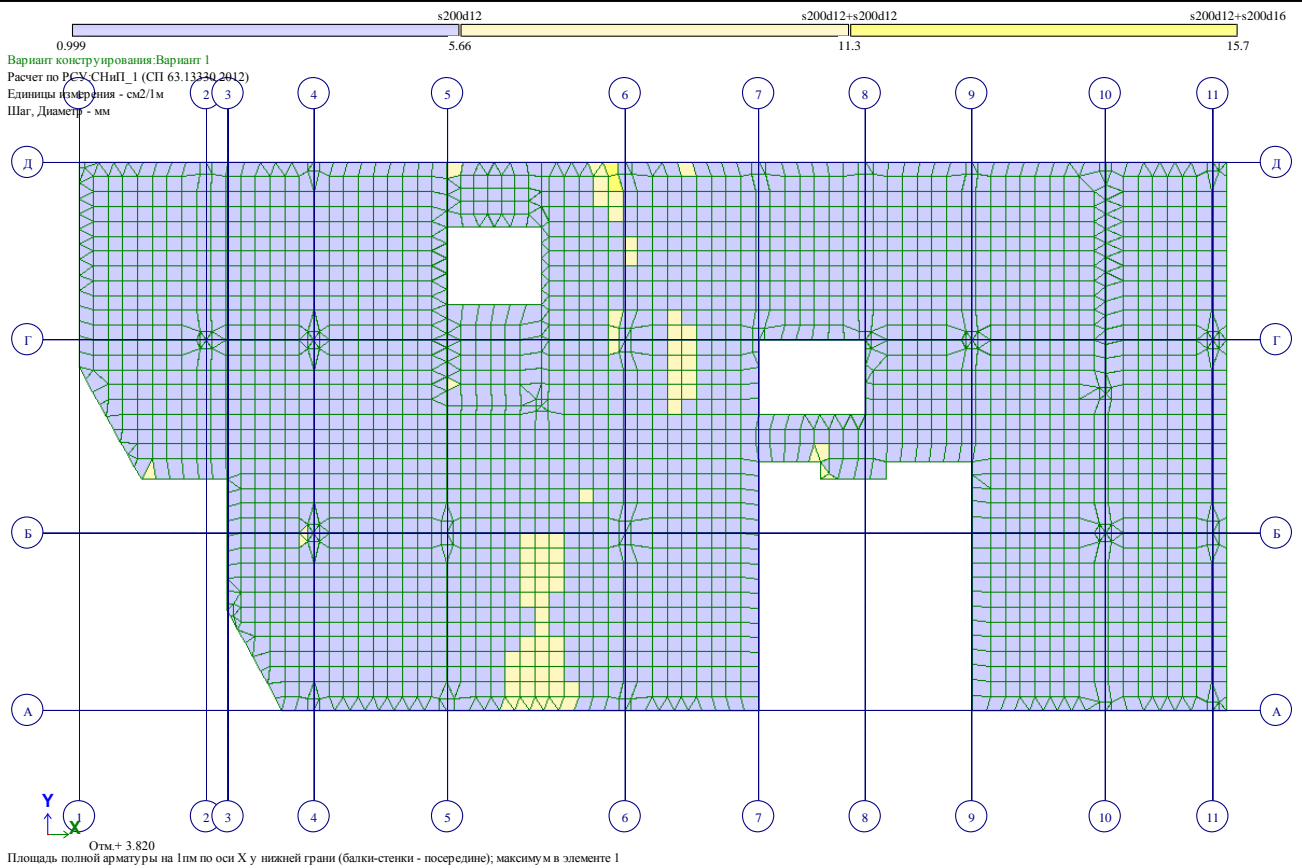
269-ЕП-2018-КР1-РР



Инв. № подл.	Взам. инв. №
	Подпись и дата

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР



Взам. инв. №

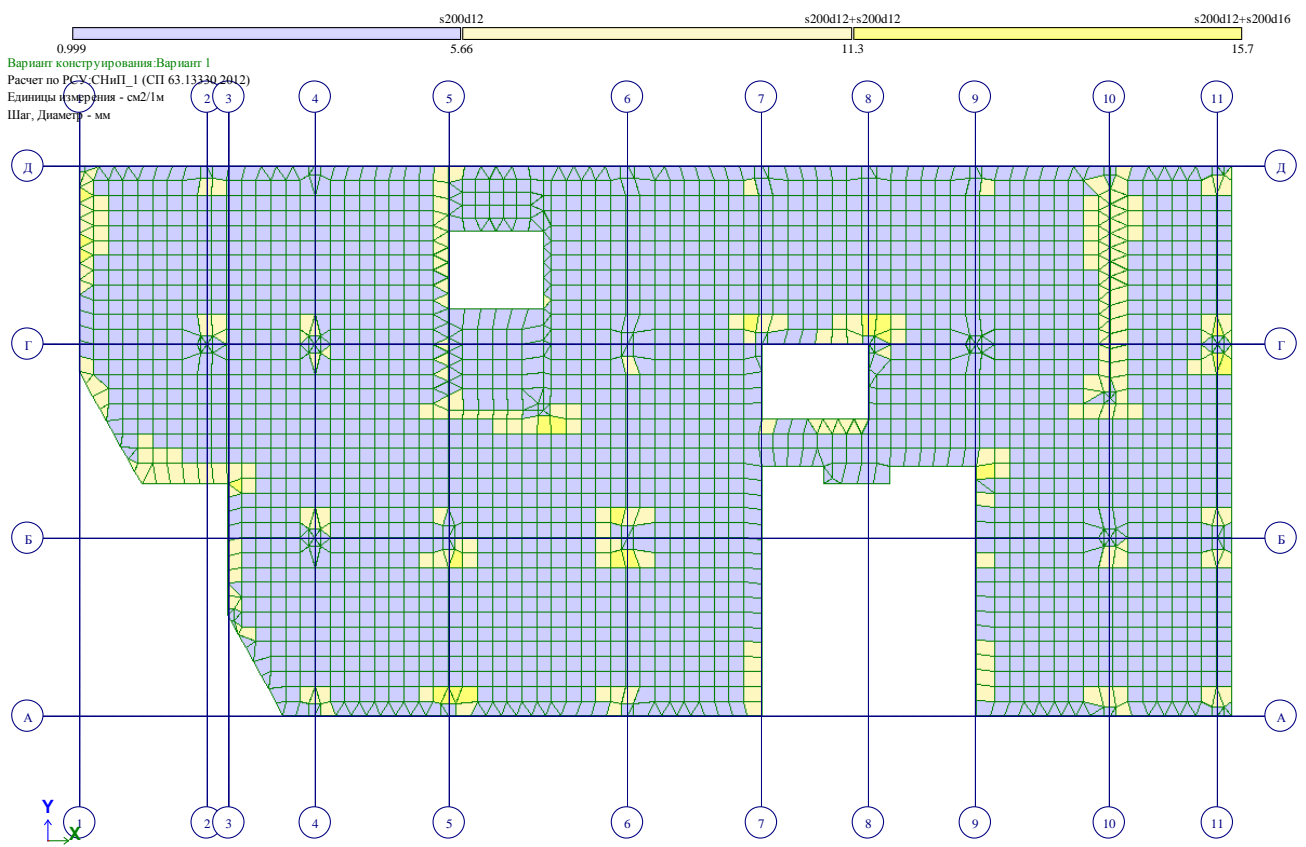
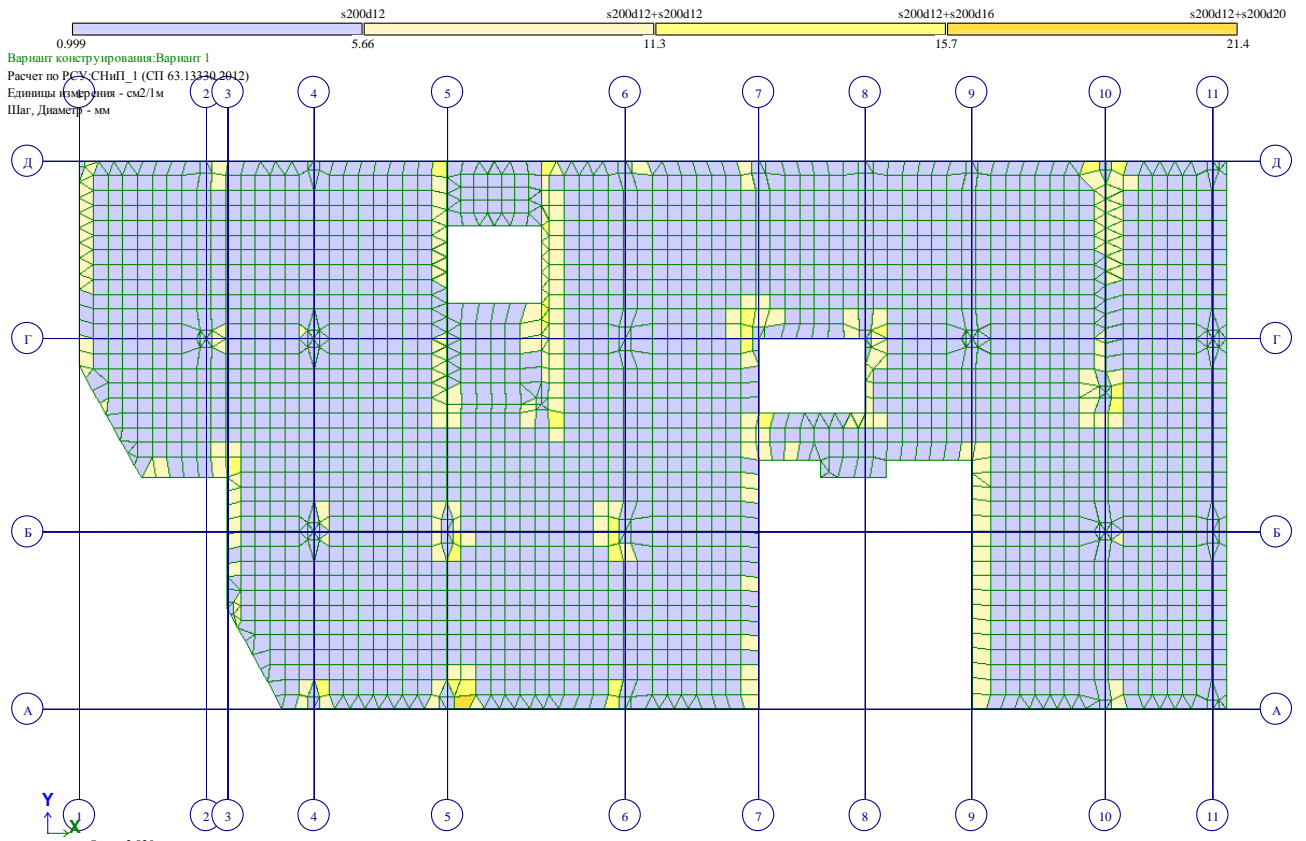
Подпись и дата

Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

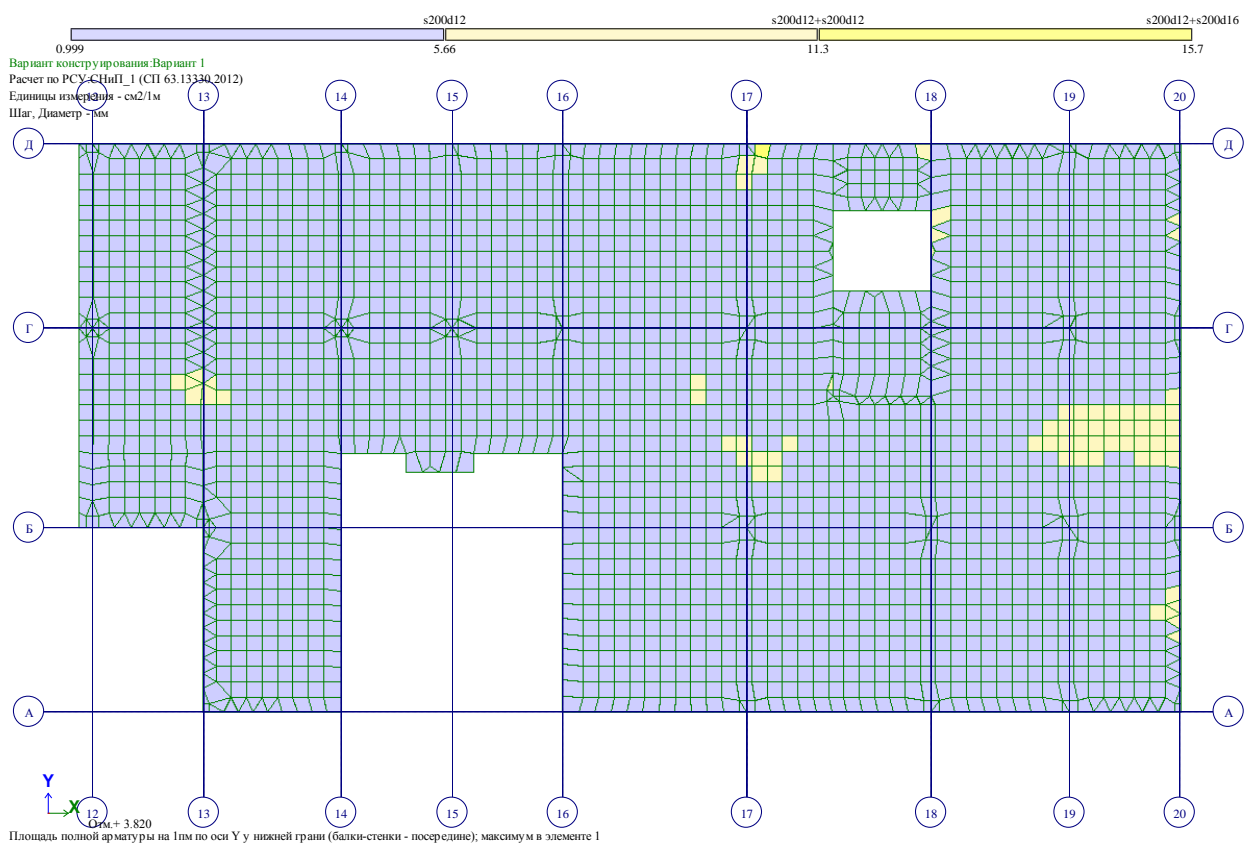
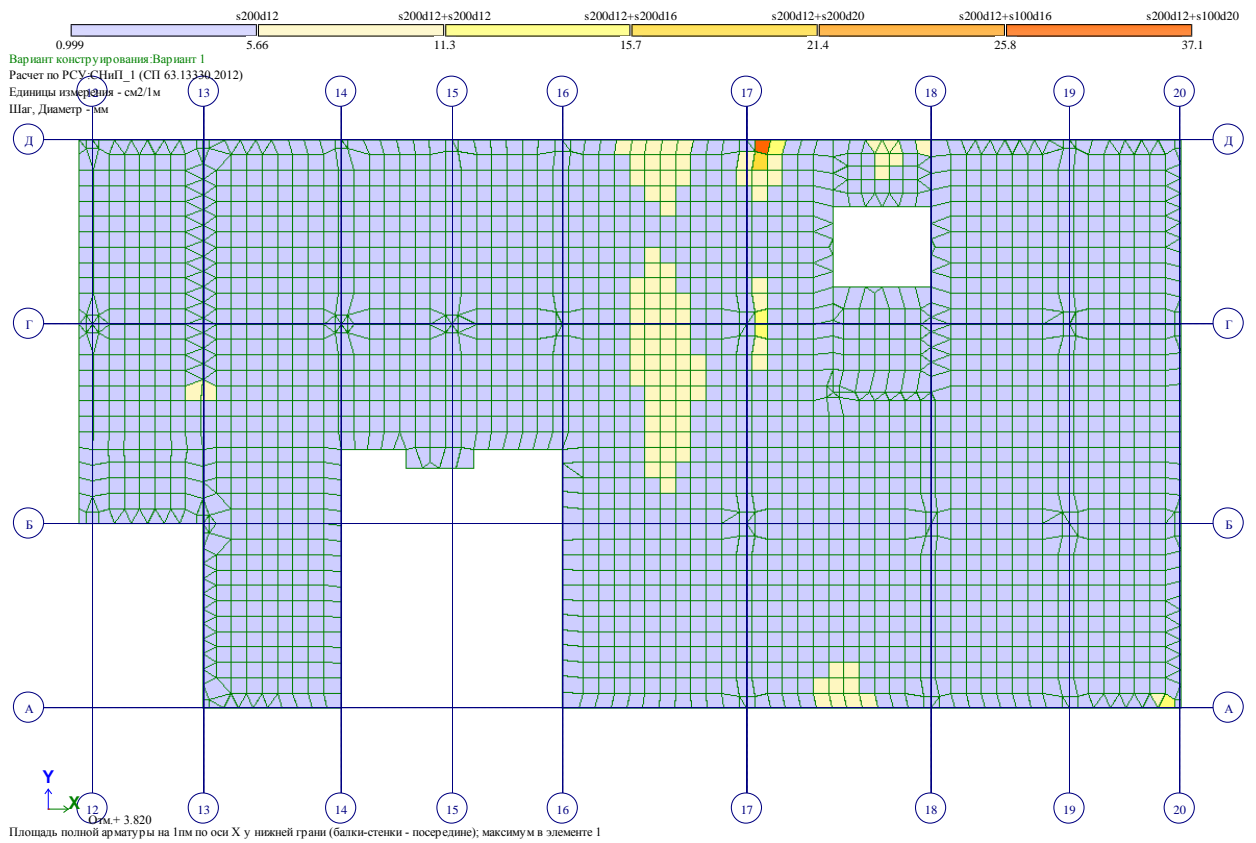
269-ЕП-2018-КР1-РР

Лист
187



Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Взам. инв. №
						Подпись и дата
						Инд. № подл.

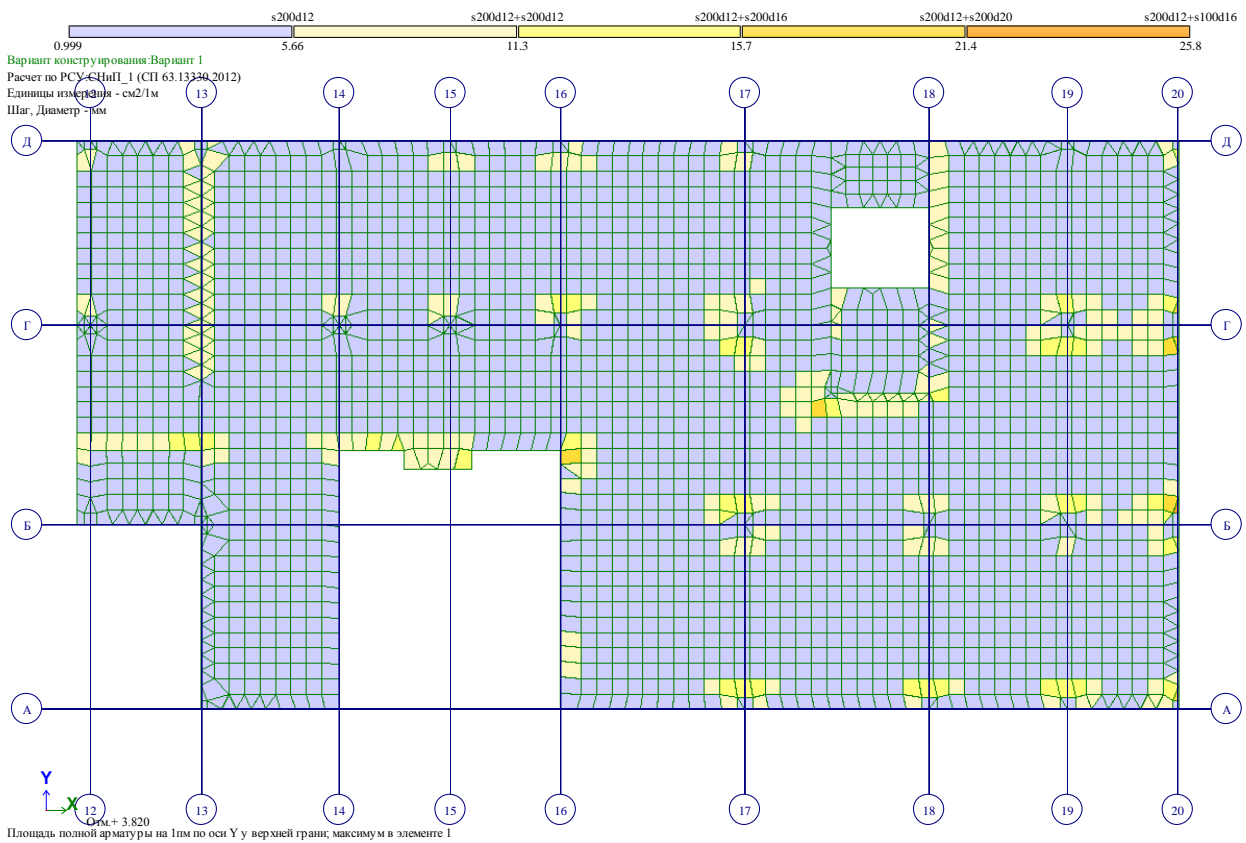
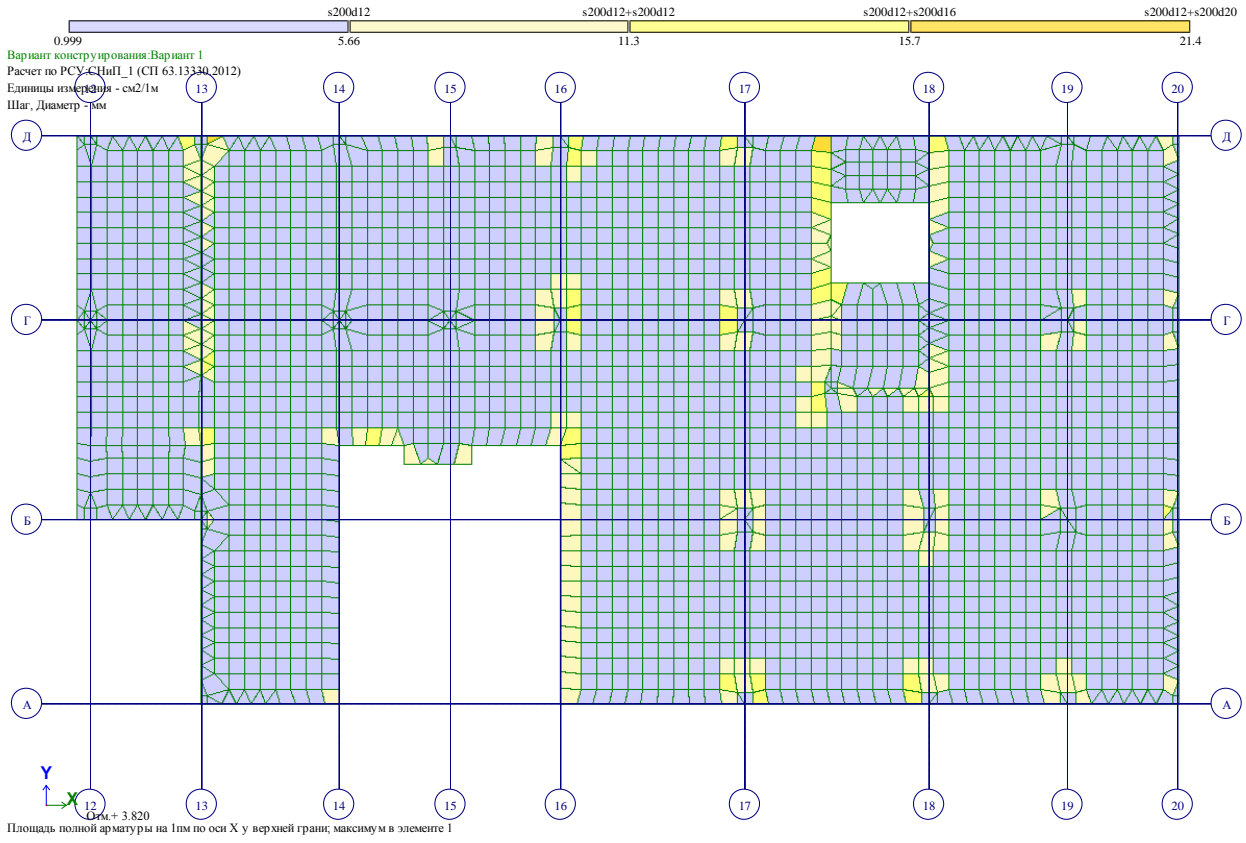
269-ЕП-2018-КР1-РР



Инв. № подл. Подпись и дата Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

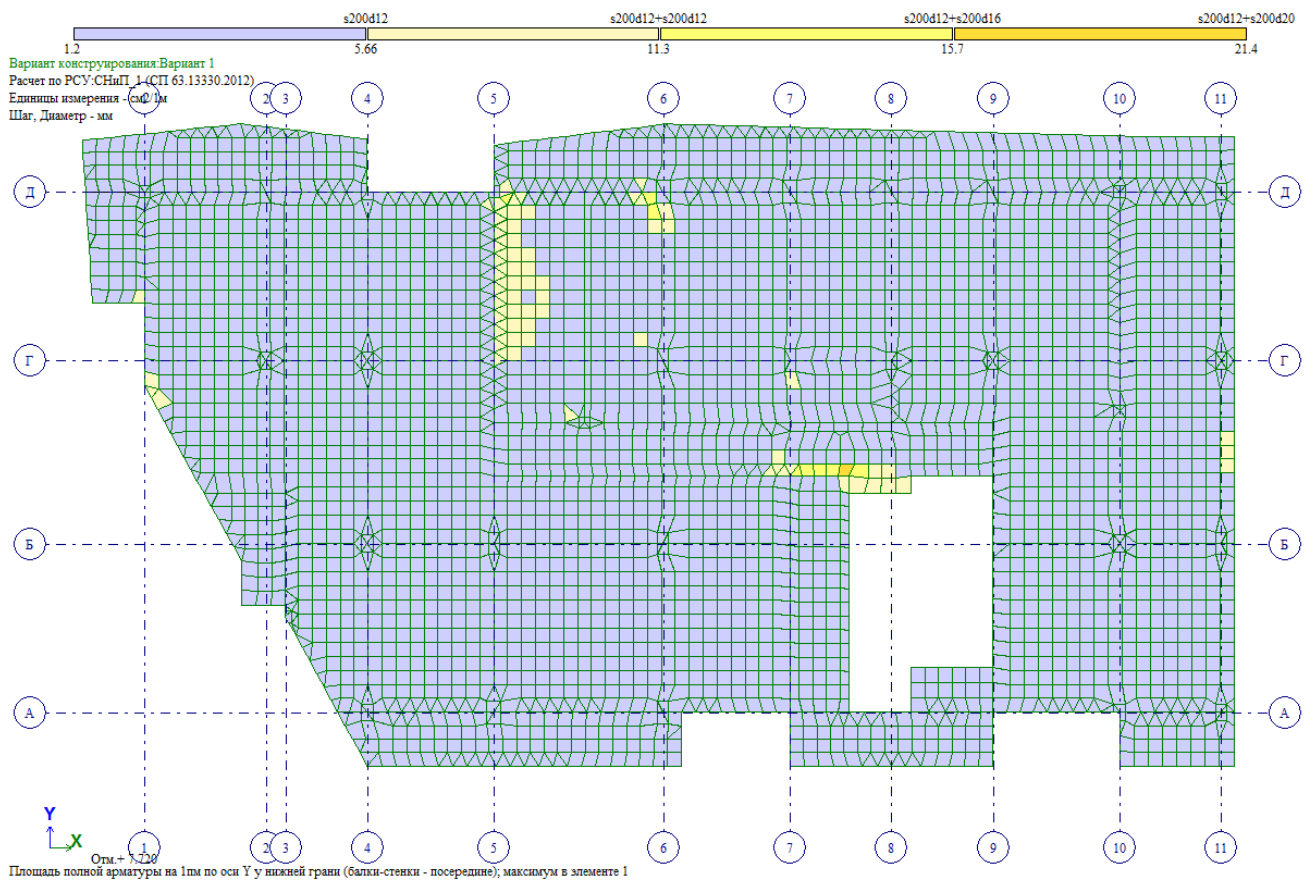
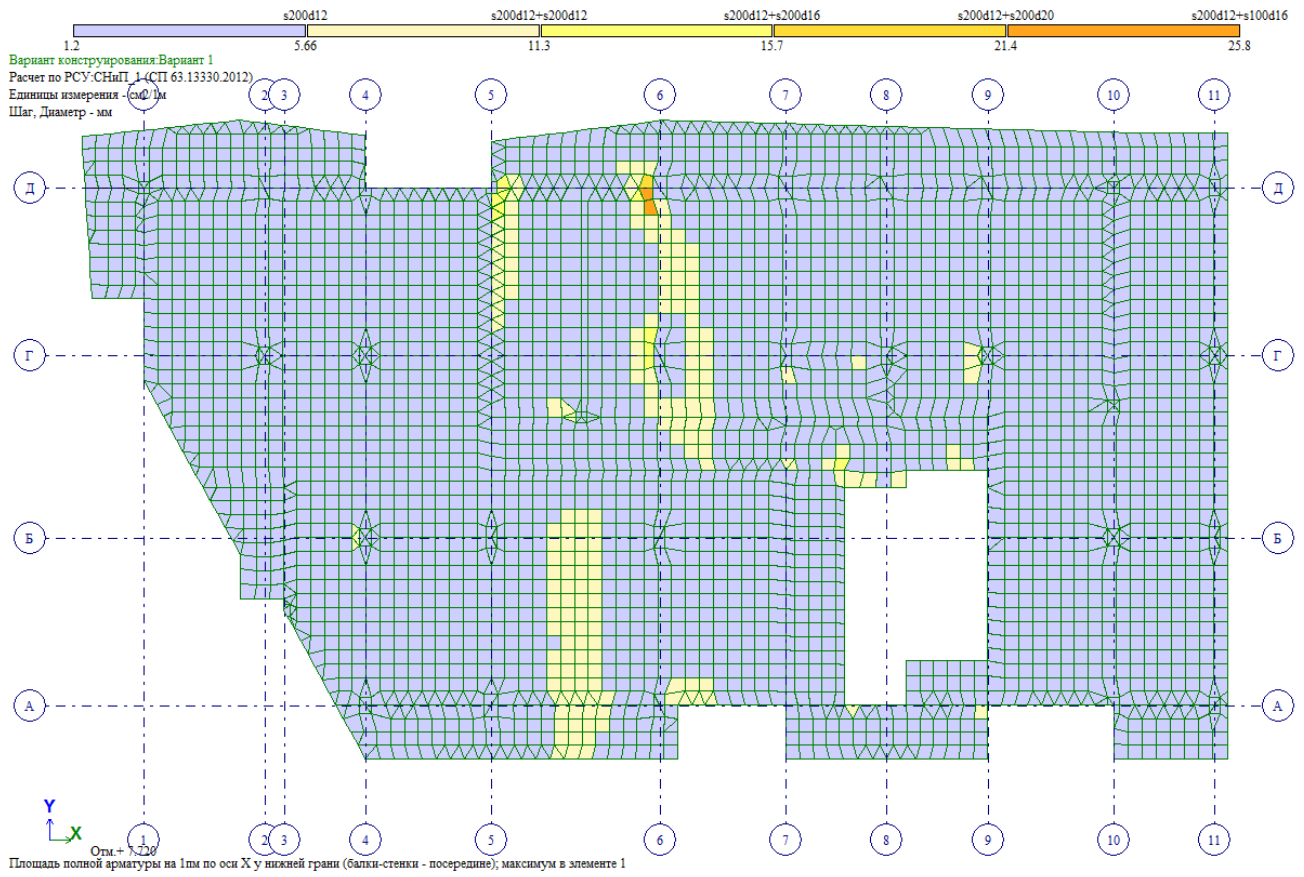
269-ЕП-2018-КР1-РР



Изм. № подл. Подпись и дата Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

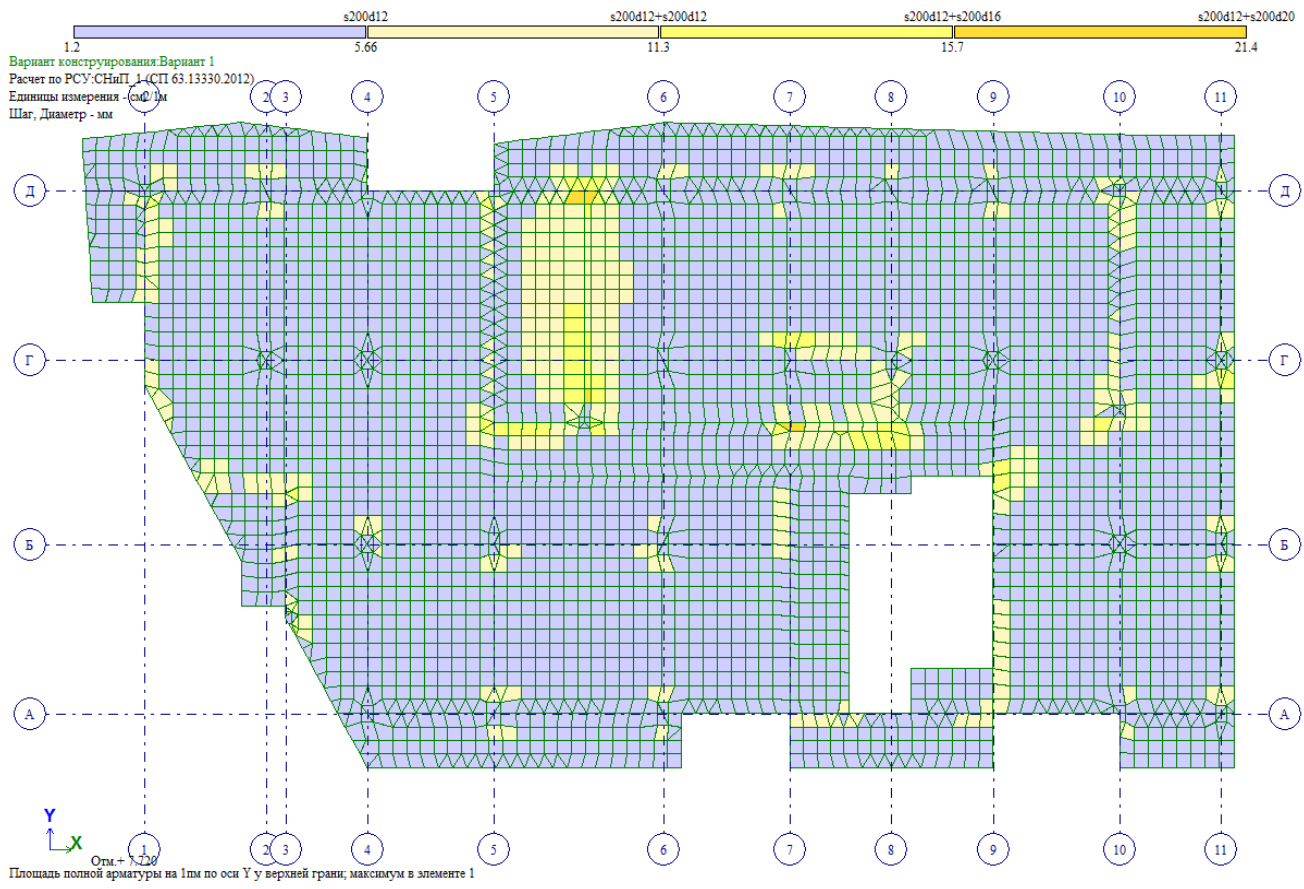
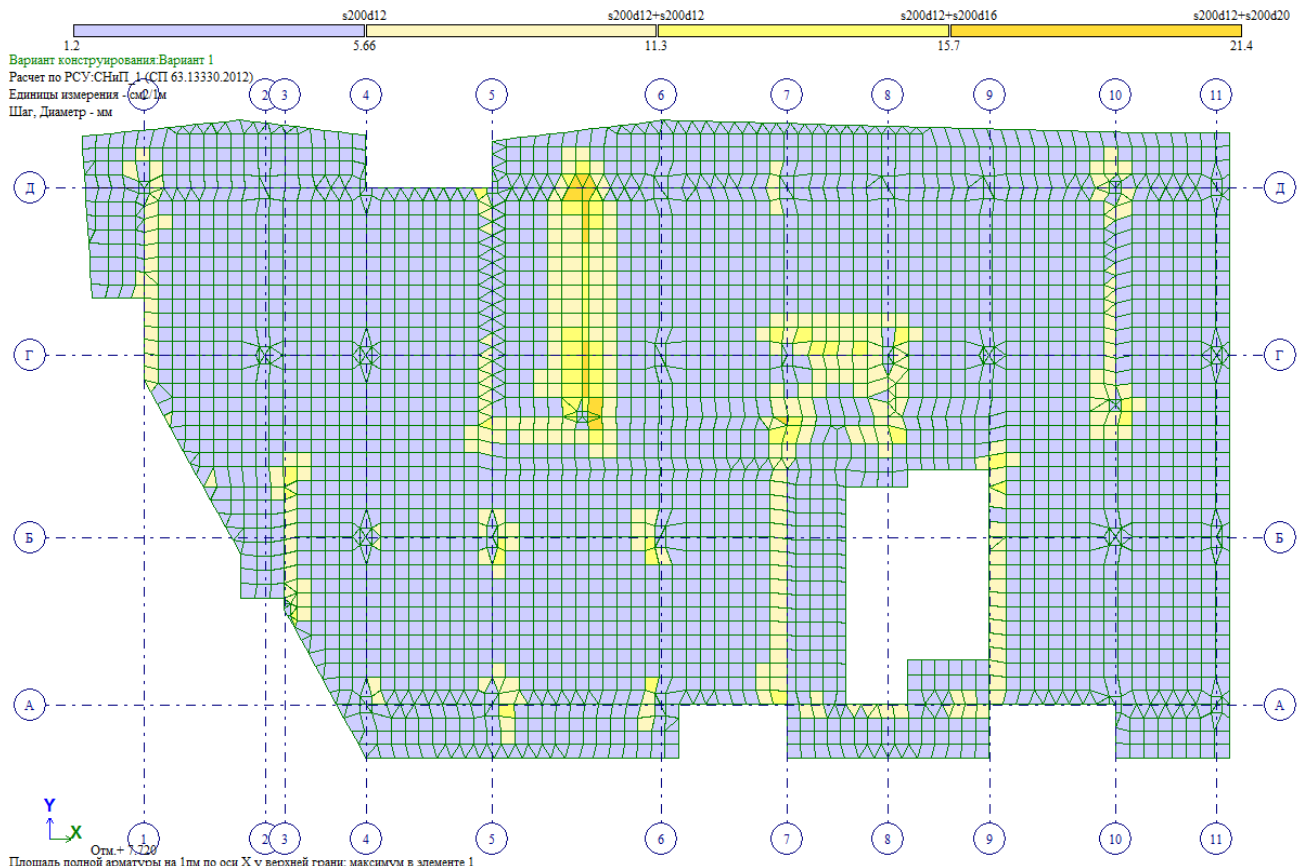
269-ЕП-2018-КР1-РР



Взам. инв. №
 Подпись и дата
 Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

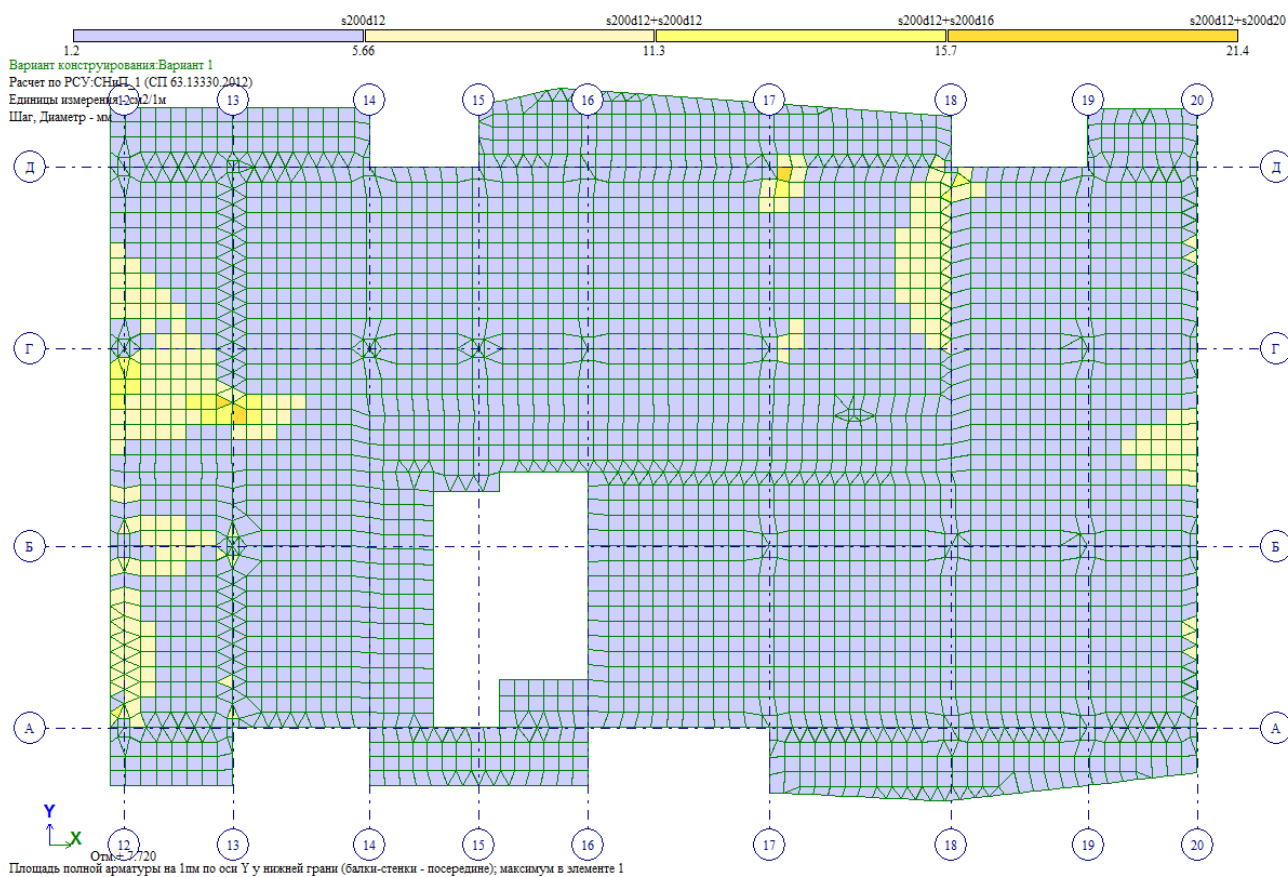
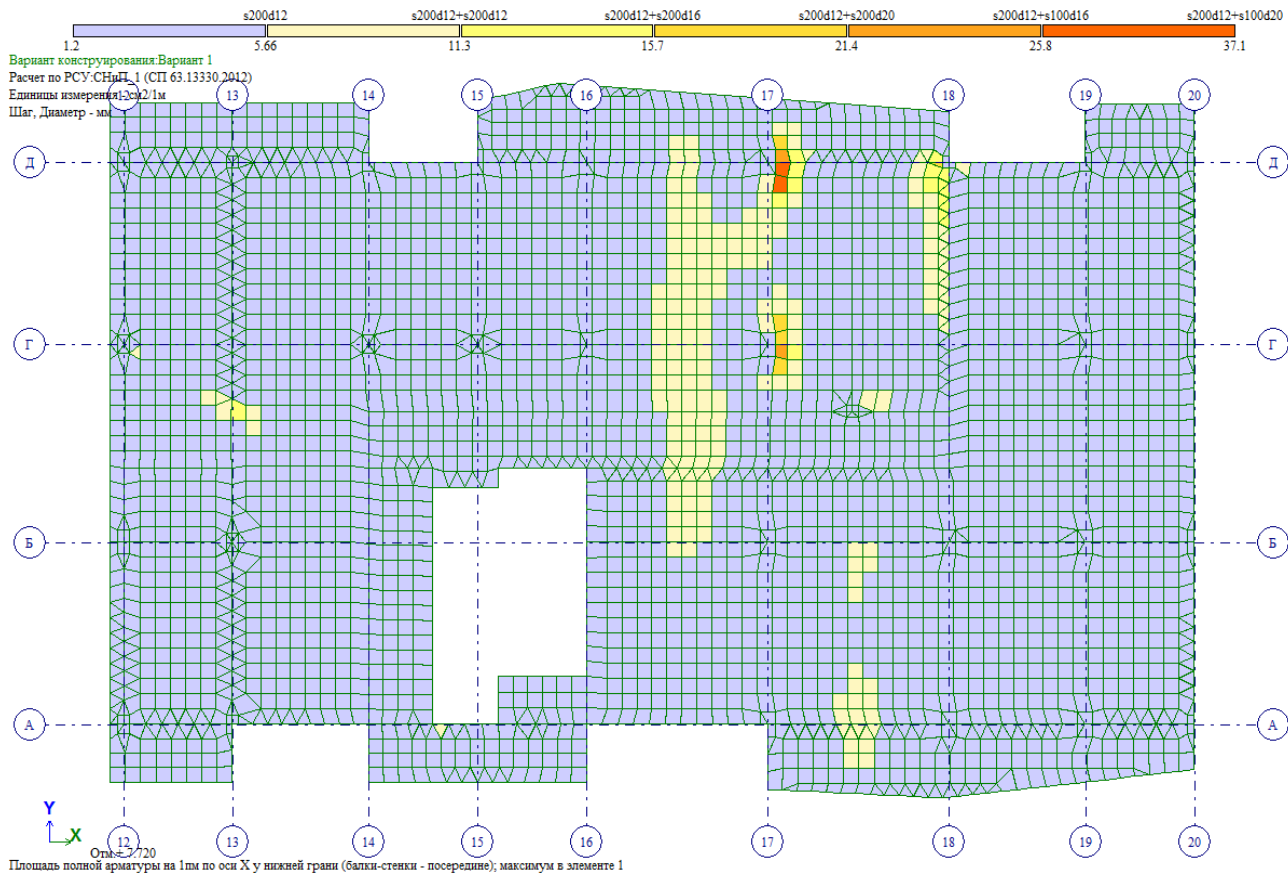
269-ЕП-2018-КР1-РР



Изм. № подл. Подпись и дата Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР



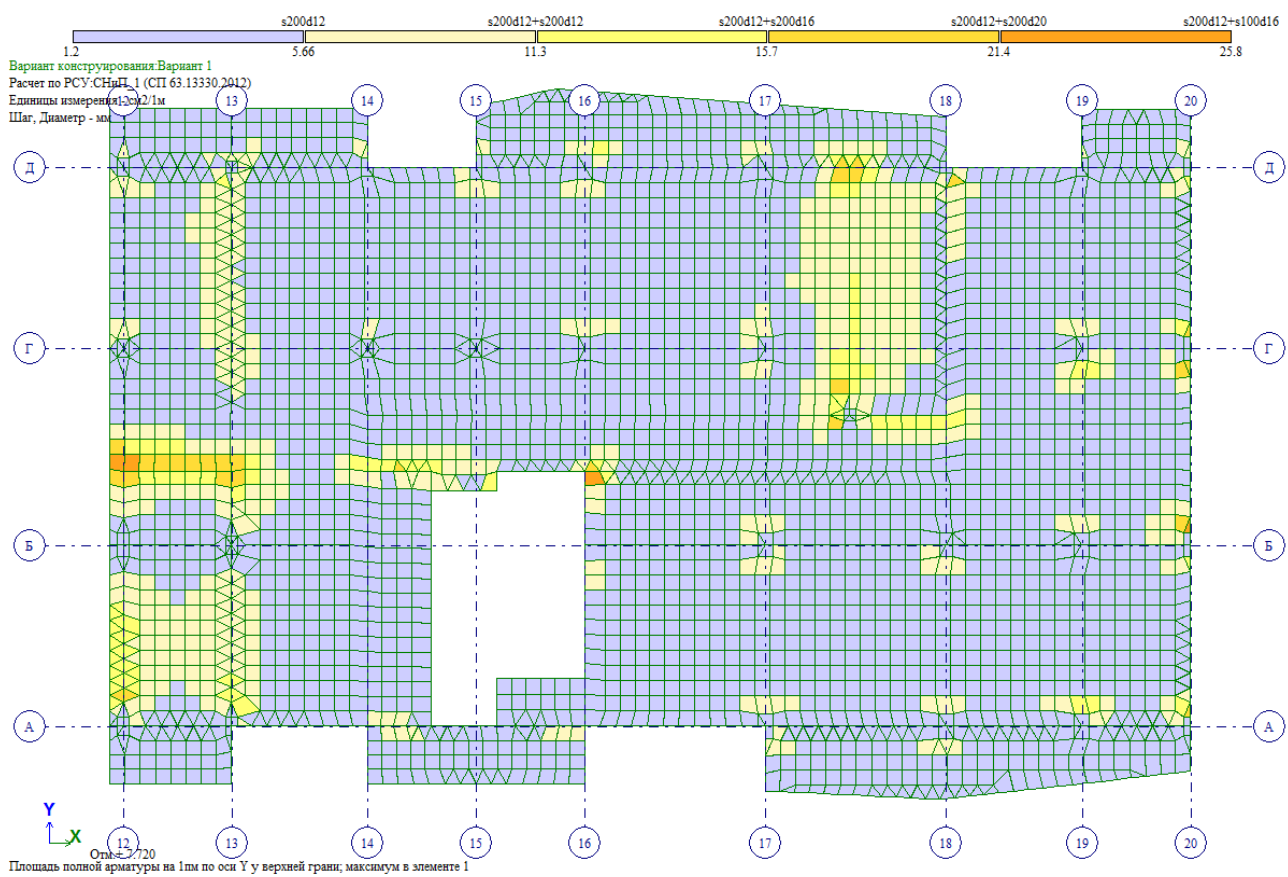
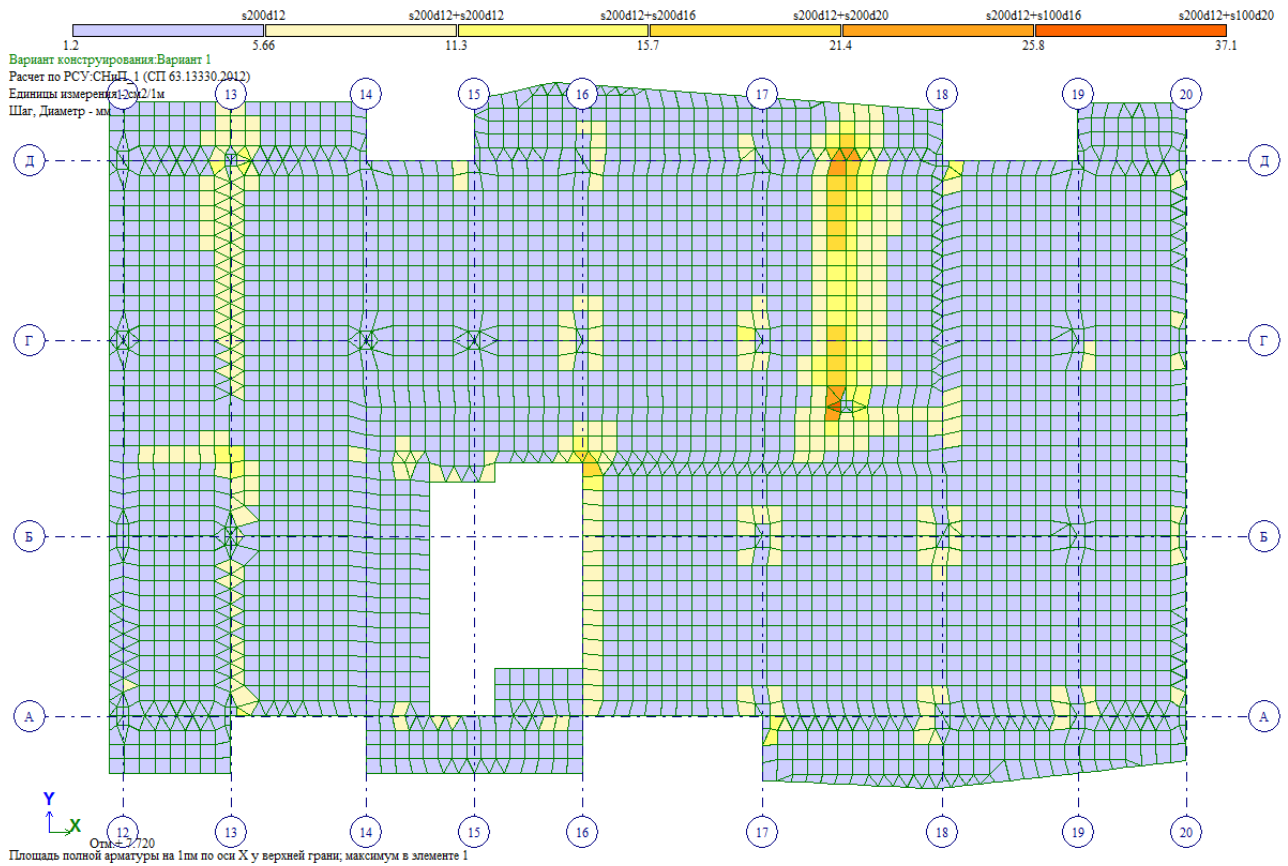
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

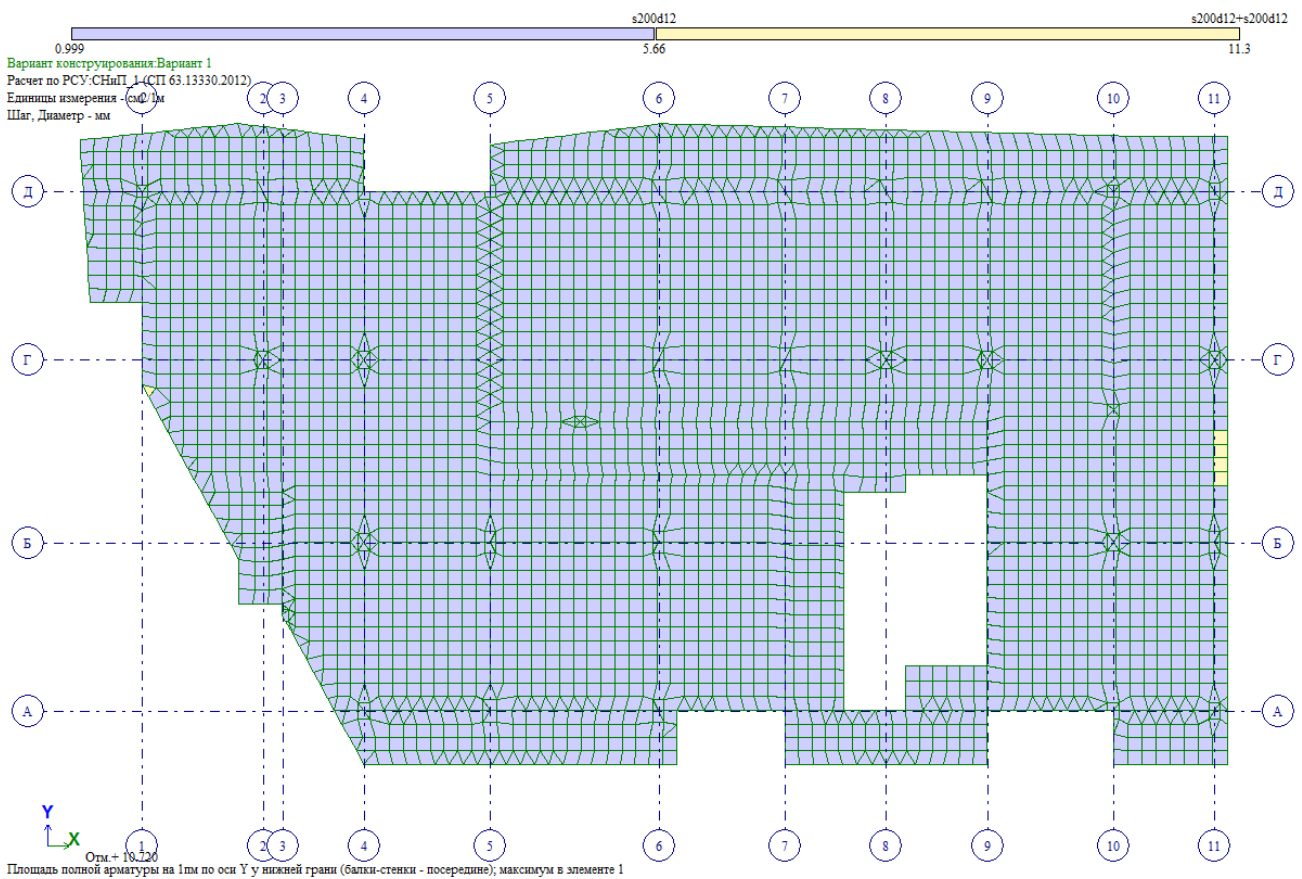
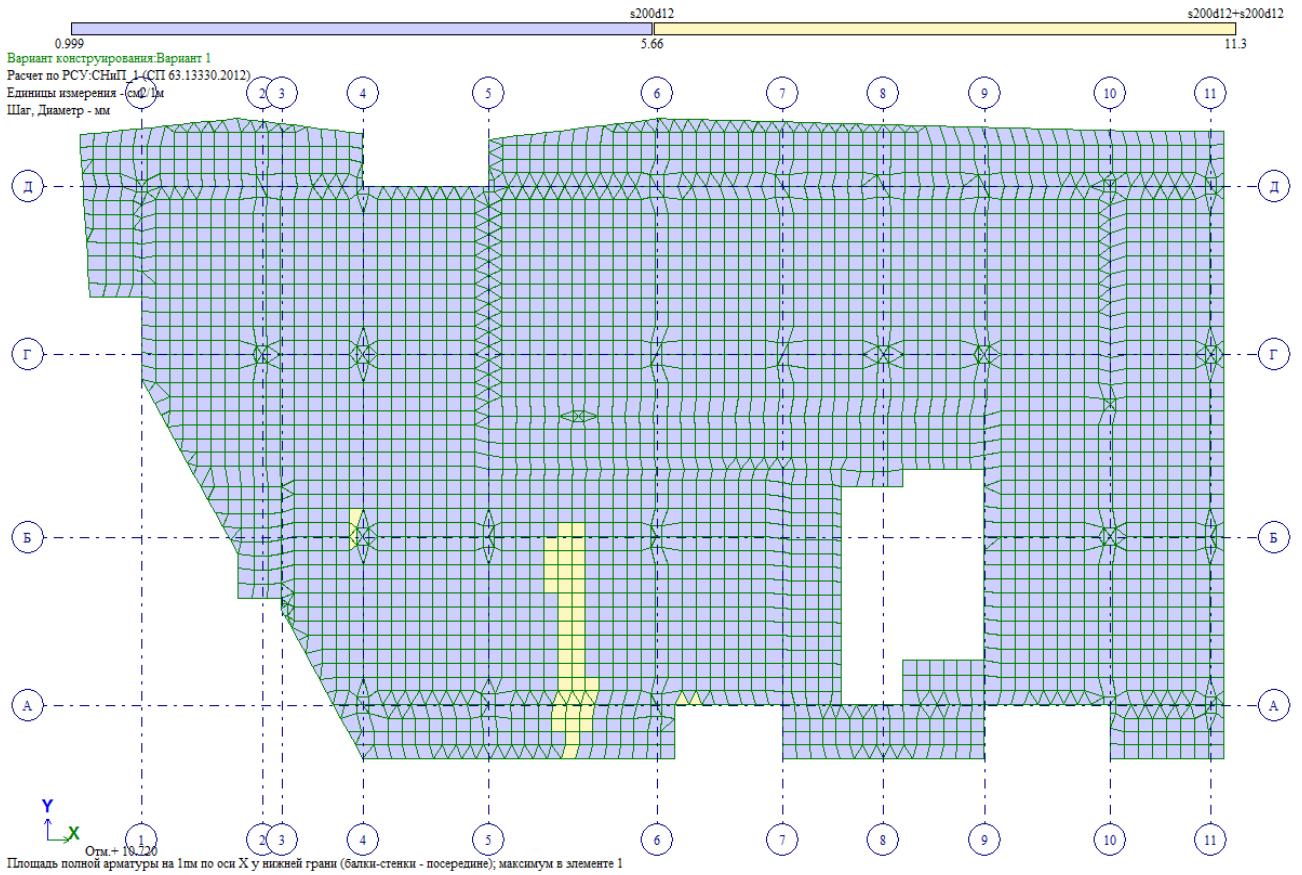
269-ЕП-2018-КР1-РР



Взам. инв. №
 Подпись и дата
 Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

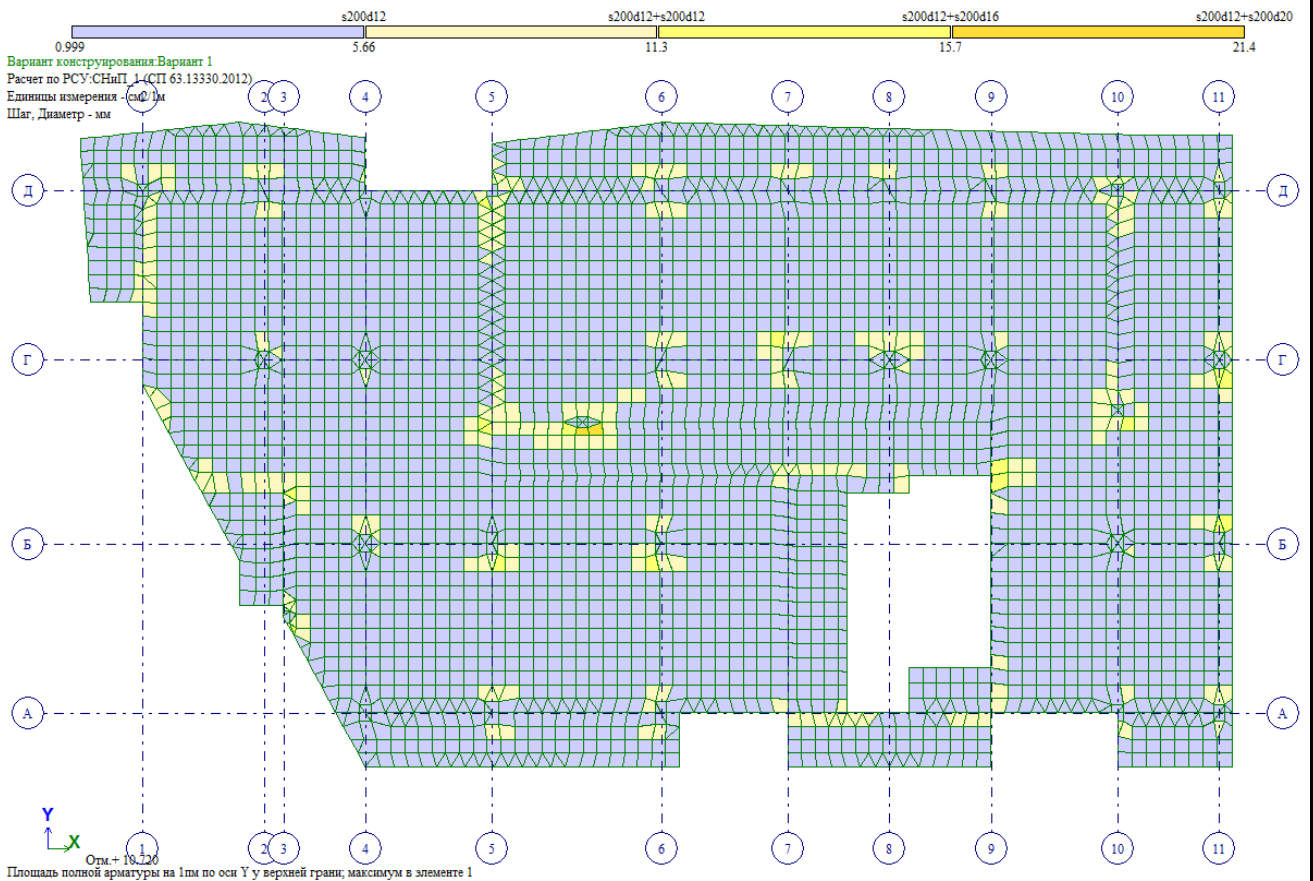
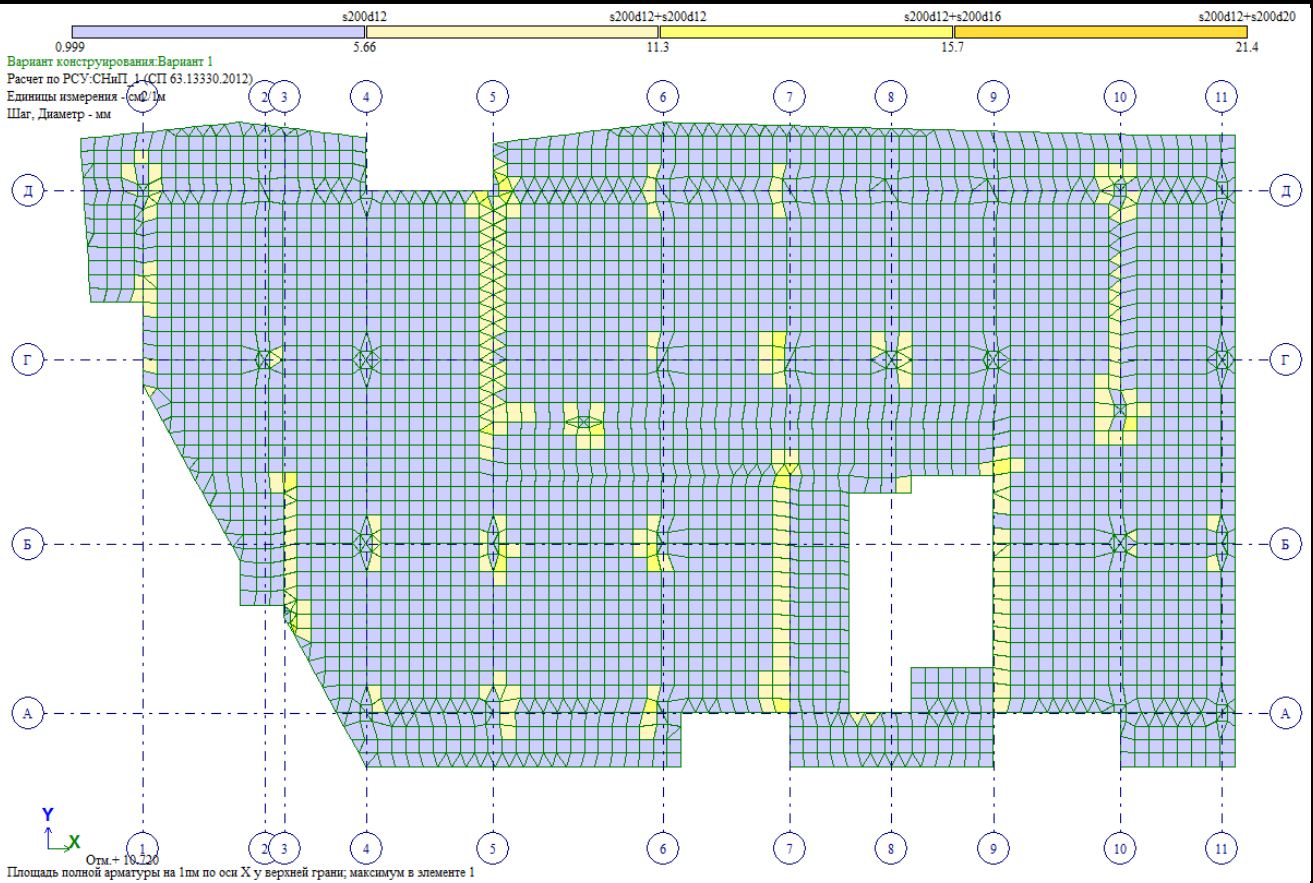


Инв. № подл.	Взам. инв. №
	Подпись и дата

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

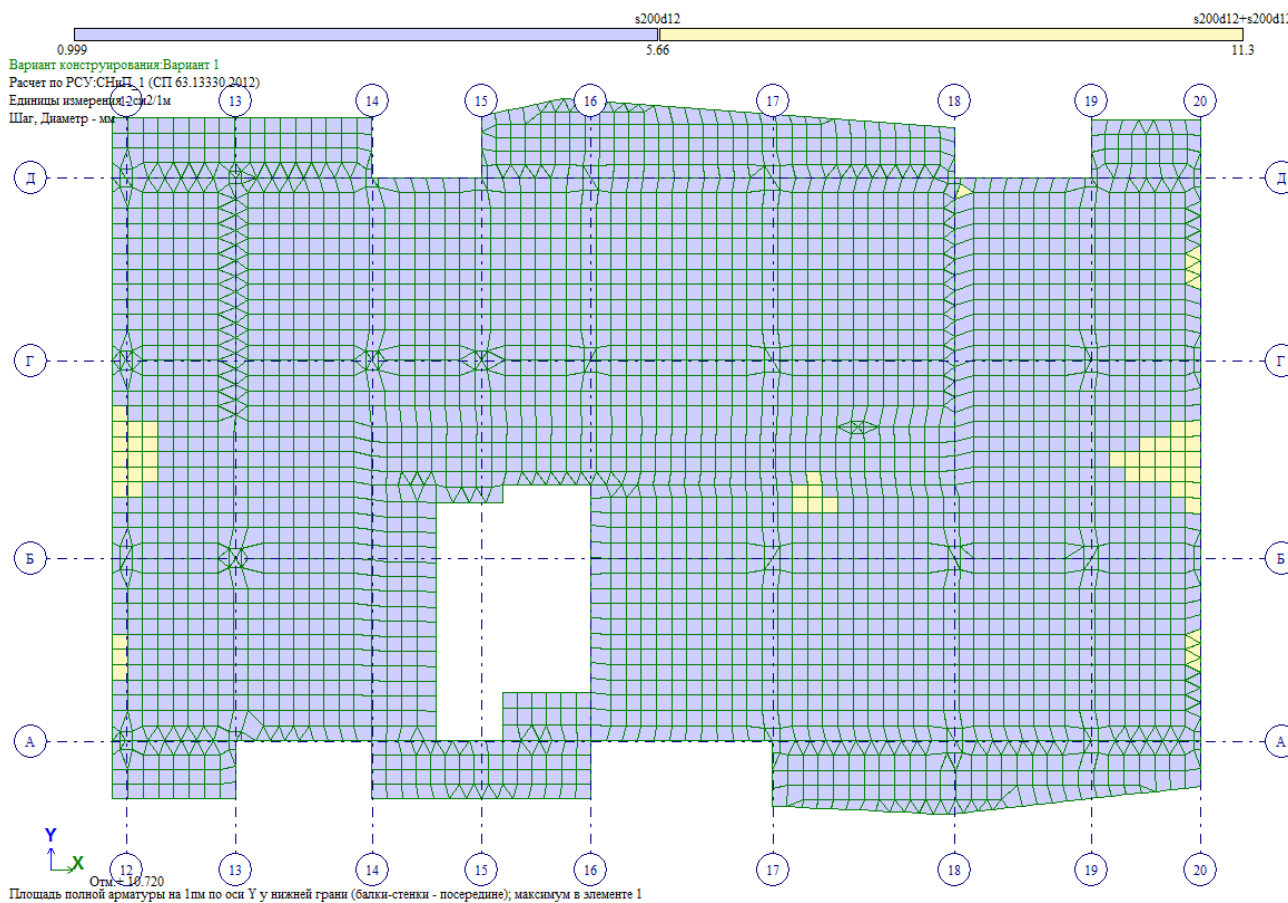
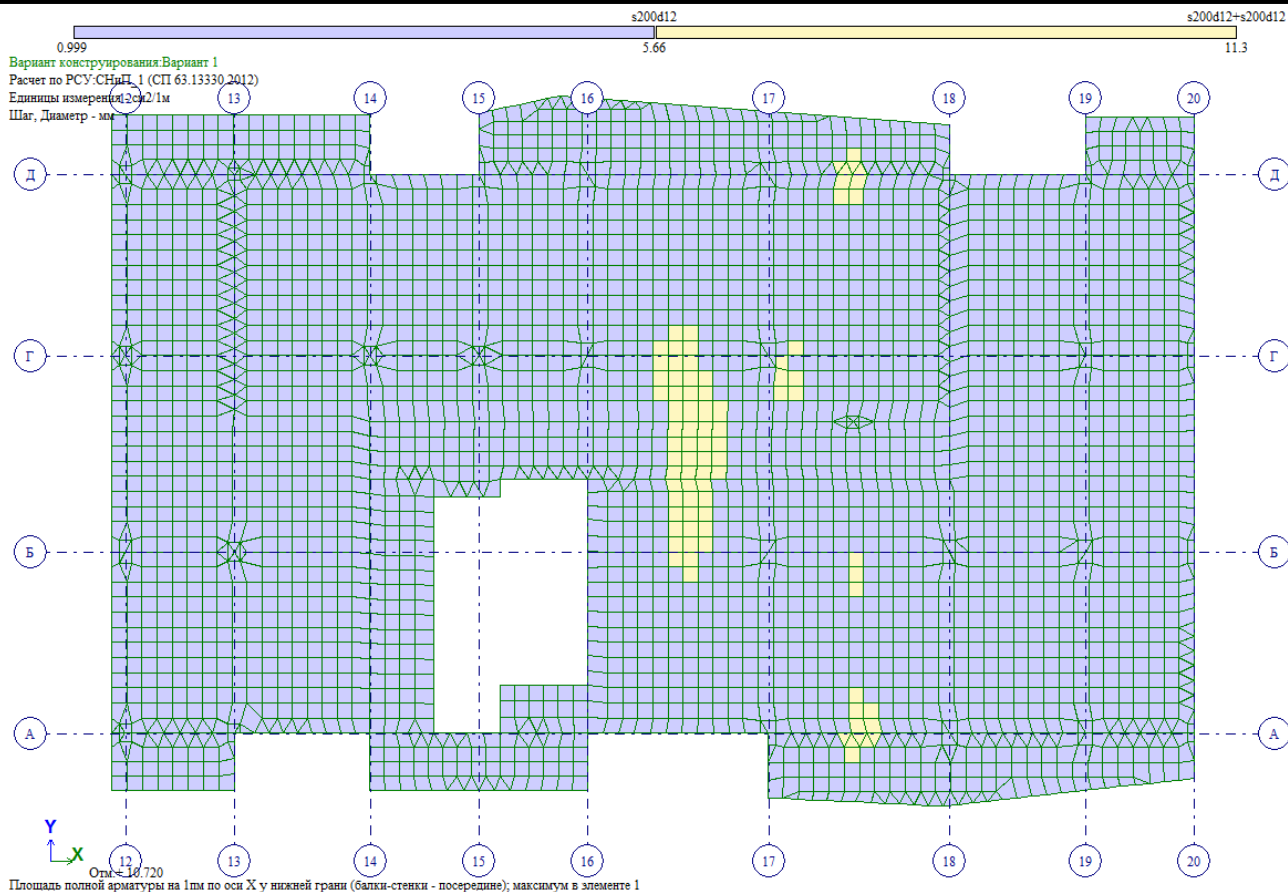
Лист
195



Инв. № подл.	Взам. инв. №
	Подпись и дата

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата
------	--------	------	--------	-------	------

269-ЕП-2018-КР1-РР



Взам. инв. №

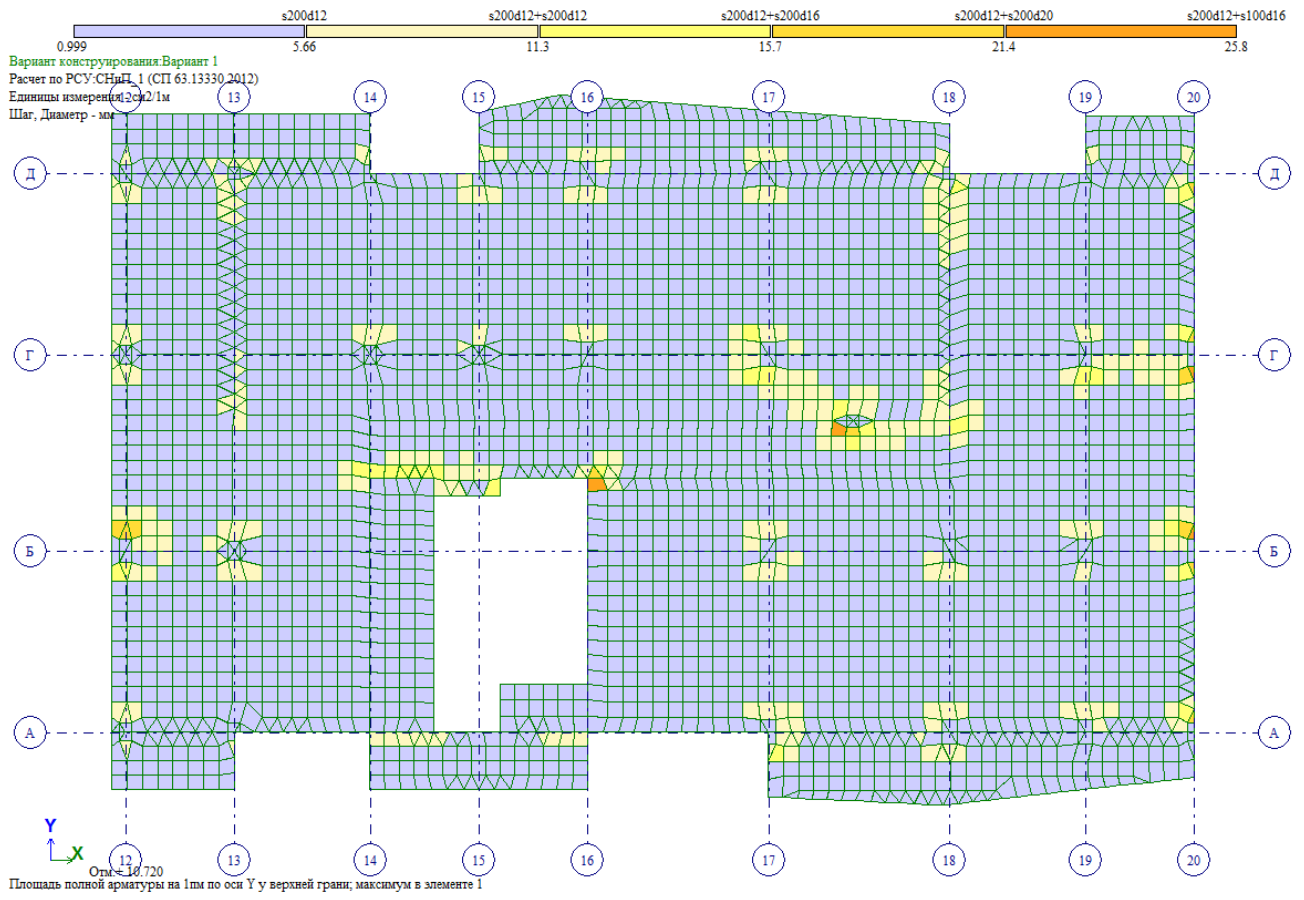
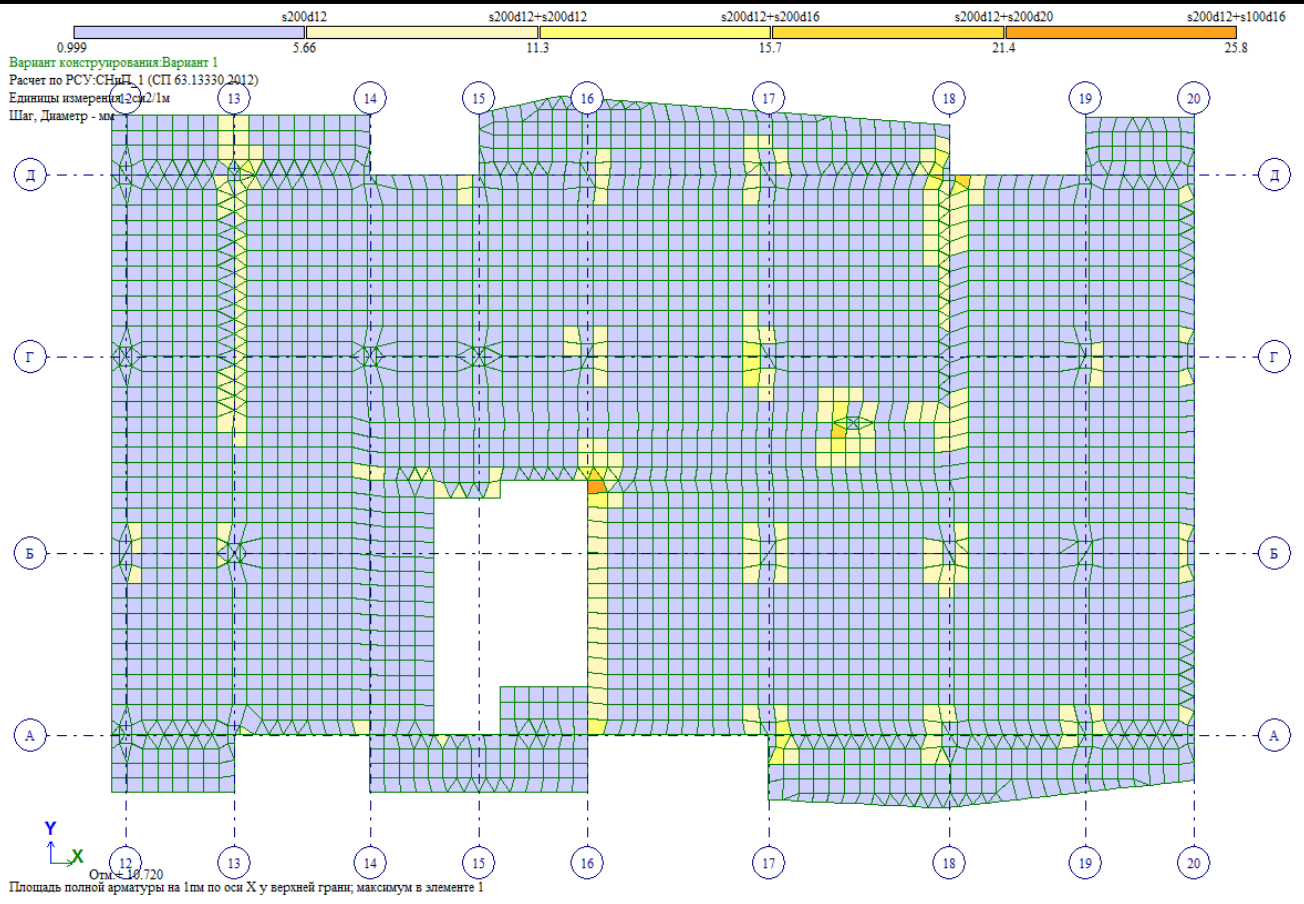
Подпись и дата

Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

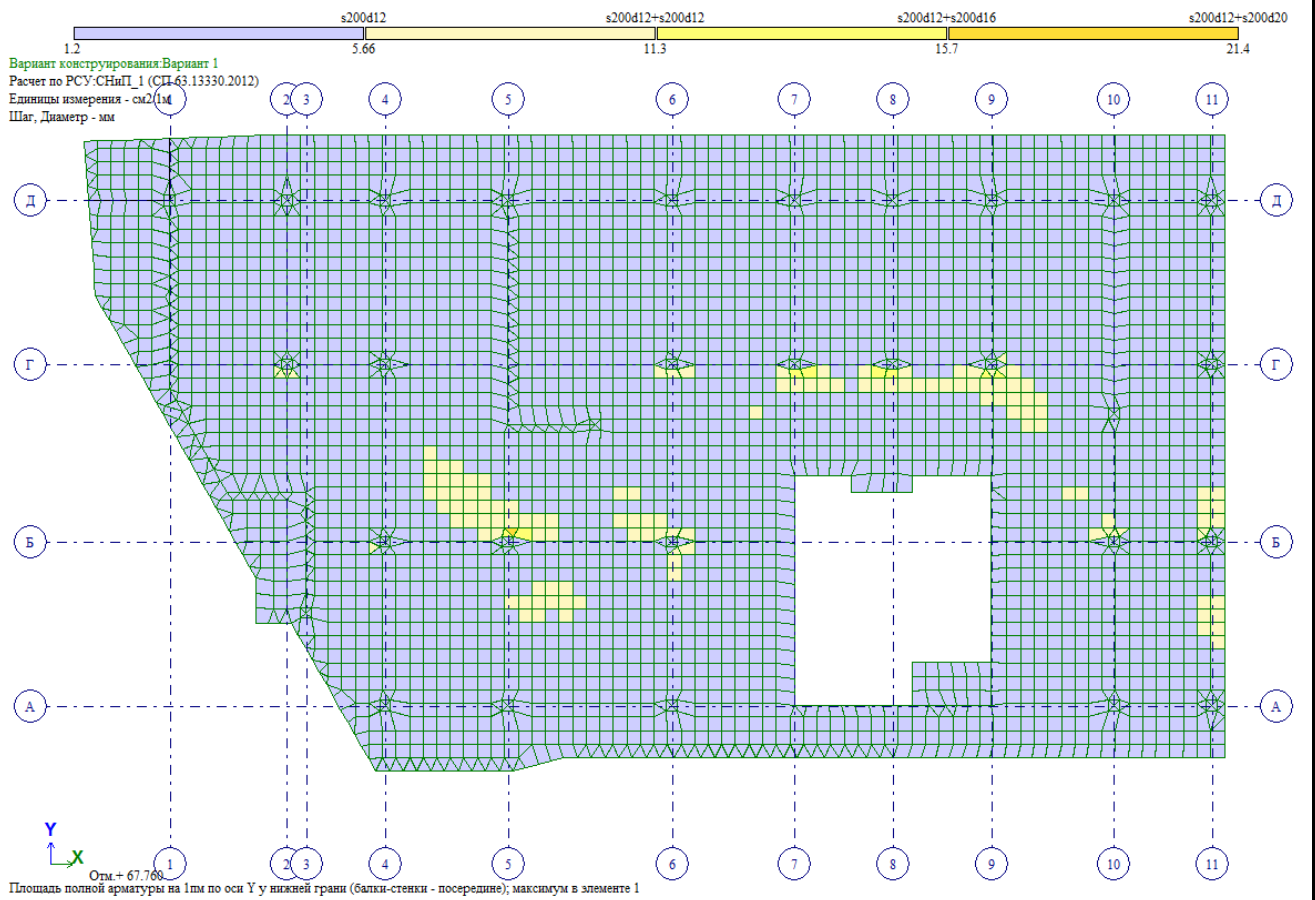
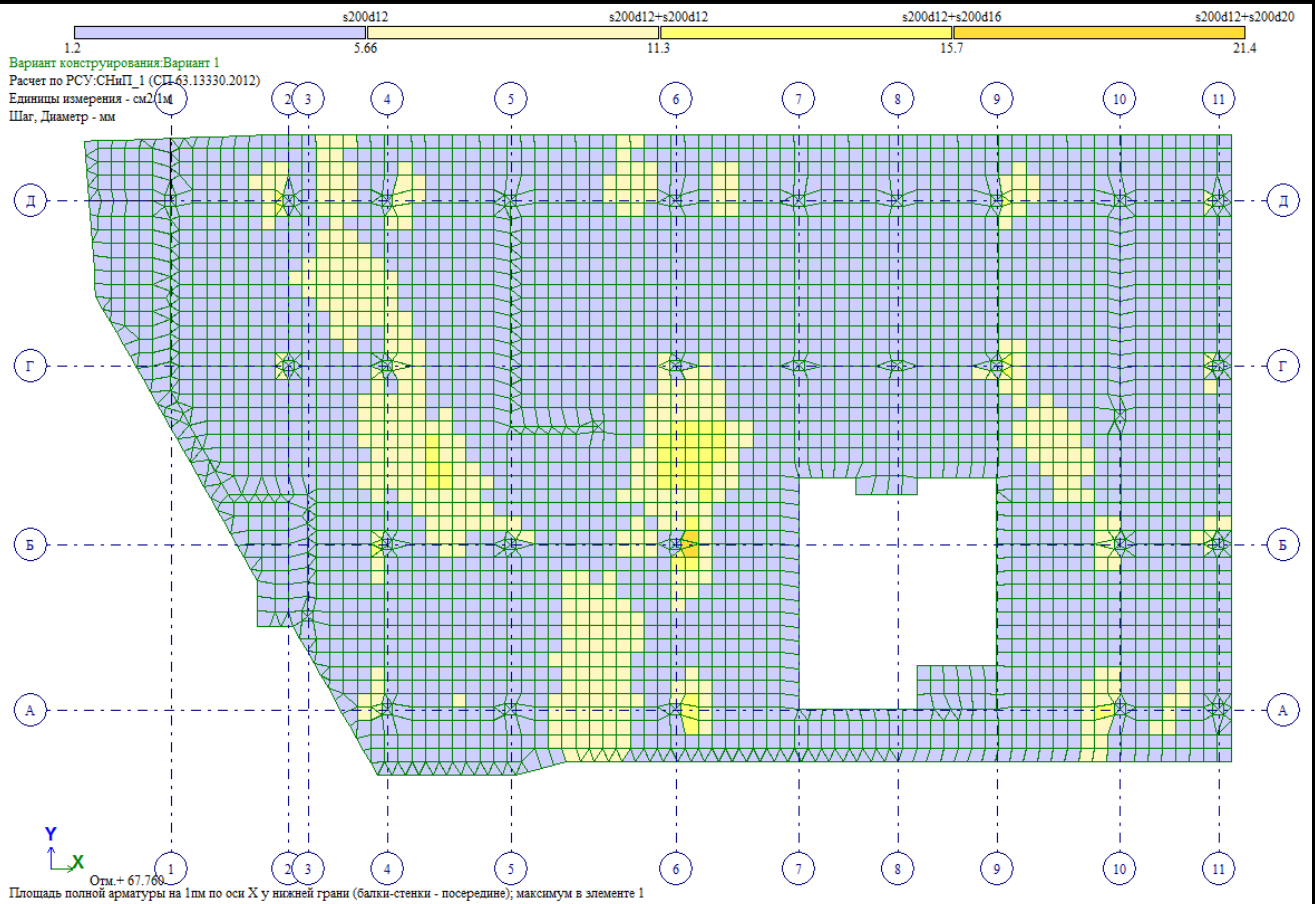
Лист
197



Взам. инв. №
Подпись и дата
Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

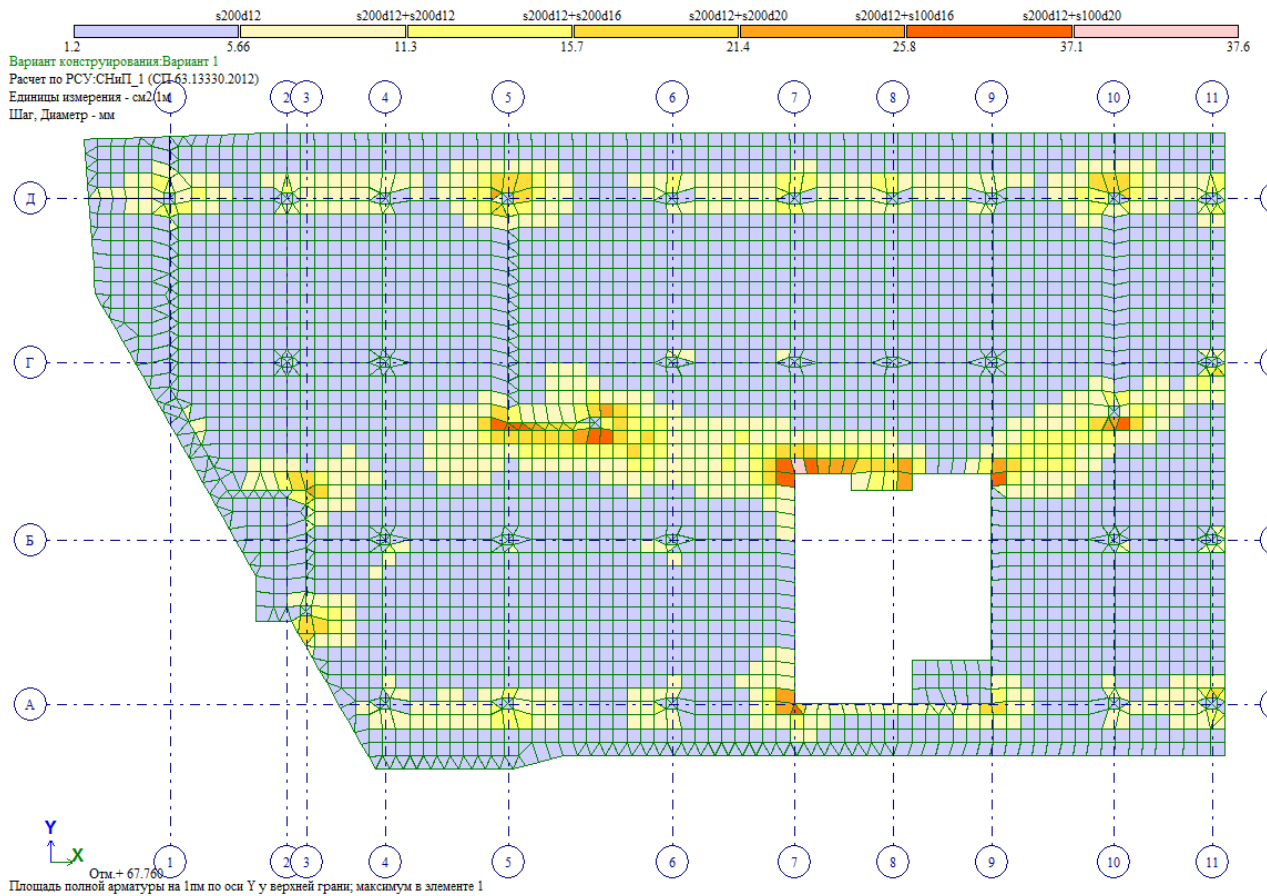
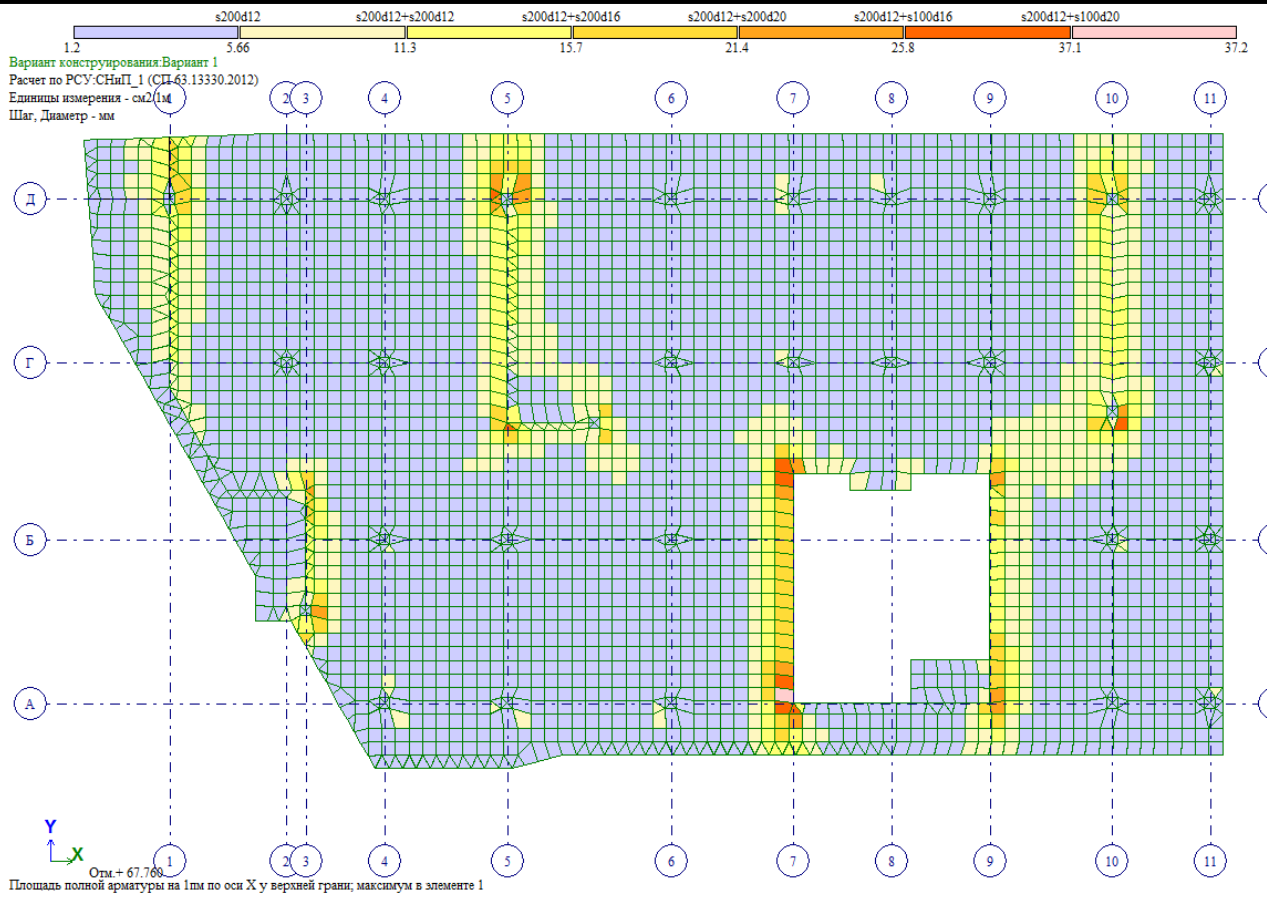
269-ЕП-2018-КР1-РР



Взам. инв. №
 Подпись и дата
 Инв. № подл.

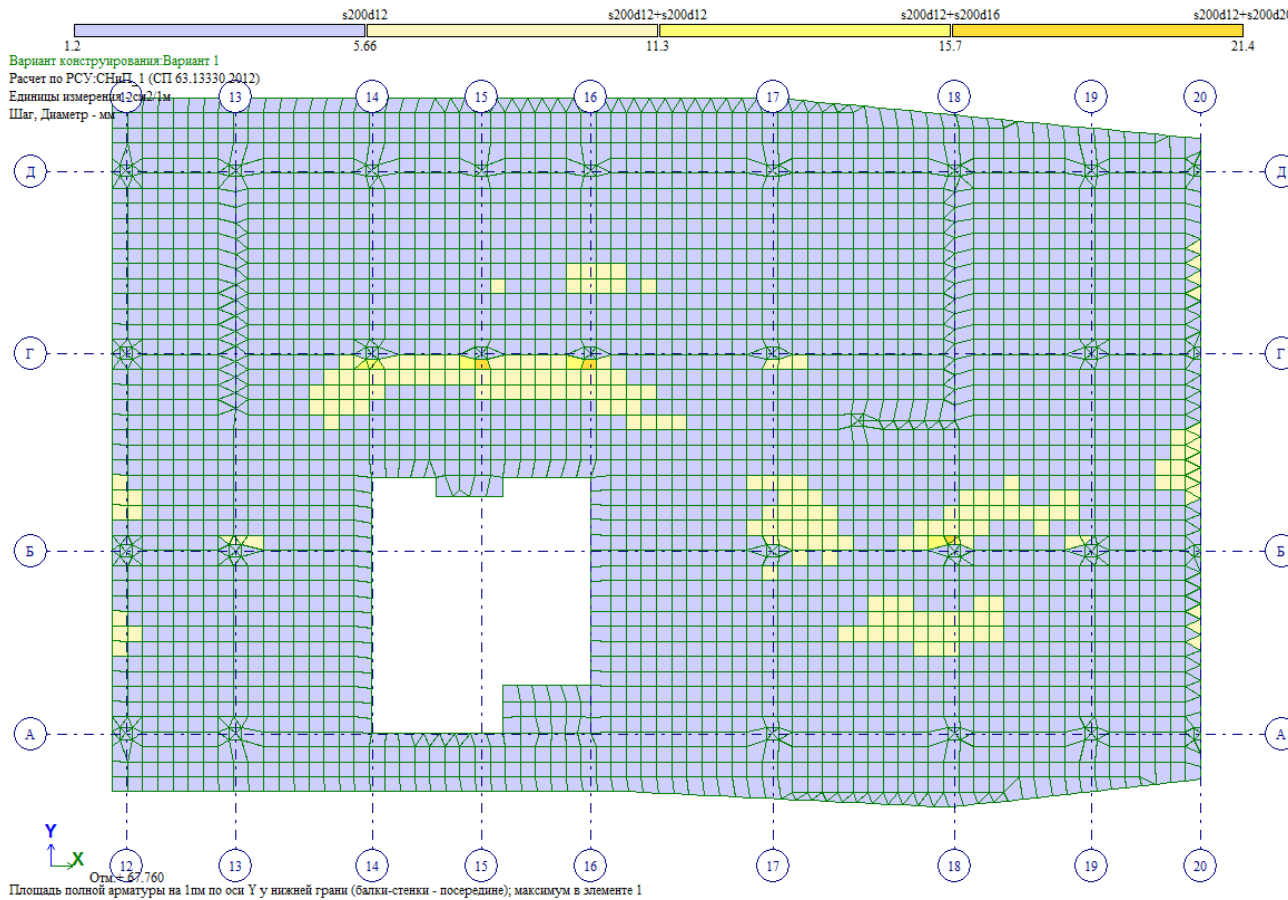
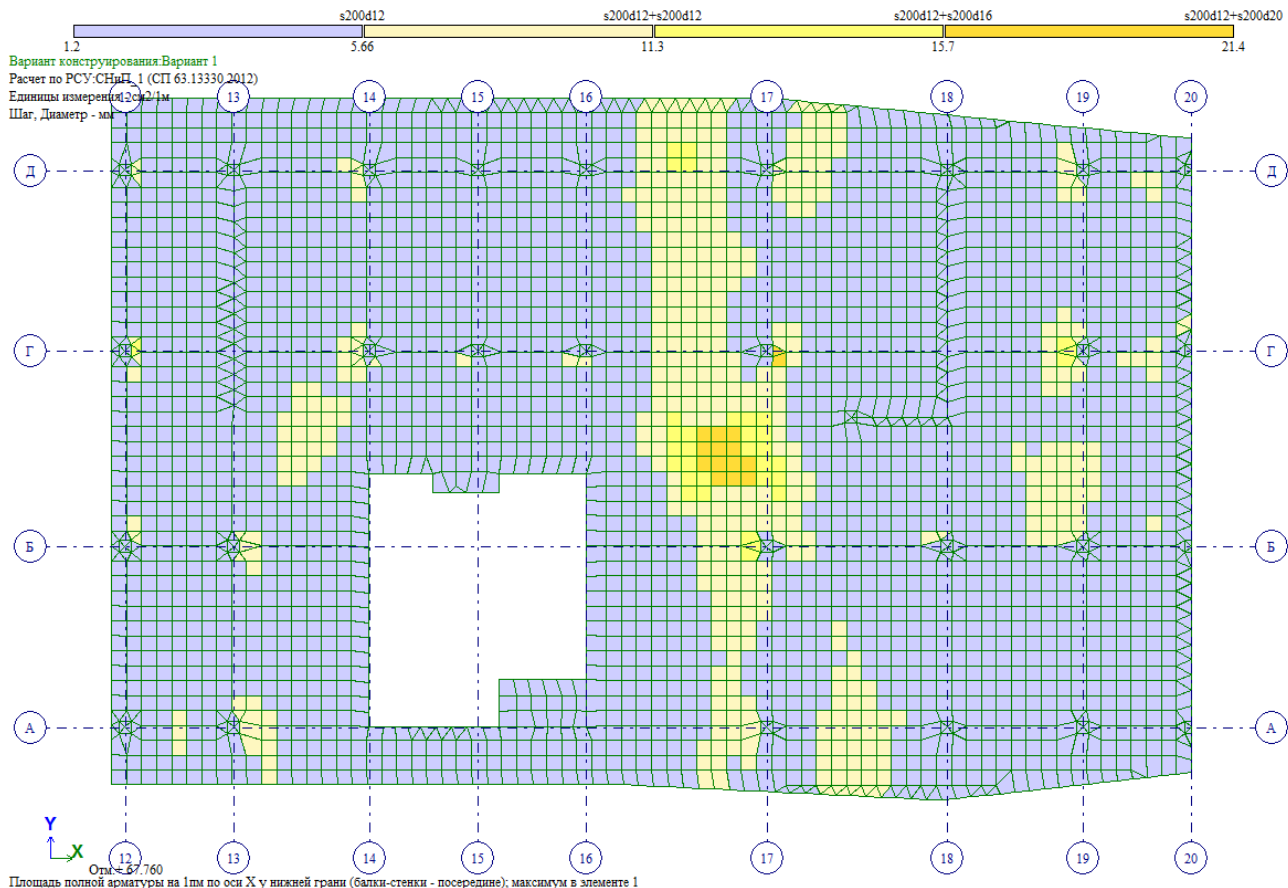
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР



Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Взам. инв. №
						Подпись и дата
						Инд. № подл.

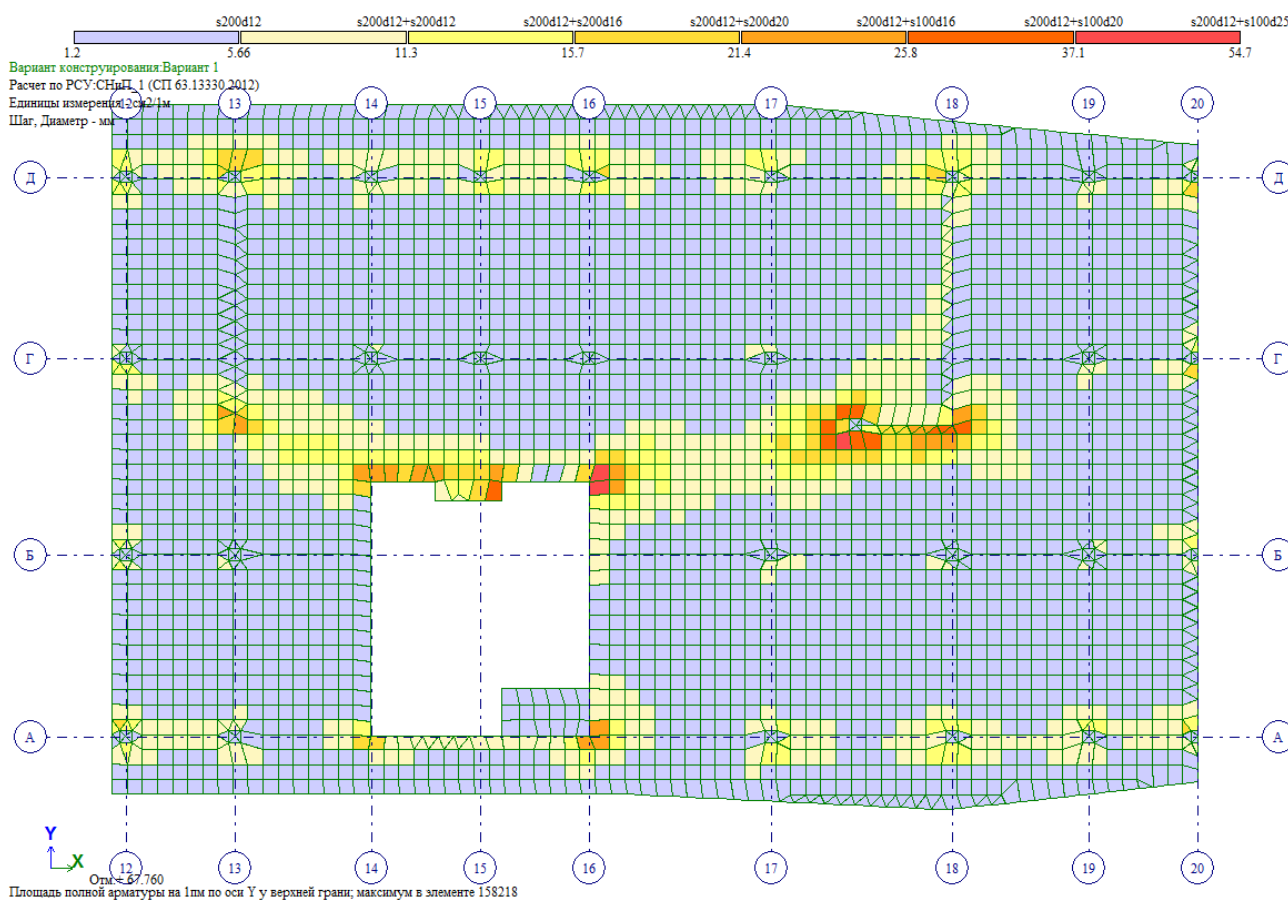
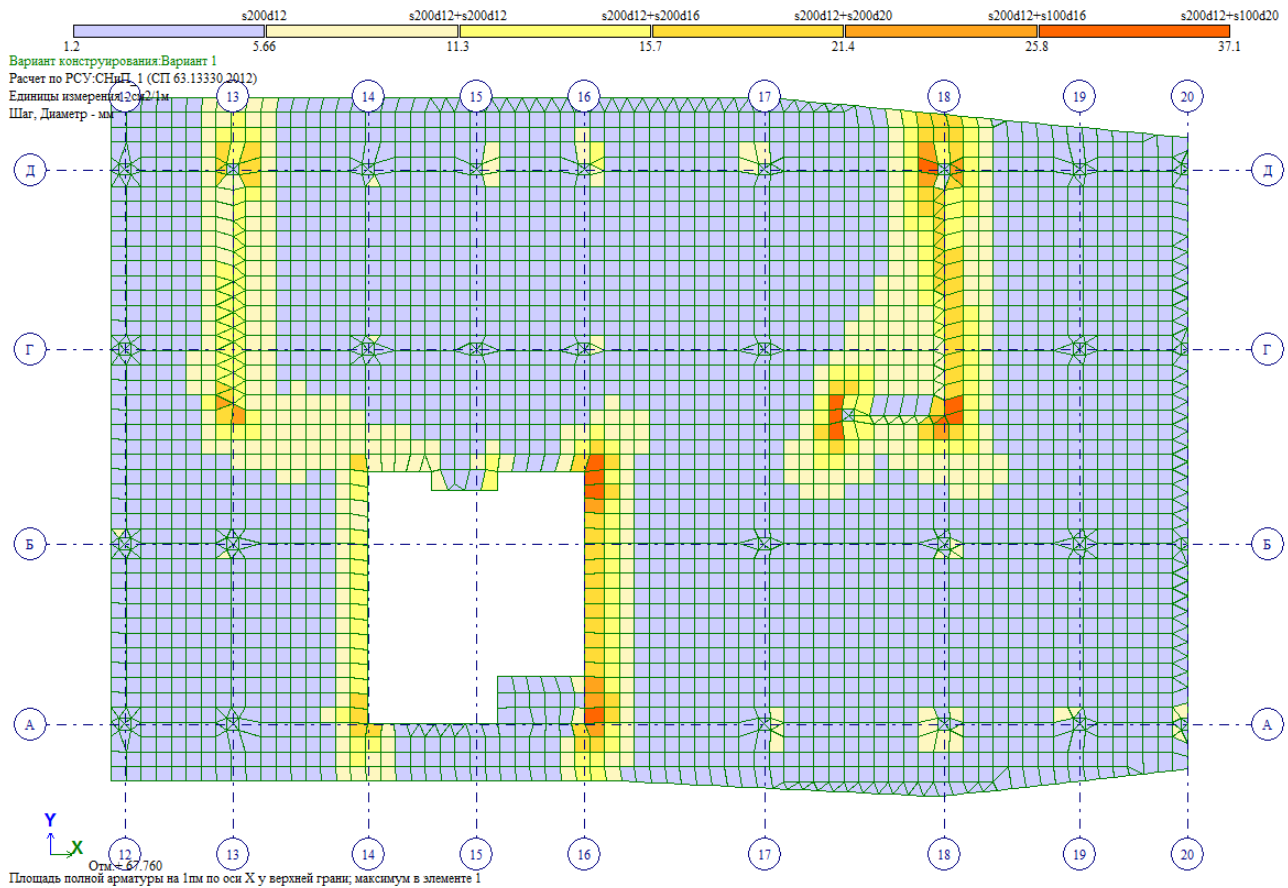
269-ЕП-2018-КР1-РР



Инв. № подл. Подпись и дата Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

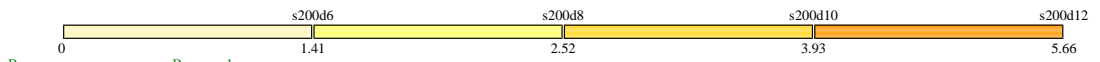
269-ЕП-2018-КР1-РР



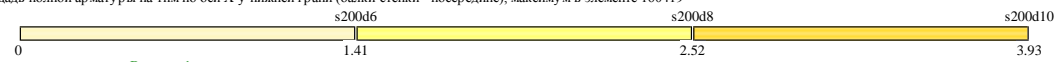
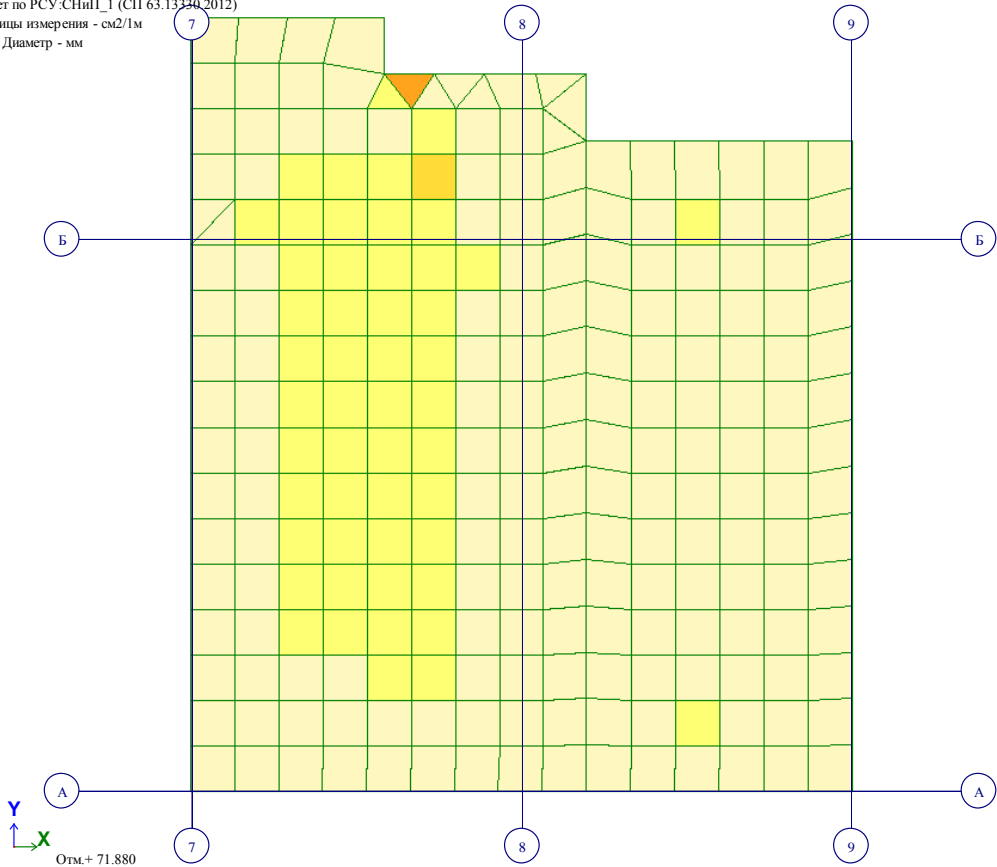
Изм. № подл. Подпись и дата Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

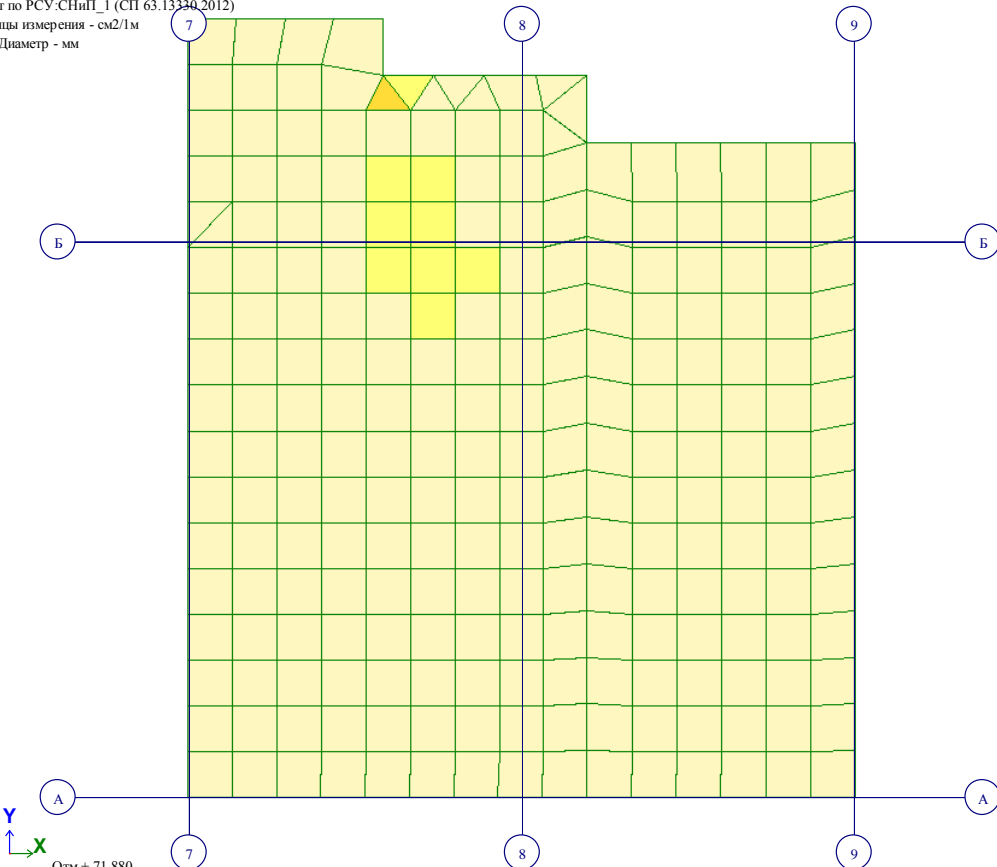
269-ЕП-2018-КР1-РР



Вариант конструирования: Вариант 1
 Расчет по РСН: СНиП_1 (СП 63.13330.2012)
 Единицы измерения - см²/м
 Шаг, Диаметр - мм

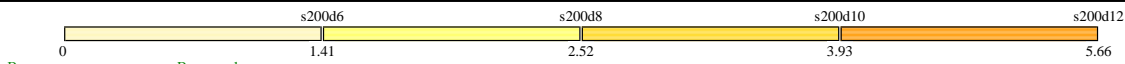


Вариант конструирования: Вариант 1
 Расчет по РСН: СНиП_1 (СП 63.13330.2012)
 Единицы измерения - см²/м
 Шаг, Диаметр - мм

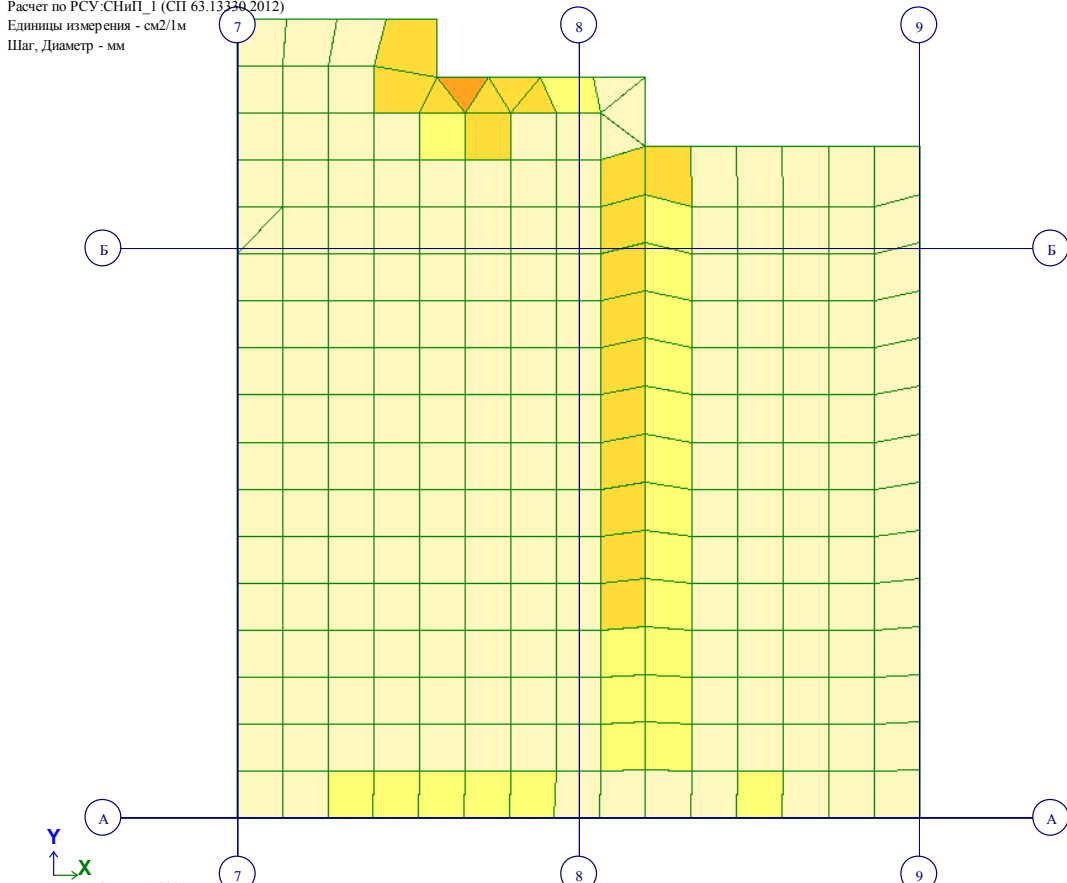


Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР



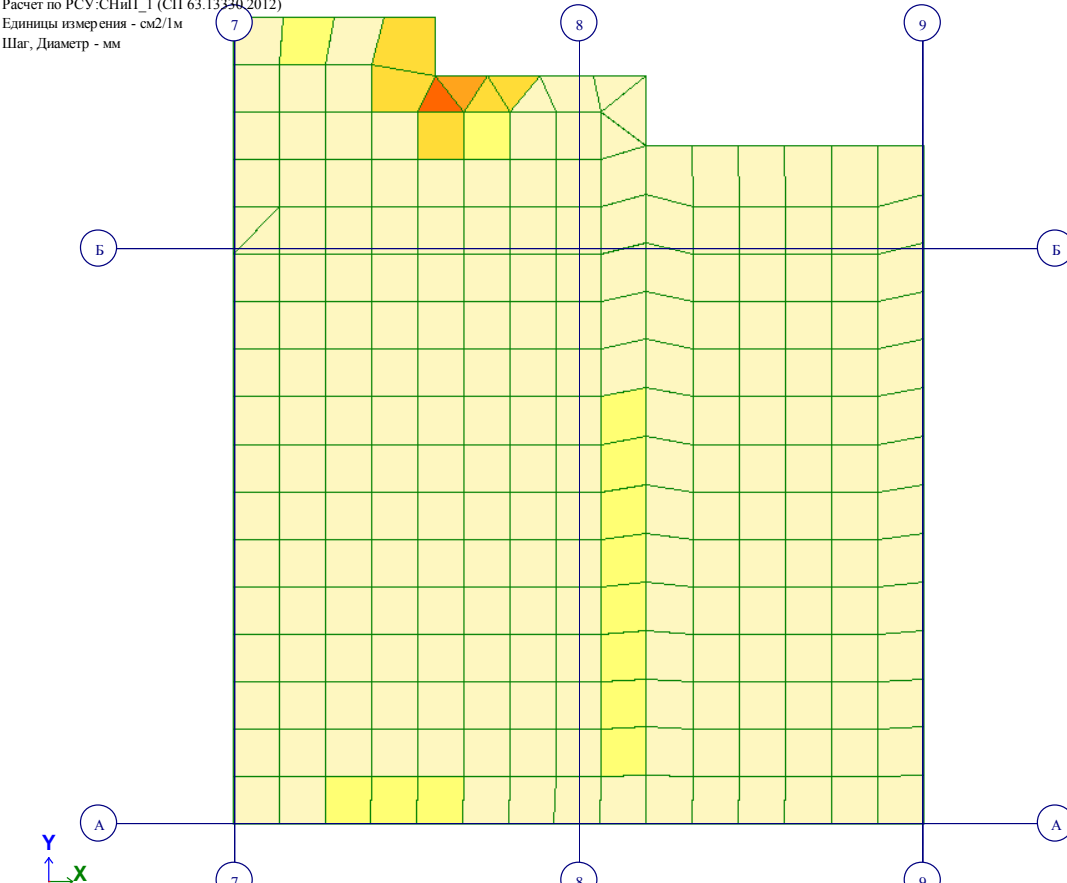
Вариант конструирования: Вариант 1
 Расчет по РСН: СНиП 1 (СП 63.13330.2012)
 Единицы измерения - см²/1м
 Шаг, Диаметр - мм



Отм.+ 71.880
 Площадь полной арматуры на 1м по оси X у верхней грани; максимум в элементе 160419



Вариант конструирования: Вариант 1
 Расчет по РСН: СНиП 1 (СП 63.13330.2012)
 Единицы измерения - см²/1м
 Шаг, Диаметр - мм

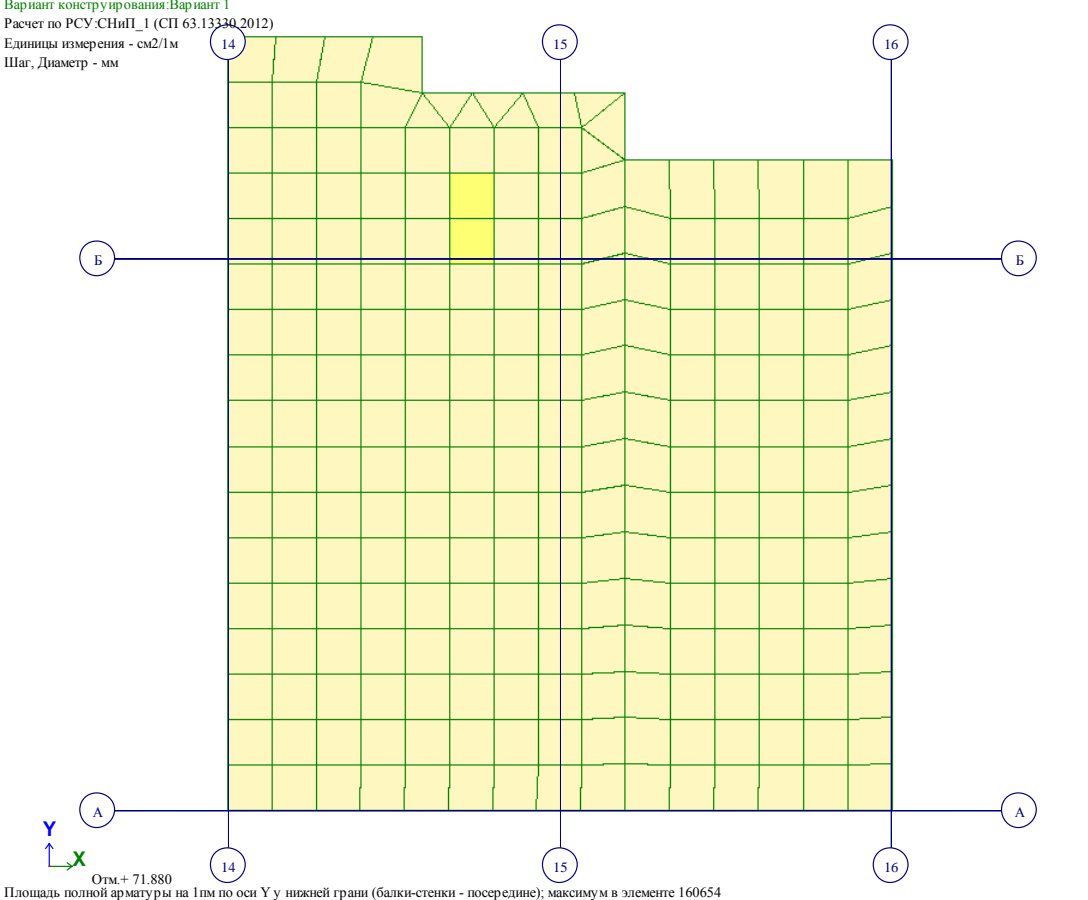
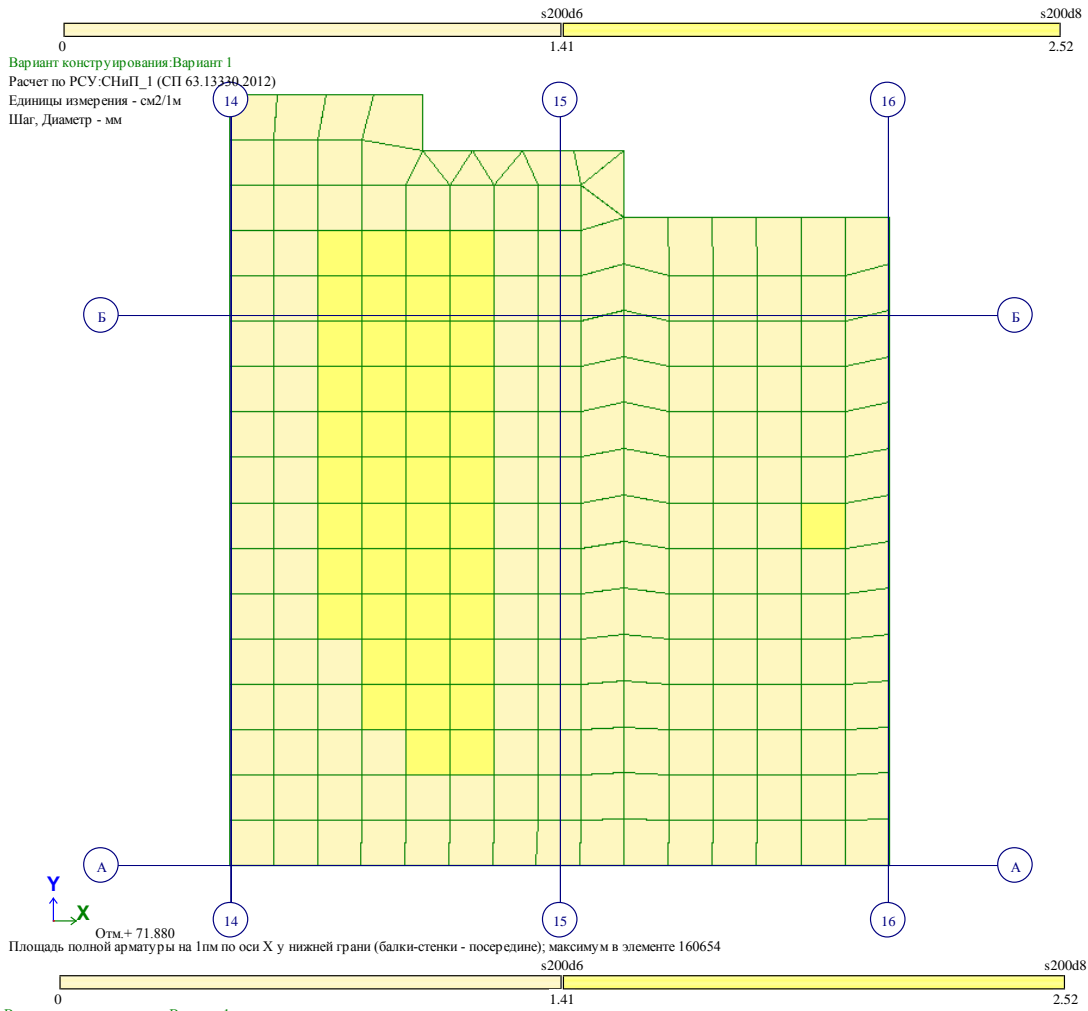


Отм.+ 71.880
 Площадь полной арматуры на 1м по оси Y у верхней грани; максимум в элементе 160416

Инв. № подл.	Взам. инв. №
	Подпись и дата

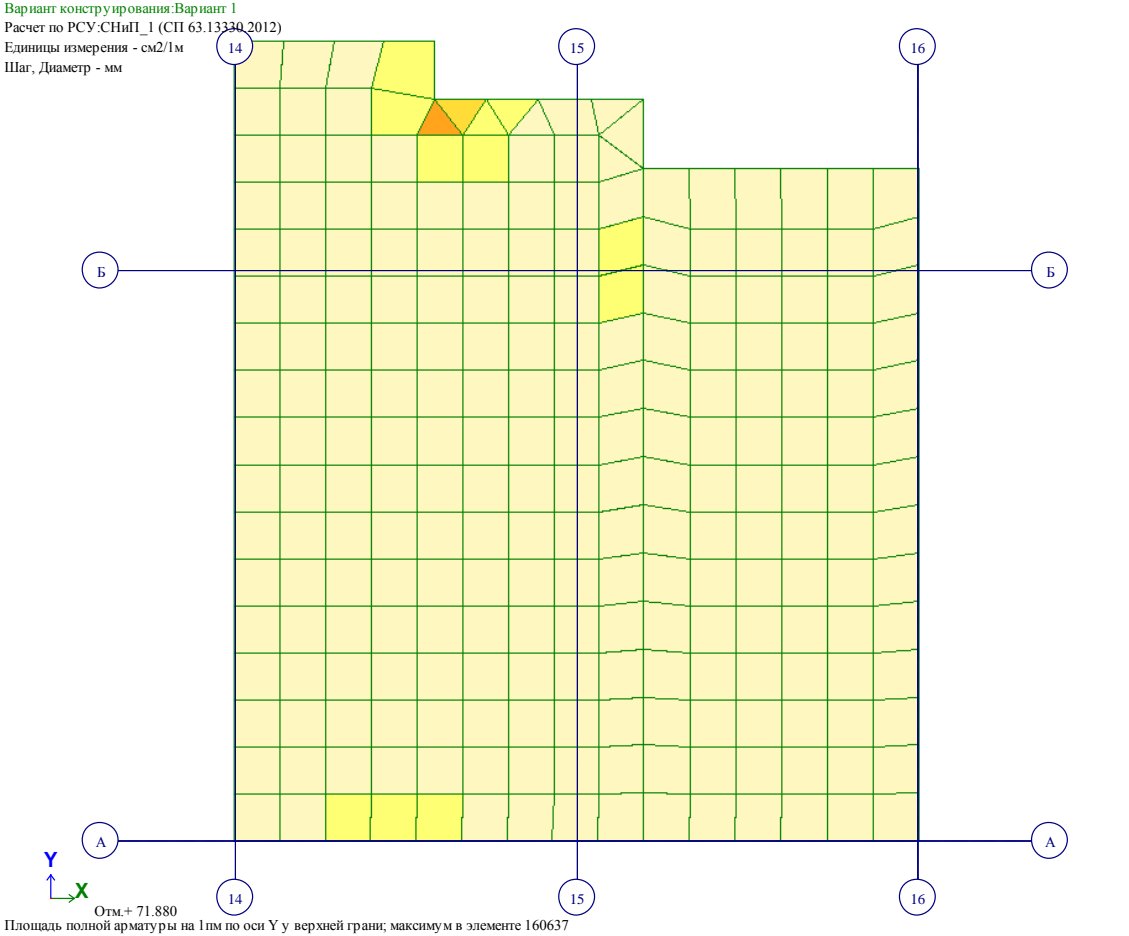
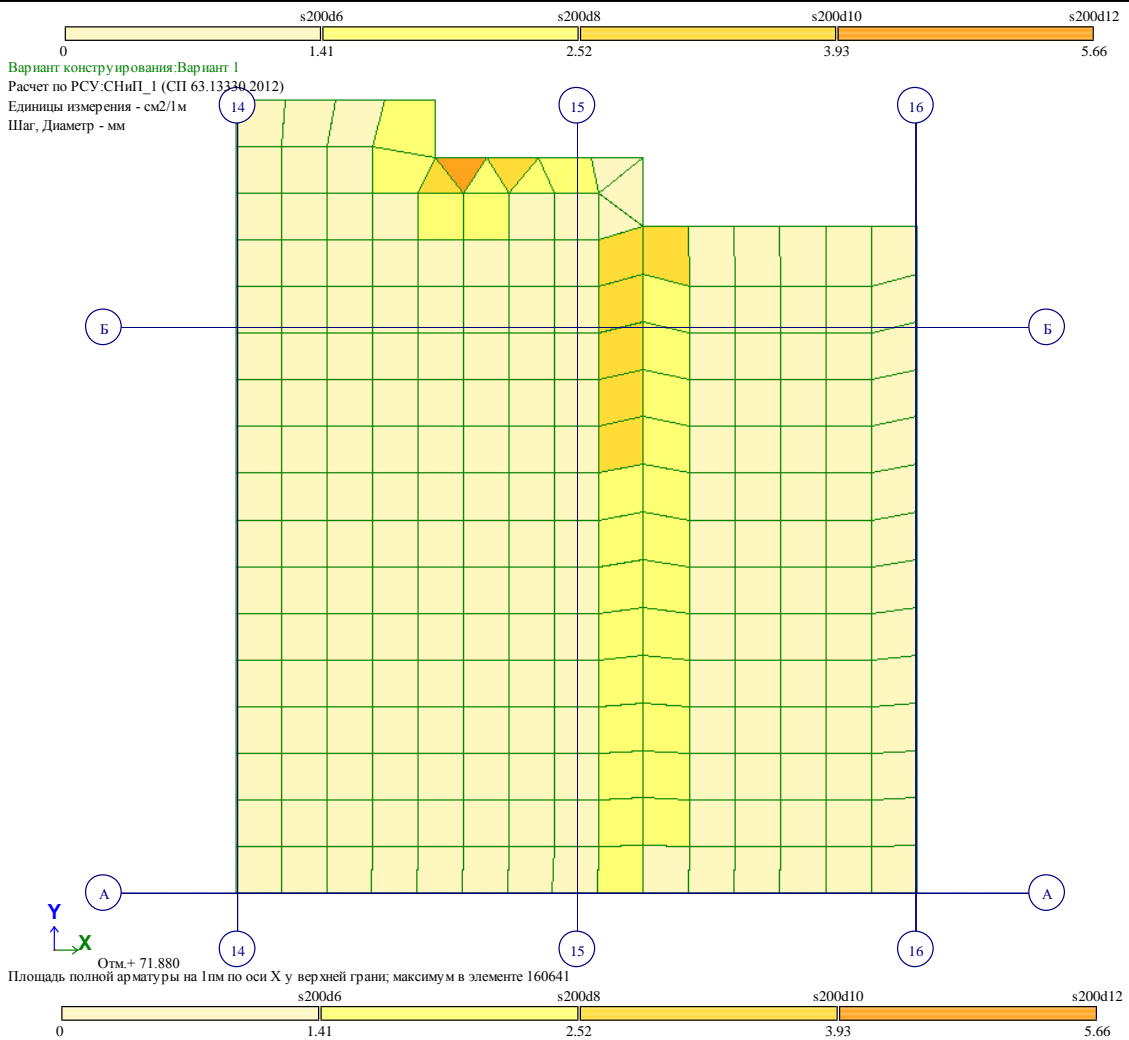
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата
------	--------	------	--------	-------	------

269-ЕП-2018-КР1-РР



Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

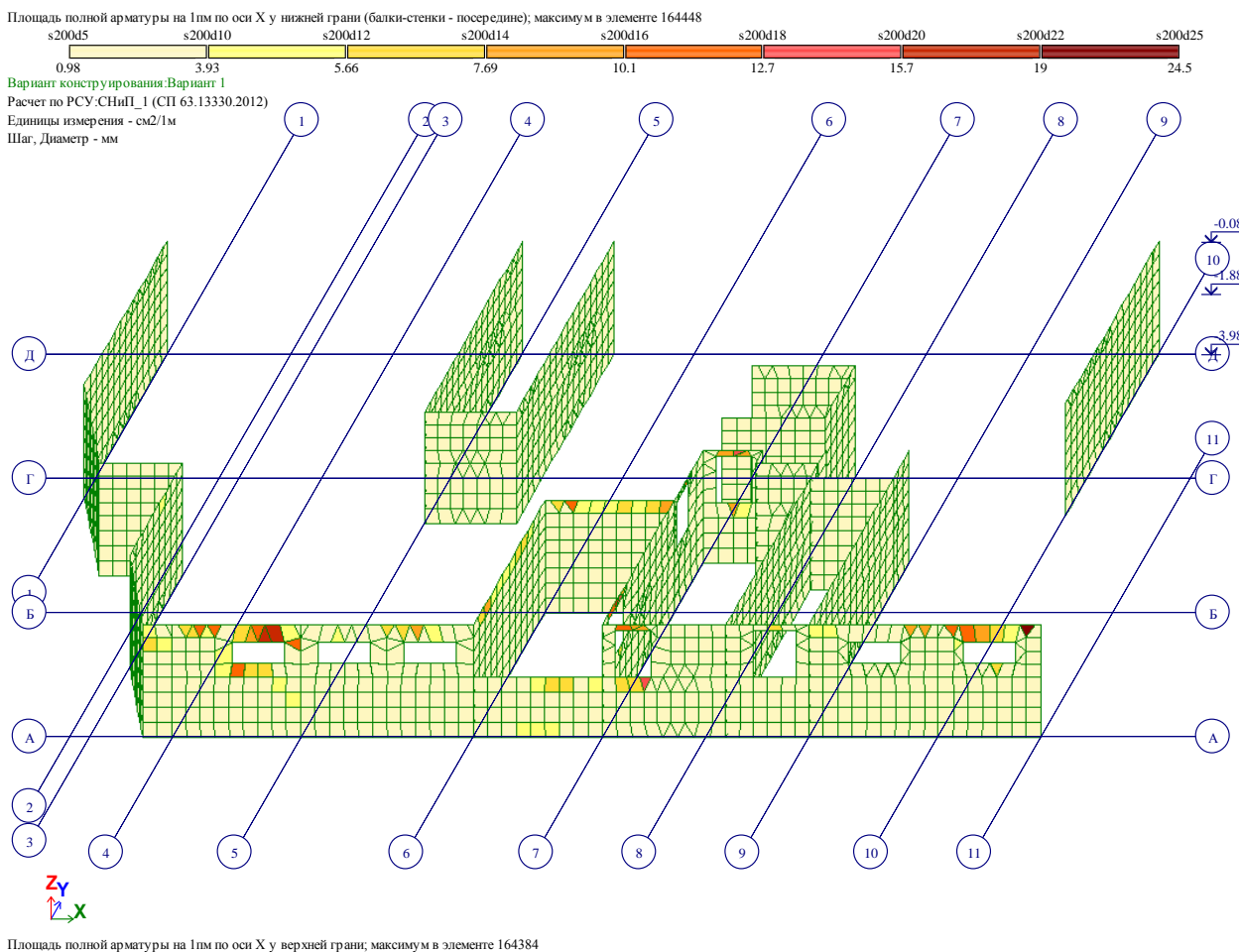
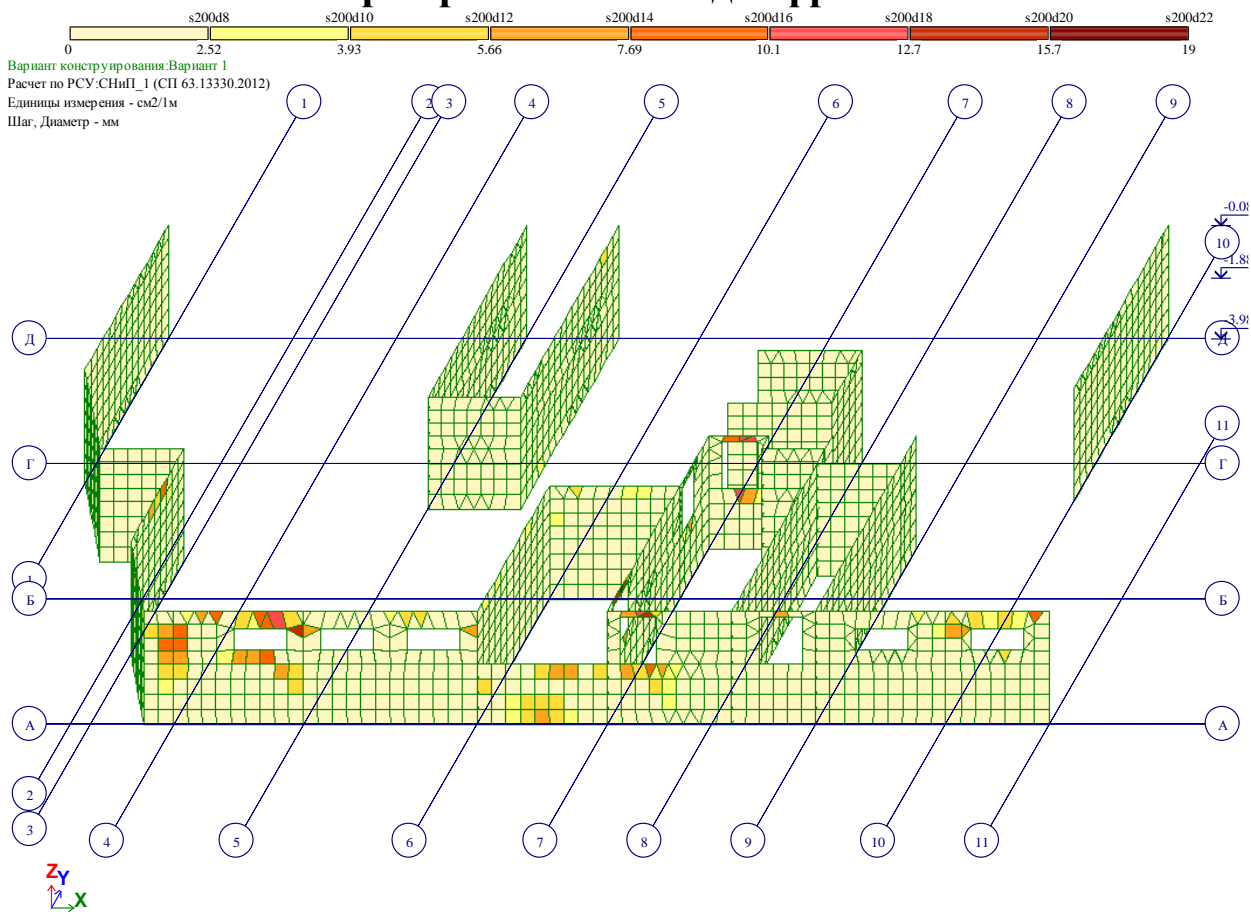
269-ЕП-2018-КР1-РР



Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

4.4. Армированные стен и диафрагм жесткости

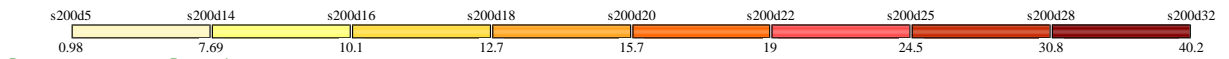


Инв. № подл. Подпись и дата Взам. инв. №

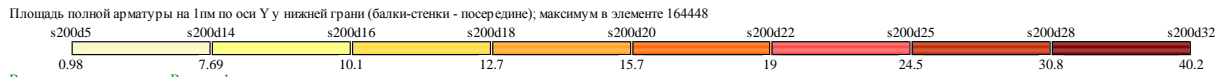
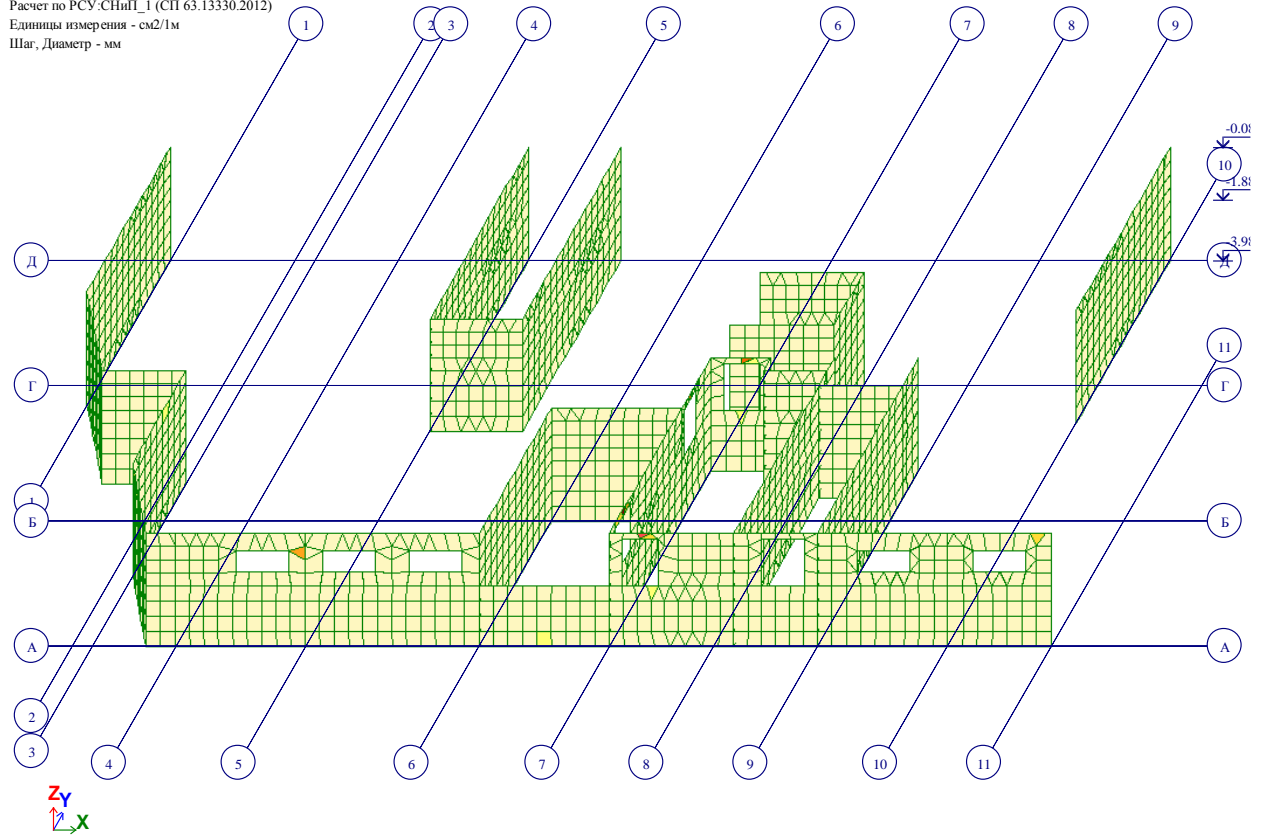
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

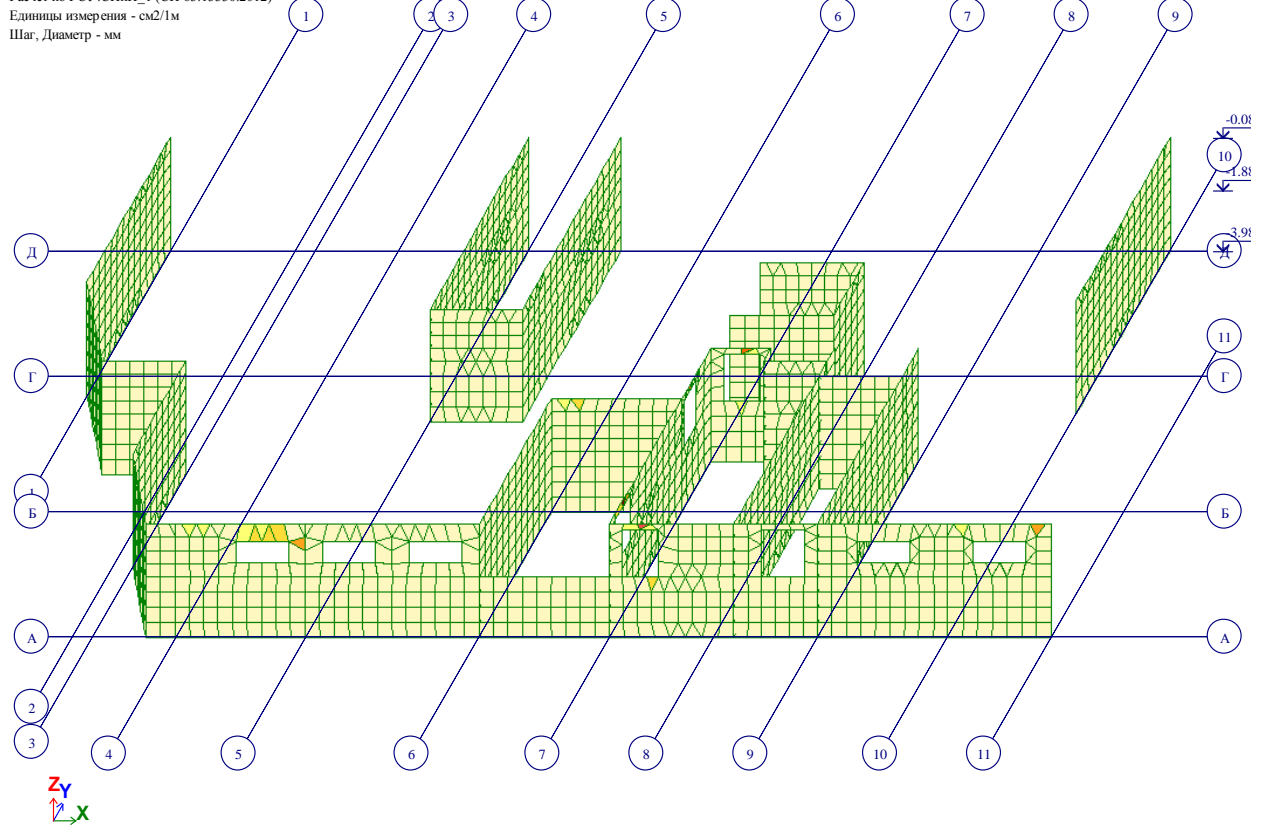
Лист
 207



Вариант конструирования: Вариант 1
 Расчет по РСН: СНиП_1 (СП 63.13330.2012)
 Единицы измерения - см²/1м
 Шаг, Диаметр - мм

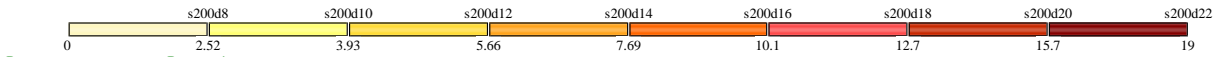


Вариант конструирования: Вариант 1
 Расчет по РСН: СНиП_1 (СП 63.13330.2012)
 Единицы измерения - см²/1м
 Шаг, Диаметр - мм

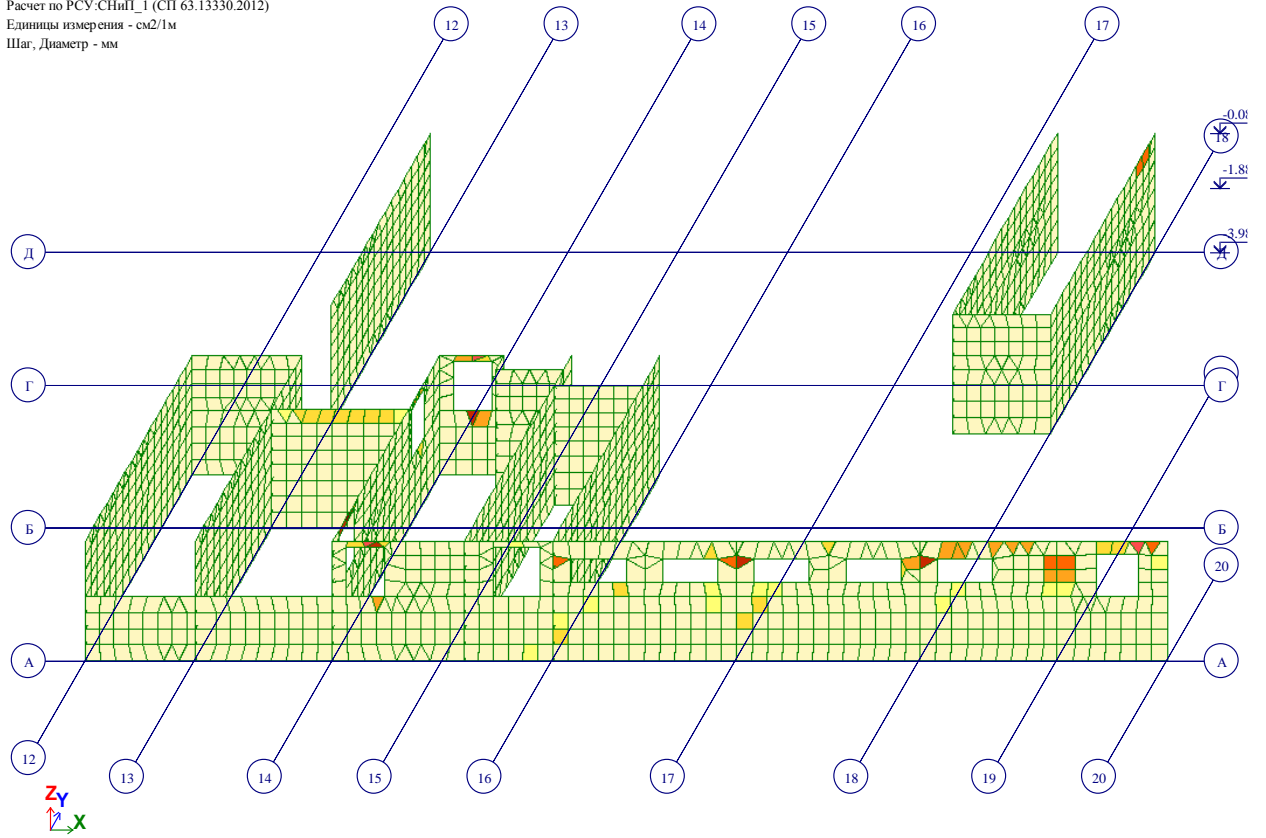


Площадь полной арматуры на 1м по оси Y у верхней грани; максимум в элементе 164448

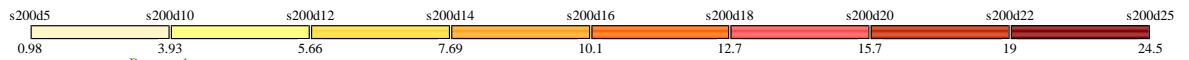
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



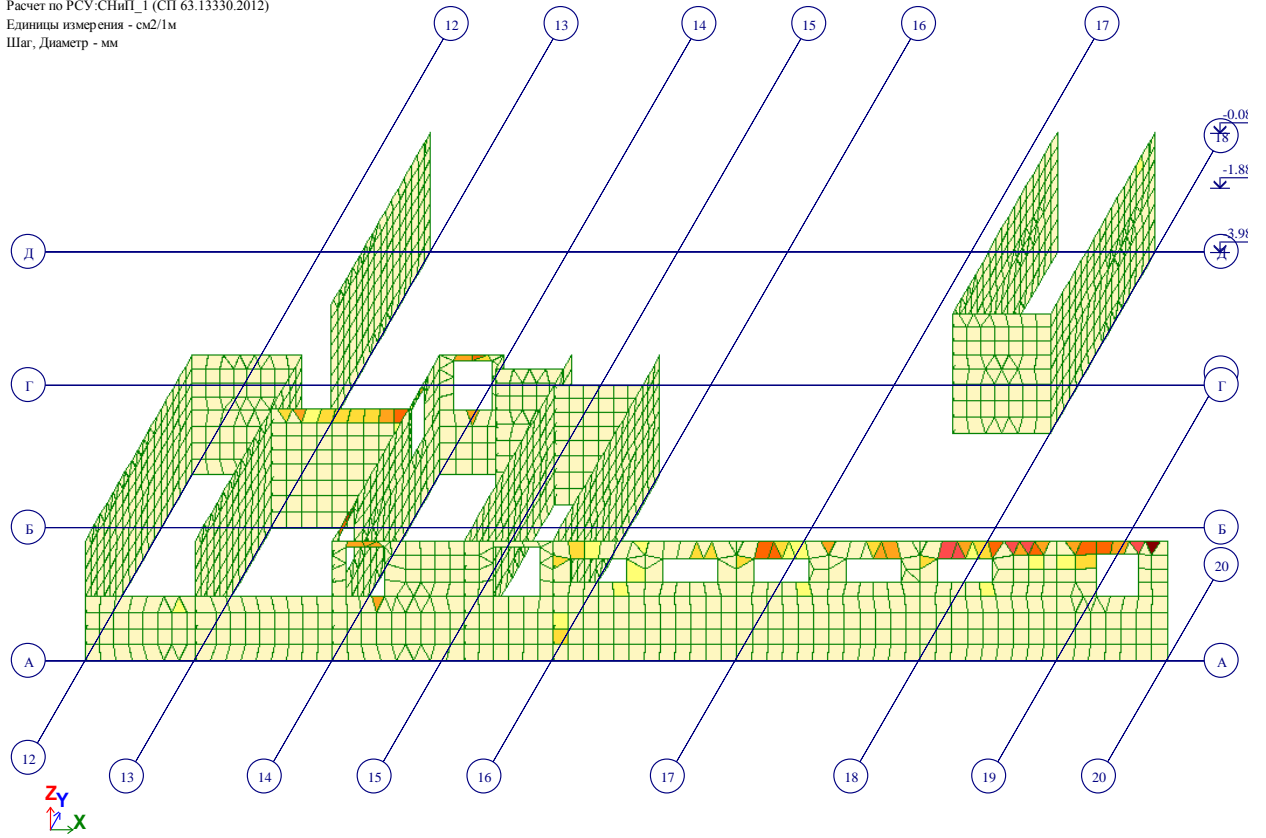
Вариант конструирования: Вариант 1
 Расчет по РСН: СНиП_1 (СП 63.13330.2012)
 Единицы измерения - см²/1м
 Шаг, Диаметр - мм



Площадь полной арматуры на 1м по оси X у нижней грани (балки-стенки - посередине); максимум в элементе 164583



Вариант конструирования: Вариант 1
 Расчет по РСН: СНиП_1 (СП 63.13330.2012)
 Единицы измерения - см²/1м
 Шаг, Диаметр - мм



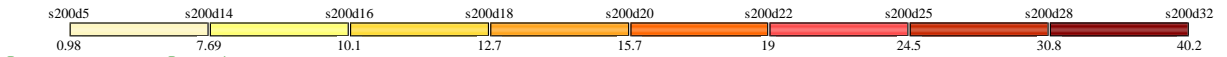
Площадь полной арматуры на 1м по оси X у верхней грани; максимум в элементе 163975

Инв. № подл. Подпись и дата. Взам. инв. №

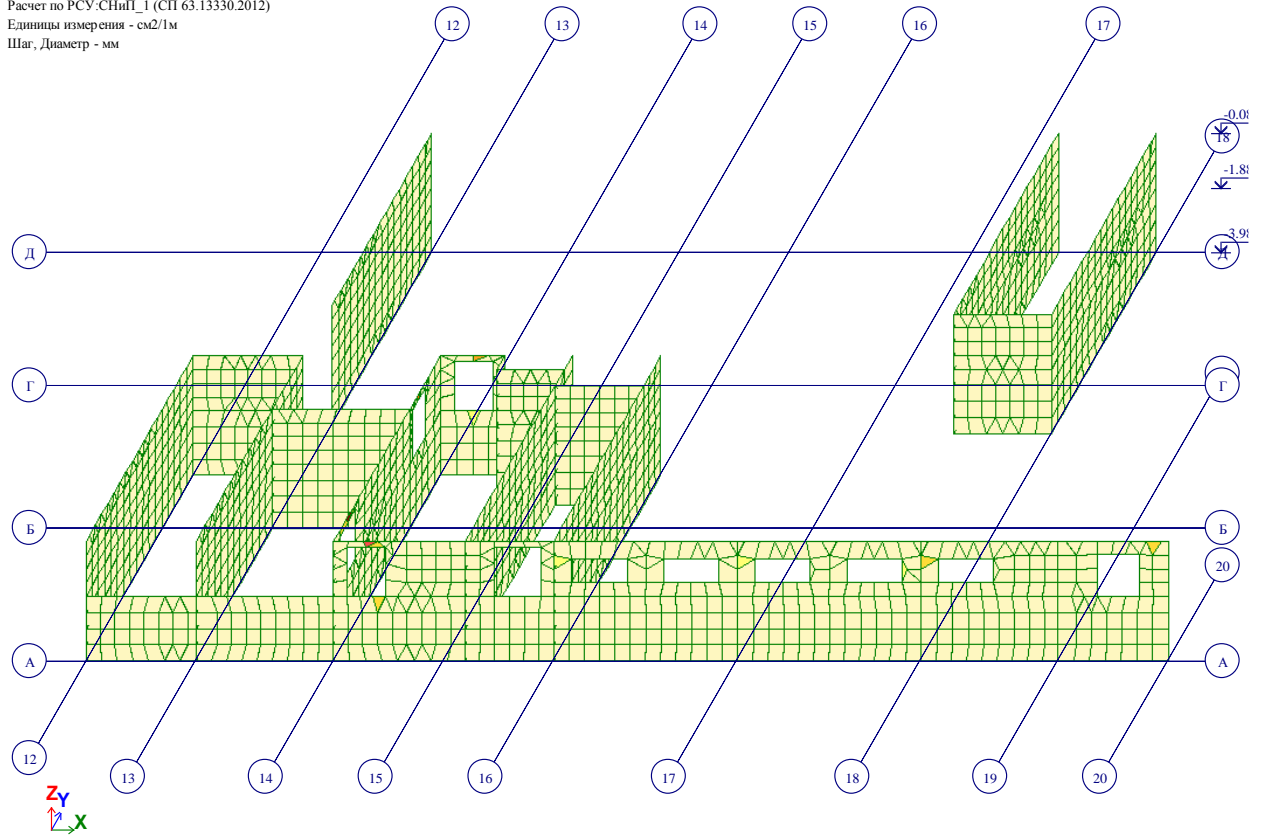
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

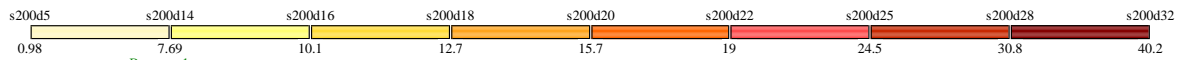
Лист
209



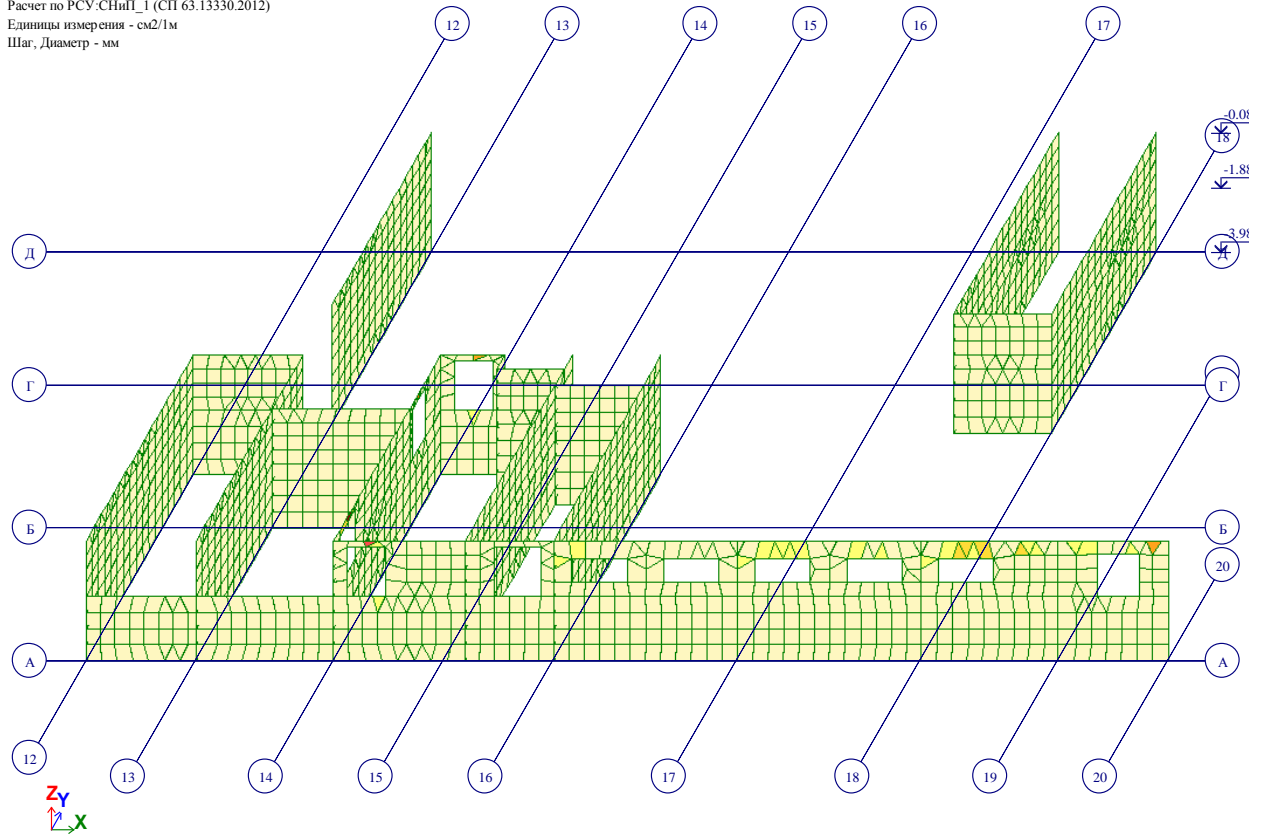
Вариант конструирования: Вариант 1
 Расчет по РСН: СНиП_1 (СП 63.13330.2012)
 Единицы измерения - см/1м
 Шаг, Диаметр - мм



Площадь полной арматуры на 1м по оси Y у нижней грани (балки-стенки - посередине); максимум в элементе 164583



Вариант конструирования: Вариант 1
 Расчет по РСН: СНиП_1 (СП 63.13330.2012)
 Единицы измерения - см/1м
 Шаг, Диаметр - мм



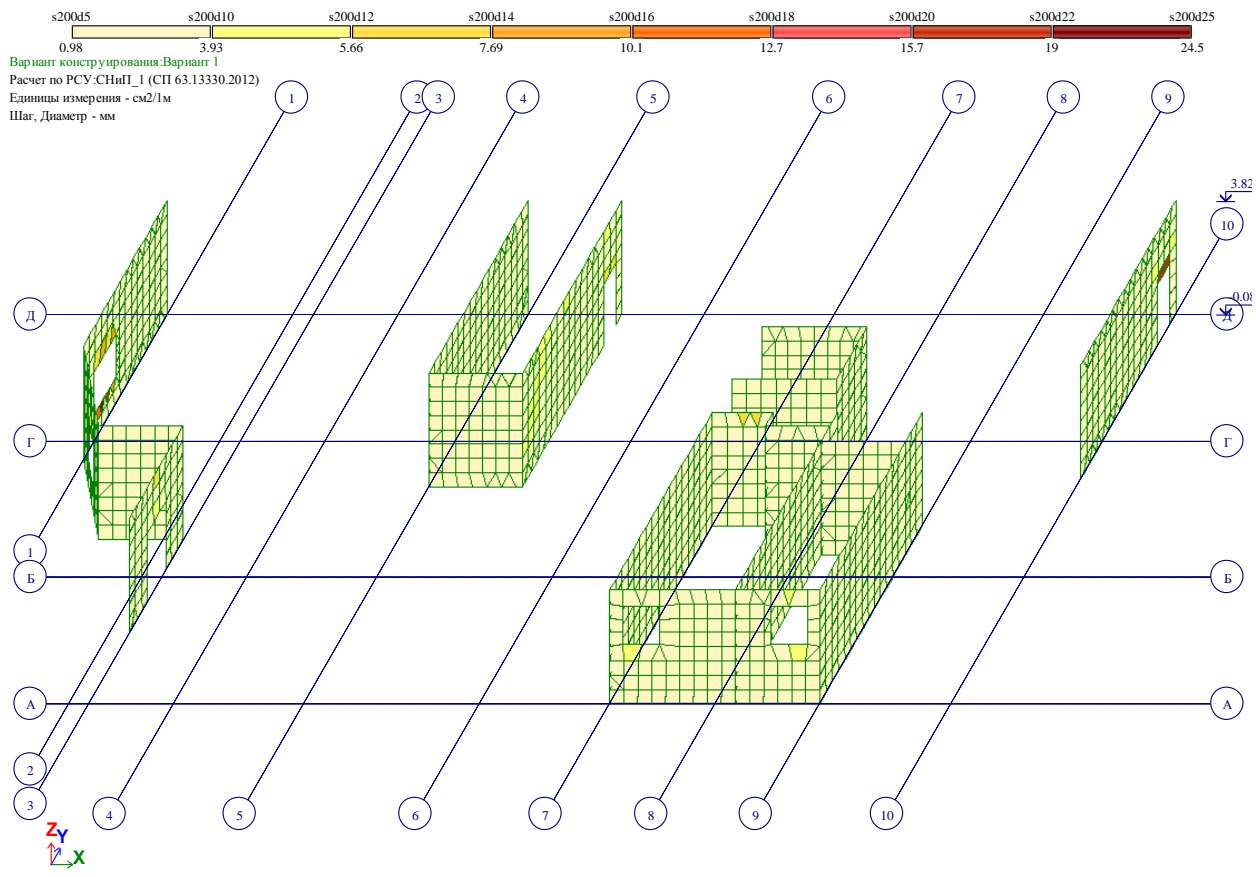
Площадь полной арматуры на 1м по оси Y у верхней грани; максимум в элементе 164583

Изм. № подл. Подпись и дата. Взам. инв. №

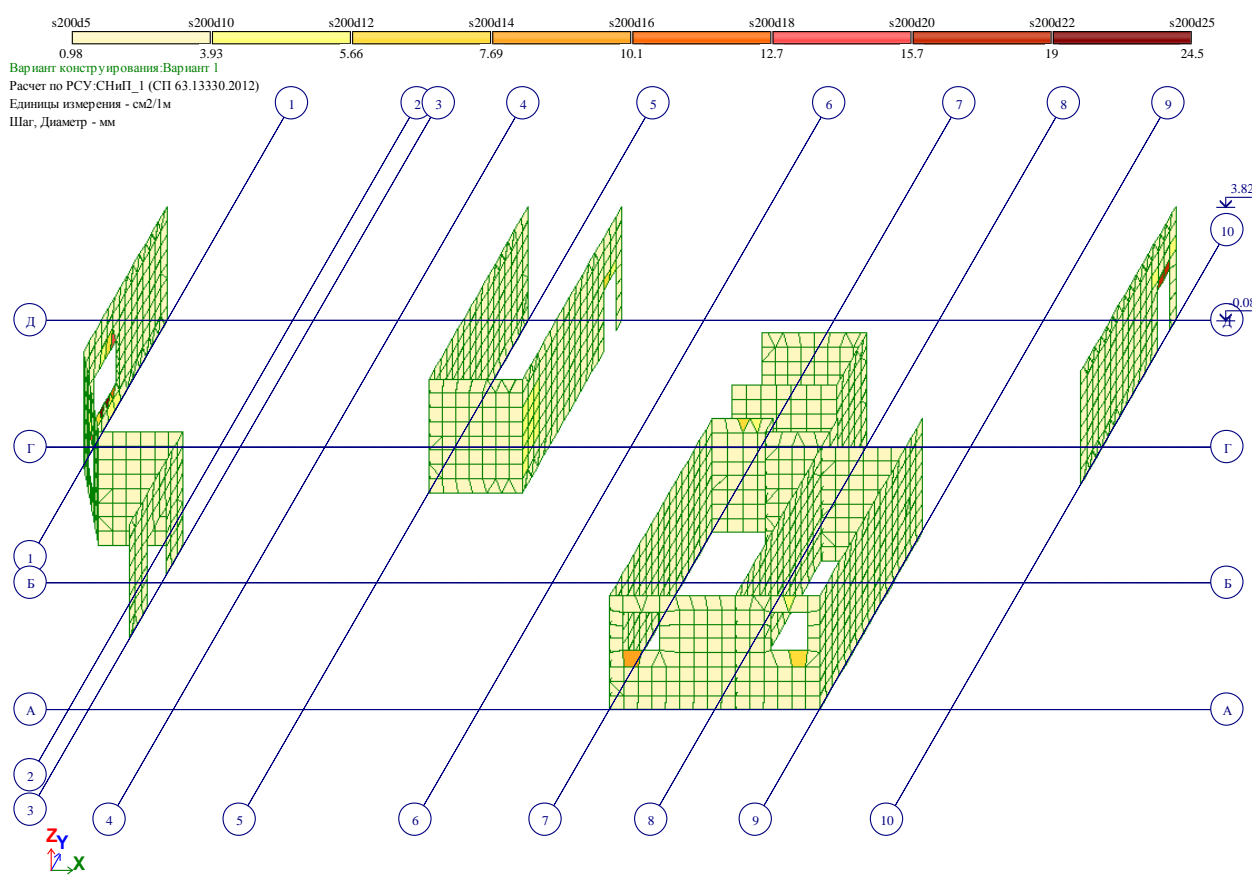
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

Лист
210



Площадь полной арматуры на 1м по оси X у нижней грани (балки-стенки - посередине); максимум в элементе 167430



Площадь полной арматуры на 1м по оси X у верхней грани; максимум в элементе 167430

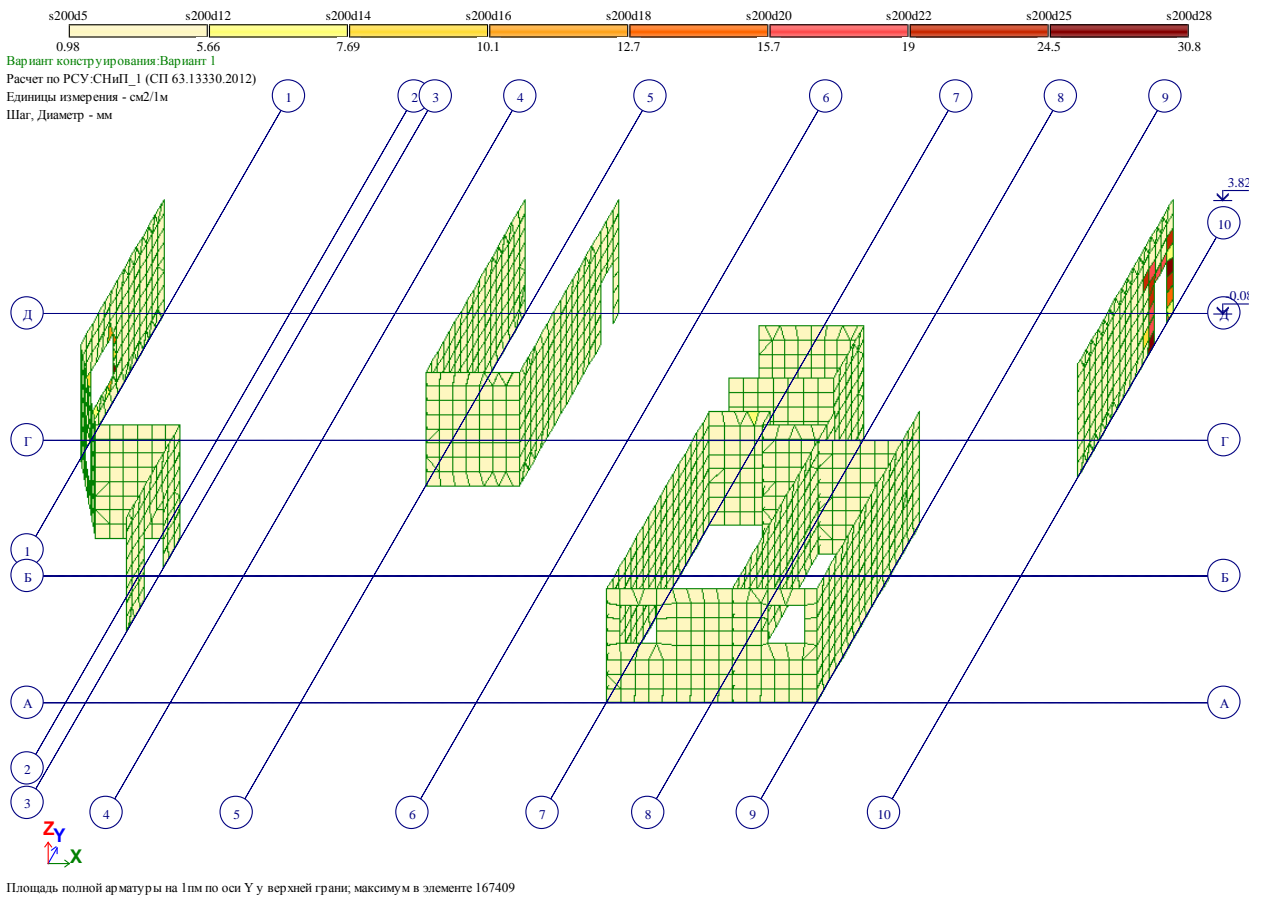
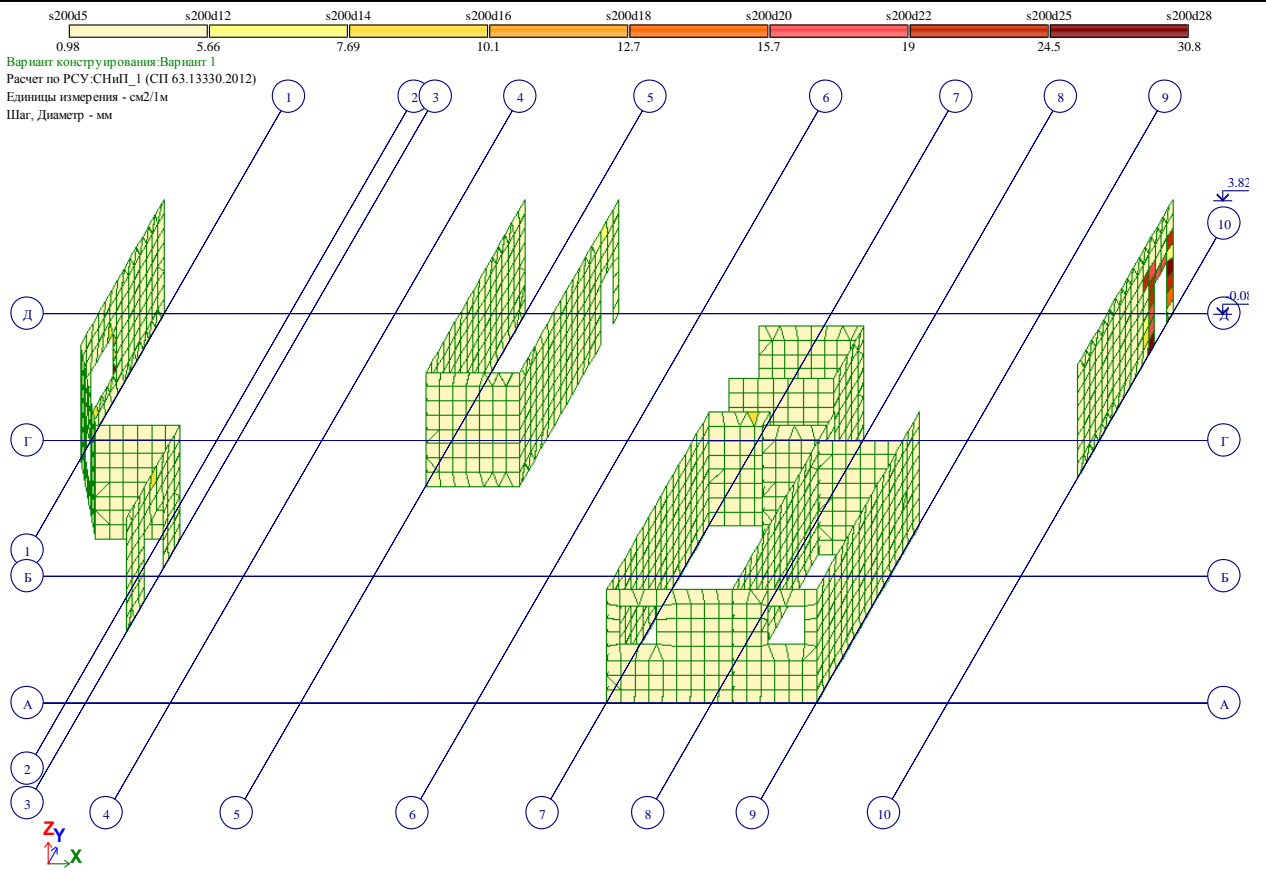
Взам. инв. №

Подпись и дата

Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

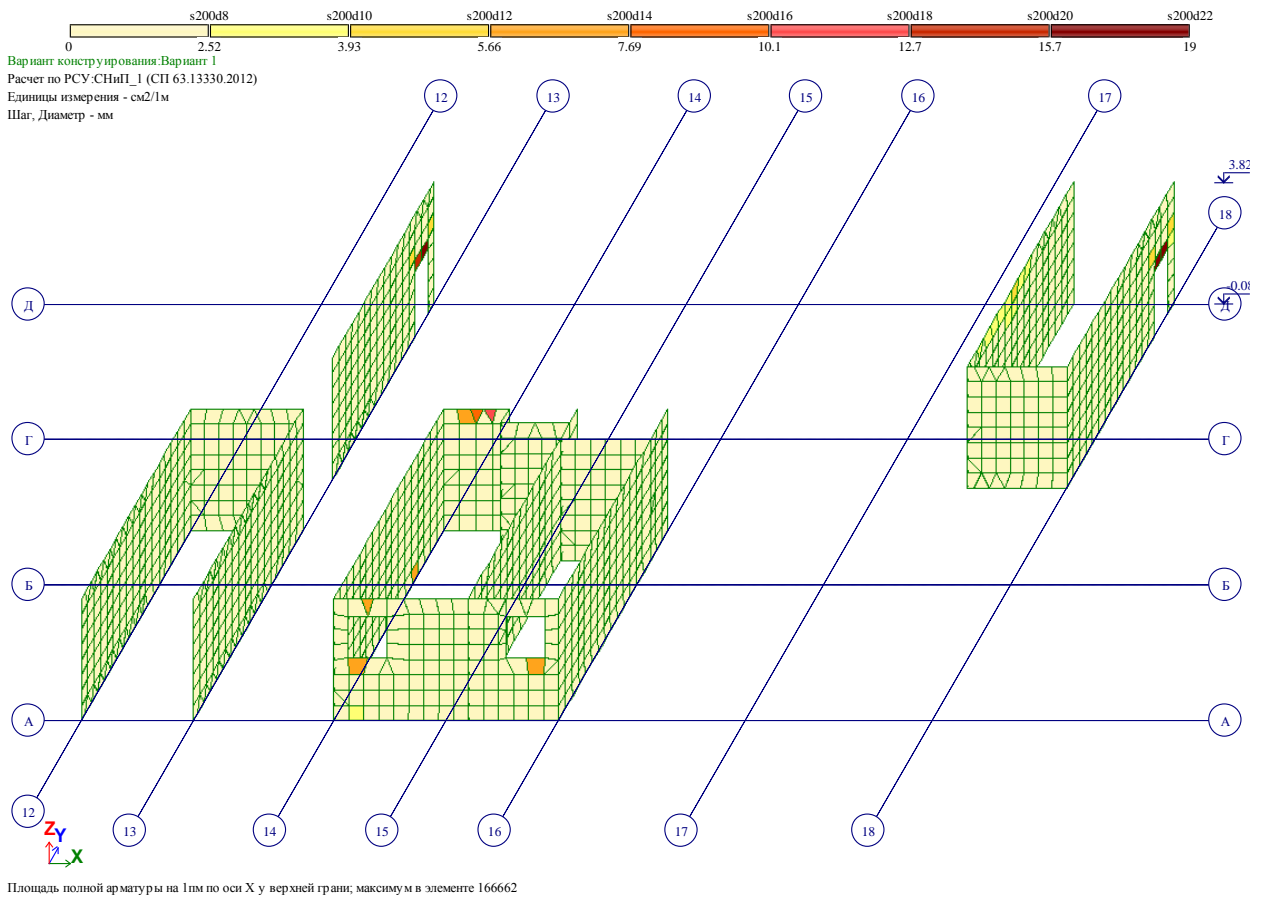
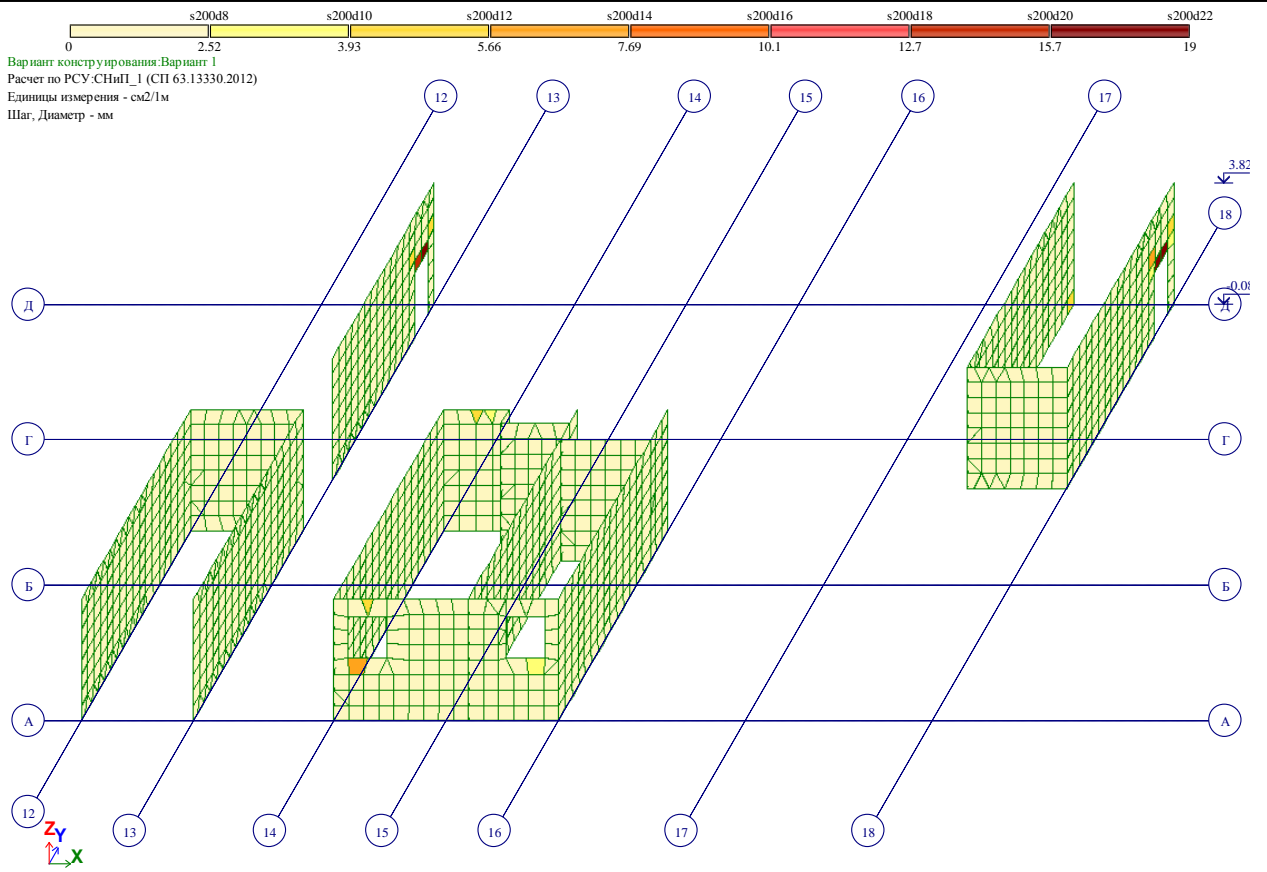


Взам. инв. №
 Подпись и дата
 Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

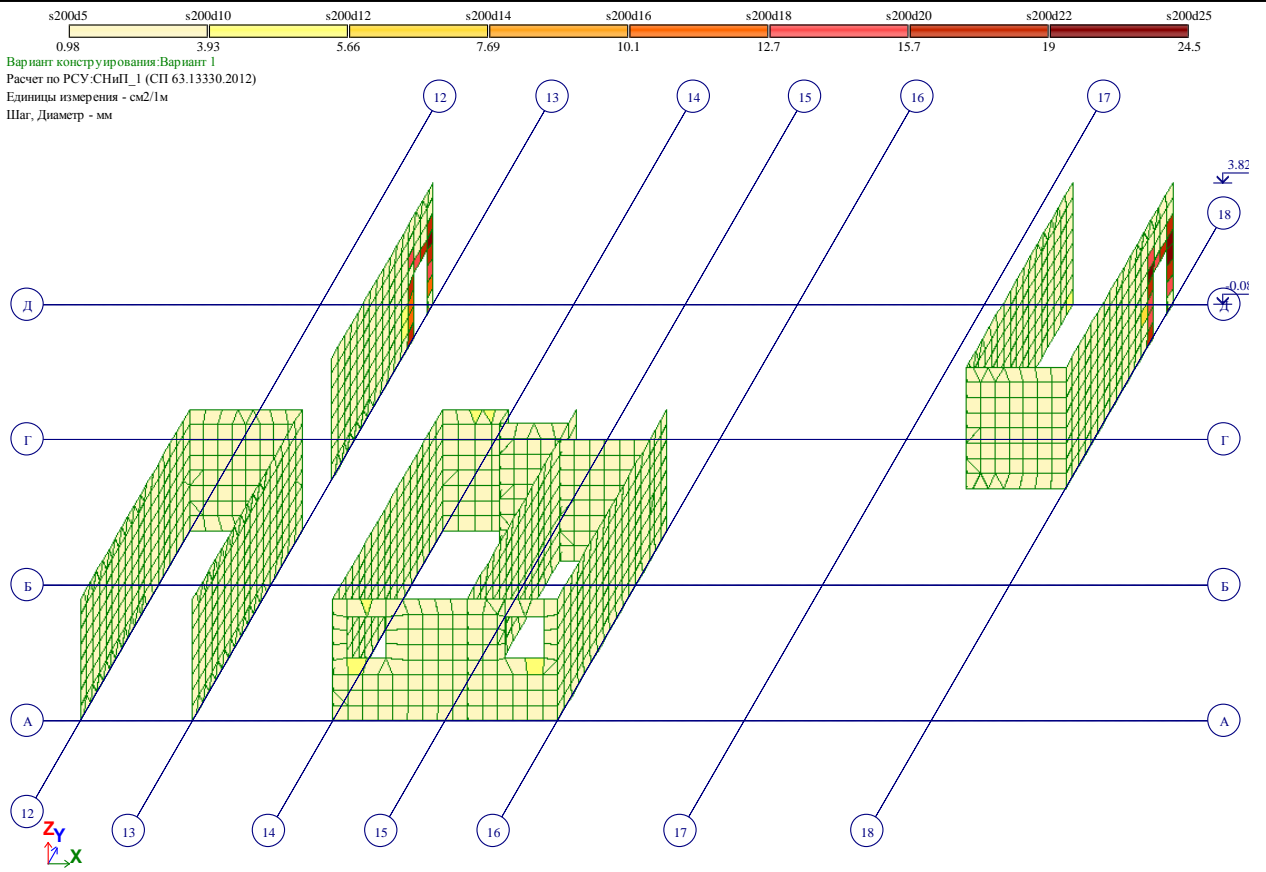
Лист
 212



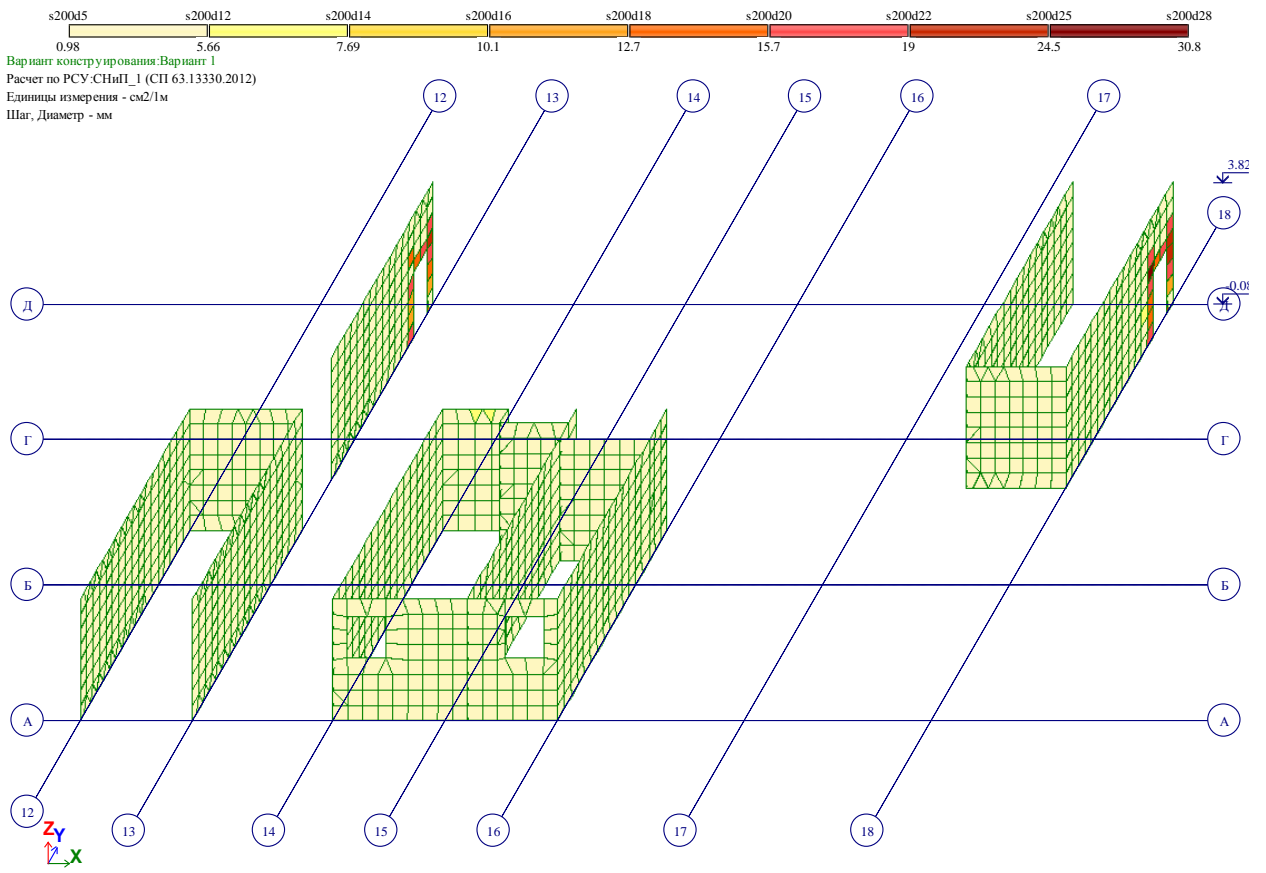
Изм. № подл. Подпись и дата. Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР



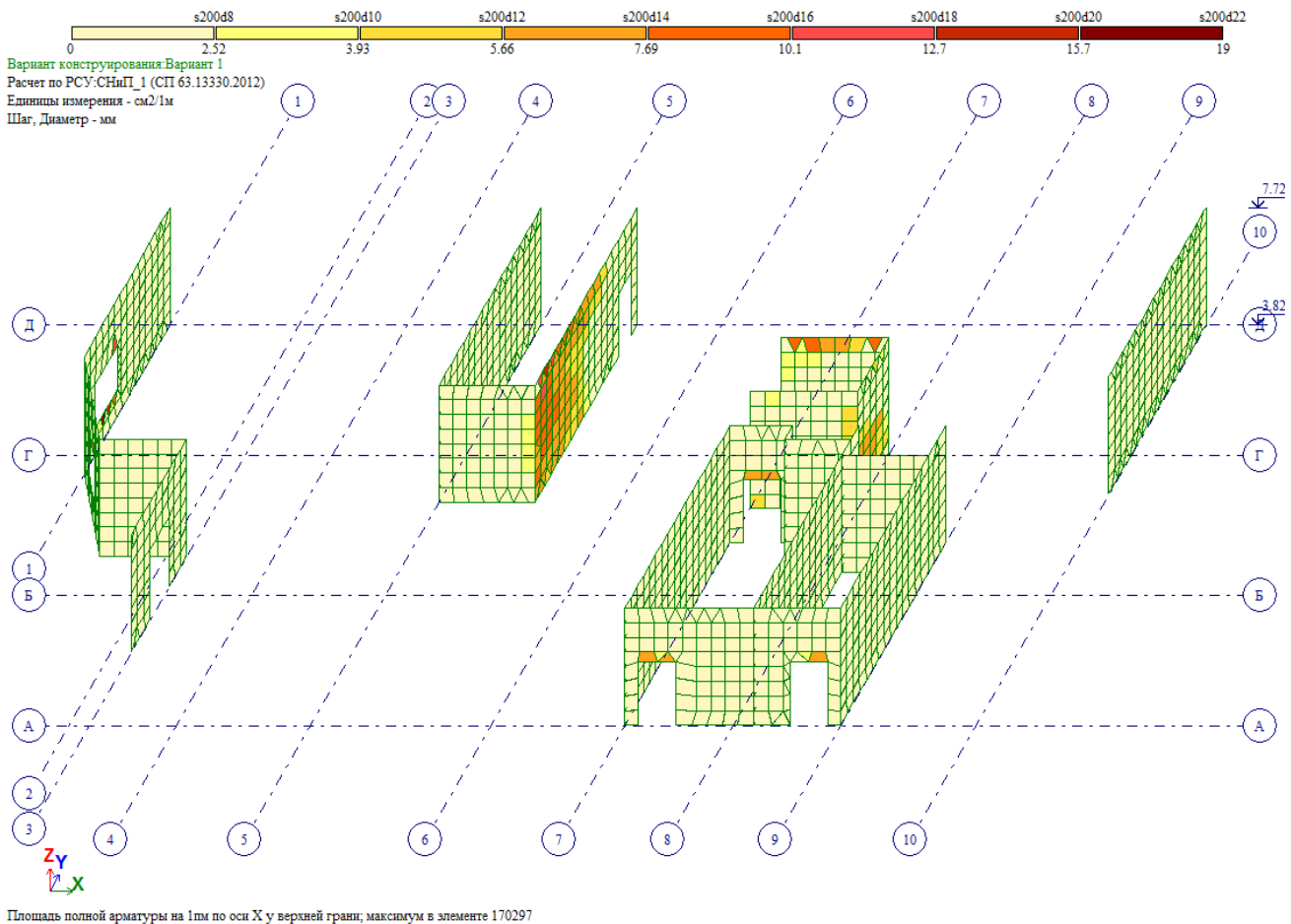
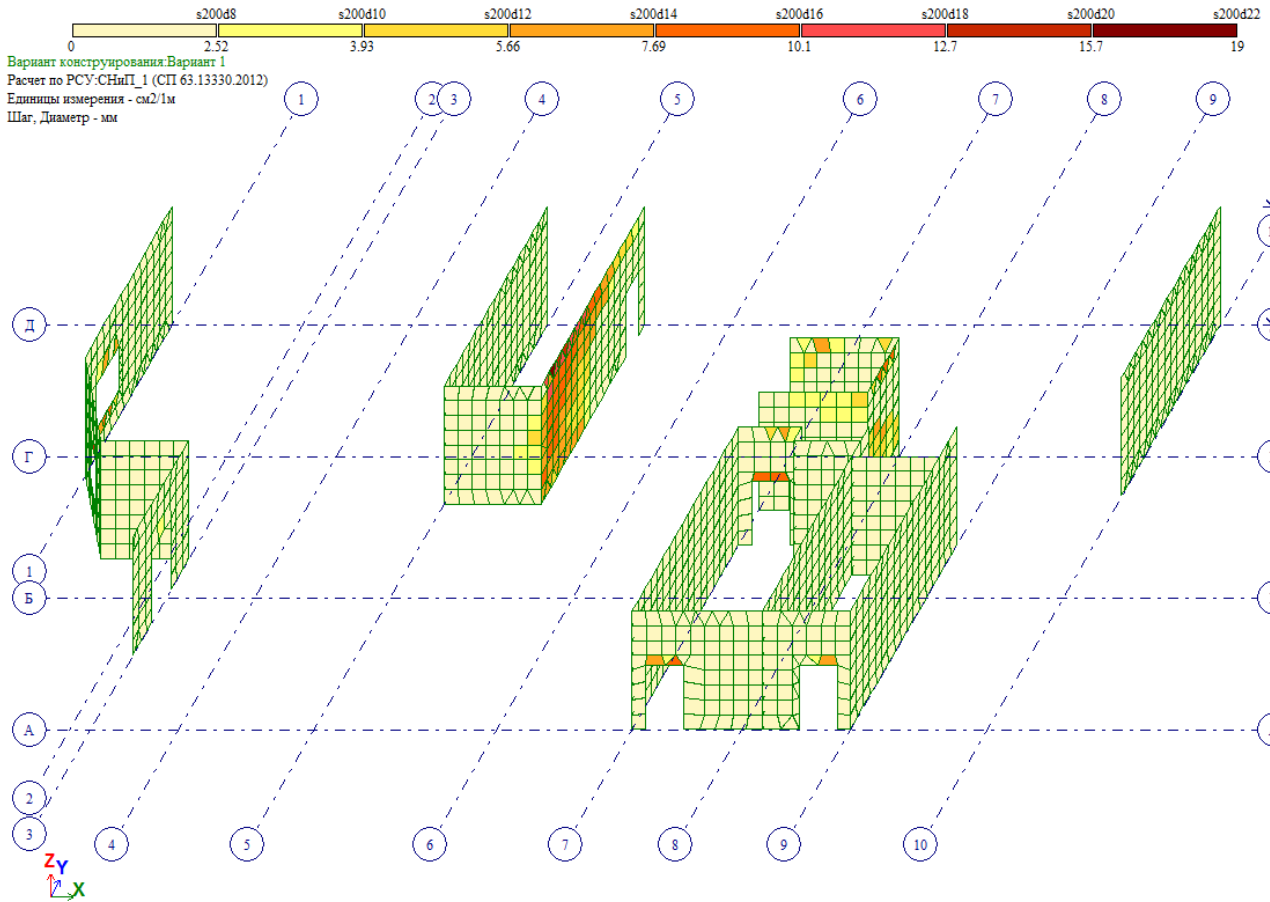
Площадь полной арматуры на 1м по оси Y у нижней грани (балки-стенки - посередине), максимум в элементе 166660



Площадь полной арматуры на 1м по оси Y у верхней грани, максимум в элементе 166669

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

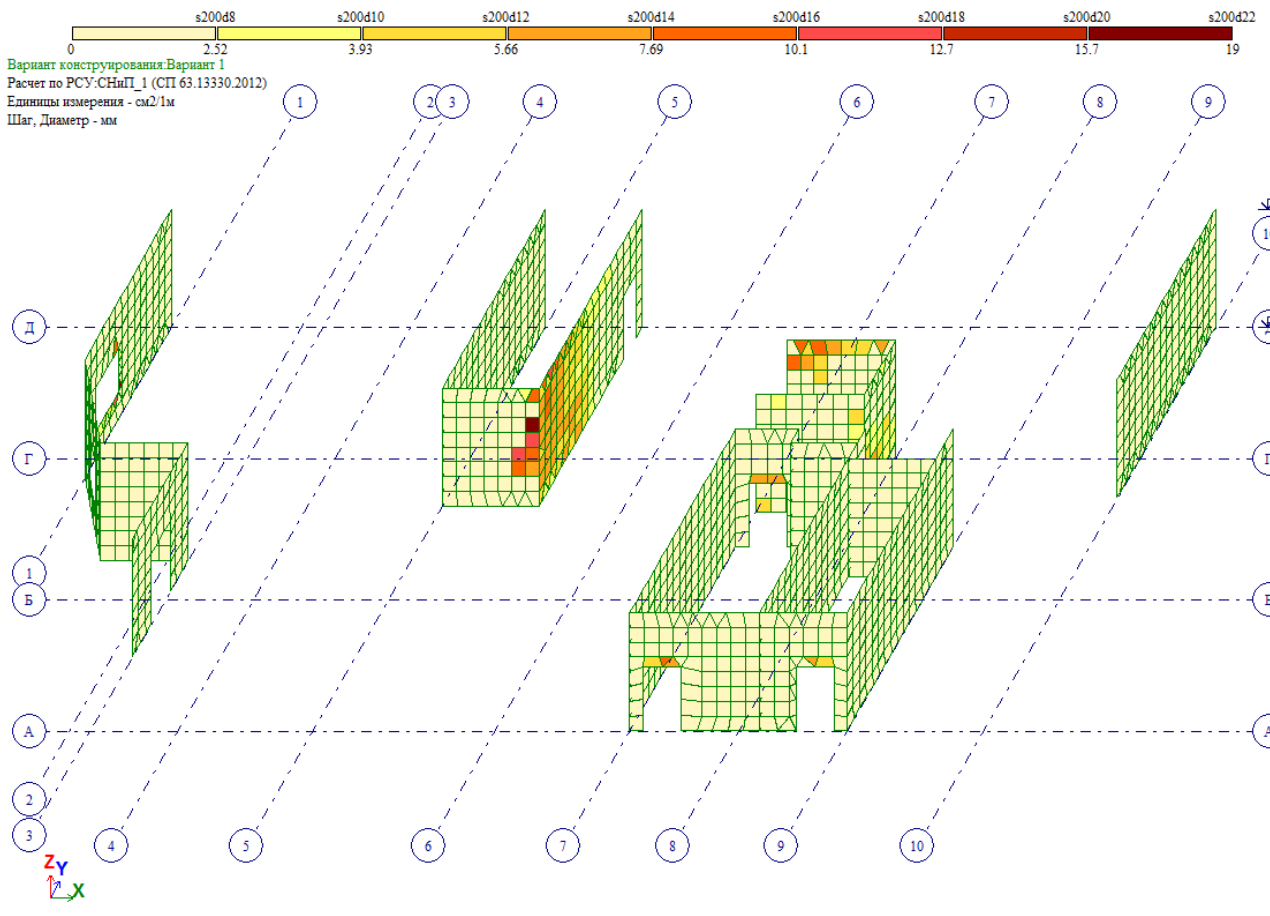
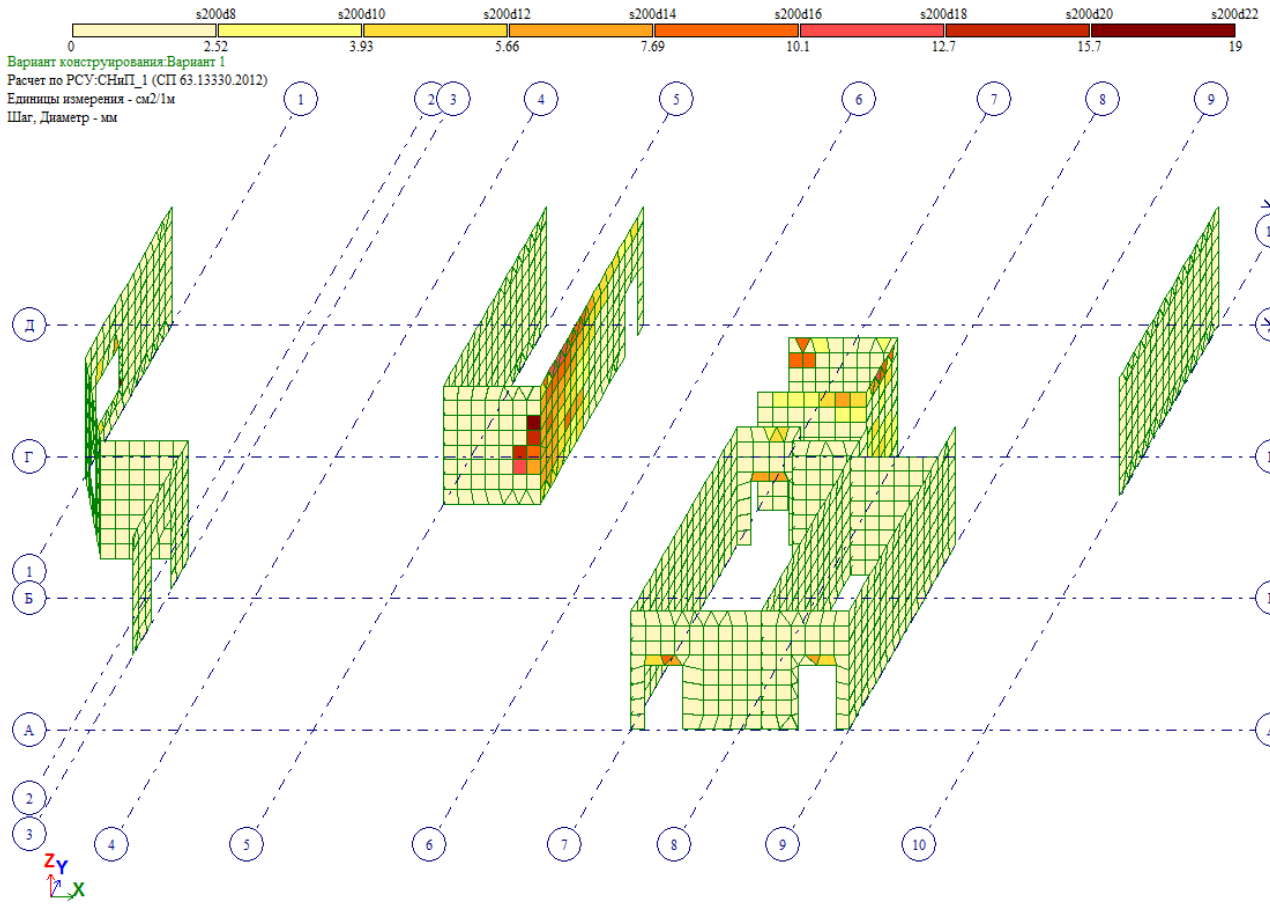
269-ЕП-2018-КР1-РР



Взам. инв. №
Подпись и дата
Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата
------	--------	------	--------	-------	------

269-ЕП-2018-КР1-РР

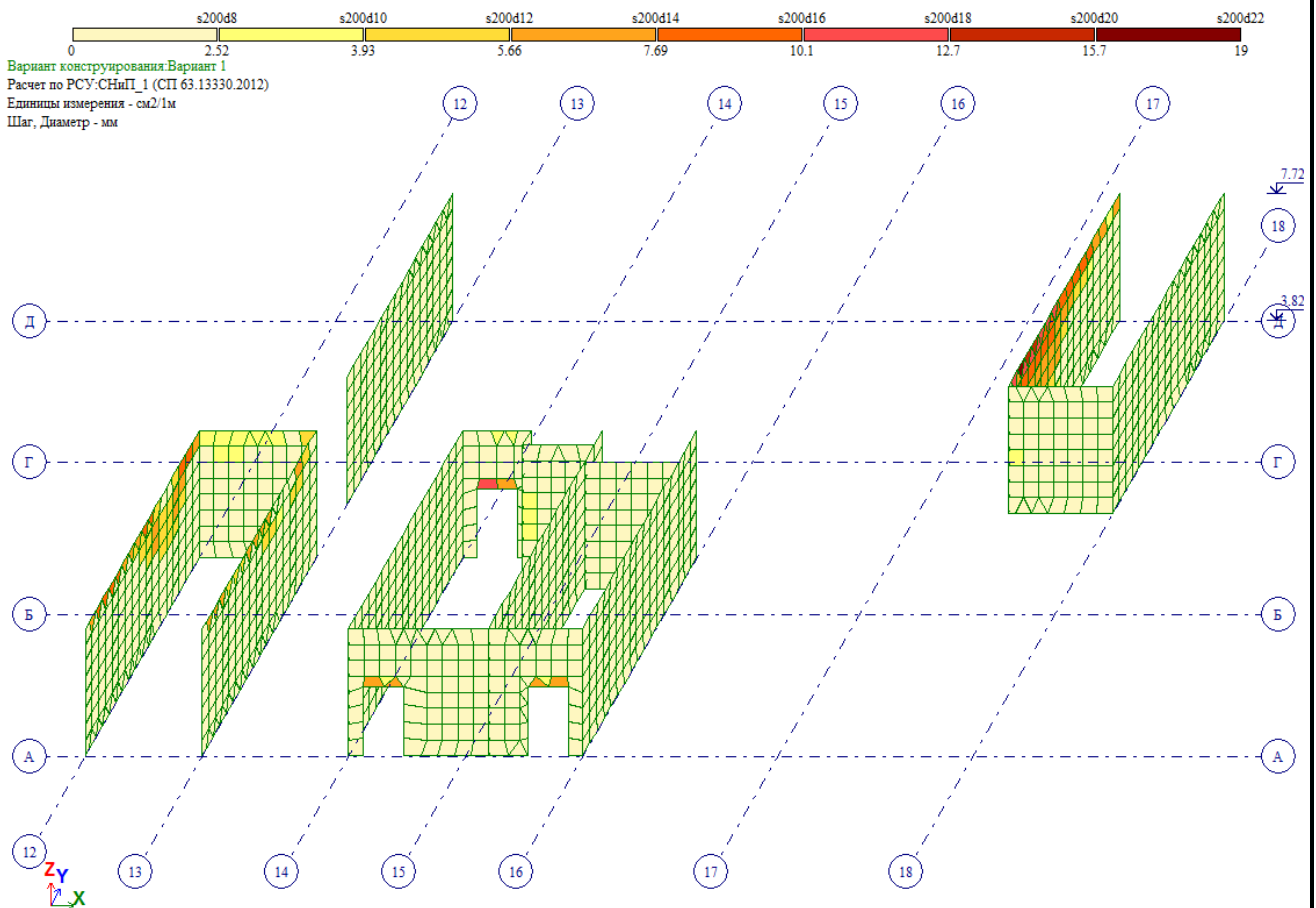
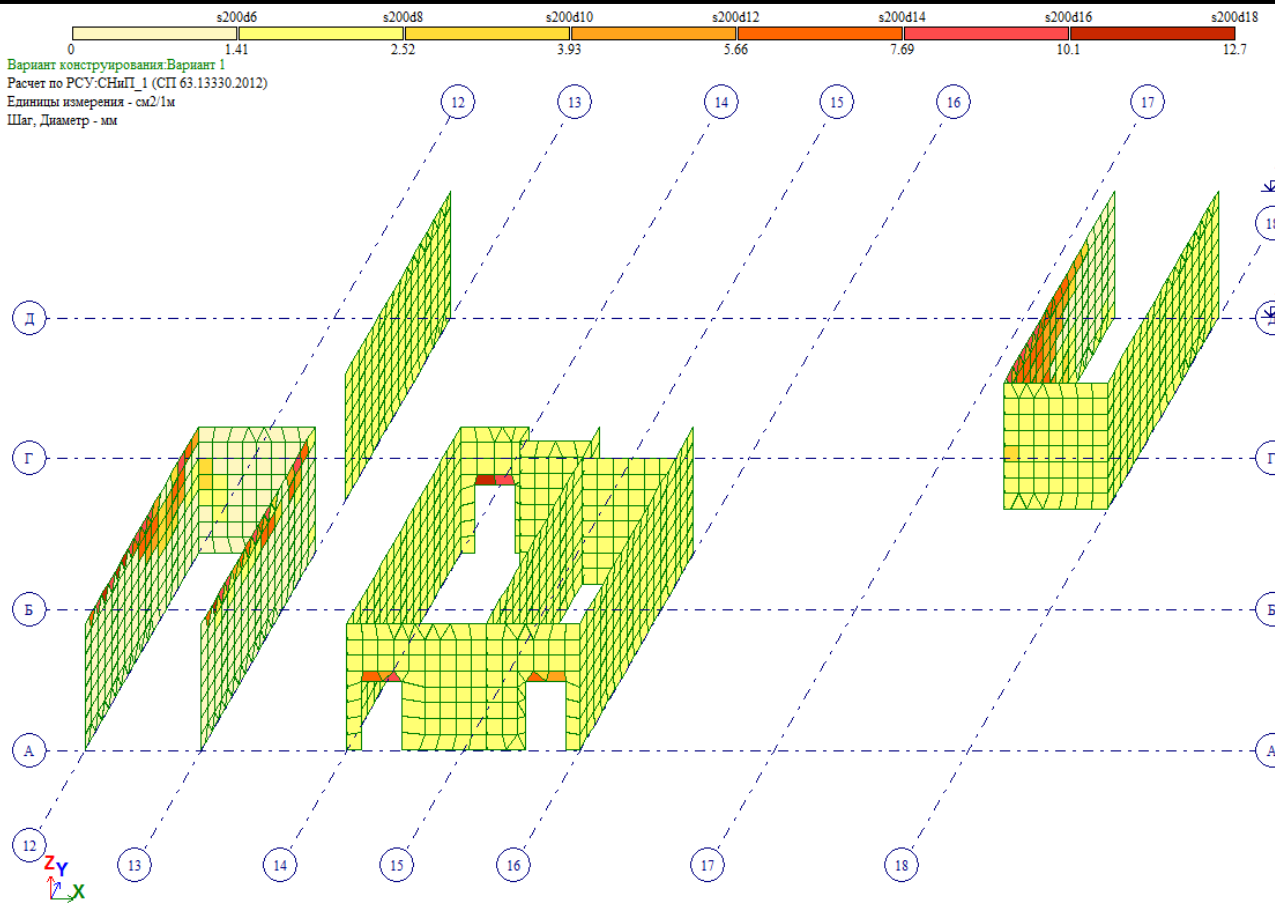


Взам. инв. №
 Подпись и дата
 Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

Лист
 216

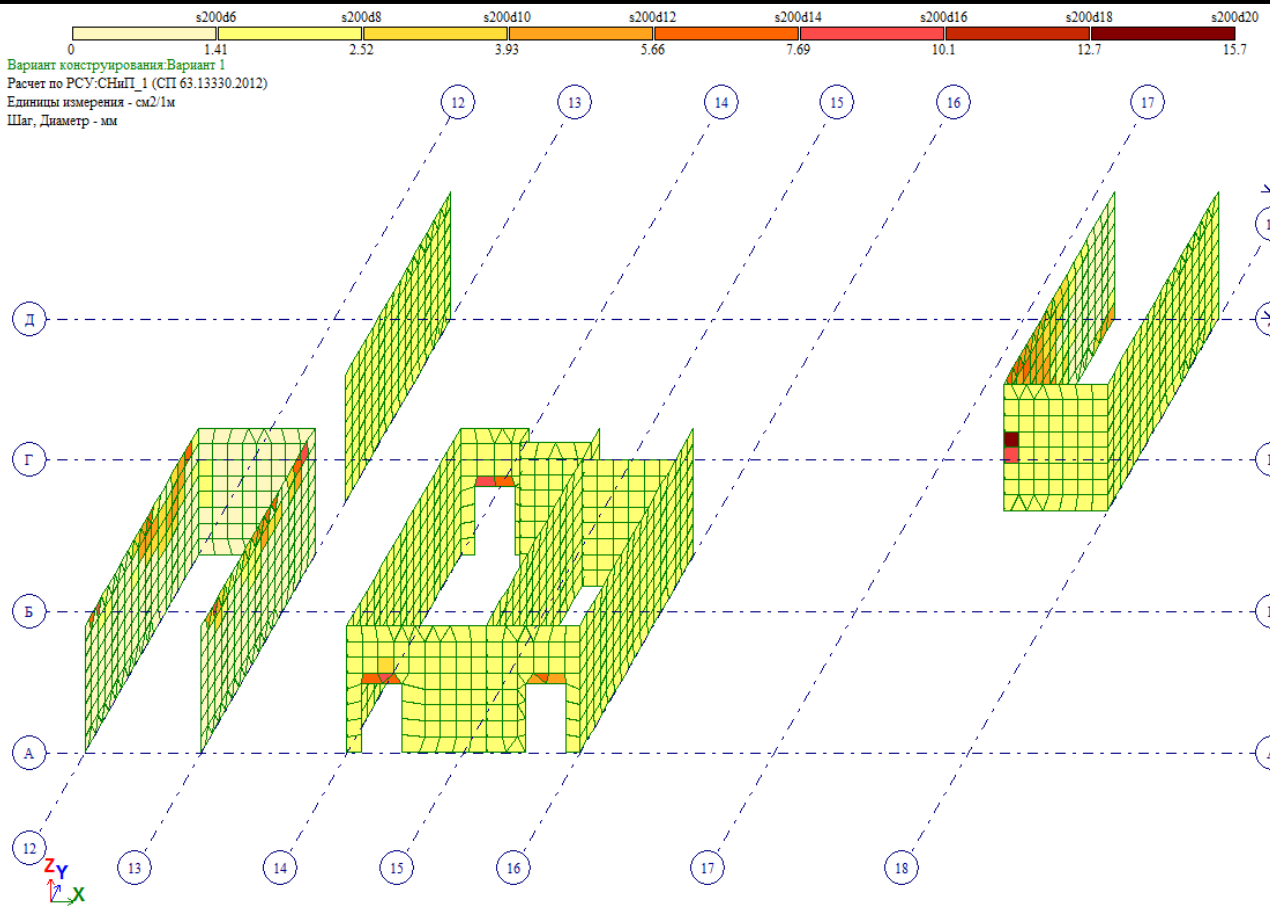


Взам. инв. №
 Подпись и дата
 Инв. № подл.

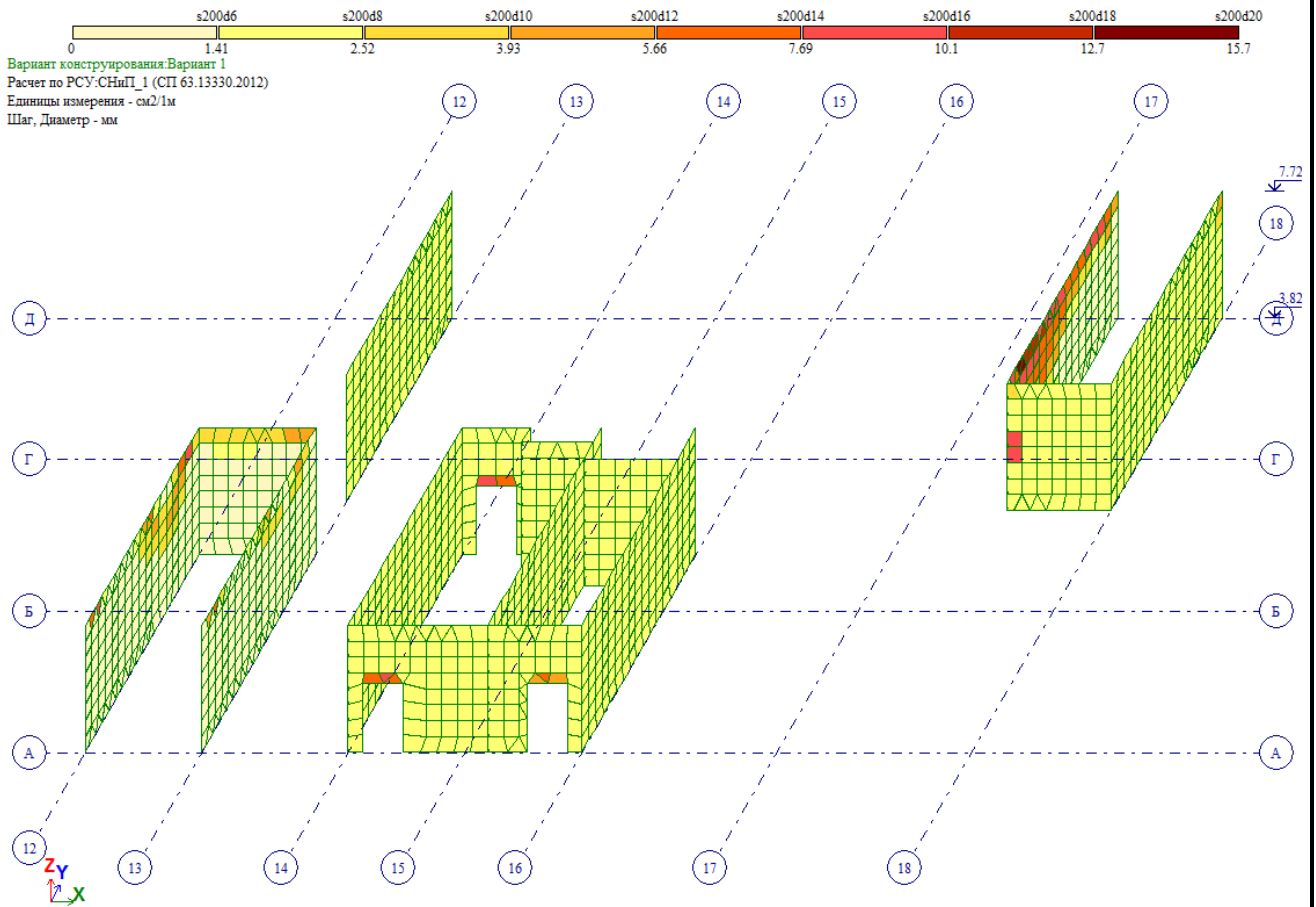
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

Лист
 217



Площадь полной арматуры на 1м по оси Y у нижней грани (балки-стенки - посередине); максимум в элементе 170124

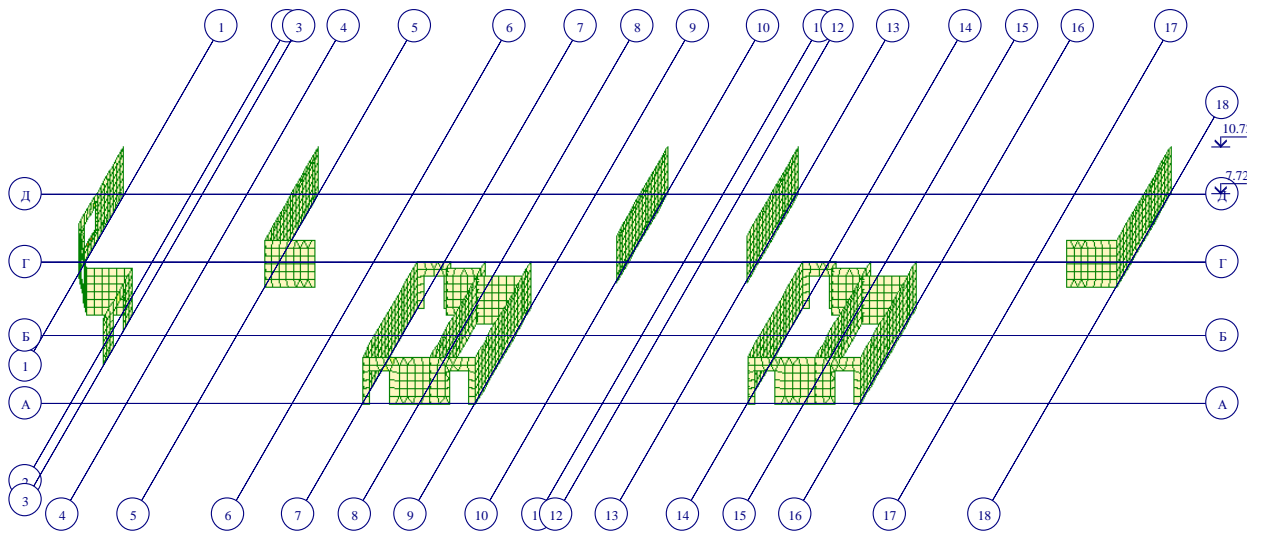


Площадь полной арматуры на 1м по оси Y у верхней грани; максимум в элементе 170862

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Взам. инв. №
						Подпись и дата
						Инд. № подл.

0 2.52 3.93 5.66 7.69 10.1

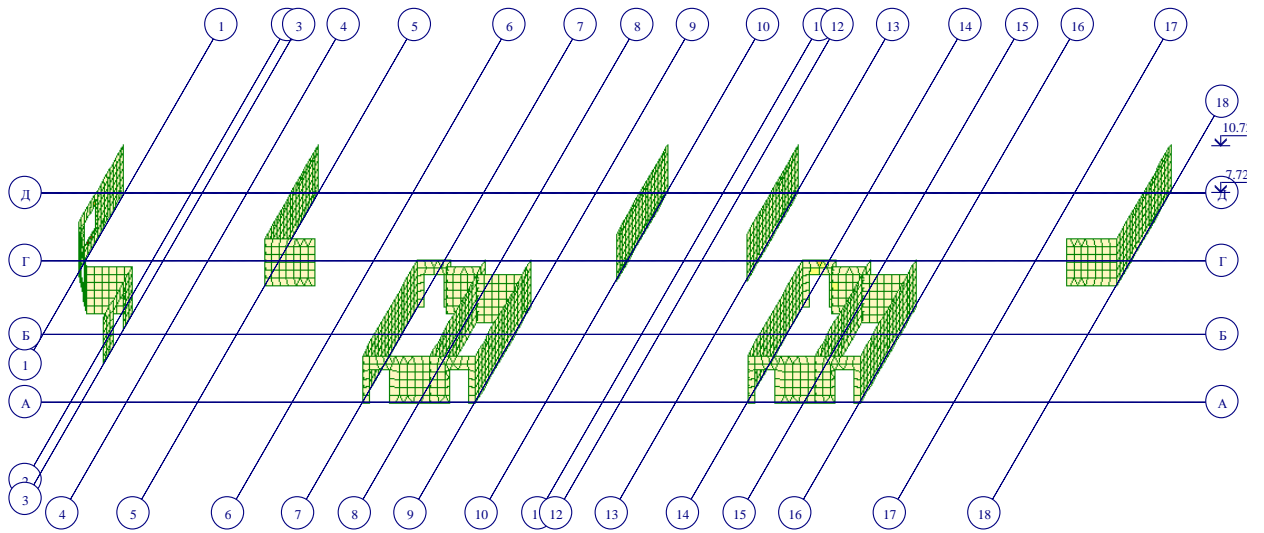
Вариант конструирования: Вариант 1
 Расчет по РСНУ-СНиП_1 (СП 63.13330.2012)
 Единицы измерения - см²/1м
 Шаг, Диаметр - мм



Площадь полной арматуры на 1м по оси X у нижней грани (балки-стенки - посередине); максимум в элементе 172832

0 2.52 3.93 5.66 7.69 10.1 12.7 15.7 19

Вариант конструирования: Вариант 1
 Расчет по РСНУ-СНиП_1 (СП 63.13330.2012)
 Единицы измерения - см²/1м
 Шаг, Диаметр - мм



Площадь полной арматуры на 1м по оси X у верхней грани; максимум в элементе 172839

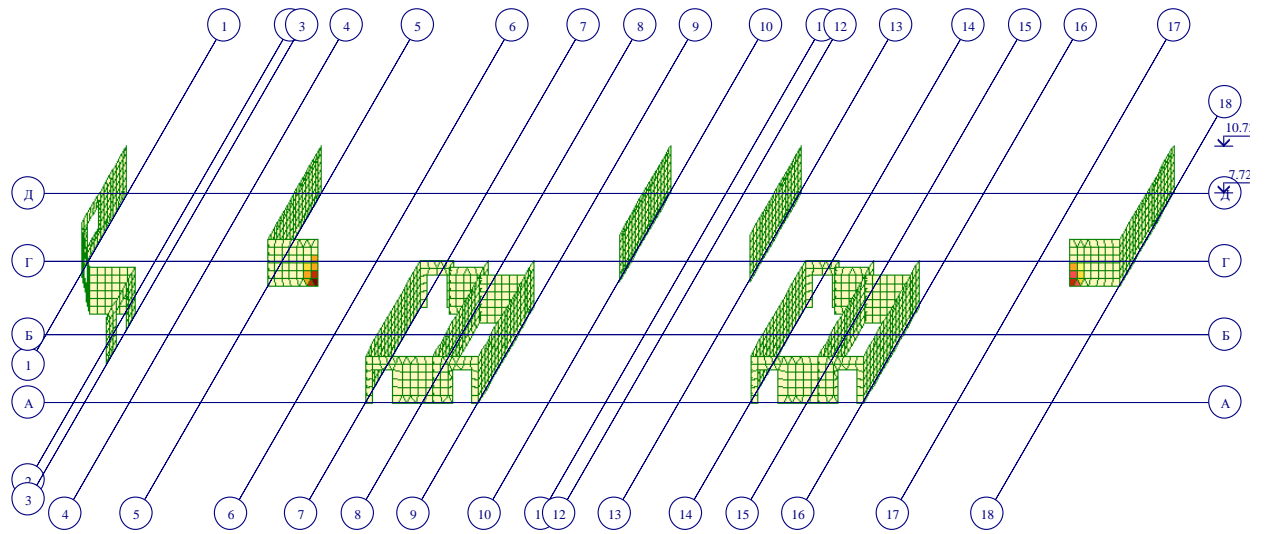
Взам. инв. №
 Подпись и дата
 Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

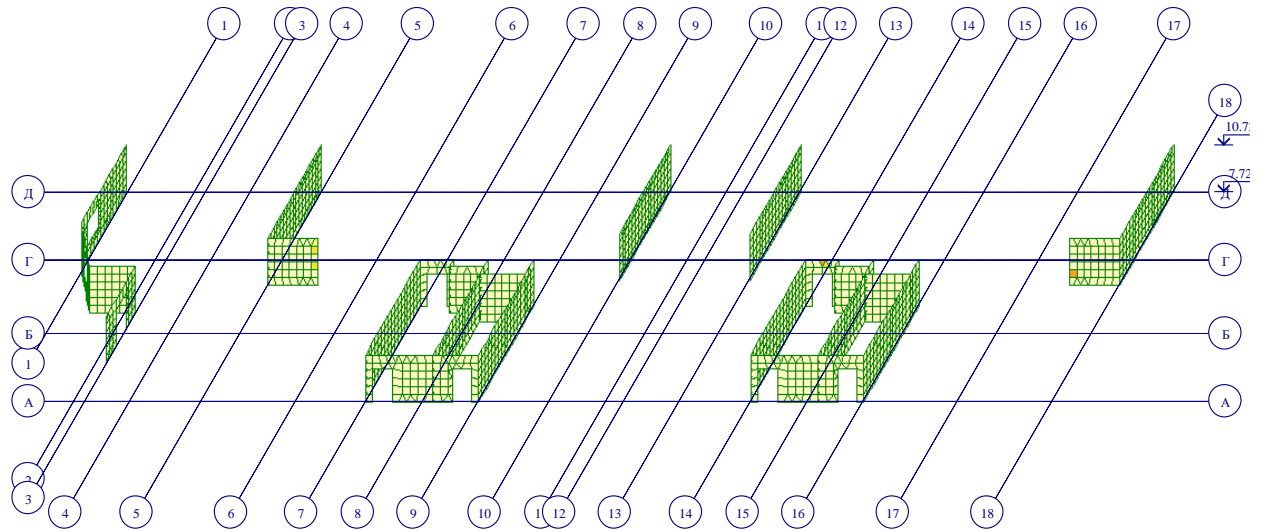
Лист
 219

s200d6 s200d12 s200d14 s200d16 s200d18 s200d20 s200d22 s200d25 s200d28
 1.41 5.66 7.69 10.1 12.7 15.7 19 24.5 30.8
 Вариант конструирования: Вариант 1
 Расчет по РСУ:СНиП_1 (СП 63.13330.2012)
 Единицы измерения - см²/1м
 Шаг, Диаметр - мм



Площадь полной арматуры на 1м по оси Y у нижней грани (балки-стенки - посередине), максимум в элементе 172676

s200d8 s200d10 s200d12 s200d14
 0 2.52 3.93 5.66 7.69
 Вариант конструирования: Вариант 1
 Расчет по РСУ:СНиП_1 (СП 63.13330.2012)
 Единицы измерения - см²/1м
 Шаг, Диаметр - мм

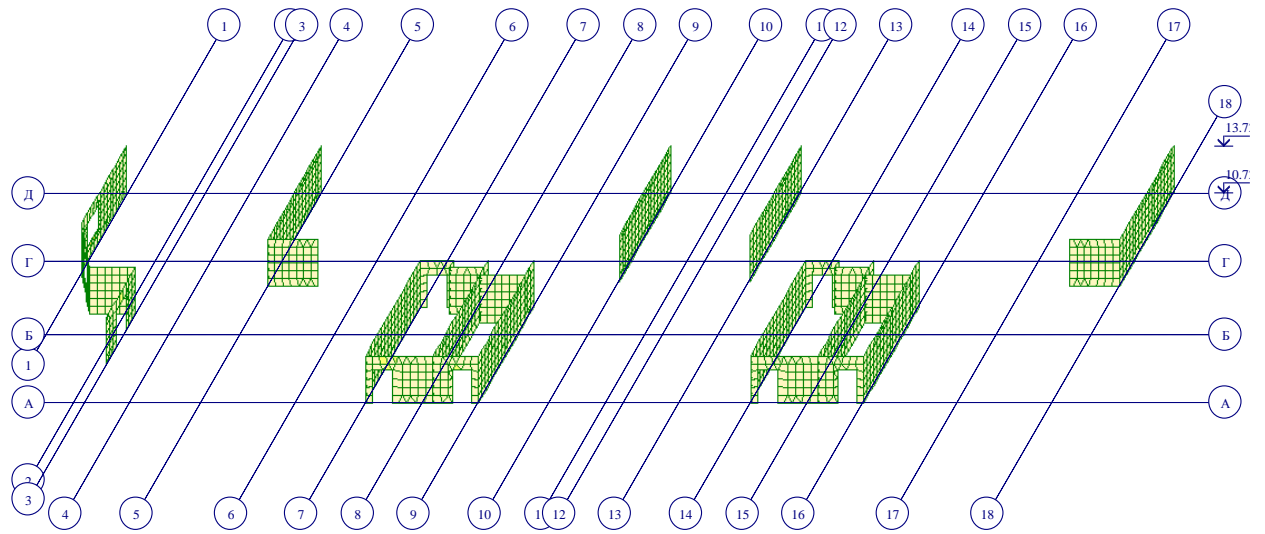


Площадь полной арматуры на 1м по оси Y у верхней грани, максимум в элементе 173156

Инв. № подл. Подпись и дата Взам. инв. №

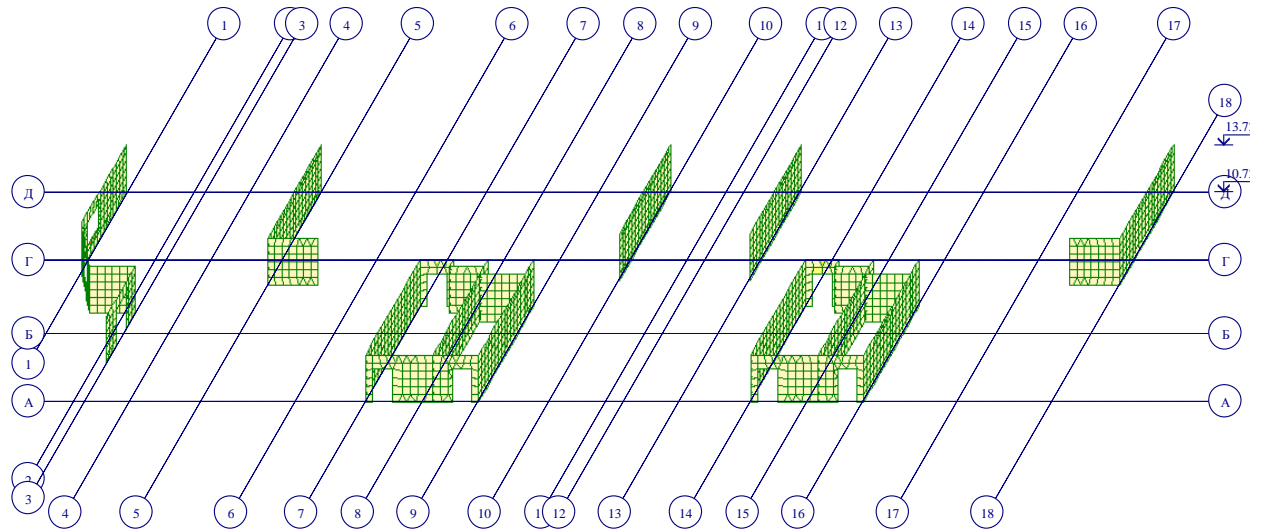
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	269-ЕП-2018-КР1-РР	Лист
							220

Вариант конструирования: Вариант 1
 Расчет по РСНУ: СНиП 1 (СП 63.13330.2012)
 Единицы измерения - см²/1м
 Шаг, Диаметр - мм



Площадь полной арматуры на 1м по оси X у нижней грани (балки-стенки - посередине); максимум в элементе 174590

Вариант конструирования: Вариант 1
 Расчет по РСНУ: СНиП 1 (СП 63.13330.2012)
 Единицы измерения - см²/1м
 Шаг, Диаметр - мм



Площадь полной арматуры на 1м по оси X у верхней грани; максимум в элементе 174590

Инв. № подл. Подпись и дата Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	269-ЕП-2018-КР1-РР	Лист
							221



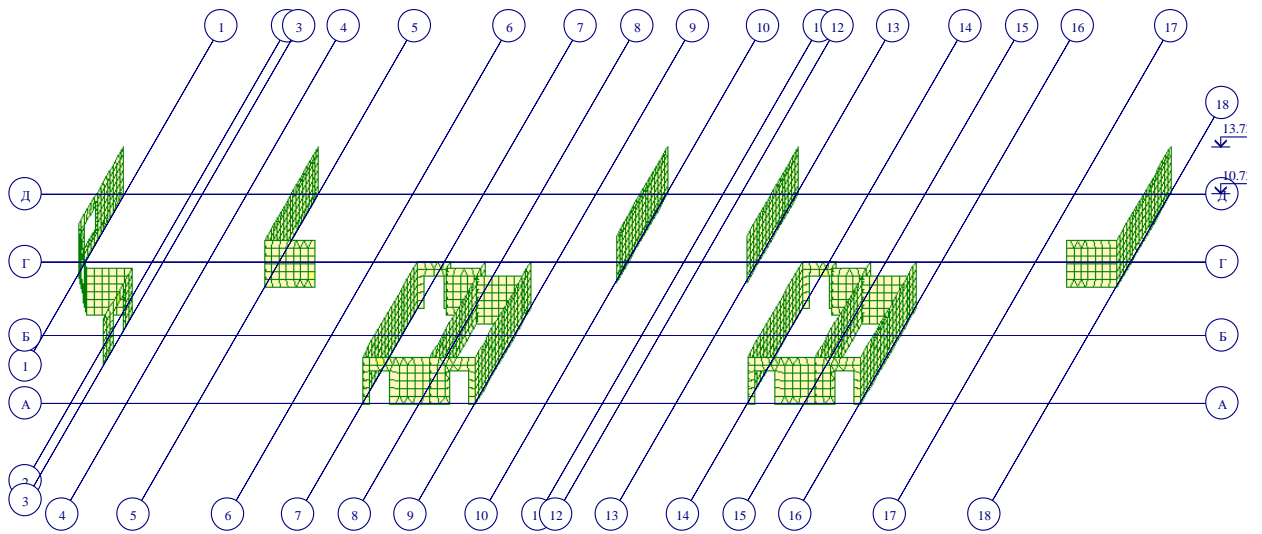
 0 2.52 3.93 5.66

 Вариант конструирования: Вариант 1

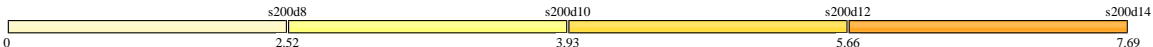
 Расчет по РСУ:СНиП_1 (СП 63.13330.2012)

 Единицы измерения - см²/1м

 Шаг, Диаметр - мм



Площадь полной арматуры на 1м по оси Y у нижней грани (балки-стенки - посередине), максимум в элементе 174692



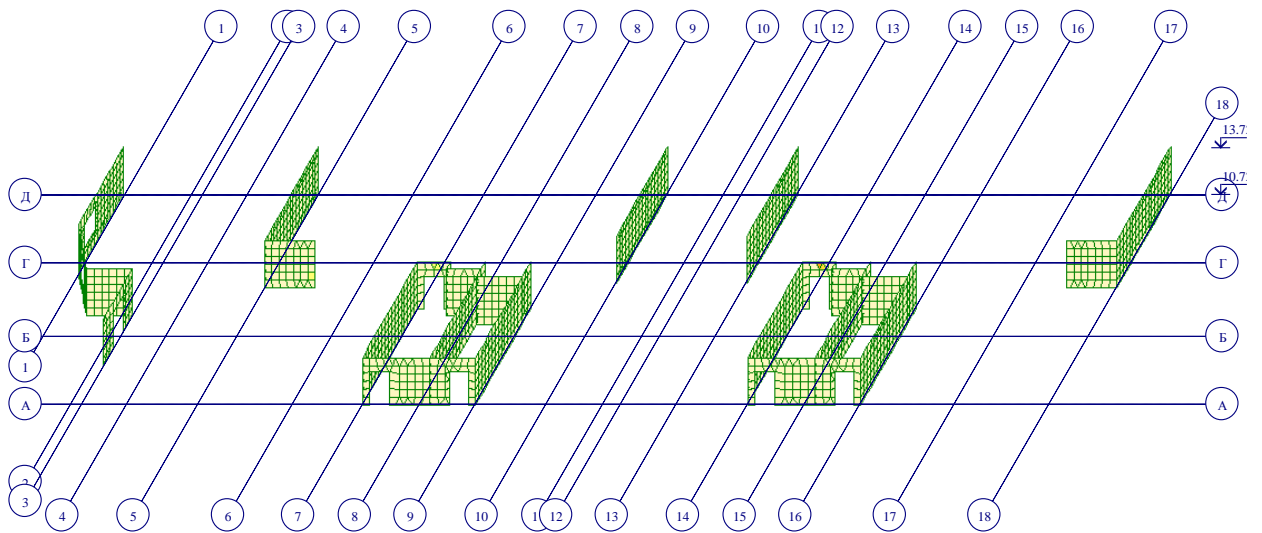
 0 2.52 3.93 5.66 7.69

 Вариант конструирования: Вариант 1

 Расчет по РСУ:СНиП_1 (СП 63.13330.2012)

 Единицы измерения - см²/1м

 Шаг, Диаметр - мм




Площадь полной арматуры на 1м по оси Y у верхней грани; максимум в элементе 174907

Взам. инв. №
 Подпись и дата
 Инв. № подл.

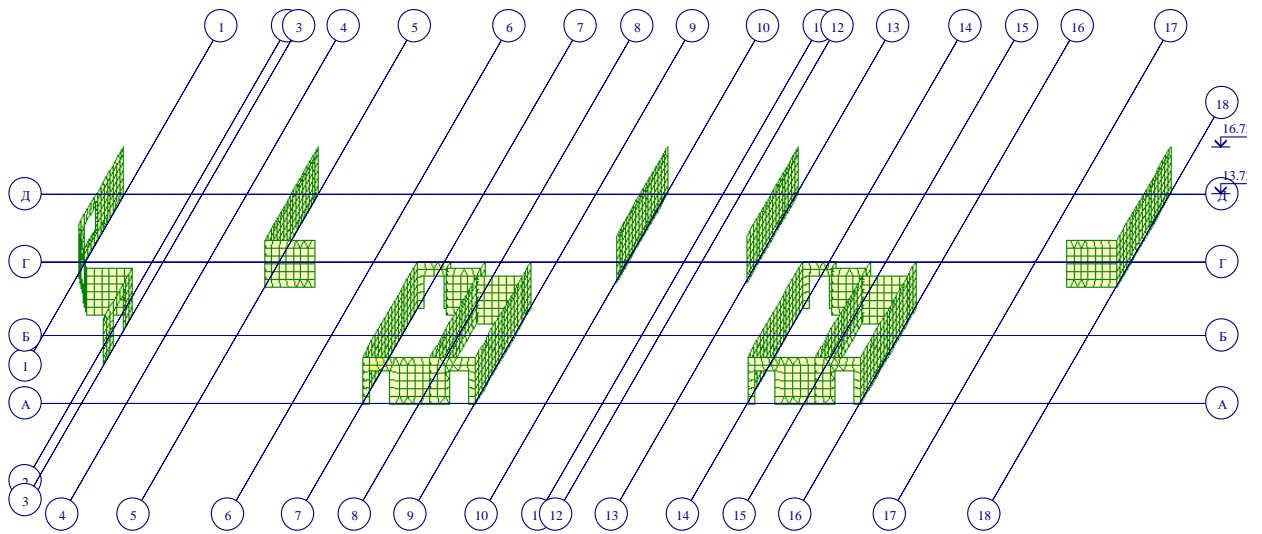
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

Лист
 222



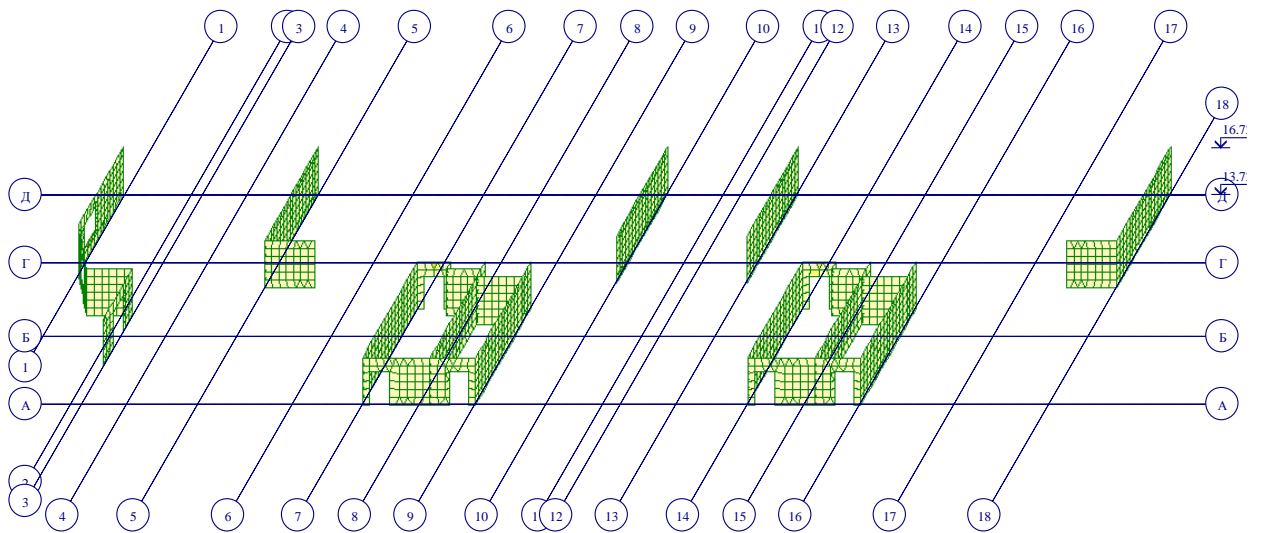
 Вариант конструирования: Вариант 1
 Расчет по РСН-СНиП_1 (СП 63.13330.2012)
 Единицы измерения - см²/1м
 Шаг, Диаметр - мм



Площадь полной арматуры на 1м по оси X у нижней грани (балки-стенки - посередине); максимум в элементе 176334



 Вариант конструирования: Вариант 1
 Расчет по РСН-СНиП_1 (СП 63.13330.2012)
 Единицы измерения - см²/1м
 Шаг, Диаметр - мм



Площадь полной арматуры на 1м по оси X у верхней грани; максимум в элементе 176341

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

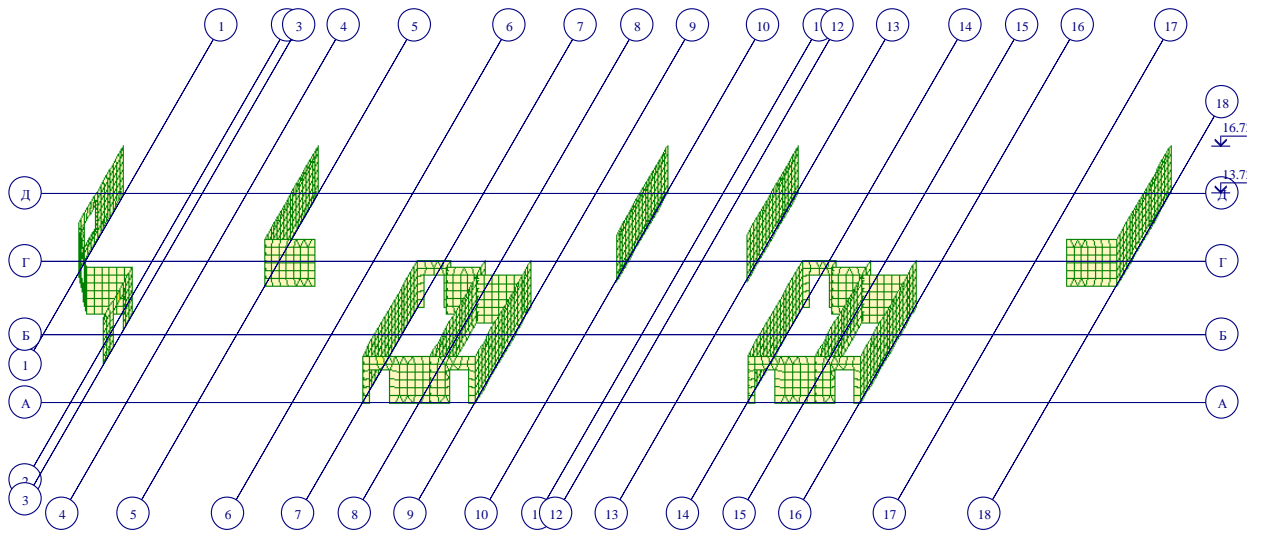
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

Лист
223

0 s200d8 2.52 s200d10 3.93 s200d12 5.66

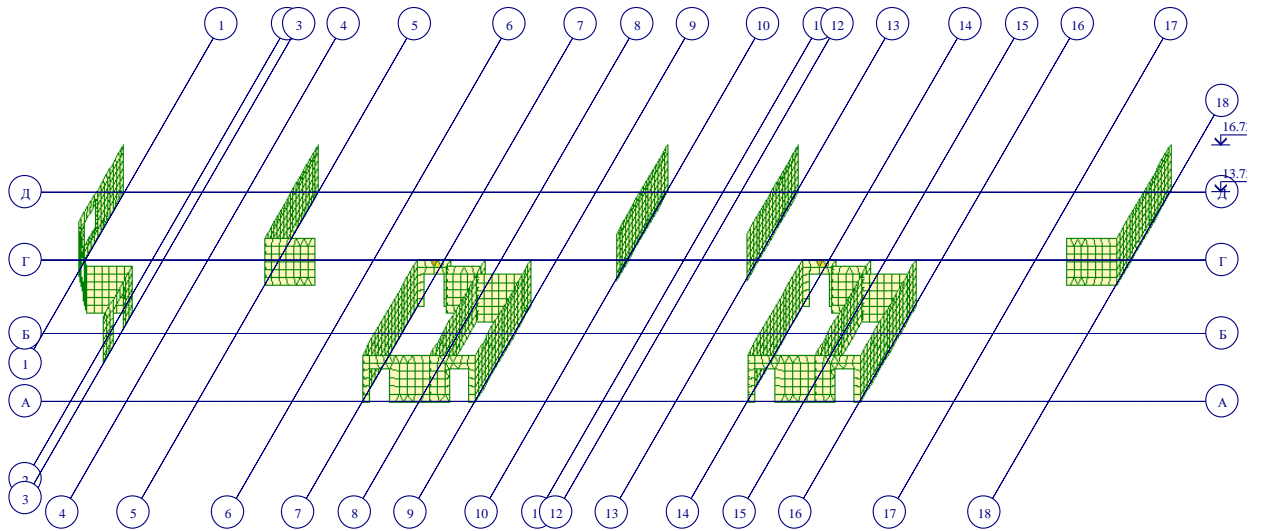
Вариант конструирования: Вариант 1
 Расчет по РСНУ-СНиП_1 (СП 63.13330.2012)
 Единицы измерения - см²/1м
 Шаг, Диаметр - мм



Площадь полной арматуры на 1м по оси Y у нижней грани (балки-стенки - посередине), максимум в элементе 176443

0 s200d8 2.52 s200d10 3.93 s200d12 5.66 s200d14 7.69

Вариант конструирования: Вариант 1
 Расчет по РСНУ-СНиП_1 (СП 63.13330.2012)
 Единицы измерения - см²/1м
 Шаг, Диаметр - мм



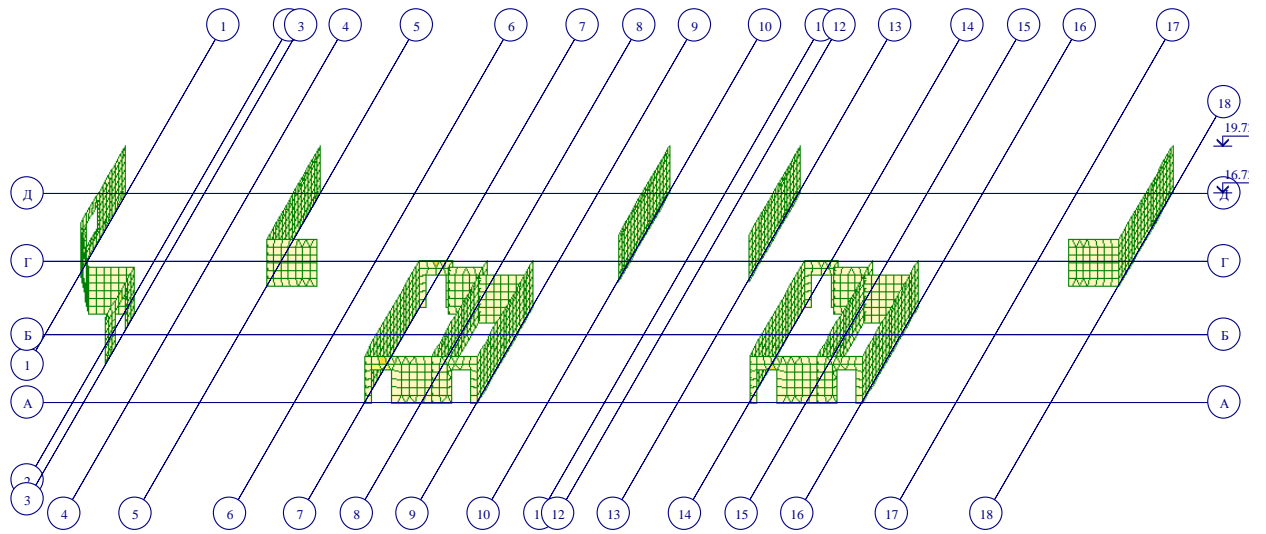
Площадь полной арматуры на 1м по оси Y у верхней грани, максимум в элементе 176640

Взам. инв. №
 Подпись и дата
 Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	269-ЕП-2018-КР1-РР	Лист
							224

0 s200d8 2.52 s200d10 3.93 s200d12 5.66

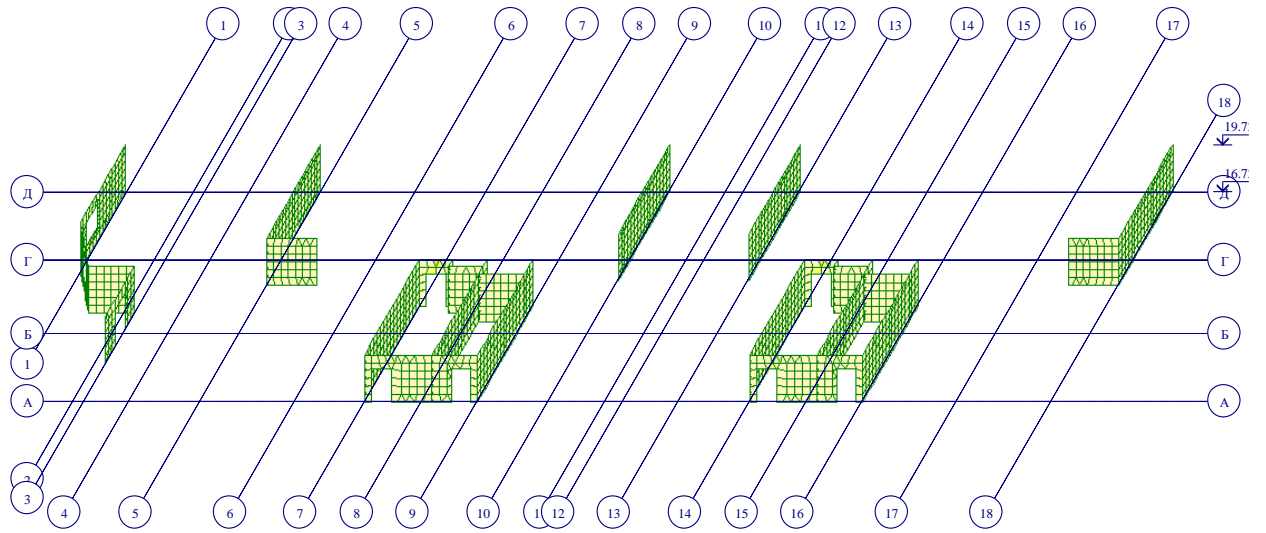
Вариант конструирования: Вариант 1
 Расчет по РСНУ-СНиП_1 (СП 63.13330.2012)
 Единицы измерения - см²/1м
 Шаг, Диаметр - мм



Площадь полной арматуры на 1м по оси X у нижней грани (балки-стенки - посередине); максимум в элементе 178222

0 s200d8 2.52 s200d10 3.93 s200d12 5.66 s200d14 7.69

Вариант конструирования: Вариант 1
 Расчет по РСНУ-СНиП_1 (СП 63.13330.2012)
 Единицы измерения - см²/1м
 Шаг, Диаметр - мм



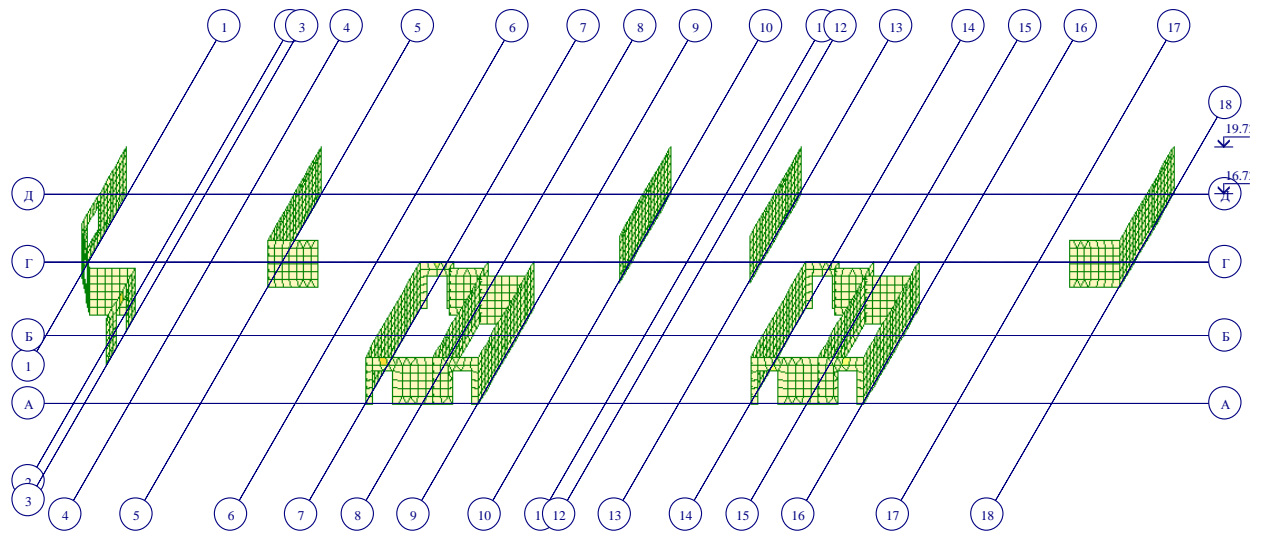
Площадь полной арматуры на 1м по оси X у верхней грани; максимум в элементе 178088

Взам. инв. №
 Подпись и дата
 Инв. № подл.

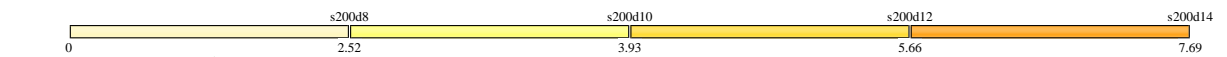
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	269-ЕП-2018-КР1-РР	Лист
							225



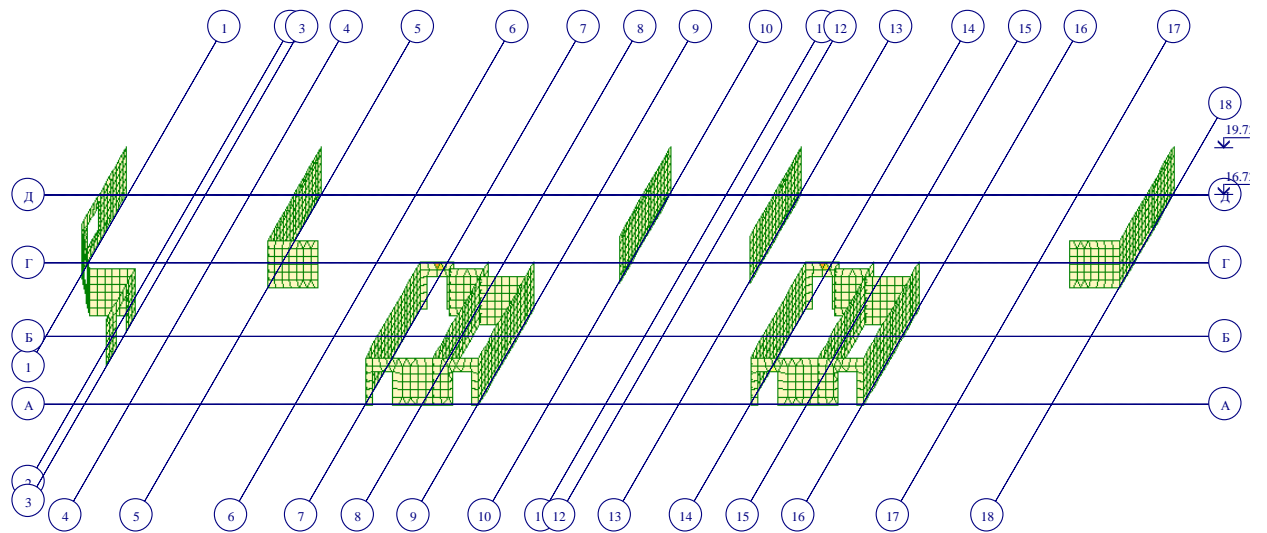
Вариант конструирования: Вариант 1
 Расчет по РСУ:СНиП_1 (СП 63.13330.2012)
 Единицы измерения - см²/1м
 Шаг, Диаметр - мм



Площадь полной арматуры на 1м по оси Y у нижней грани (балки-стенки - посередине), максимум в элементе 178190

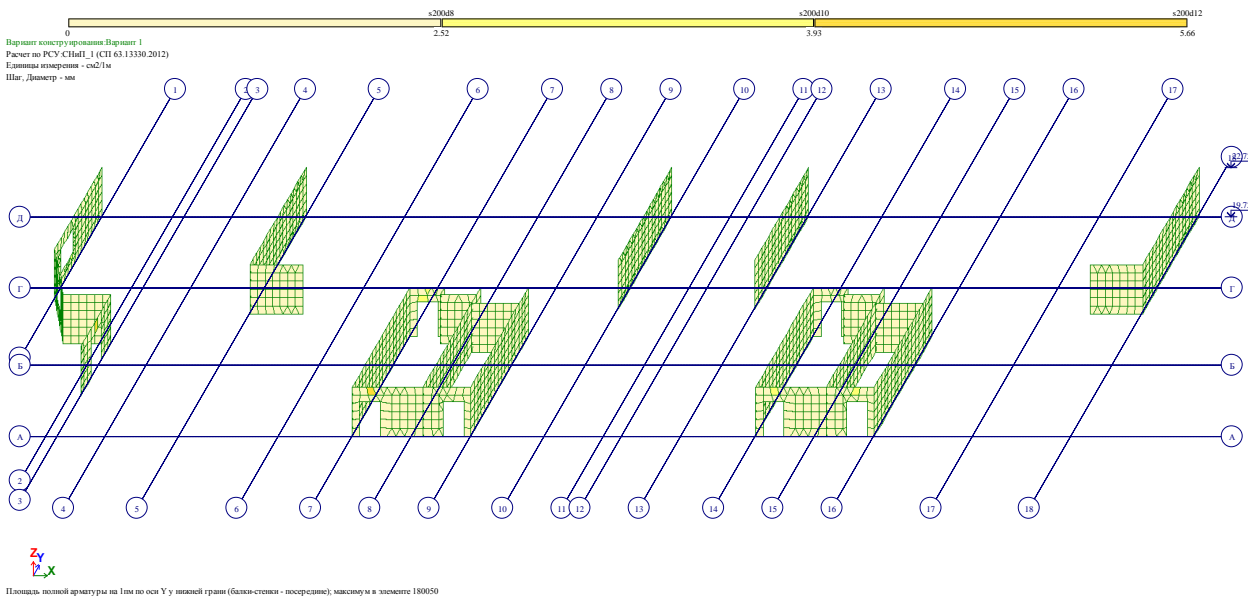
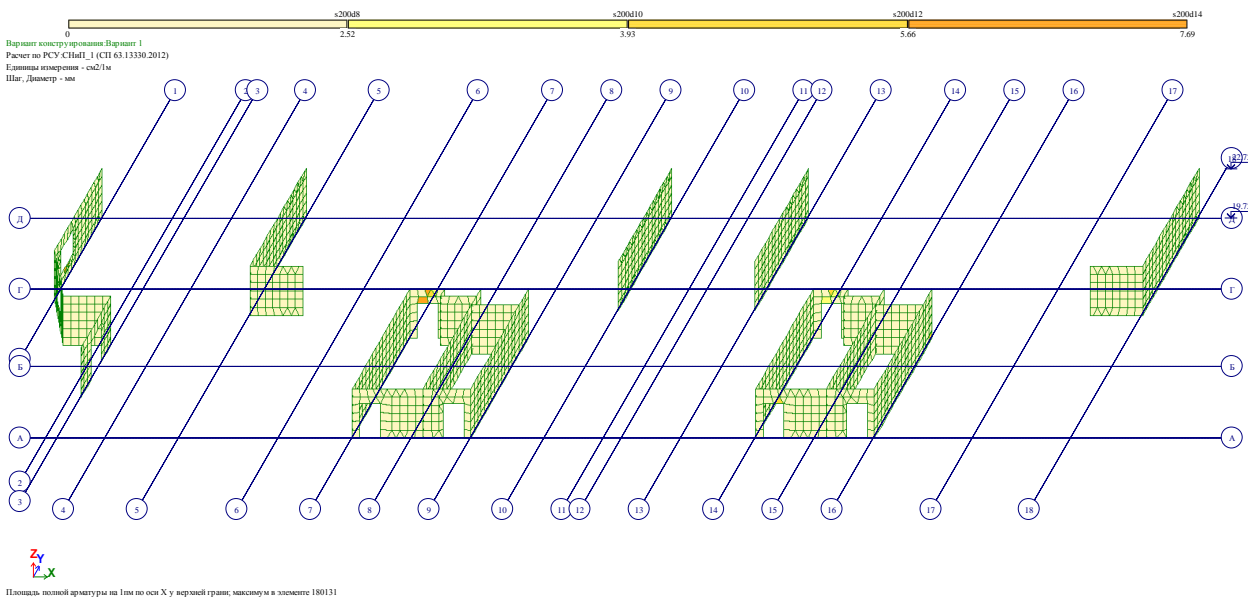
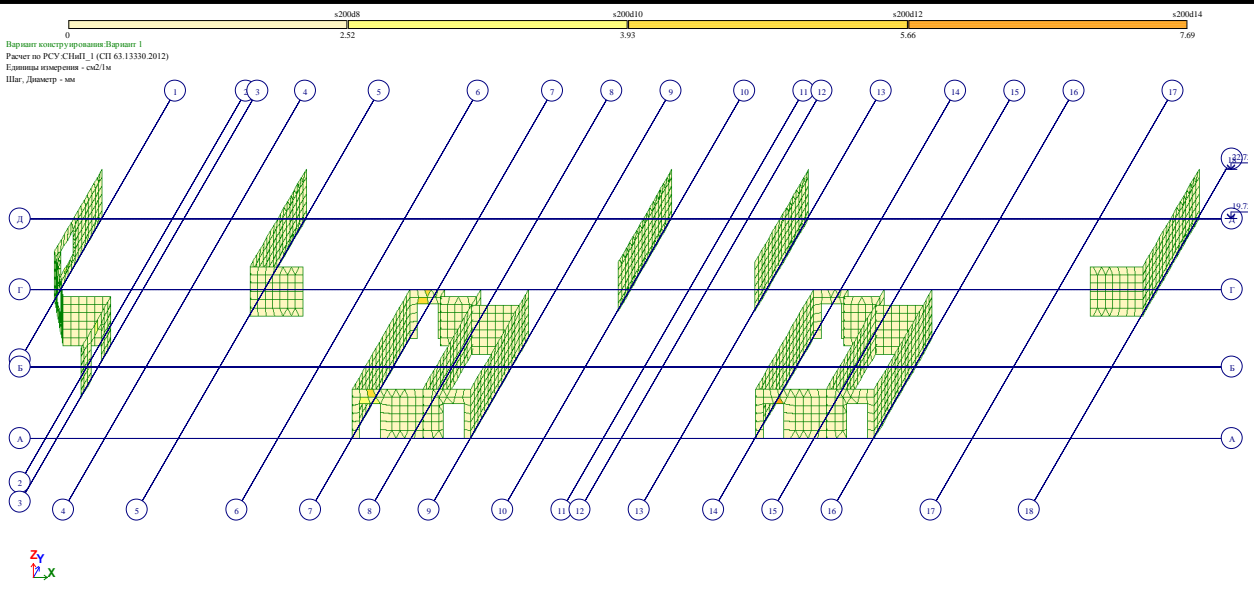


Вариант конструирования: Вариант 1
 Расчет по РСУ:СНиП_1 (СП 63.13330.2012)
 Единицы измерения - см²/1м
 Шаг, Диаметр - мм



Площадь полной арматуры на 1м по оси Y у верхней грани; максимум в элементе 178387

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Взам. инв. №
						Подпись и дата
						Инд. № подл.

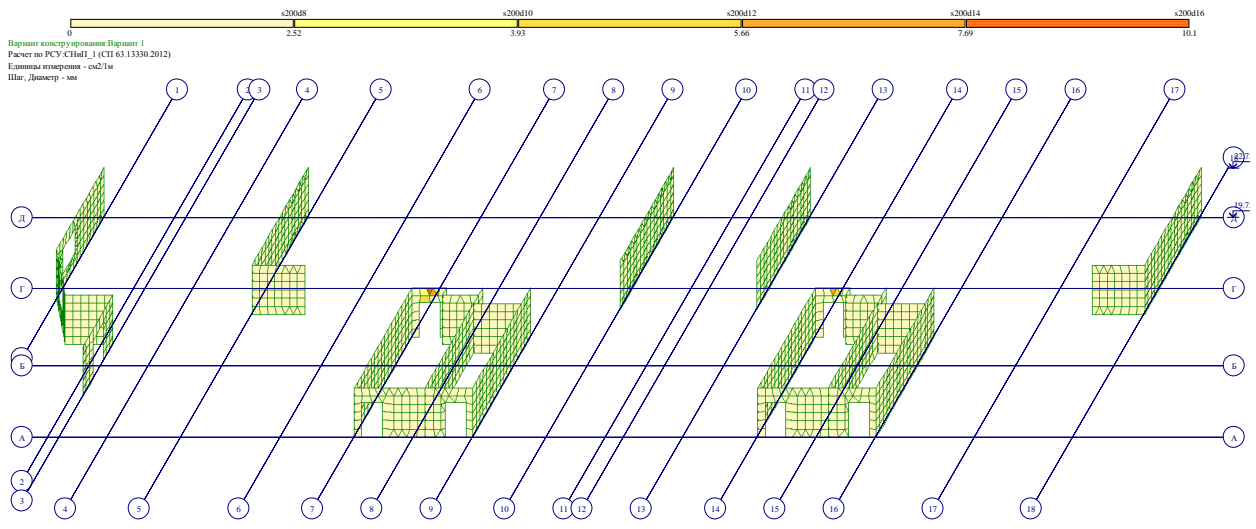



Взам. инв. №
Подпись и дата
Инв. № подл.

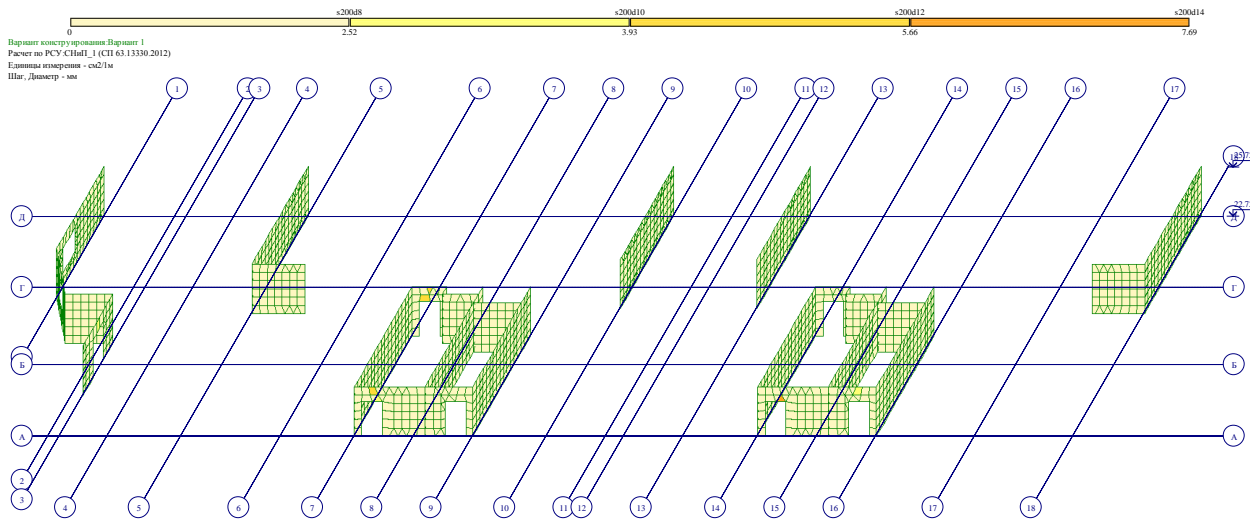
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

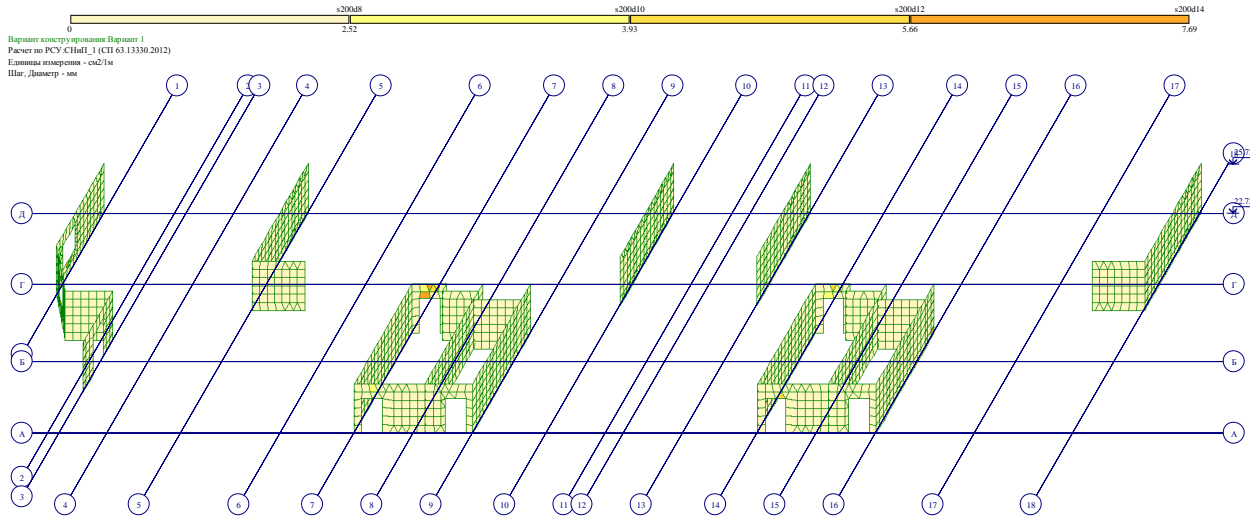
Лист
227





 Площадь полной арматуры на 1м² по оси У у верхней грани, максимум в элементе 180134




 Площадь полной арматуры на 1м² по оси X у нижней грани (балки-стены - поперек), максимум в элементе 181716

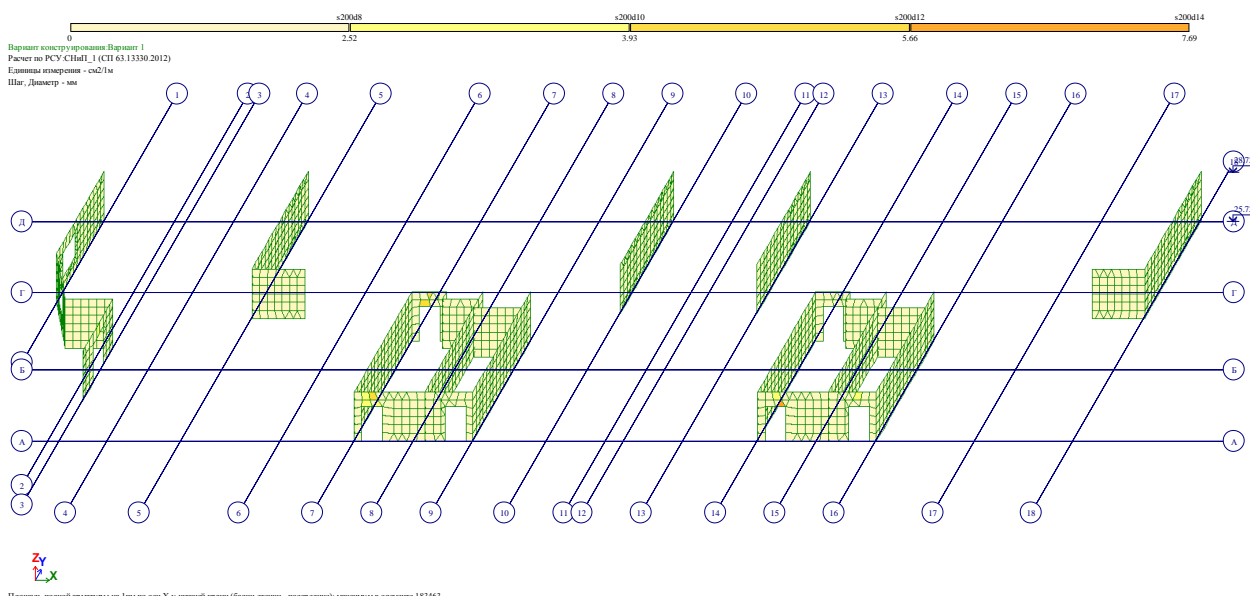
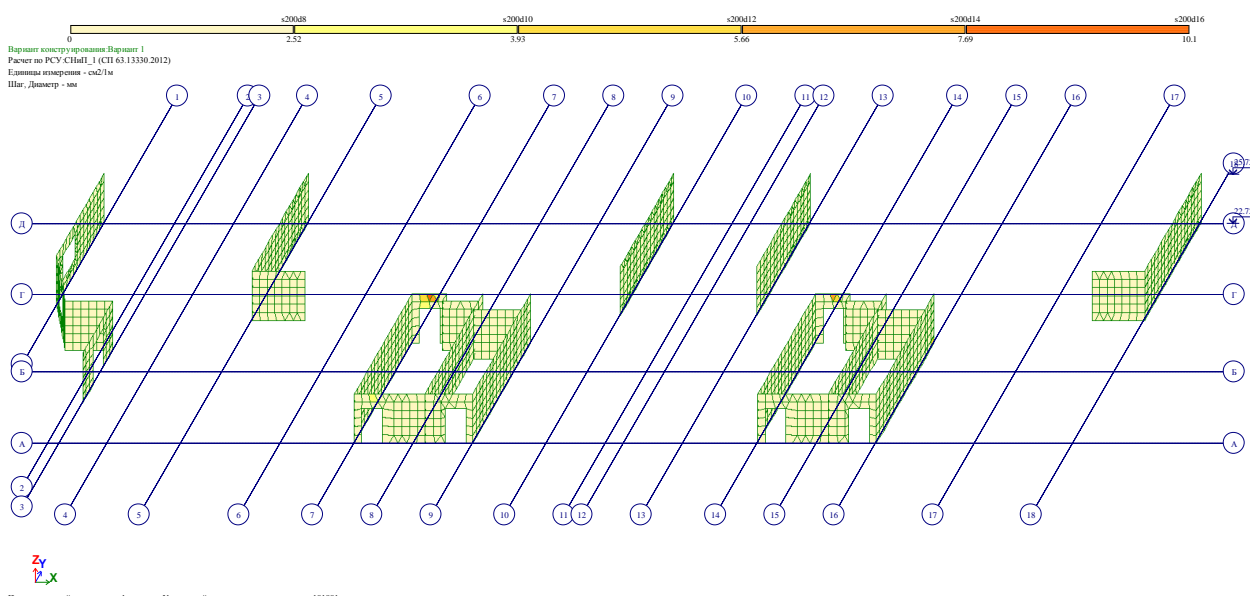
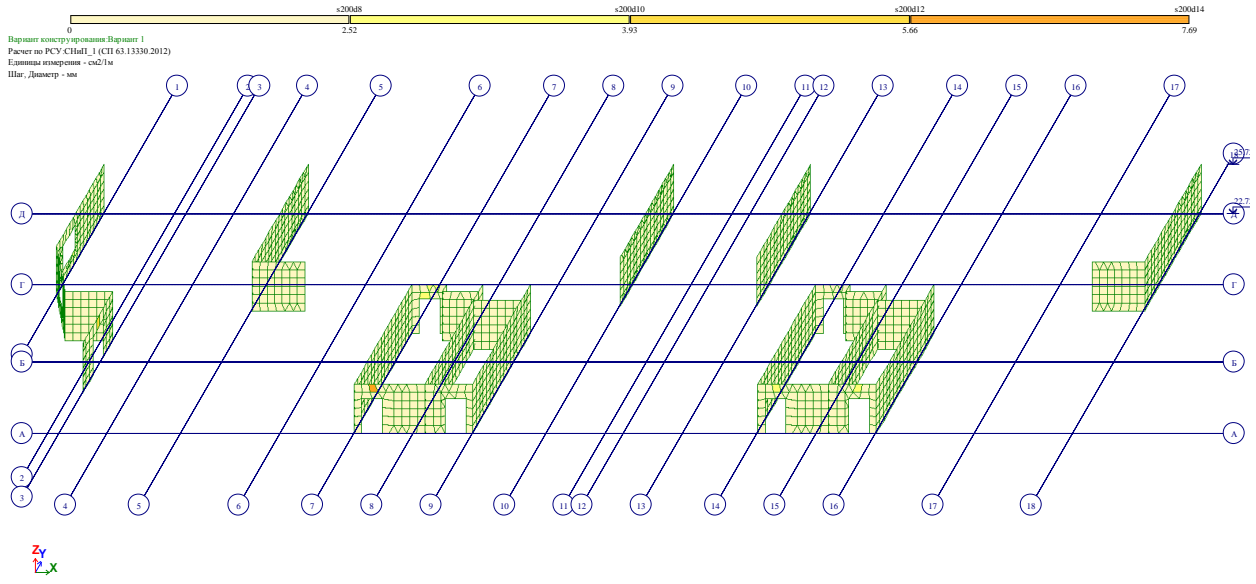



 Площадь полной арматуры на 1м² по оси X у верхней грани, максимум в элементе 181878

Инв. № подл. Подпись и дата Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

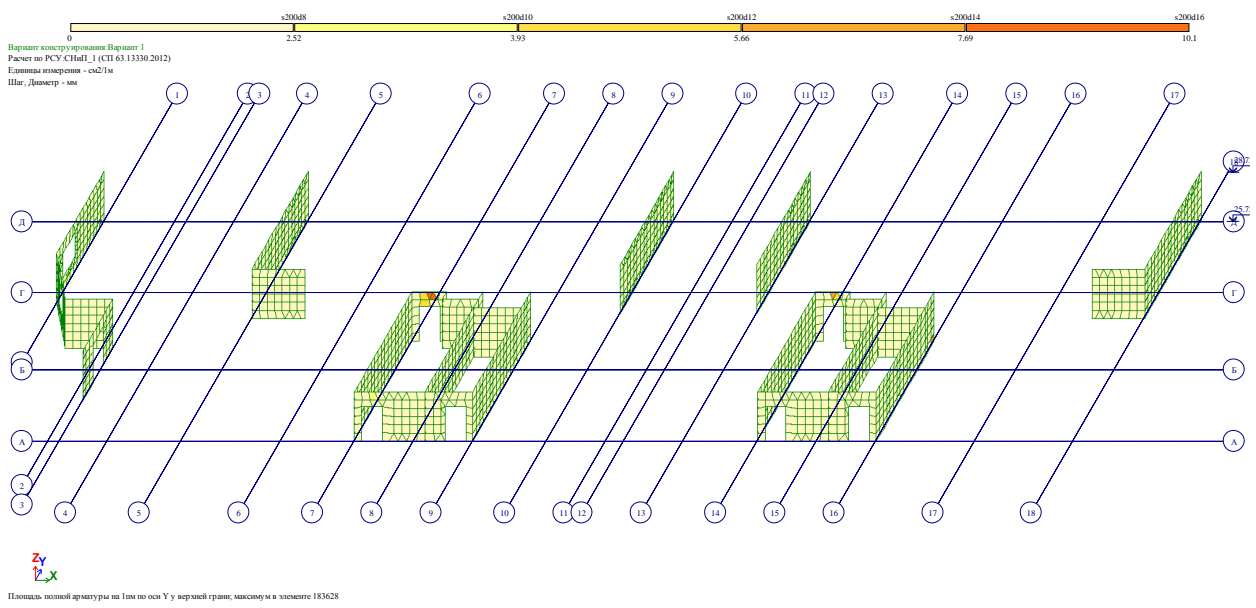
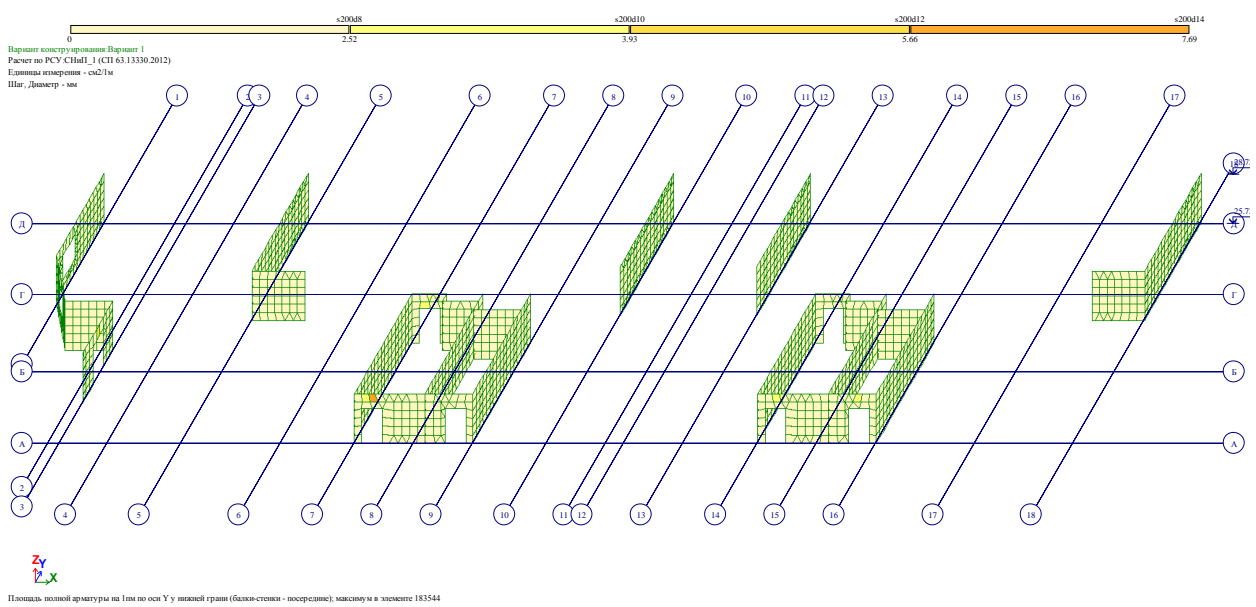
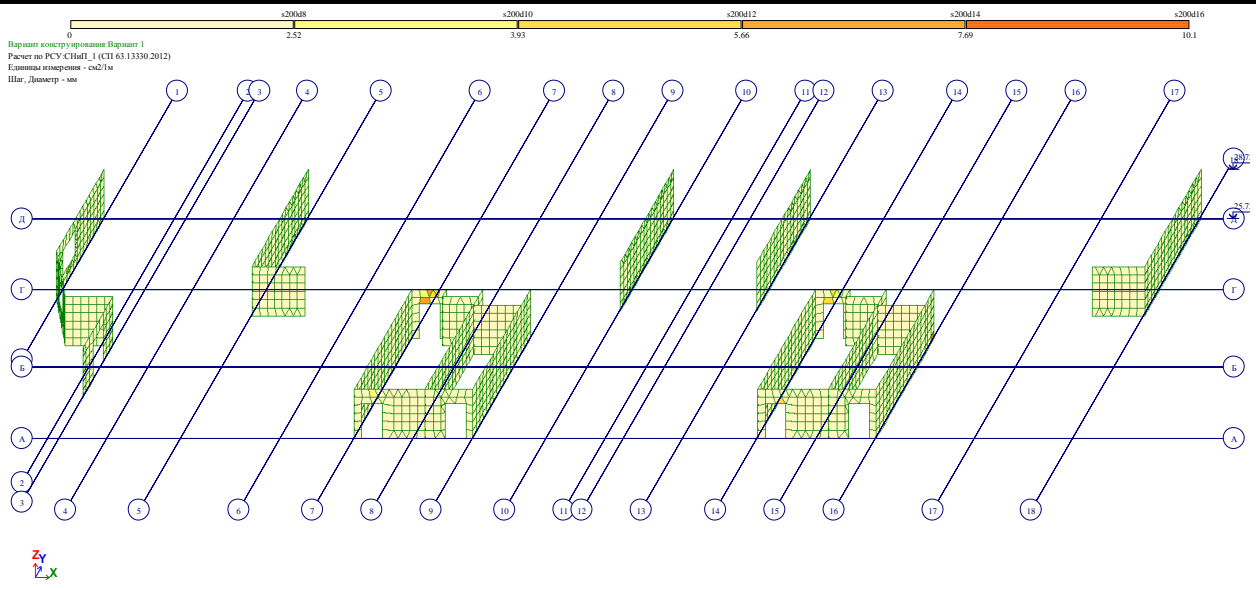


Инв. № подл. Подпись и дата Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

Лист
229

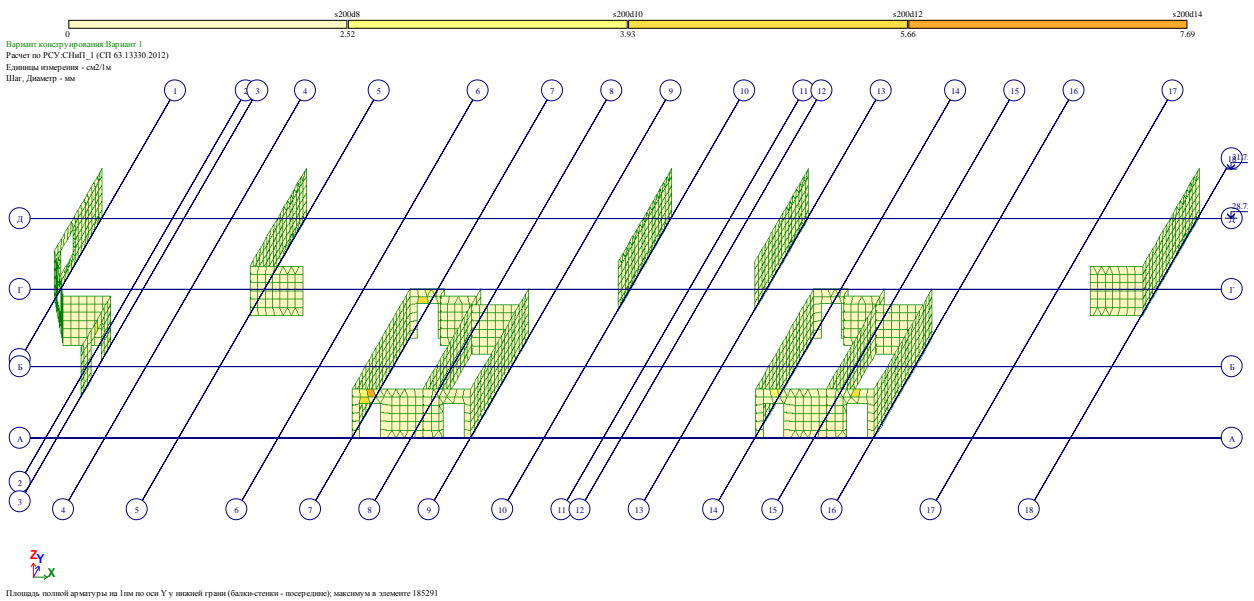
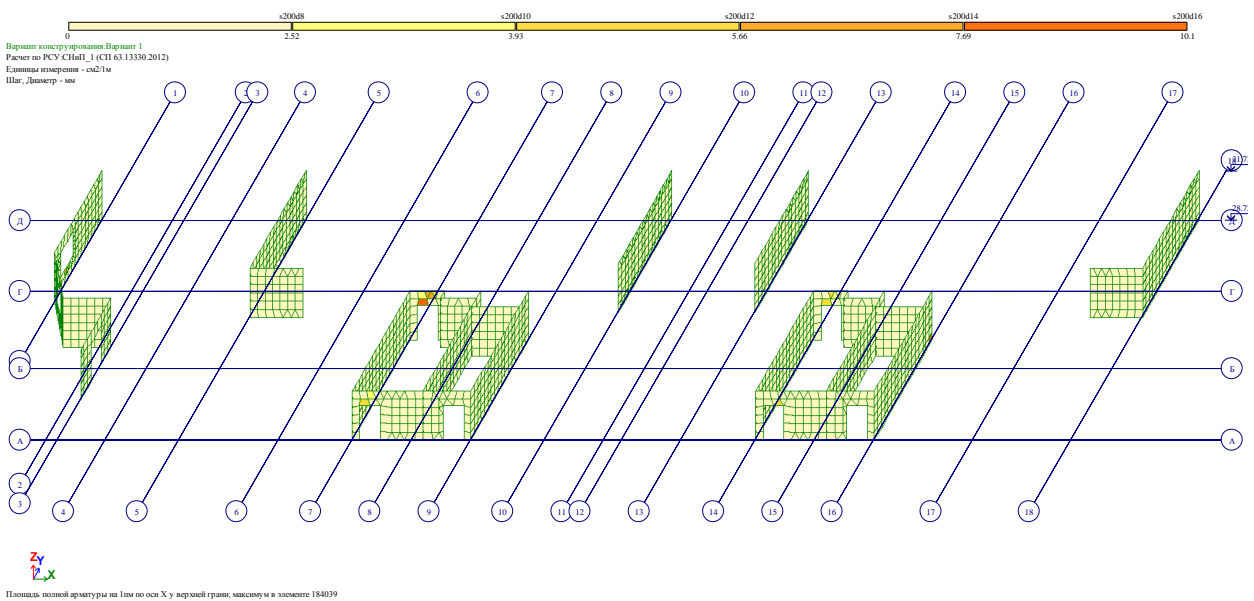
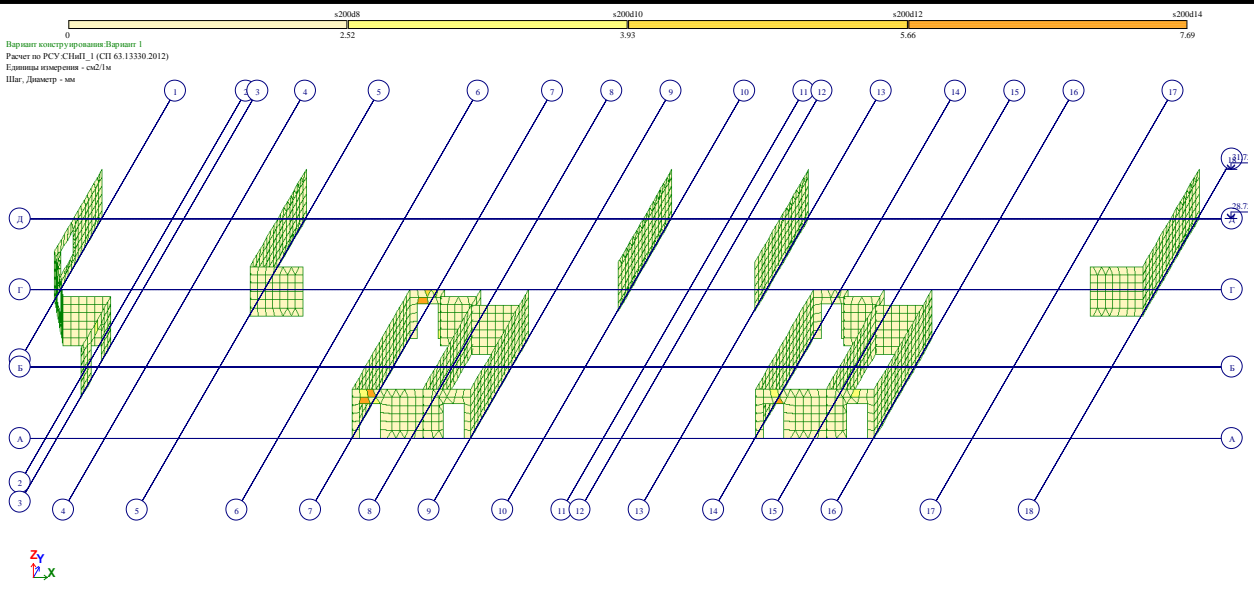


Взам. инв. №
Подпись и дата
Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

Лист
230

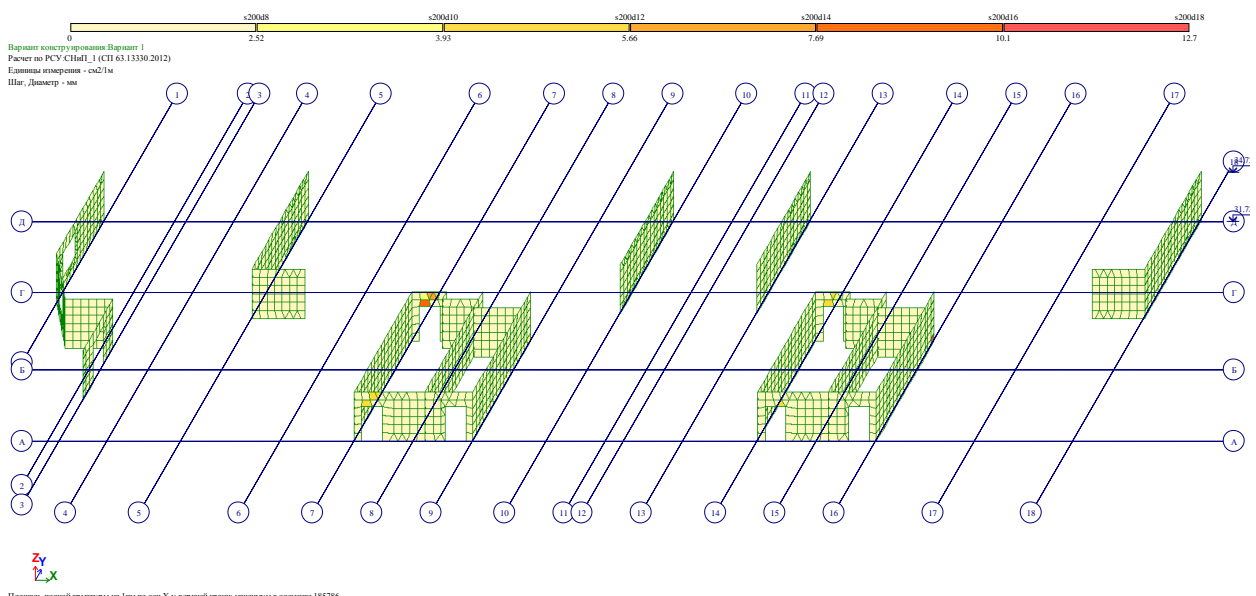
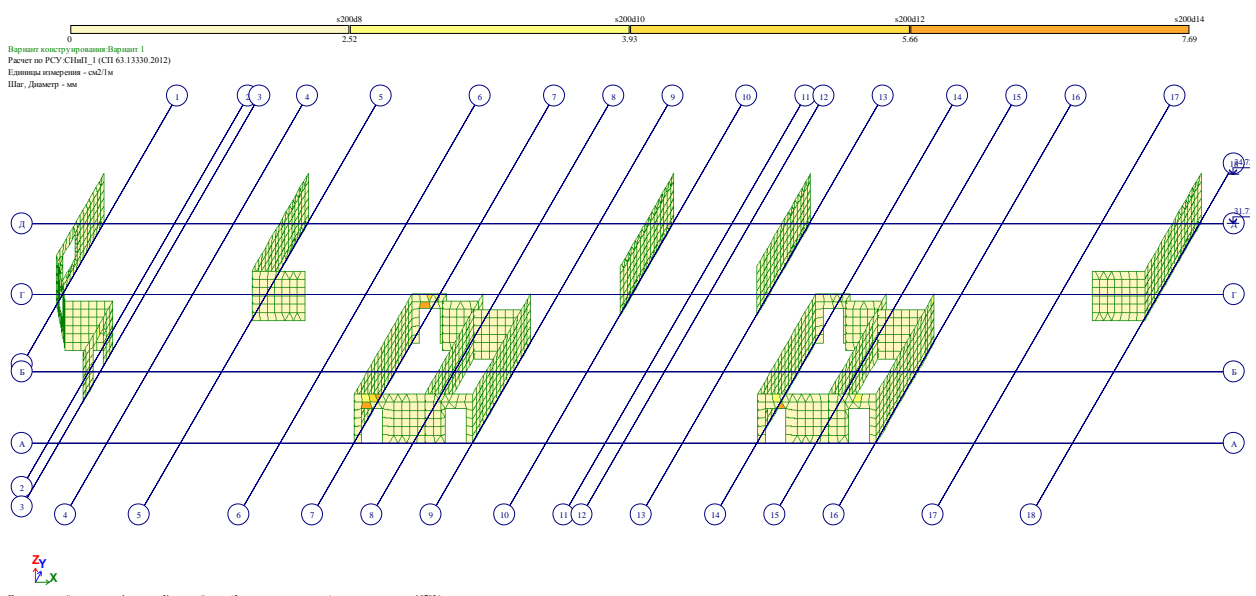
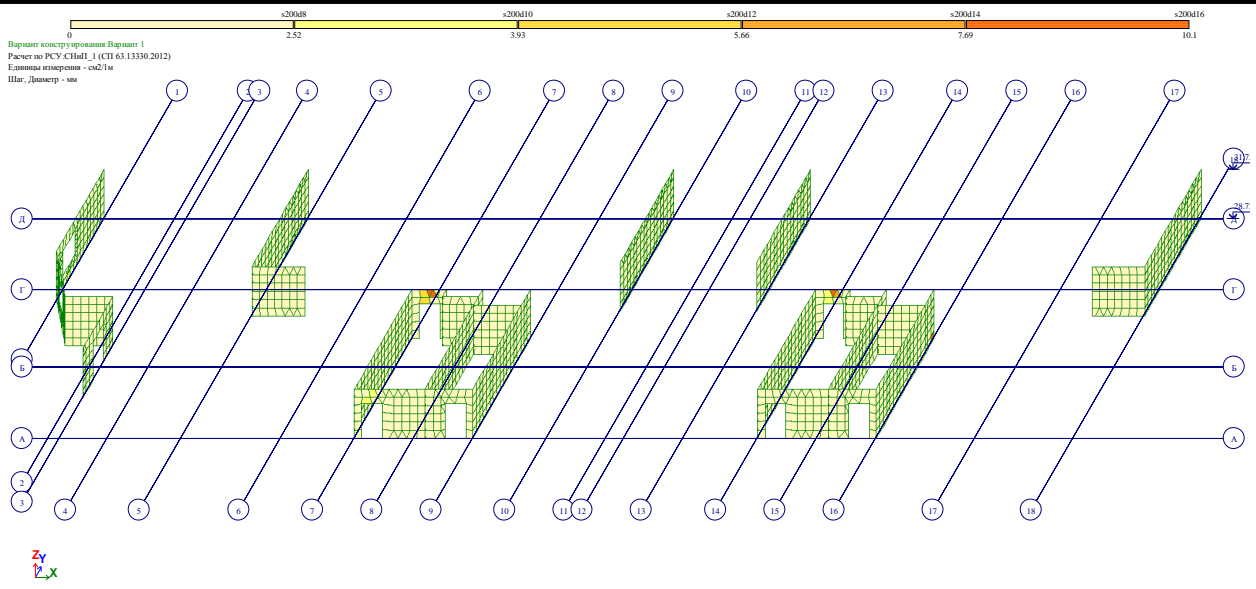


Взам. инв. №
Подпись и дата
Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

Лист
231



Взам. инв. №

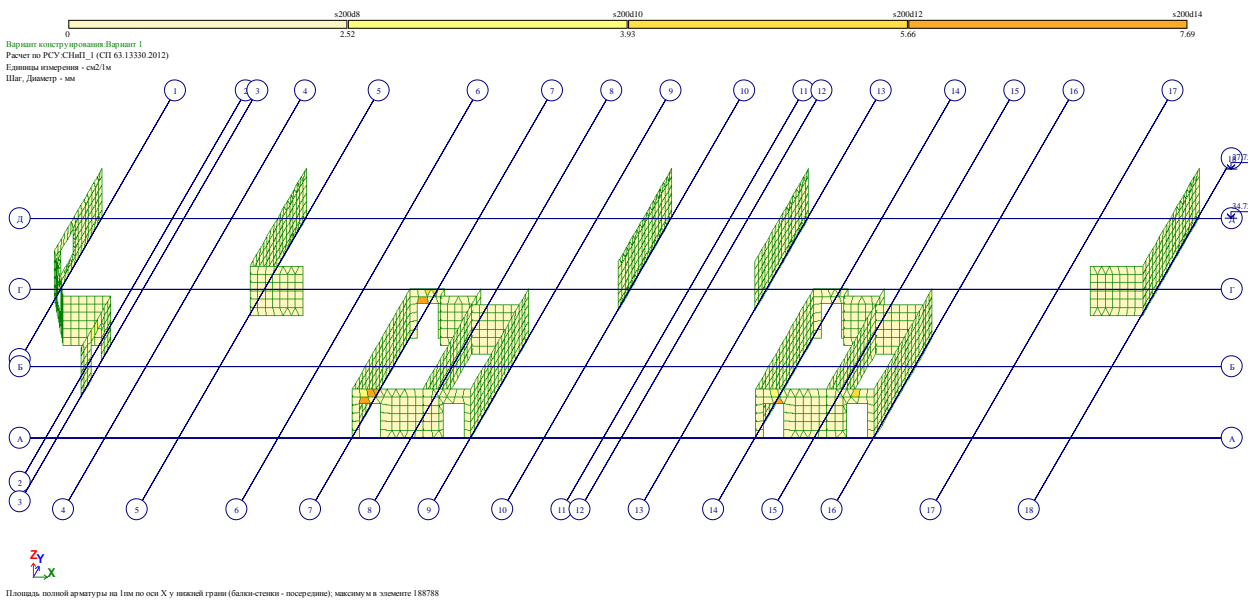
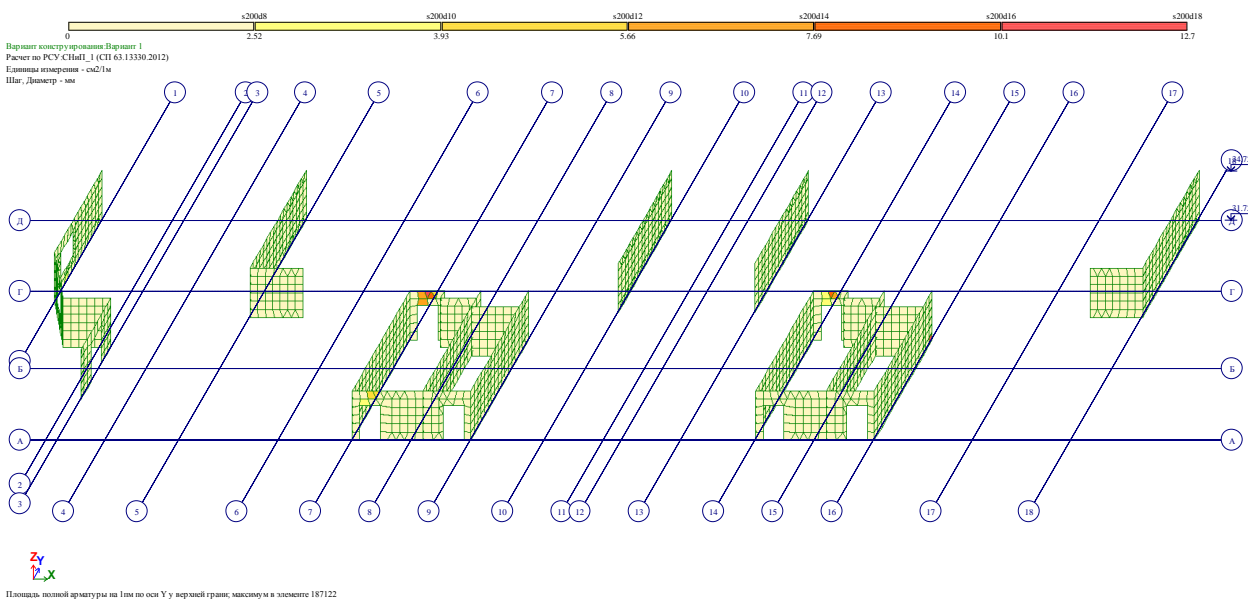
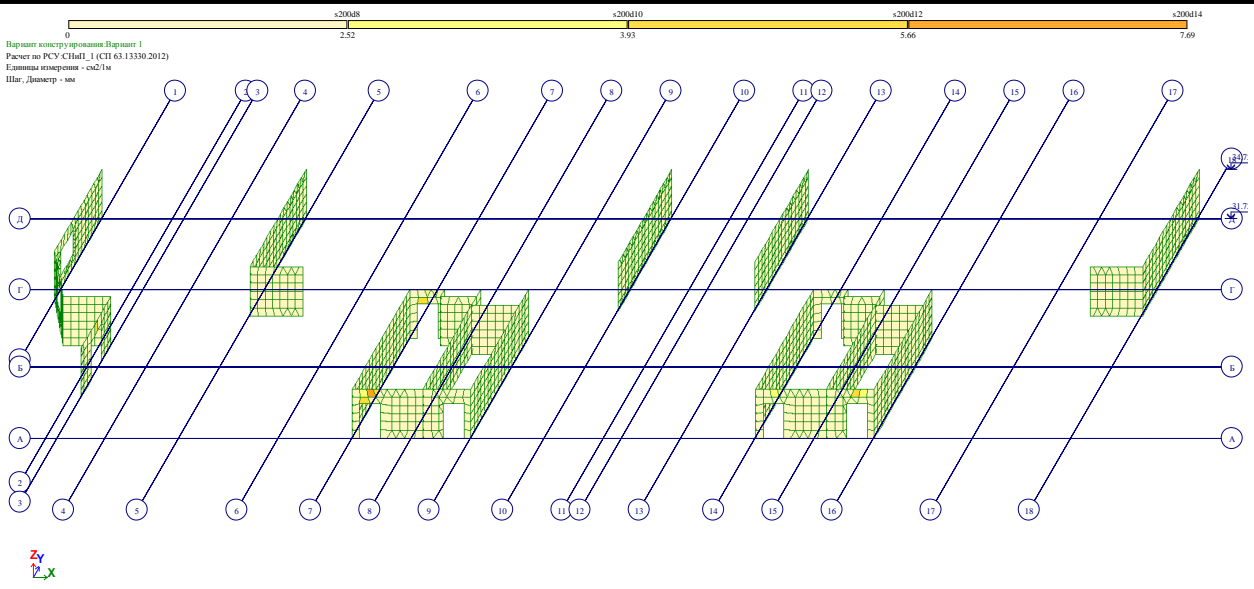
Подпись и дата

Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

Лист
232



Взам. инв. №

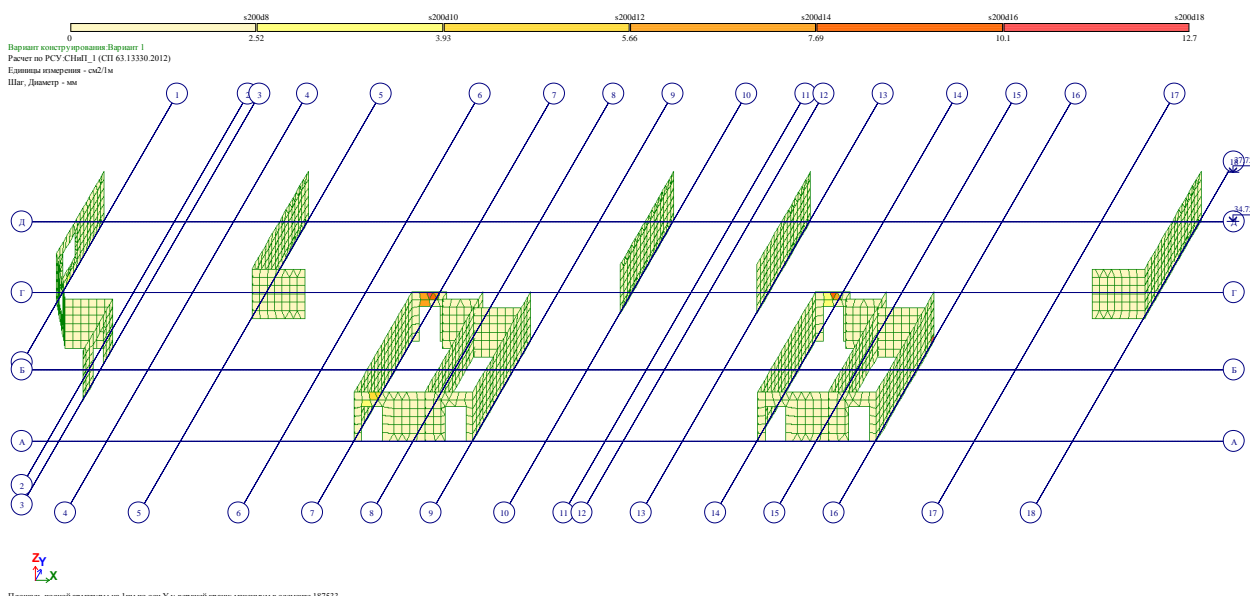
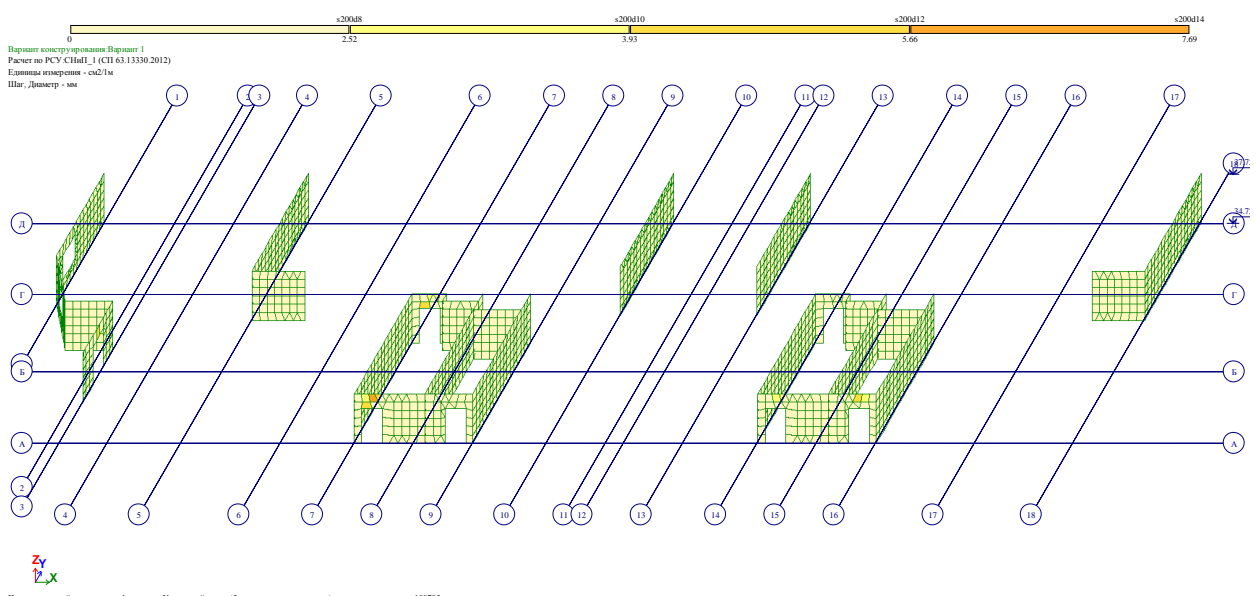
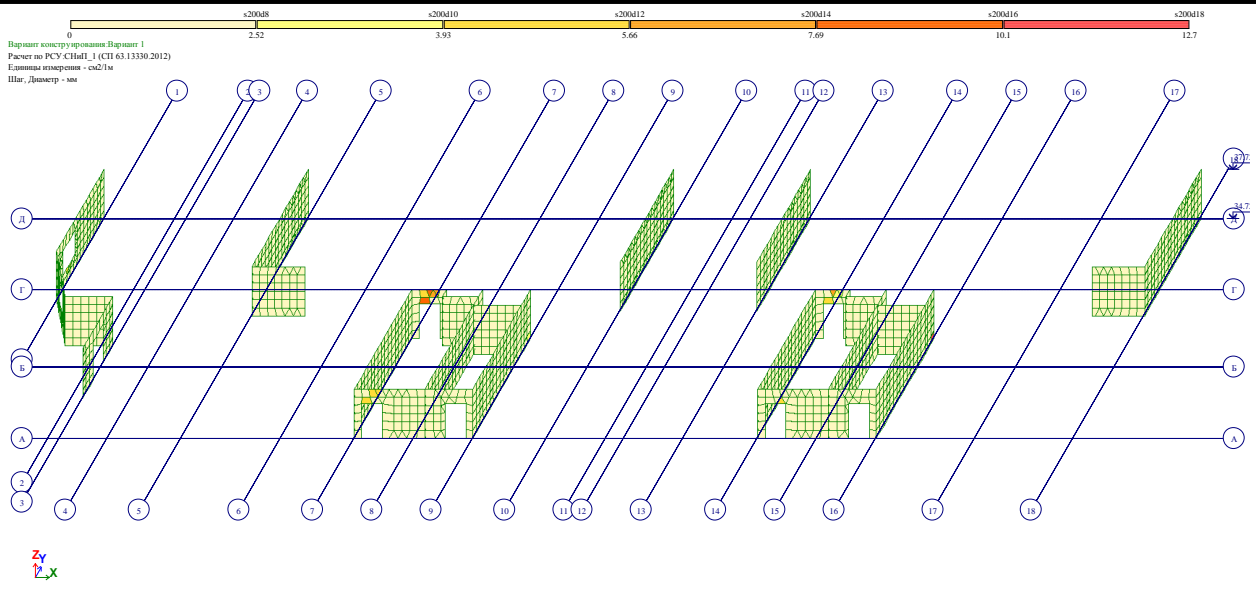
Подпись и дата

Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

Лист
233



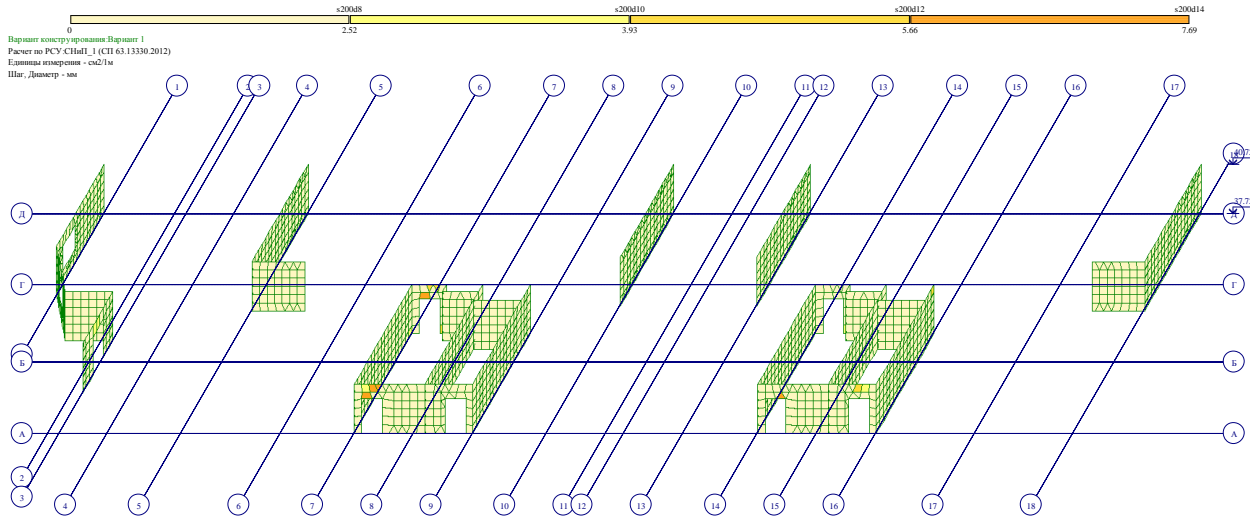
Взам. инв. №

Подпись и дата

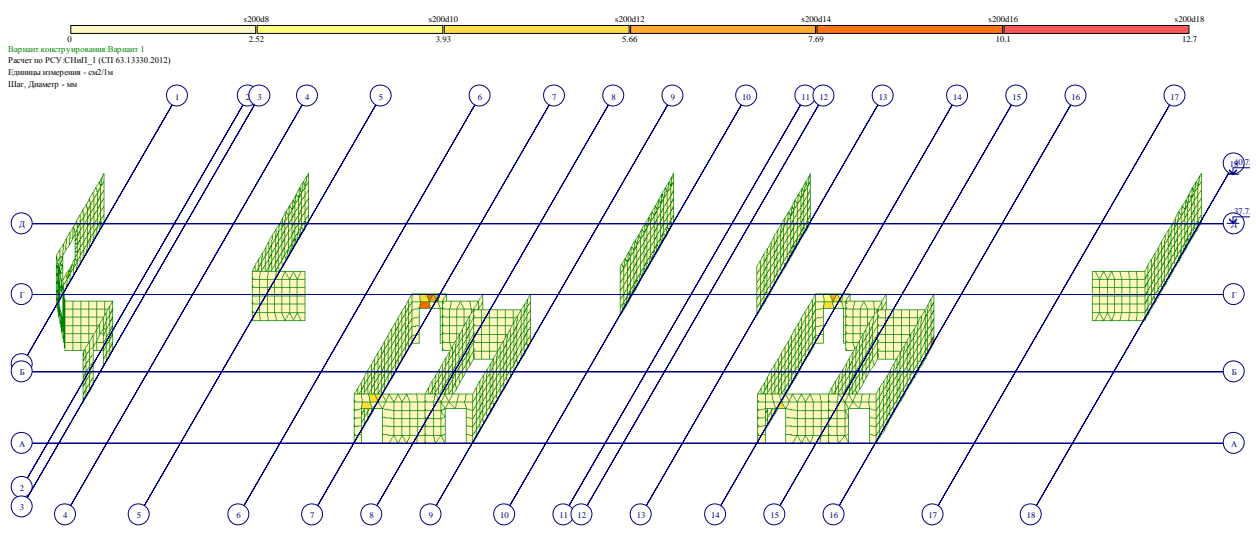
Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

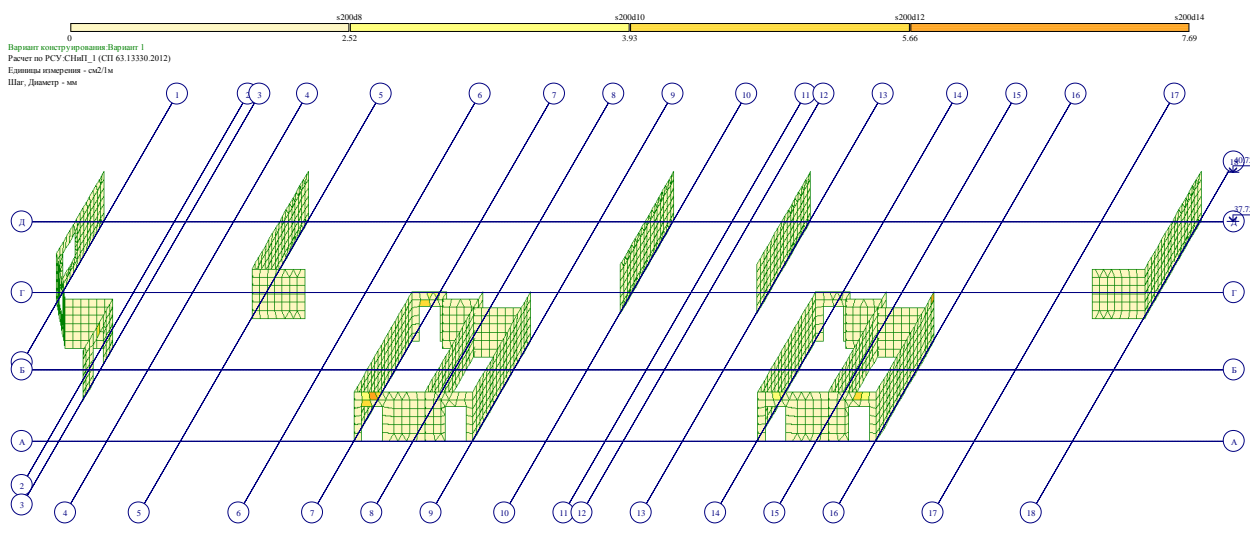
269-ЕП-2018-КР1-РР



Площадь поперечной арматуры на 1 м по оси X у нижней грани (балко-стены - посередине), максимум в элементе 190535



Площадь поперечной арматуры на 1 м по оси X у верхней грани, максимум в элементе 189280



Площадь поперечной арматуры на 1 м по оси Y у нижней грани (балко-стены - посередине), максимум в элементе 190532

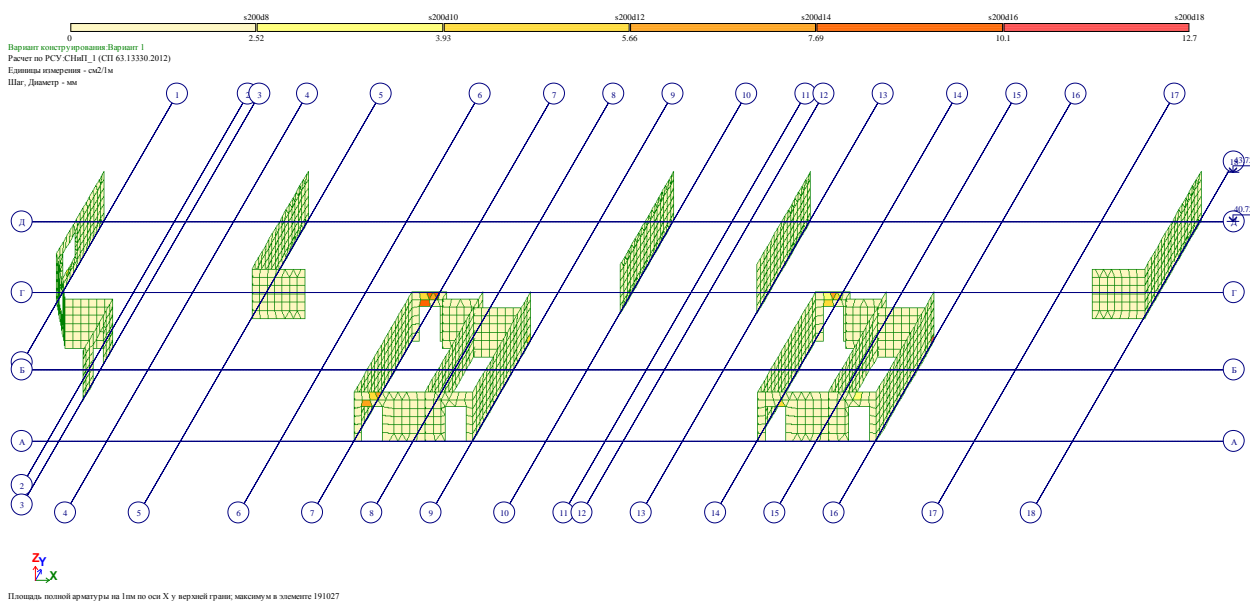
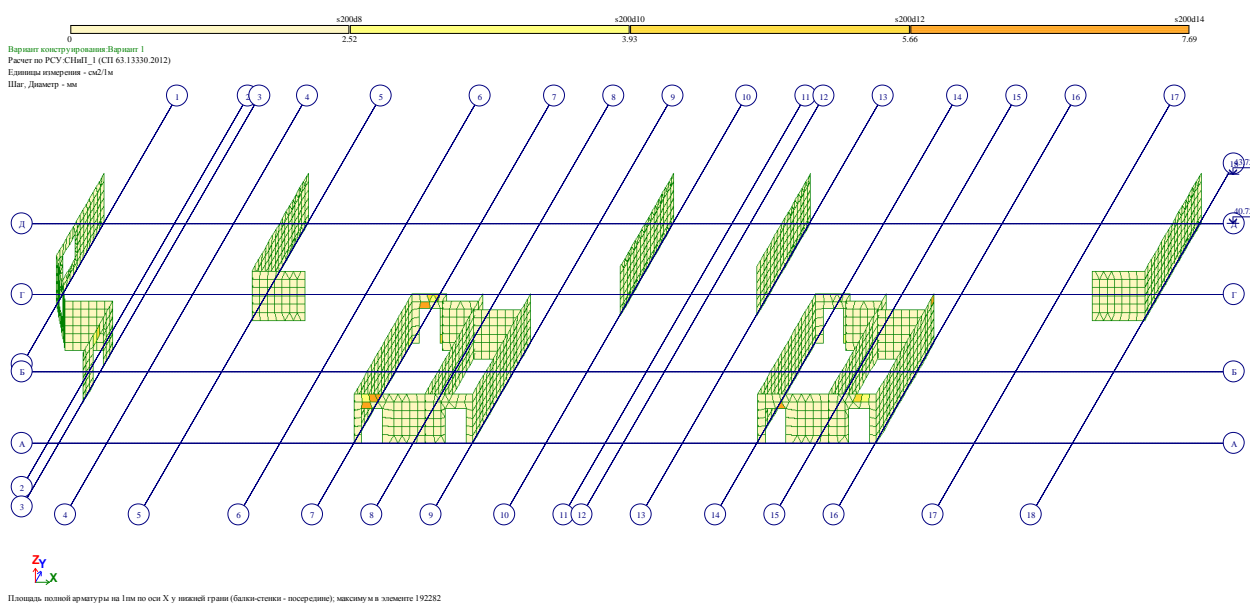
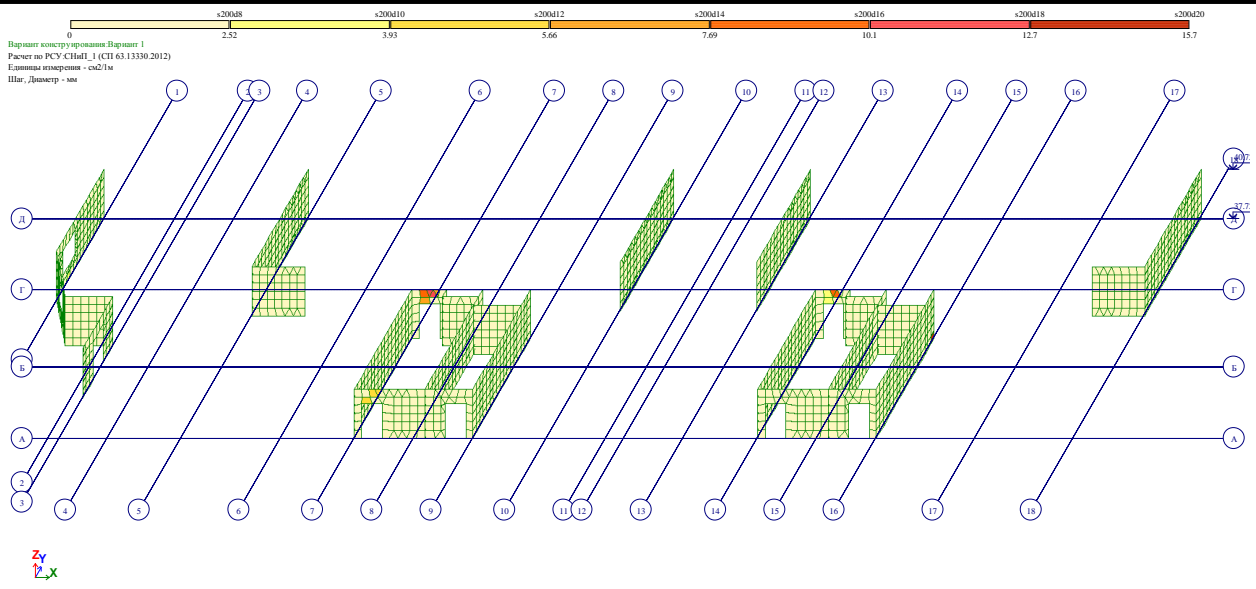
Взам. инв. №

Подпись и дата

Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

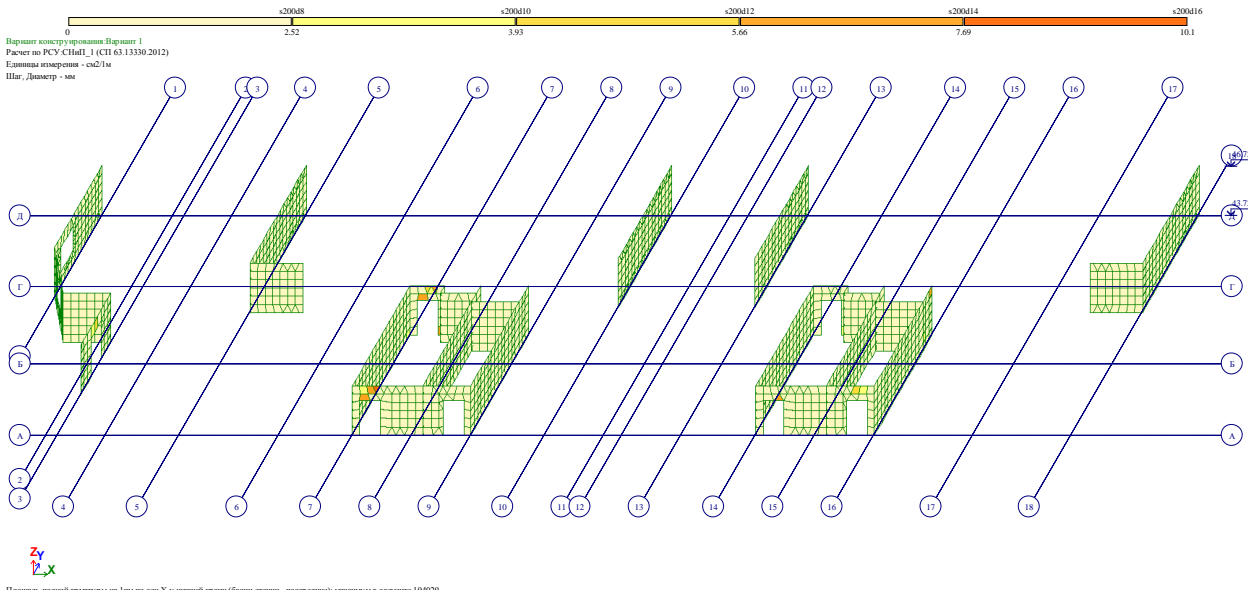
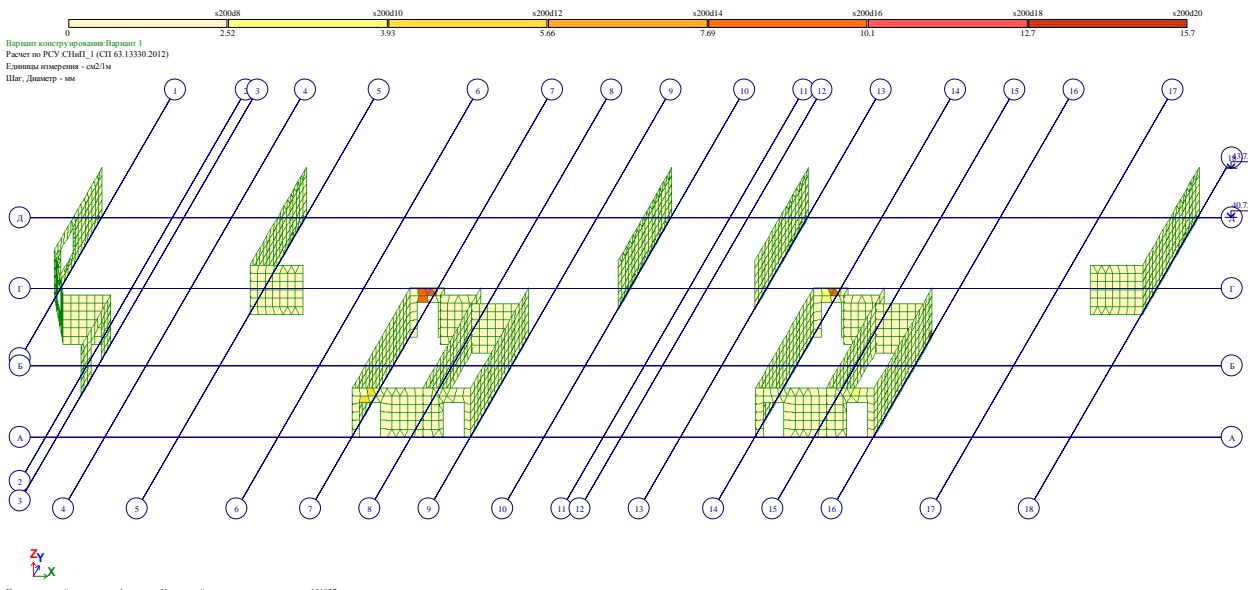
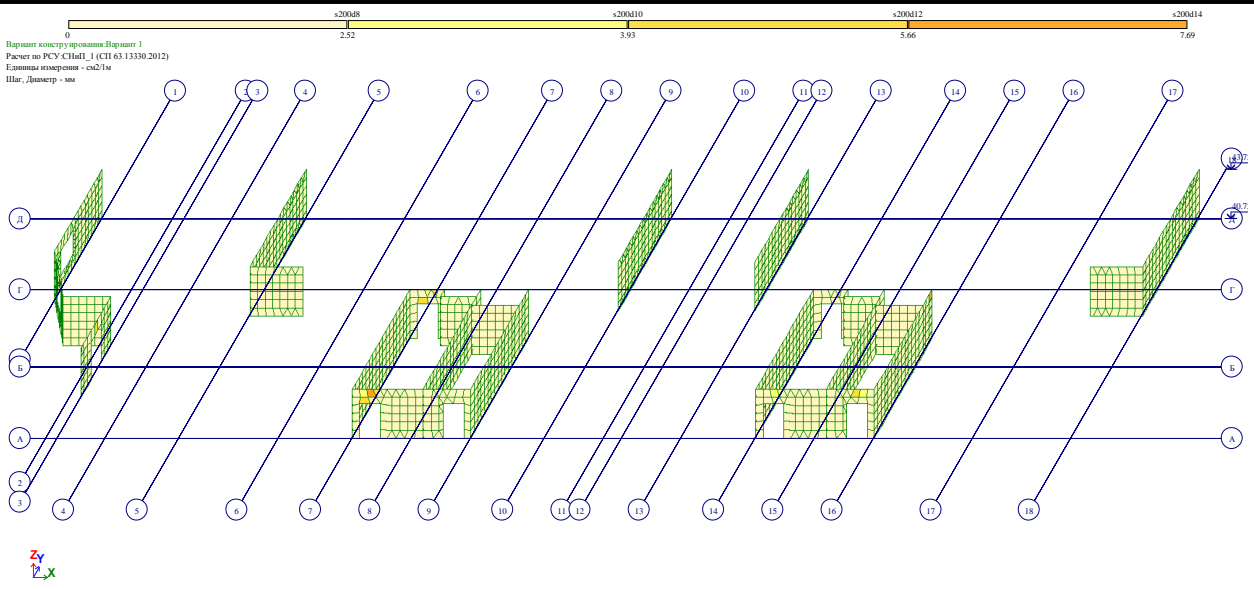


Взам. инв. №
Подпись и дата
Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

Лист
236



Взам. инв. №

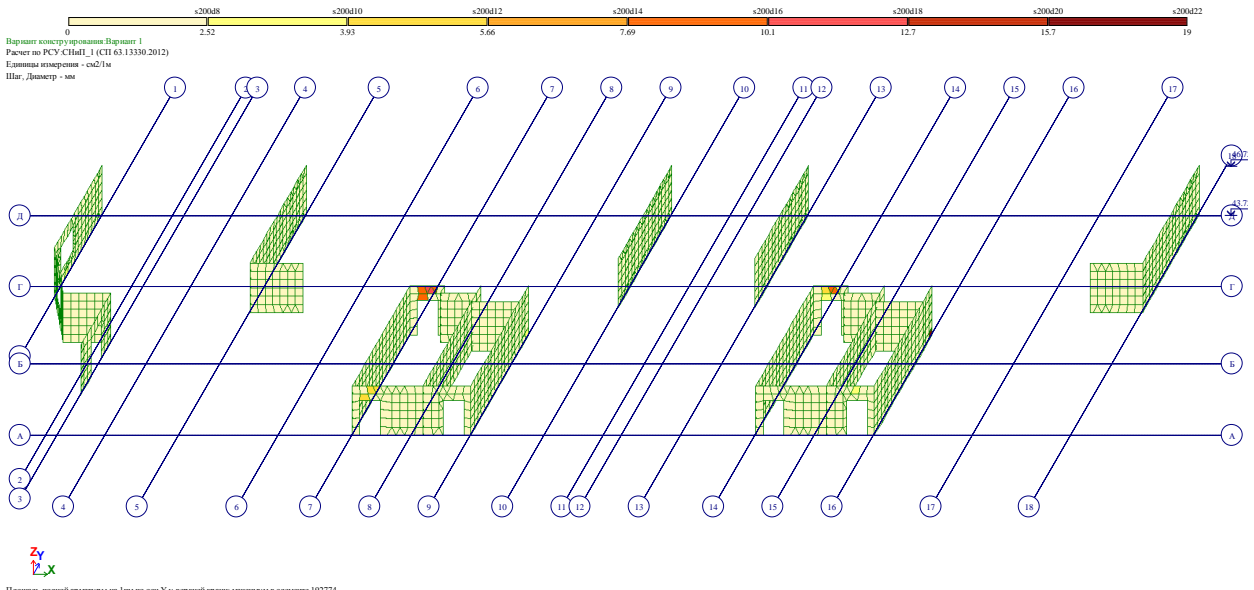
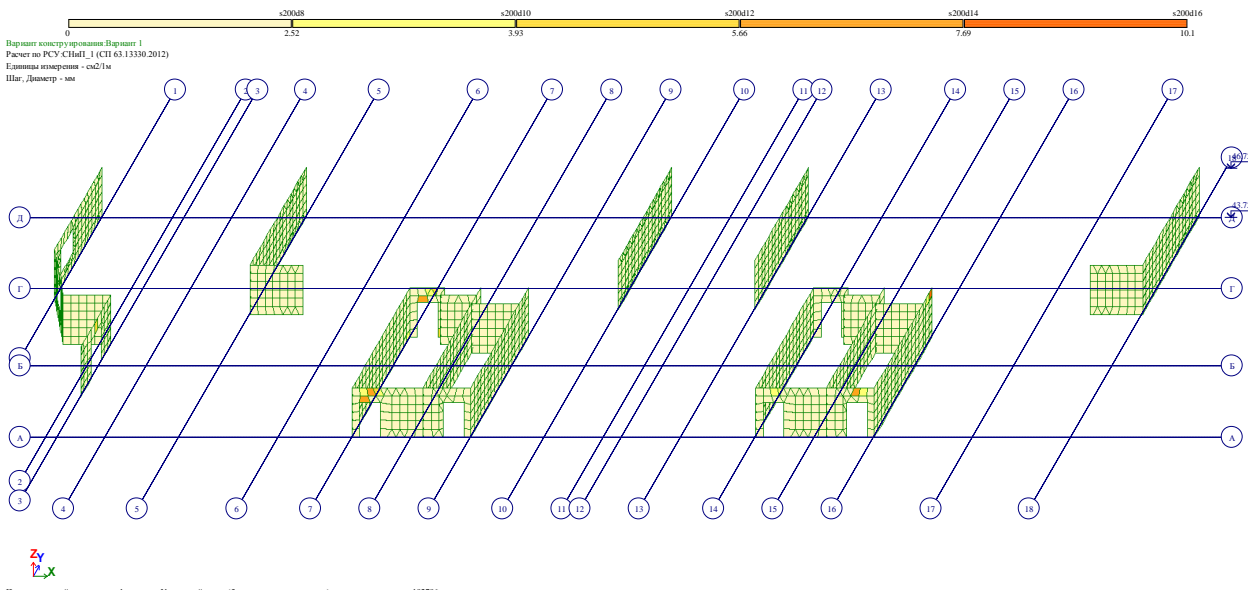
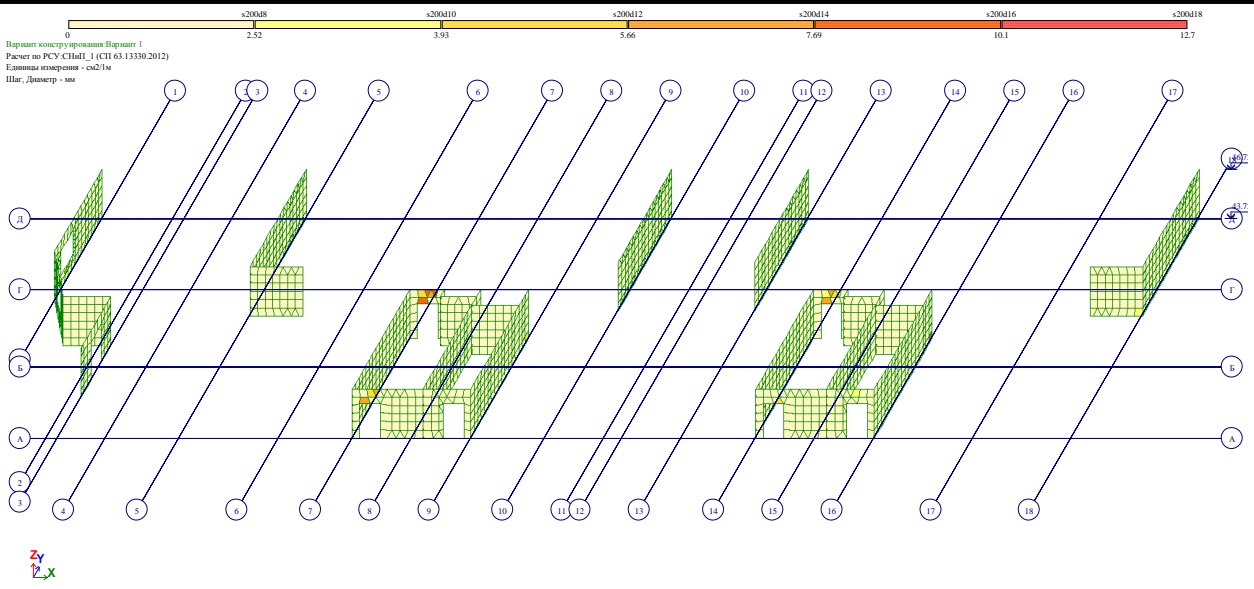
Подпись и дата

Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

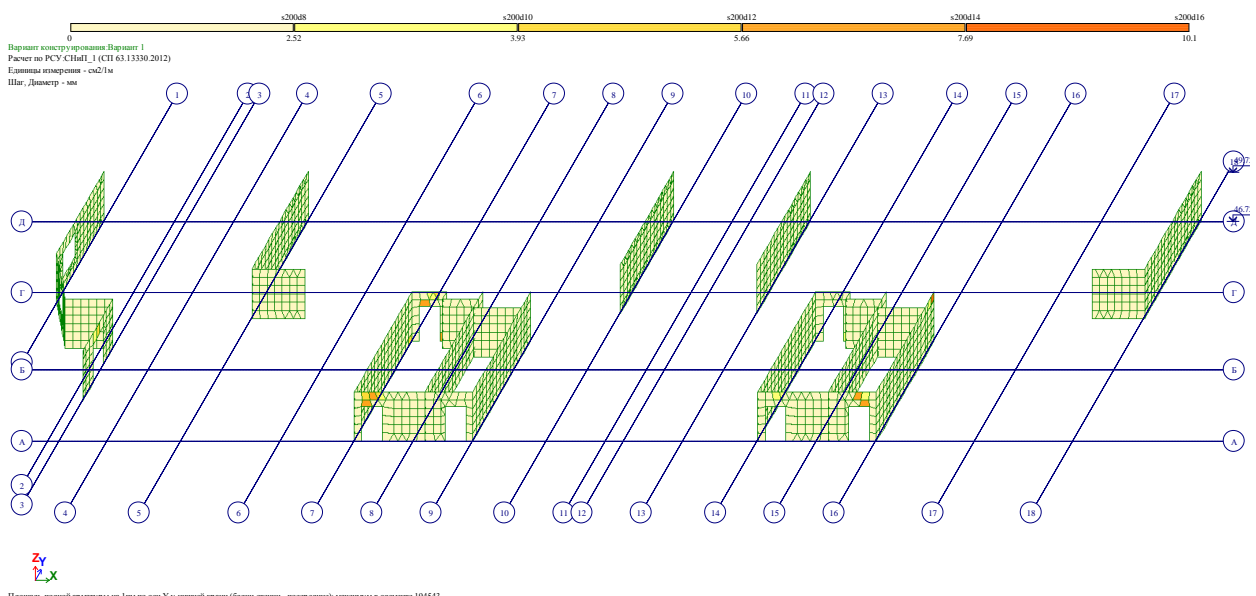
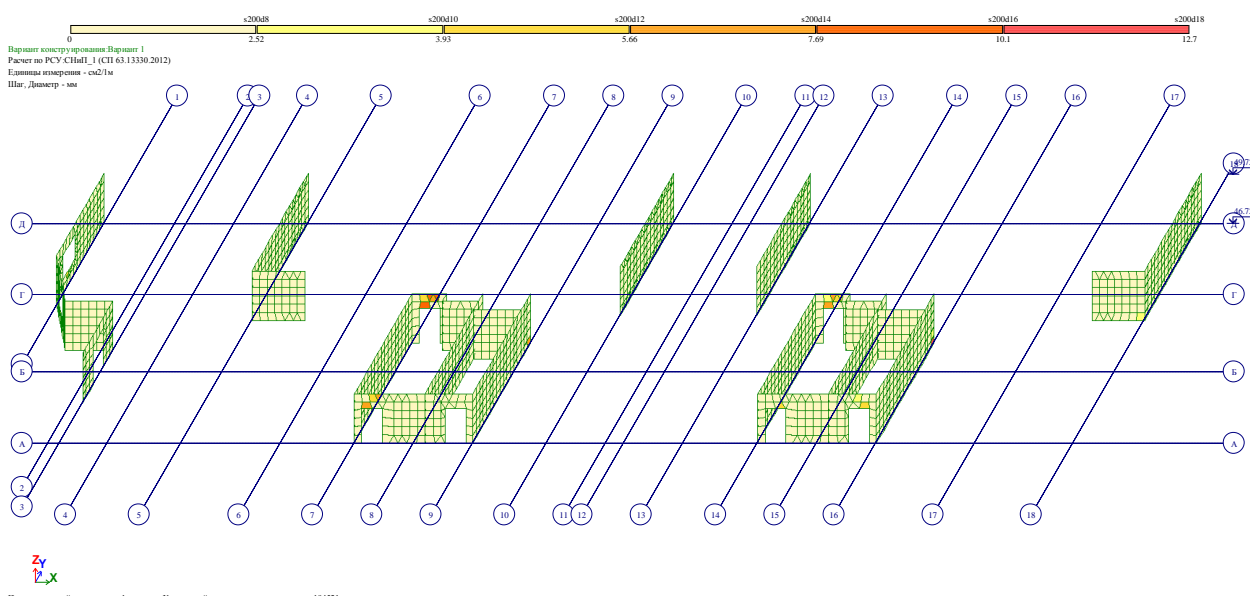
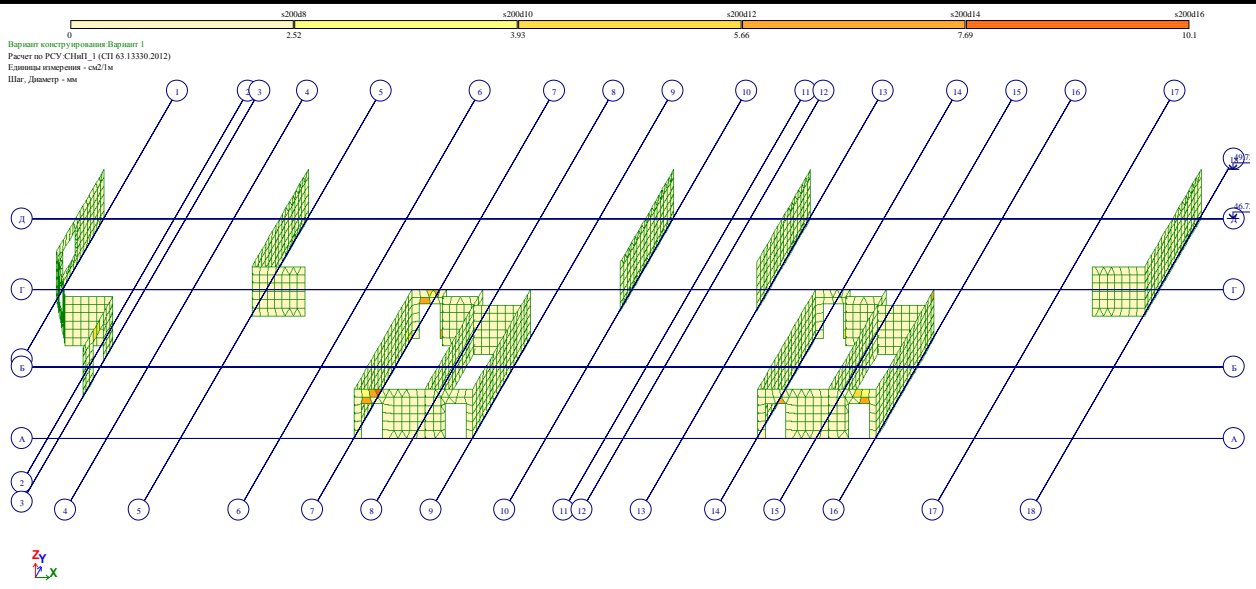
Лист
237



Взам. инв. №
 Подпись и дата
 Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

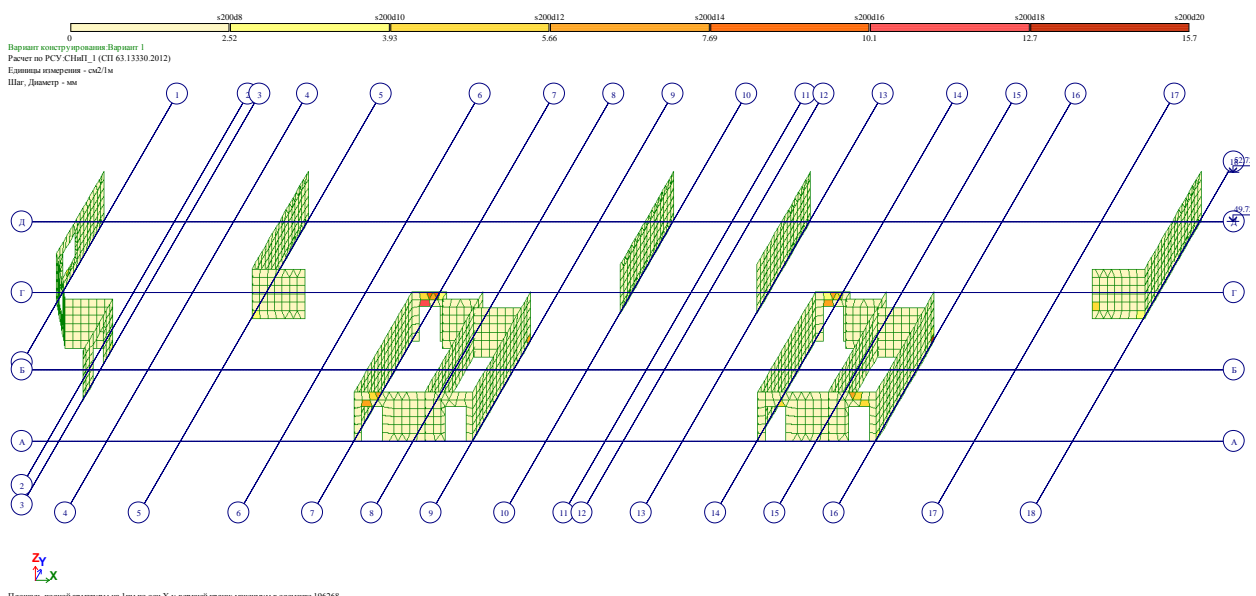
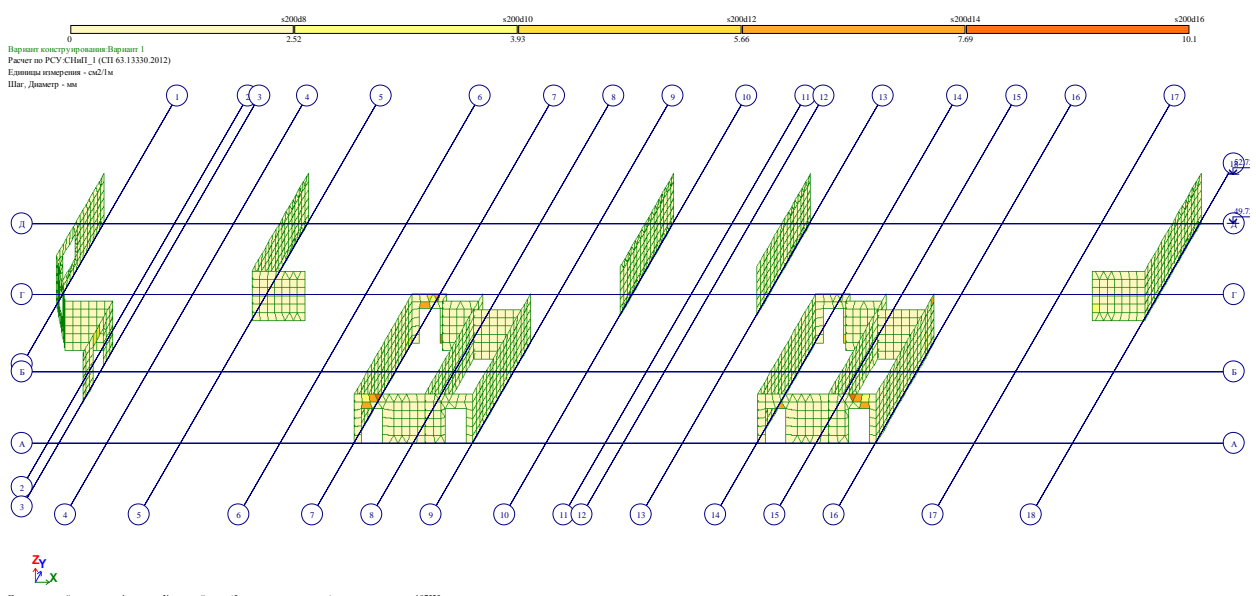
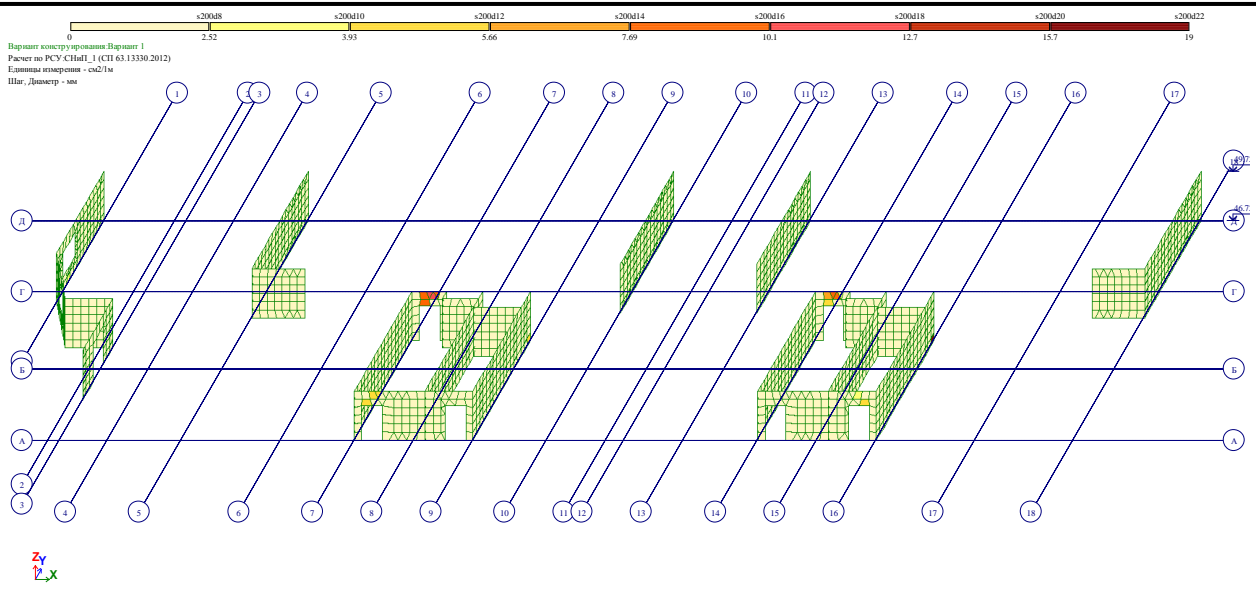


Взам. инв. №
 Подпись и дата
 Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

Лист
 239



Взам. инв. №

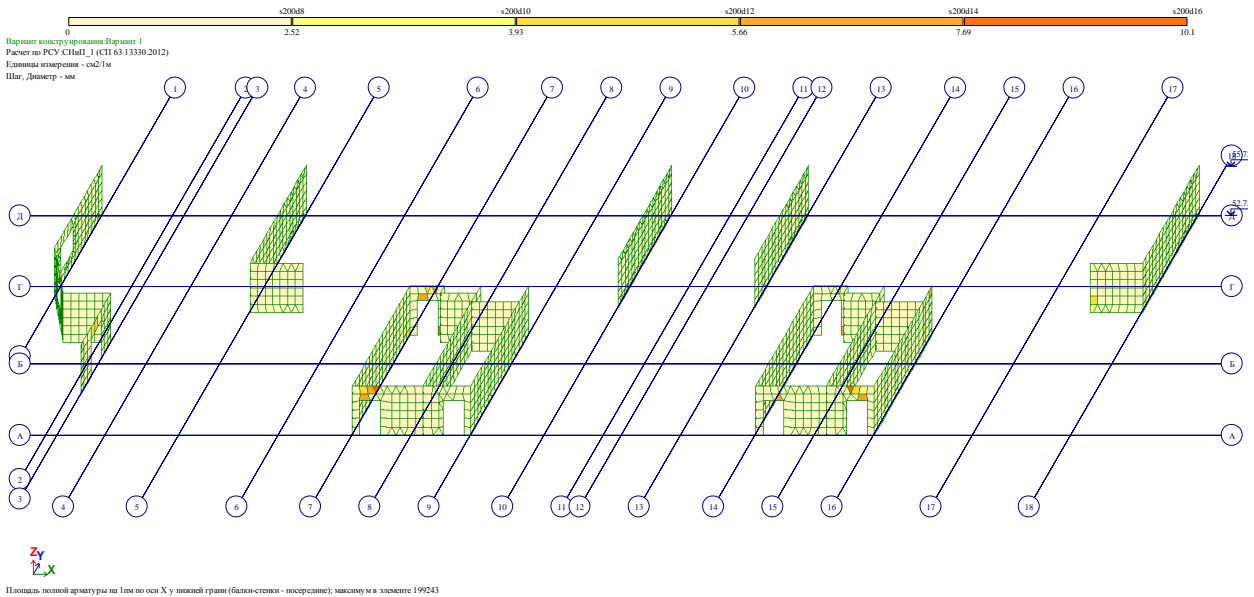
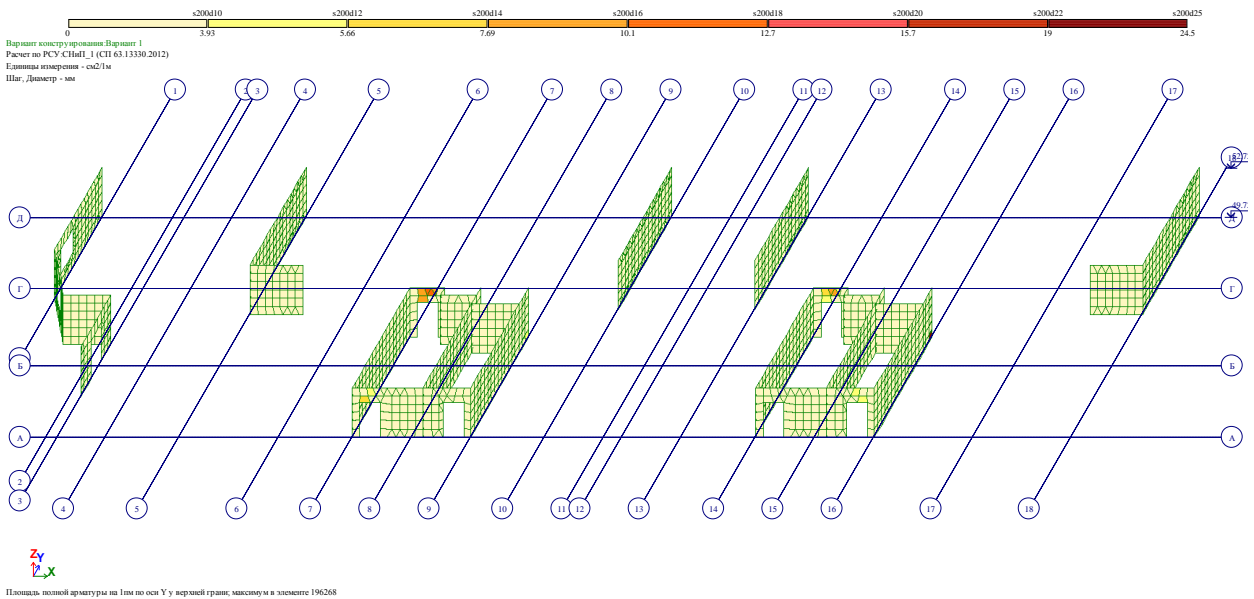
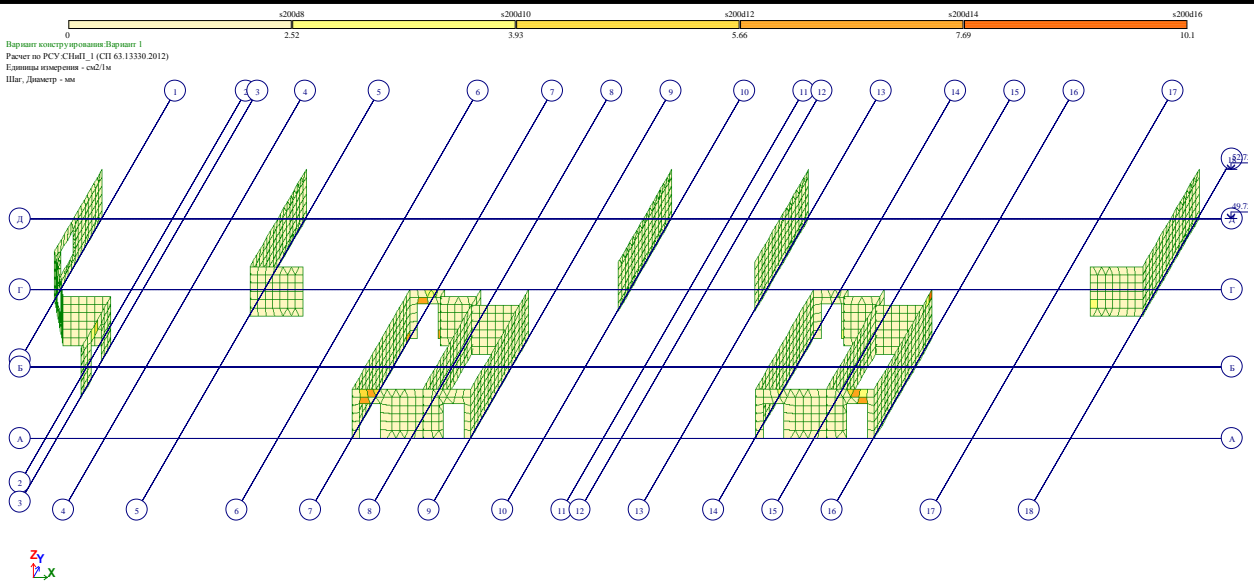
Подпись и дата

Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

Лист
240

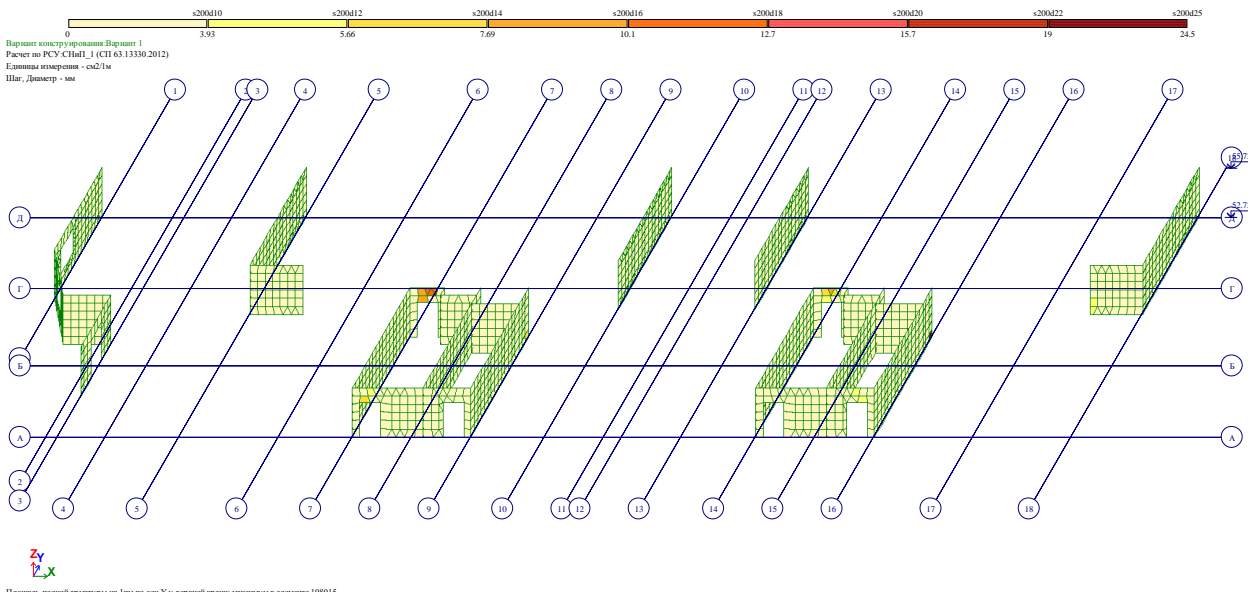
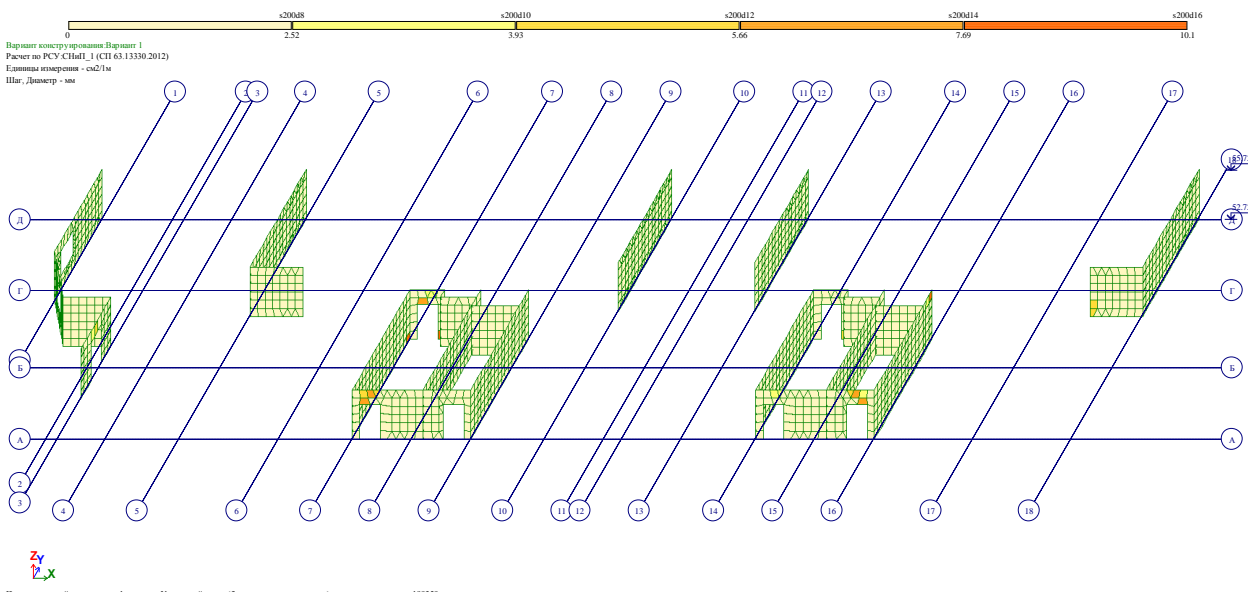
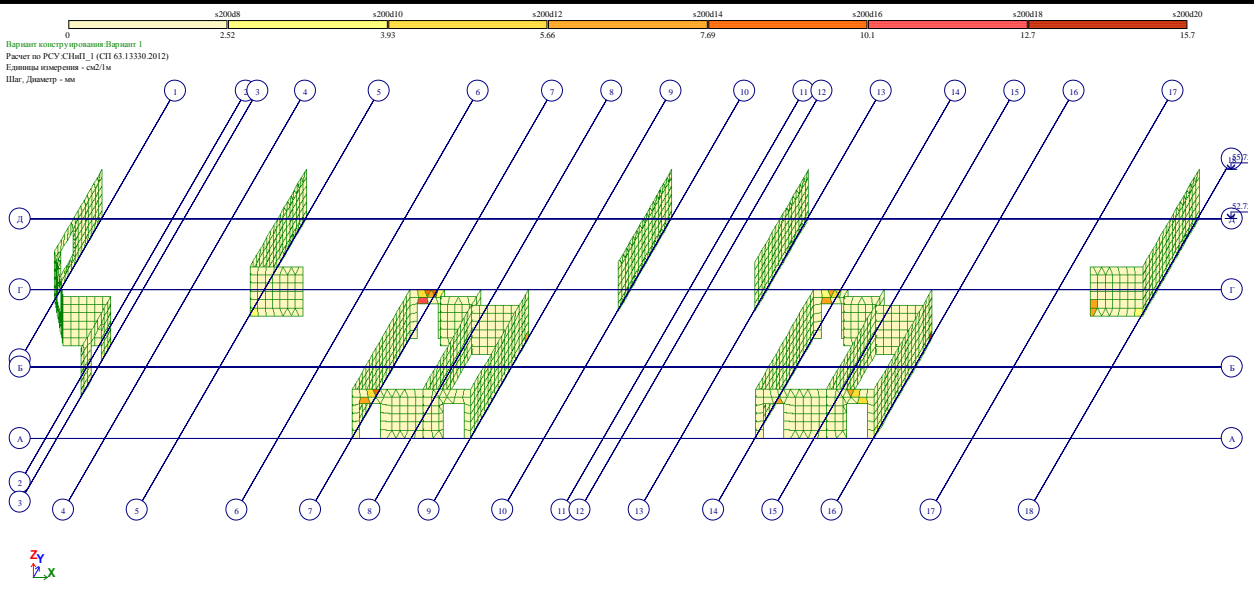


Взам. инв. №

Подпись и дата

Инв. № подл.

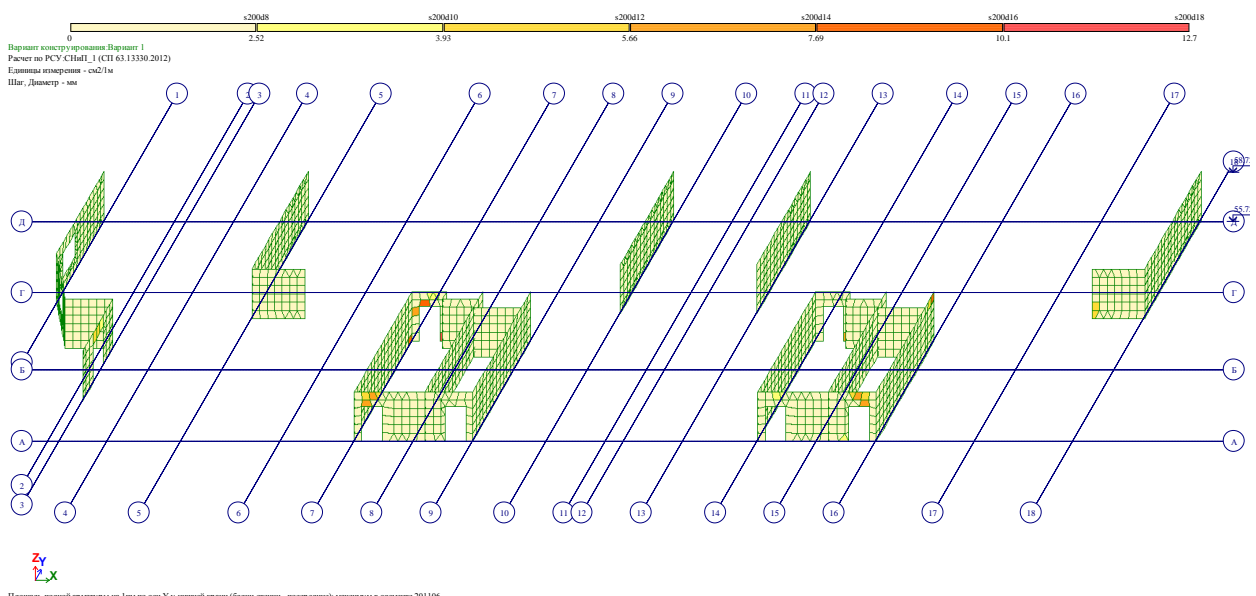
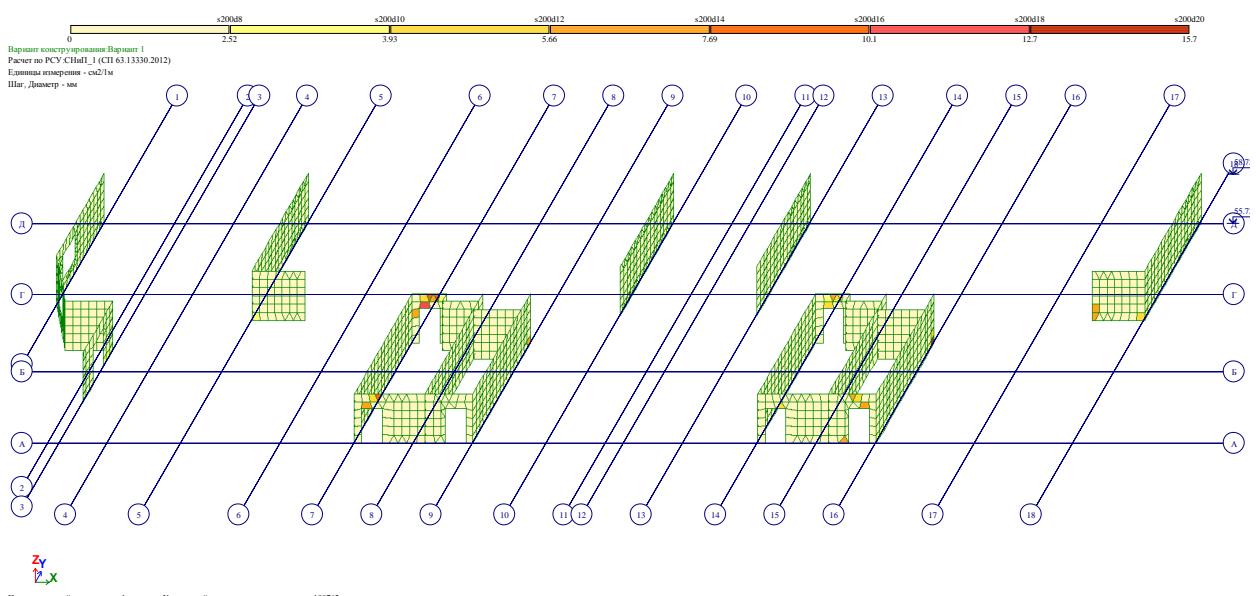
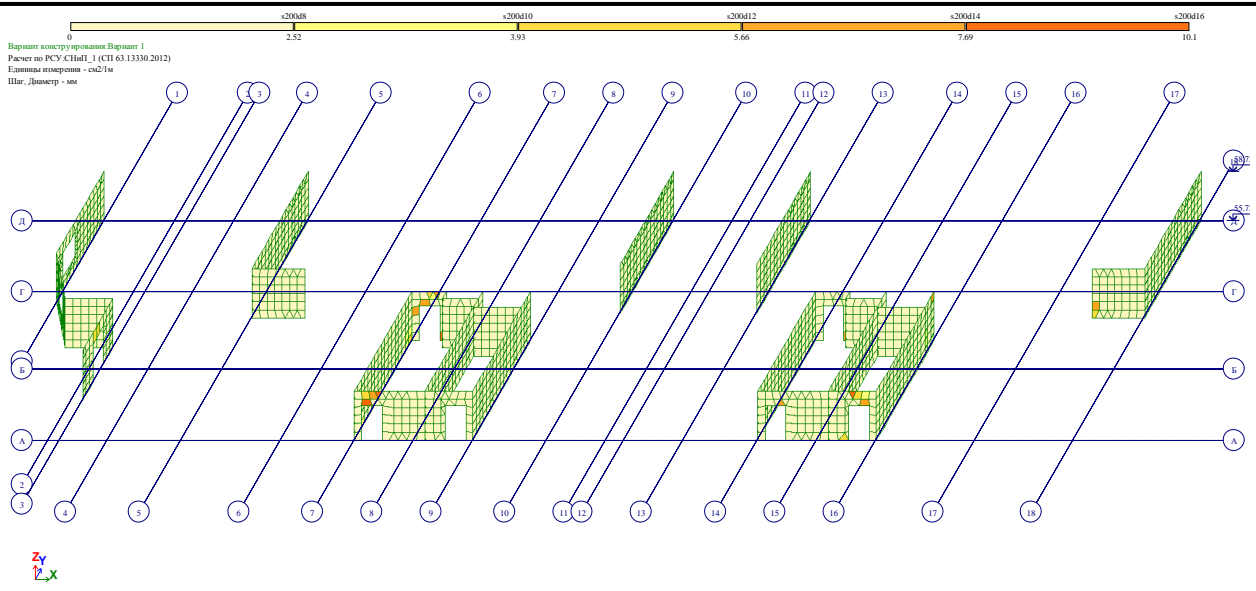
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	269-ЕП-2018-КР1-РР	Лист 241



Взам. инв. №
 Подпись и дата
 Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР



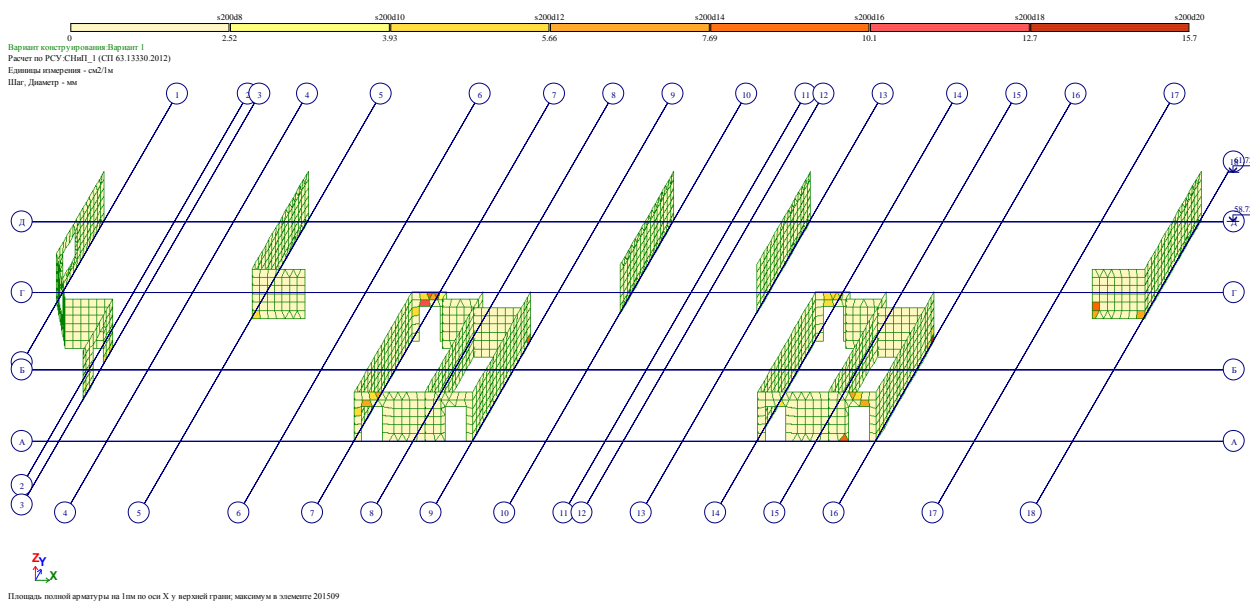
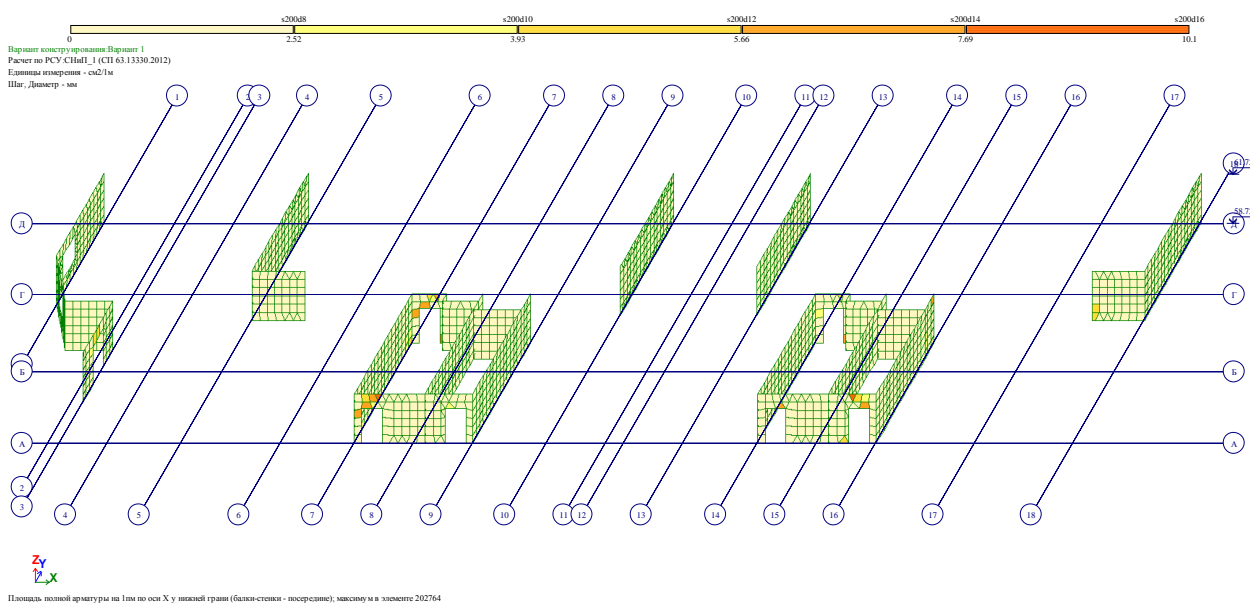
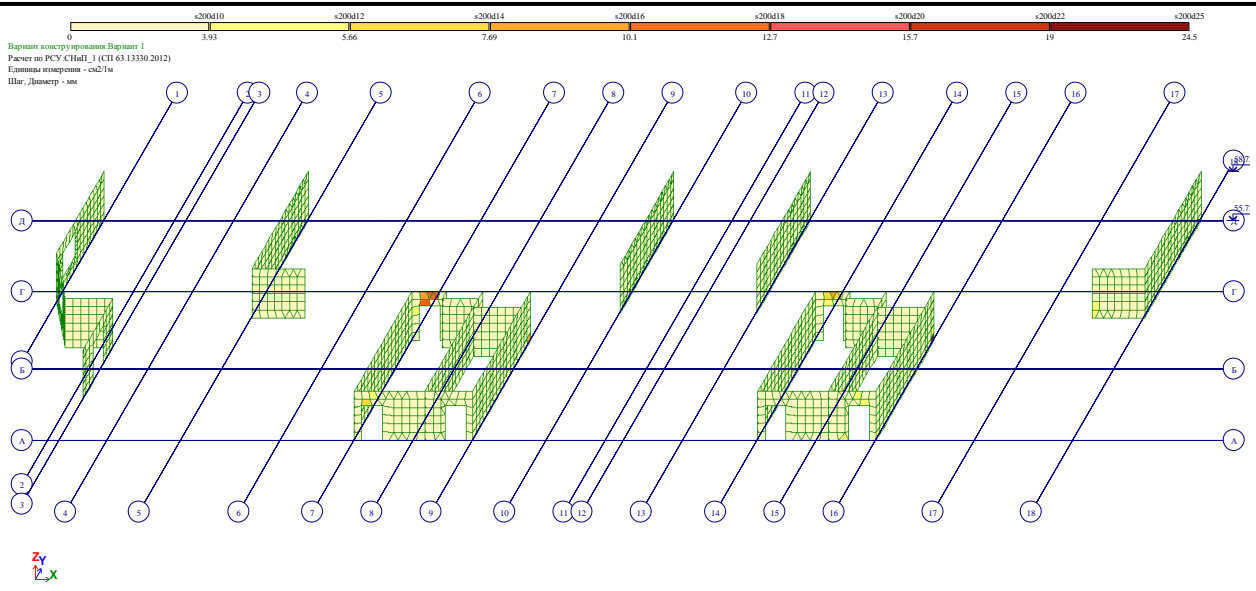
Взам. инв. №

Подпись и дата

Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР



Взам. инв. №

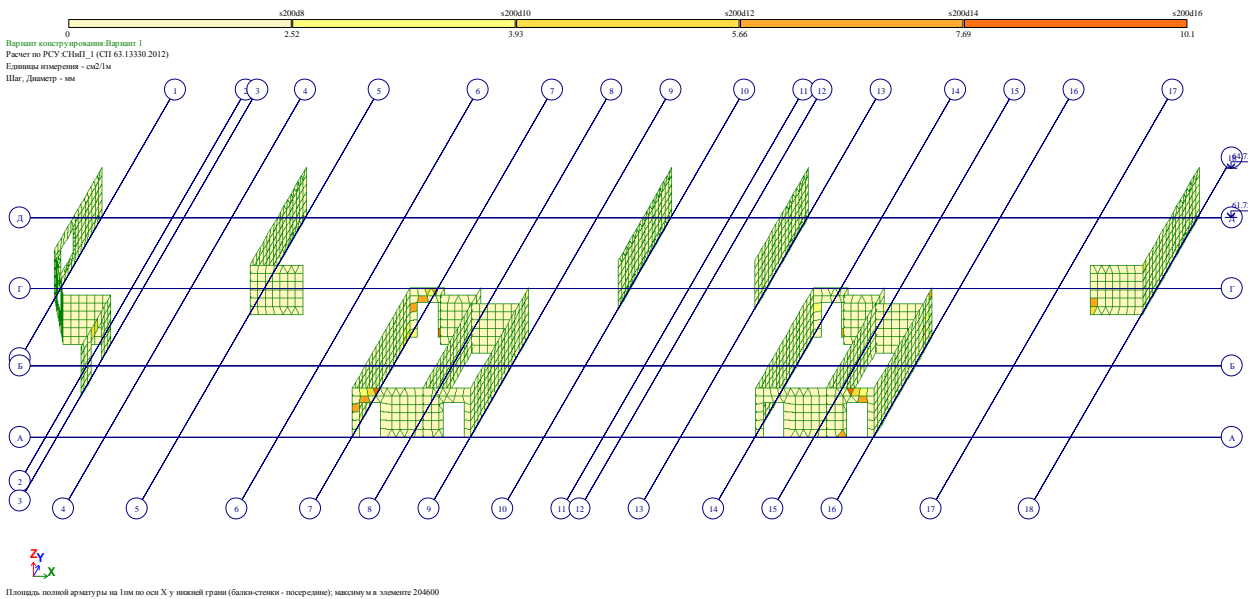
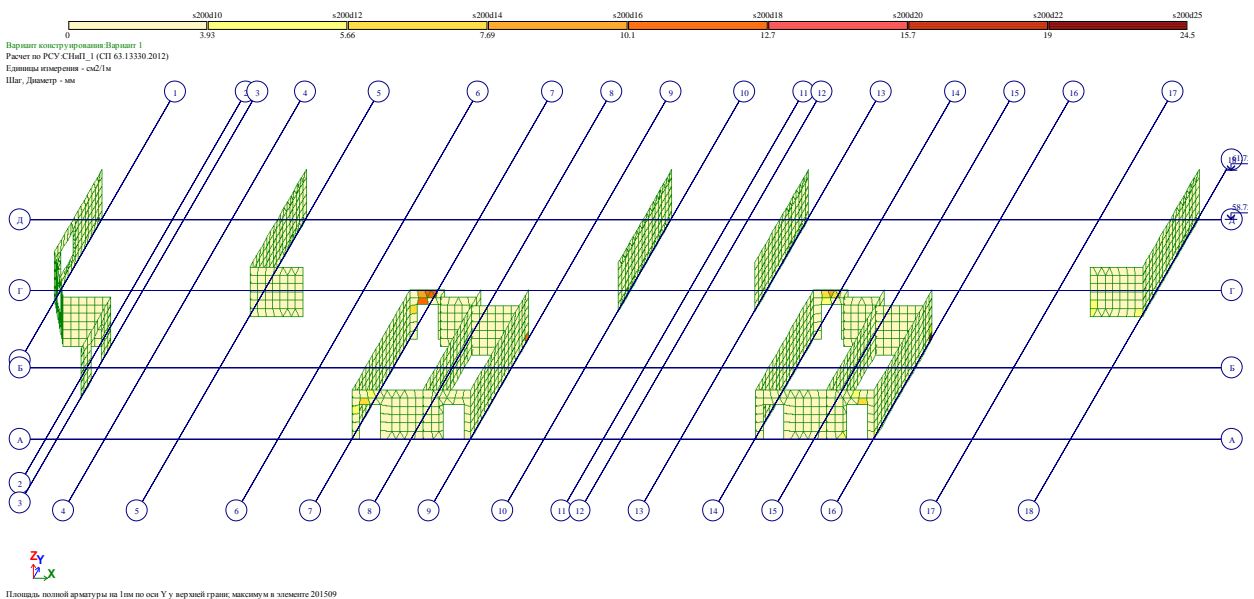
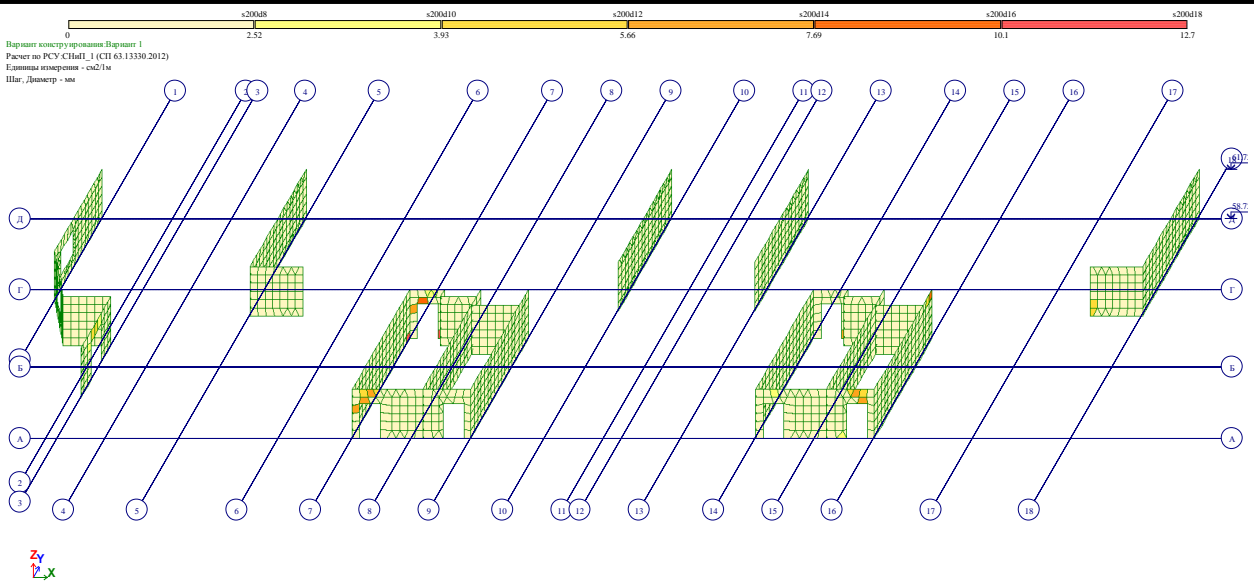
Подпись и дата

Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

Лист
244

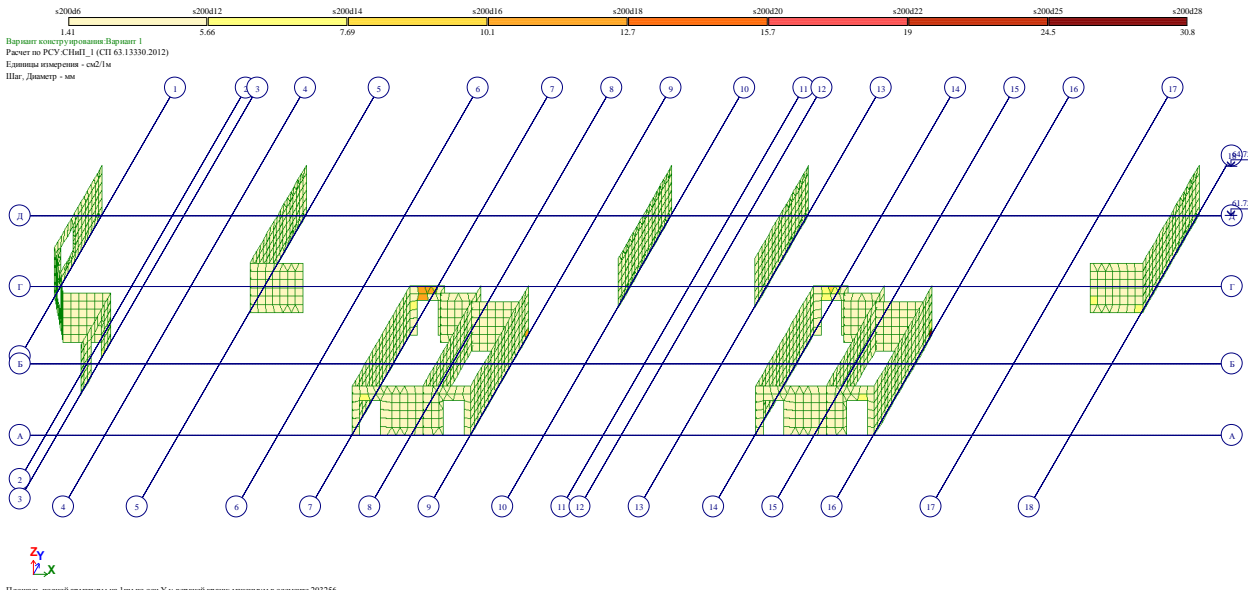
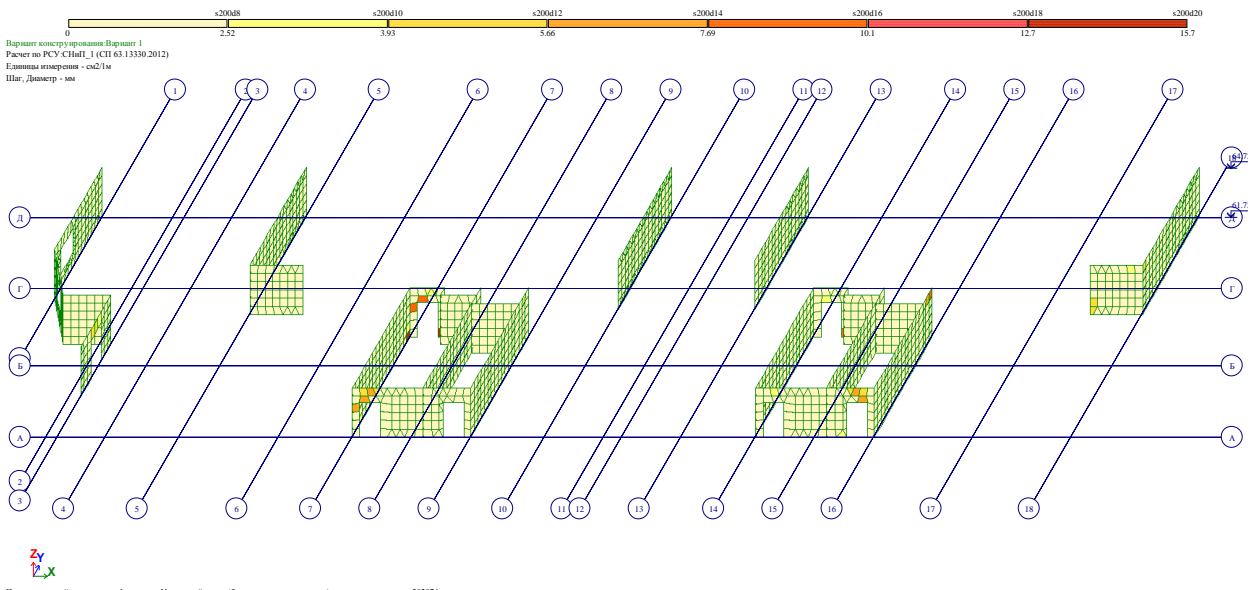
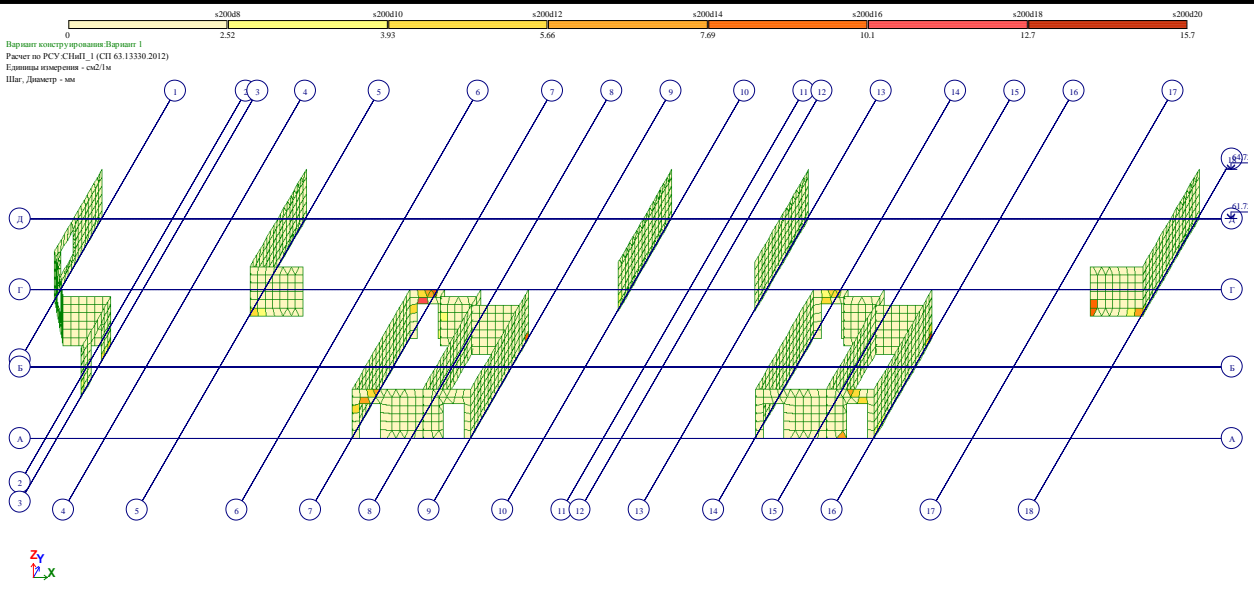


Взам. инв. №
 Подпись и дата
 Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

Лист
 245



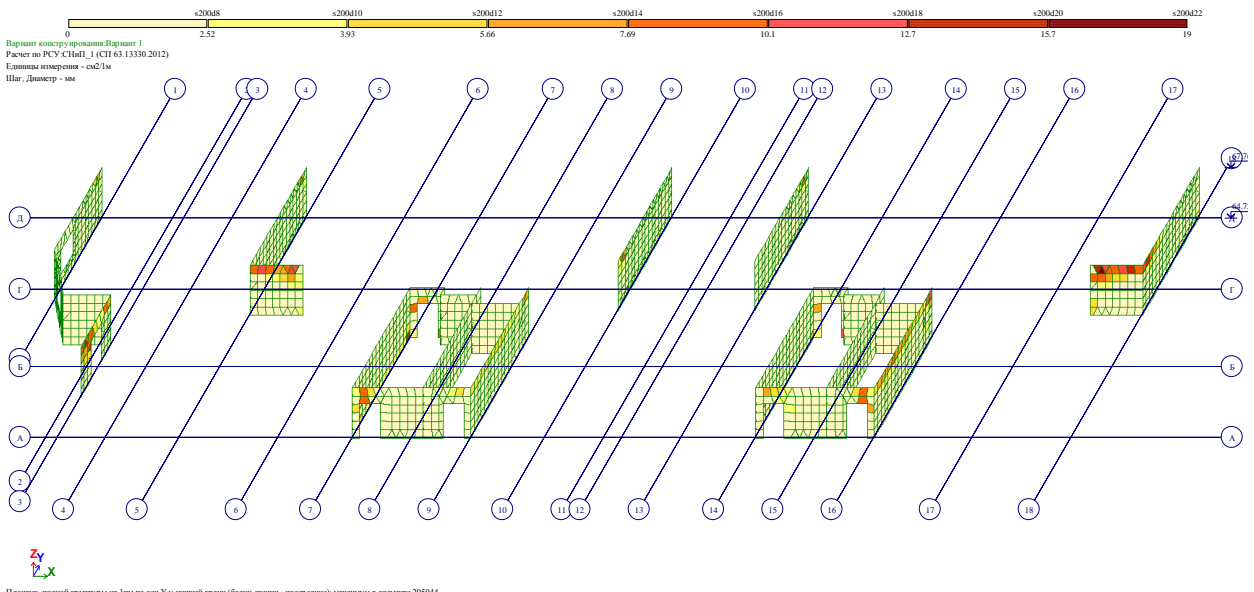
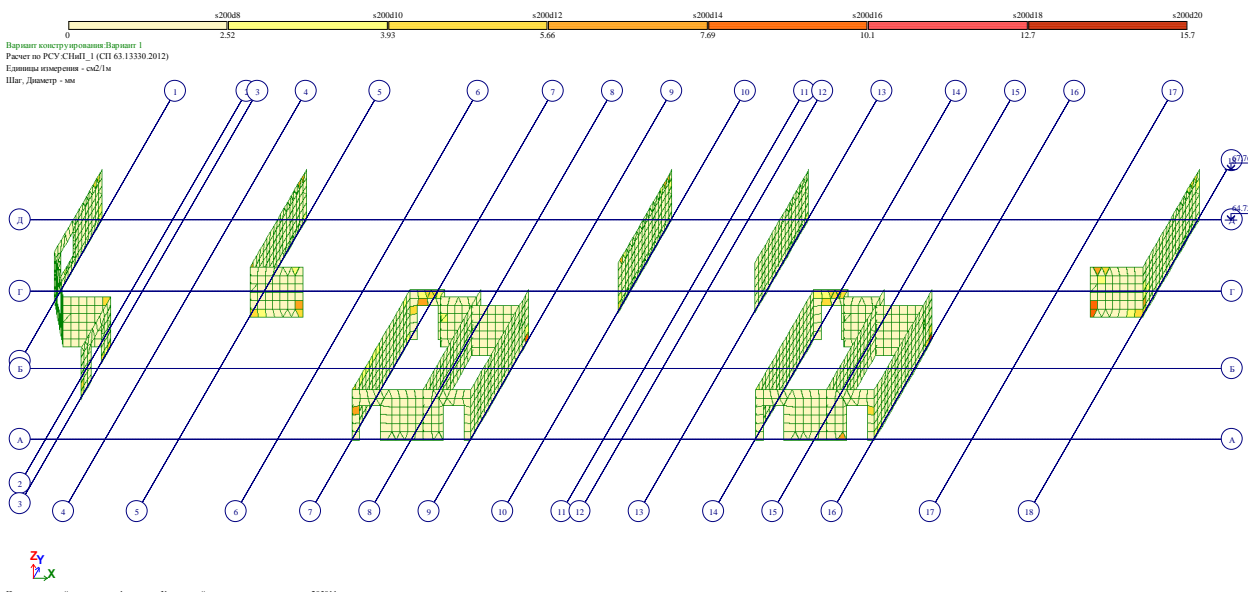
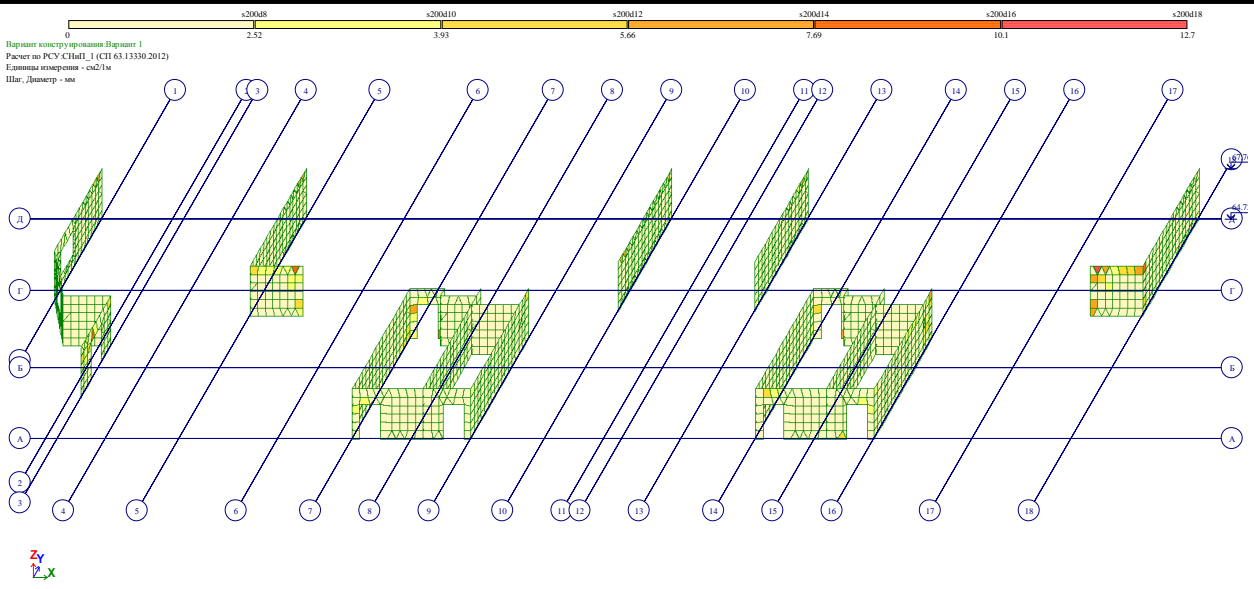
Взам. инв. №

Подпись и дата

Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР



Взам. инв. №

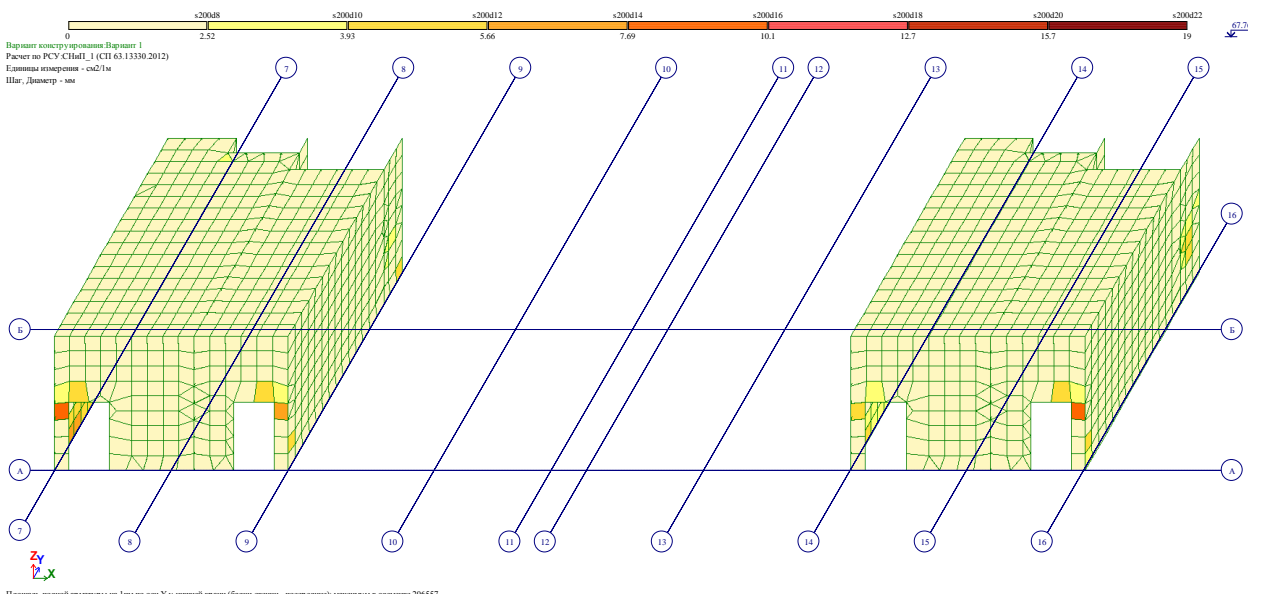
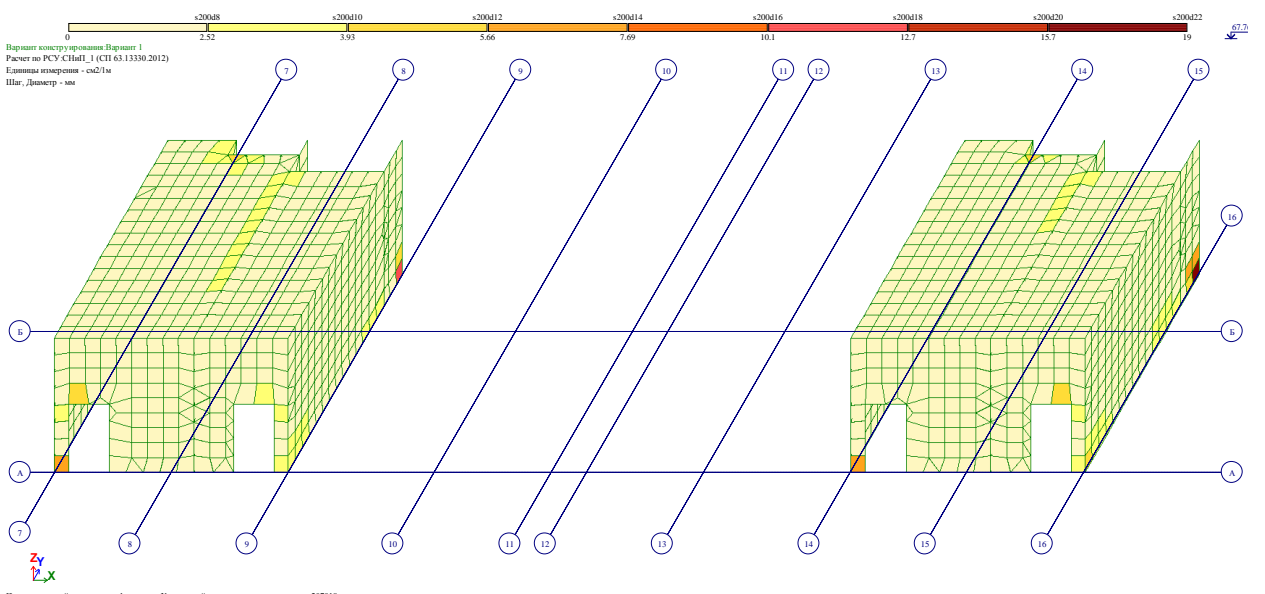
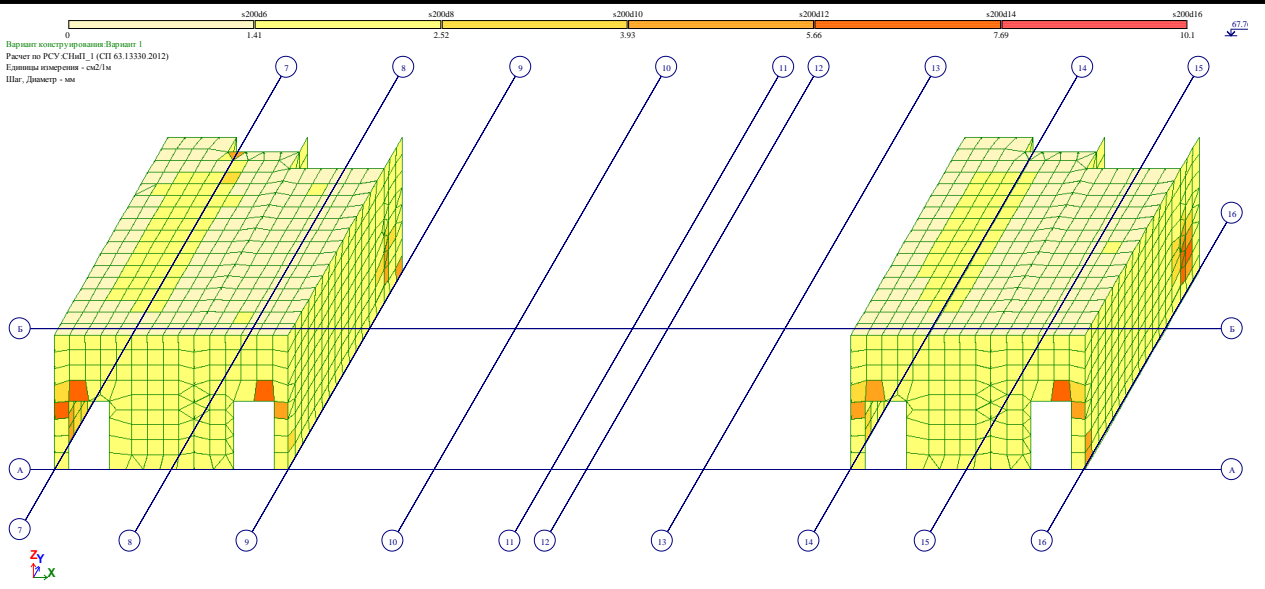
Подпись и дата

Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

Лист
247

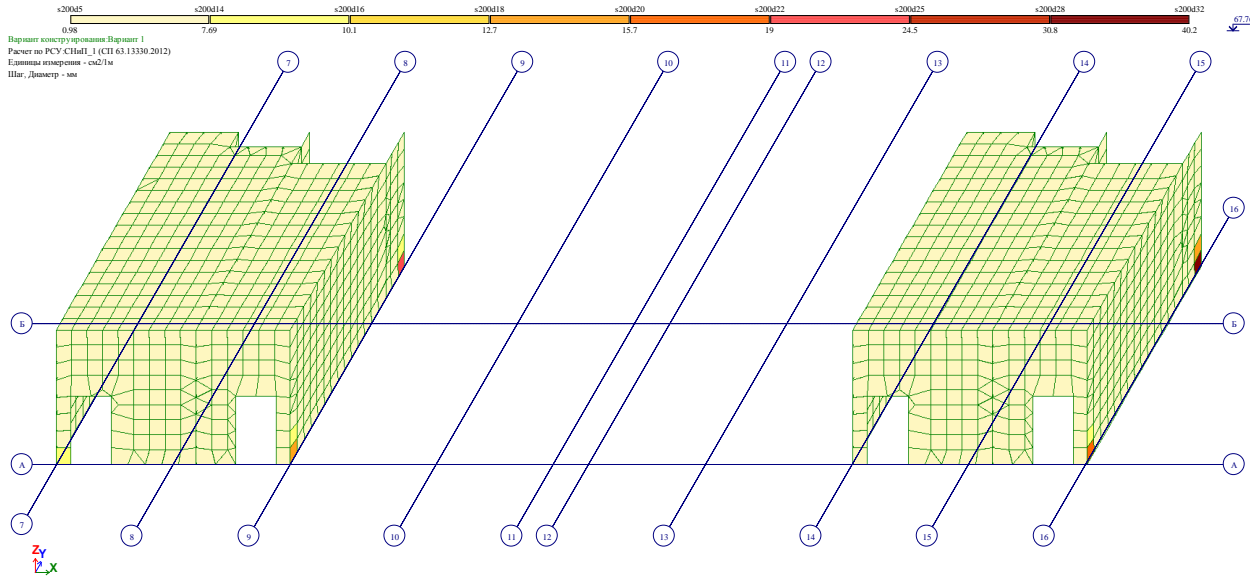


Взам. инв. №
 Подпись и дата
 Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

Лист
 248



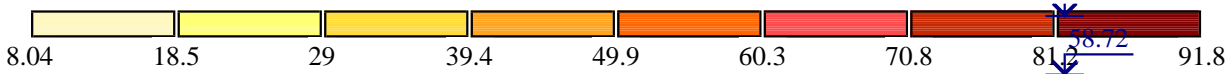
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

Взам. инв. №

Подпись и дата

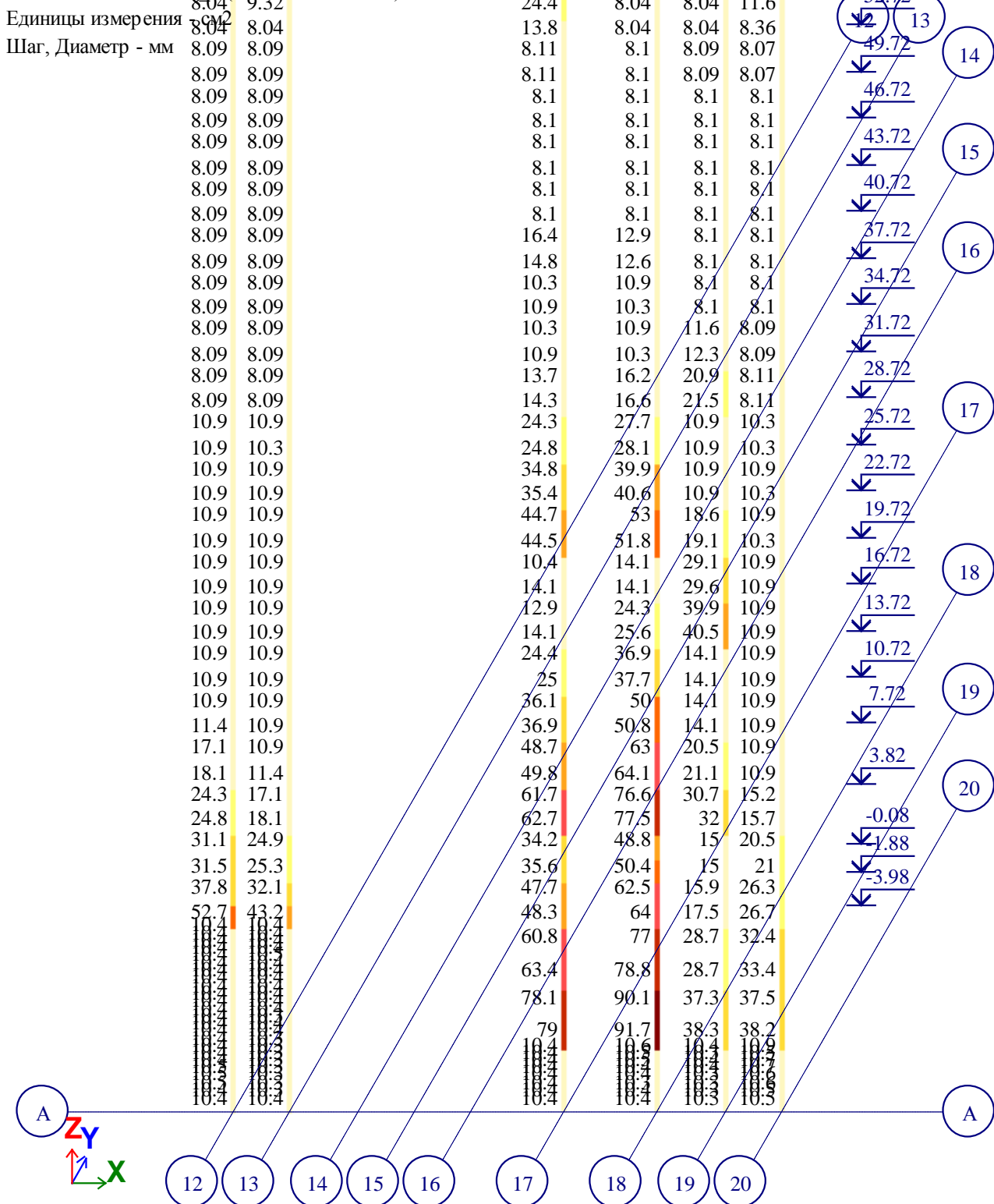
Инв. № подл.

269-ЕП-2018-КР1-РР



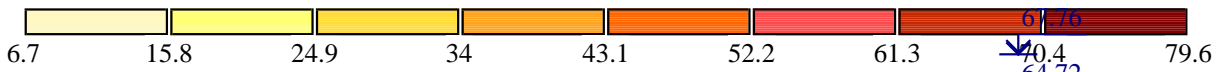
Вариант конструирования: Вариант 1

Расчет по РСН: СНиП 1 (СП 63.13330.2012)



Площадь полной арматуры AU1 AU2 AU3 AU4 AS1 AS2 AS3 AS4 . Симметричное армирование . Максимум 91

Взам. инв. №						
	Подпись и дата					
Инв. № подл.						
	Дата					
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	

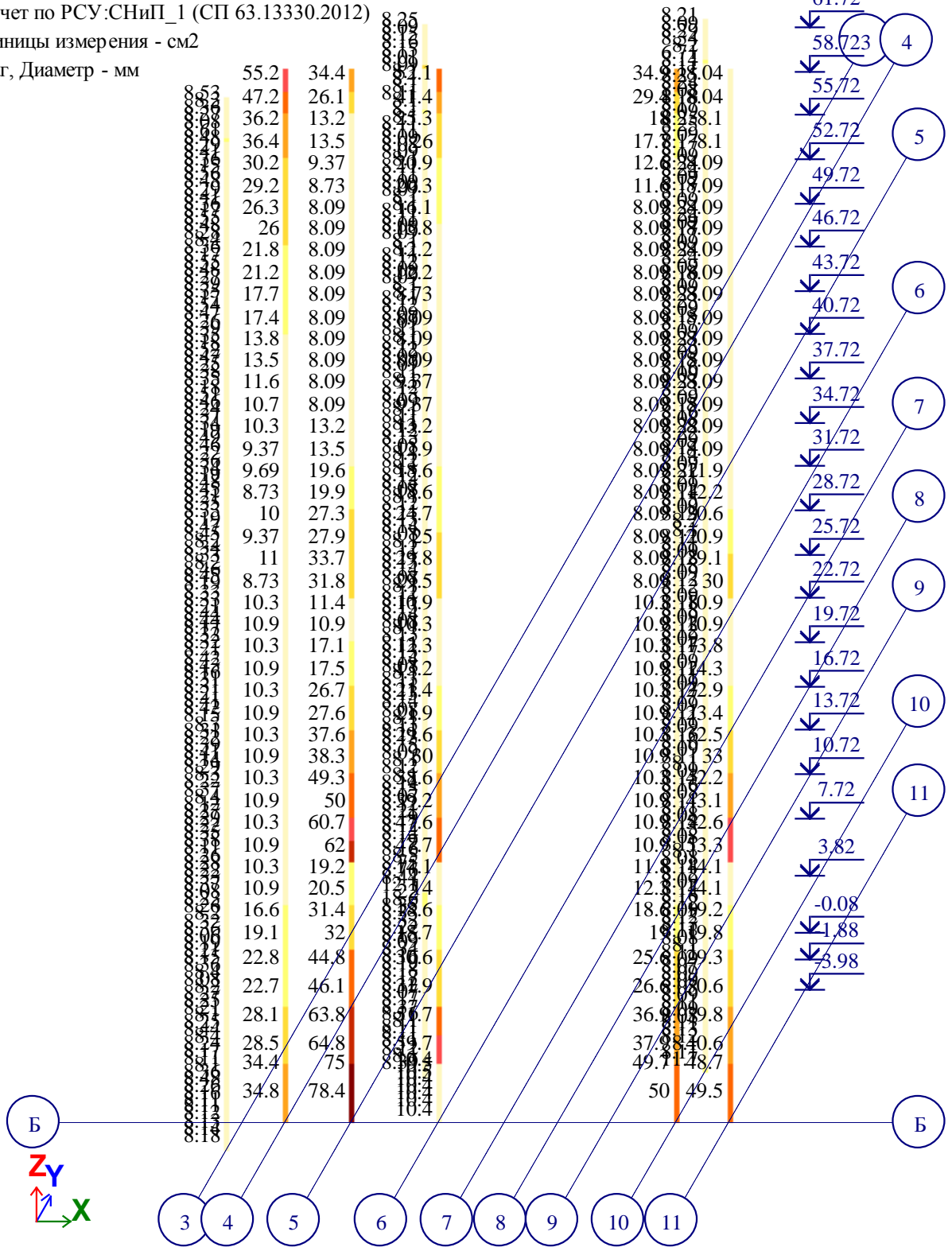


Вариант конструирования: Вариант 1

Расчет по РСУ:СНиП_1 (СП 63.13330.2012)

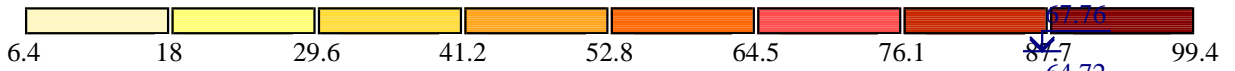
Единицы измерения - см²

Шаг, Диаметр - мм



Площадь полной арматуры AU1 AU2 AU3 AU4 AS1 AS2 AS3 AS4 . Симметричное армирование . Максимум 79

Инв. № подл.	Взам. инв. №				
	Подпись и дата				
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата
269-ЕП-2018-КР1-РР					Лист 252

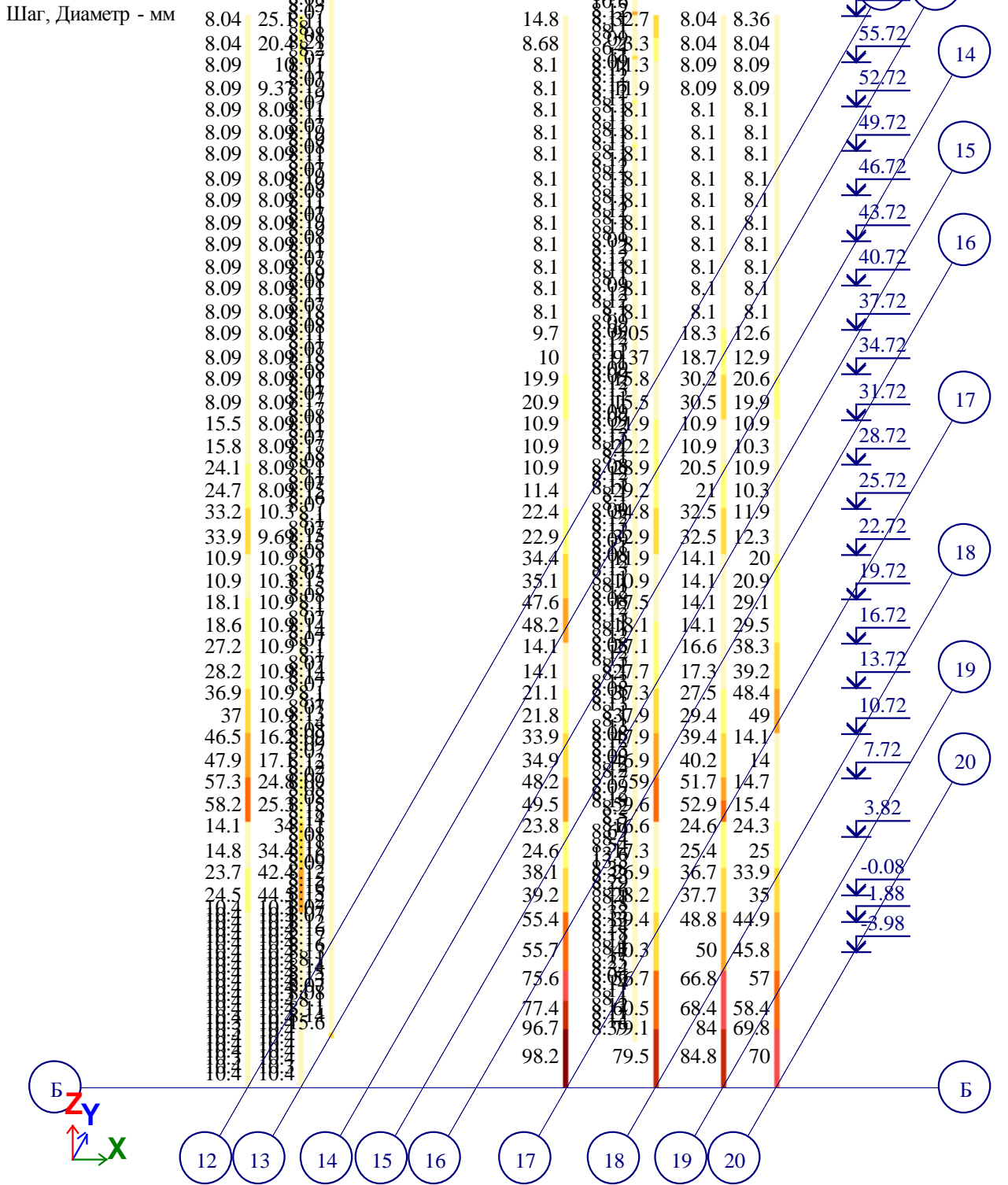


Вариант конструирования: Вариант 1

Расчет по РСН: СНиП_1 (СП 63913.30.2012)

Единицы измерения - см2

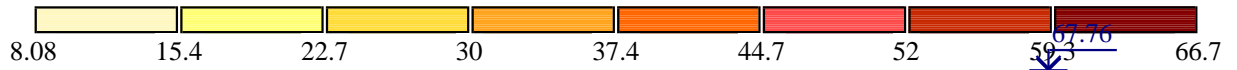
Шаг, Диаметр - мм



Площадь полной арматуры AU1 AU2 AU3 AU4 AS1 AS2 AS3 AS4 . Симметричное армирование . Максимум 99

Взам. инв. №	
Подпись и дата	
Инв. № подл.	

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	269-ЕП-2018-КР1-РР	Лист 253
------	--------	------	--------	-------	------	--------------------	----------

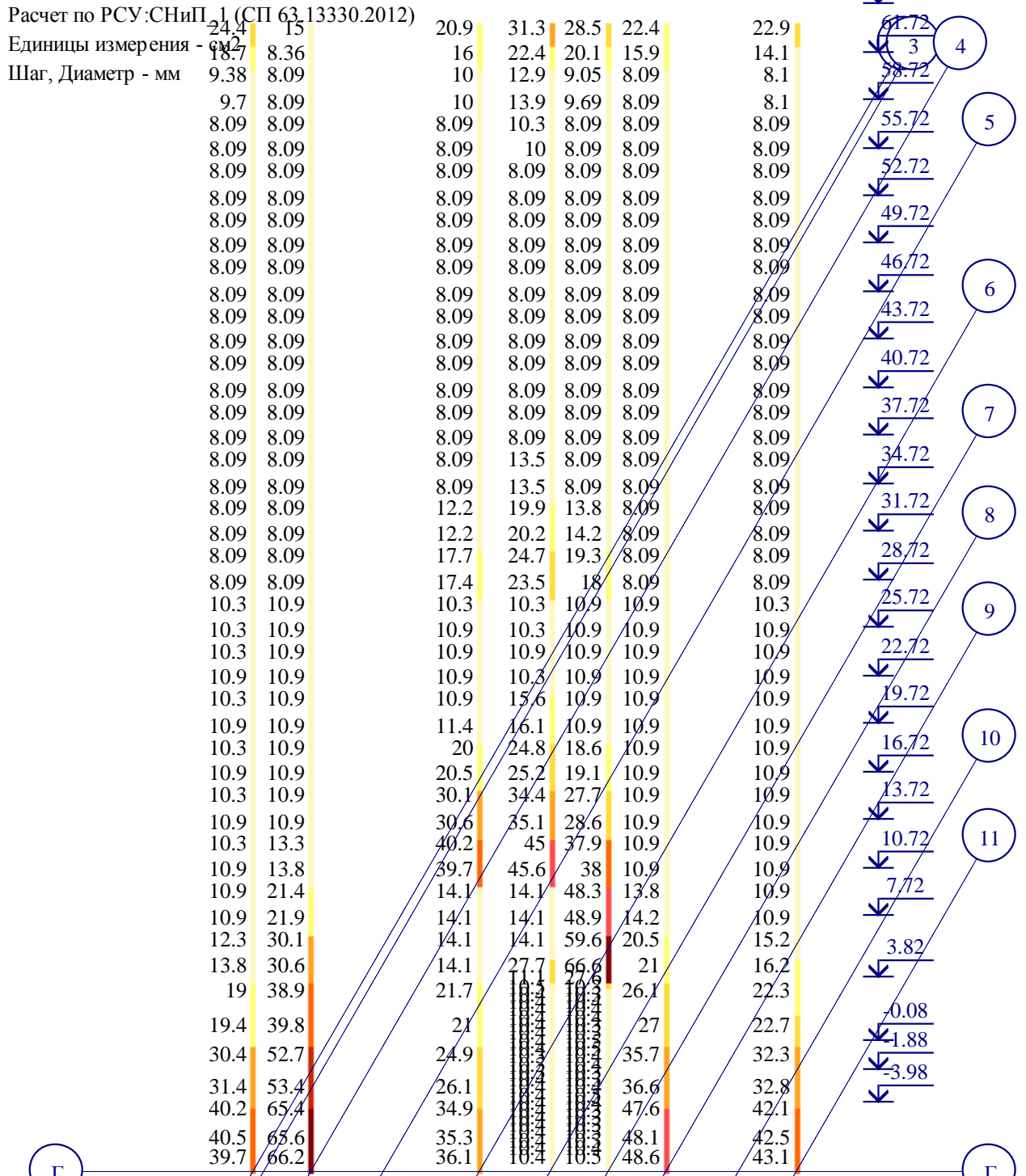


Вариант конструирования: Вариант 1

Расчет по РСН: СНиП 1 (СП 63.13330.2012)

Единицы измерения - см²

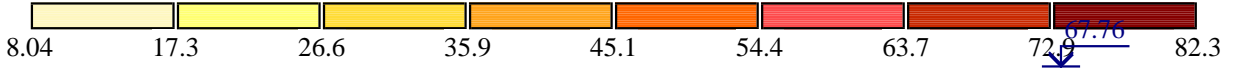
Шаг, Диаметр - мм



Площадь полной арматуры AU1 AU2 AU3 AU4 AS1 AS2 AS3 AS4 . Симметричное армирование . Максимум 66

Взам. инв. №	
Подпись и дата	
Инв. № подл.	

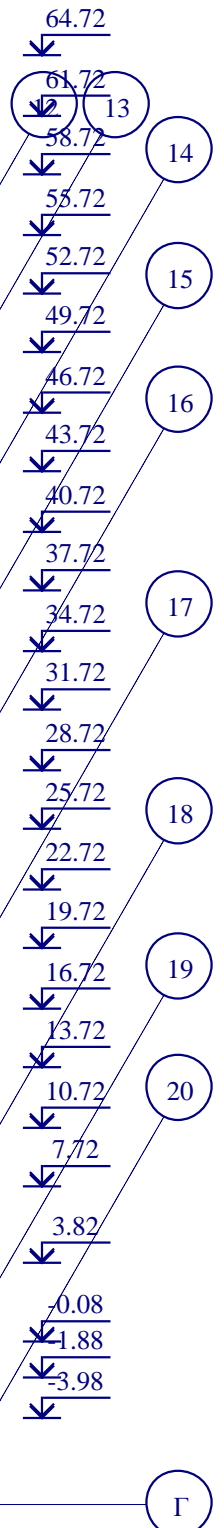
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата



Вариант конструирования: Вариант 1

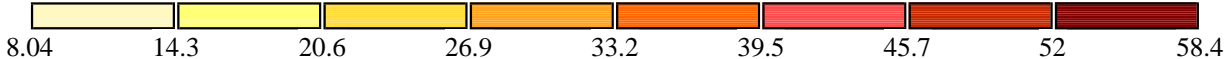
Расчет по РСУ: СНиП 1. (СП 63.13330.2012)

Единицы измерения - см ²	26.3	25.3	32.3	34.9	49.1	32.7	8.04
Шаг, Диаметр - мм	8.08	11.6	12.6	13.5	27.3	10.3	8.1
	8.08	11.6	13.5	15.8	28.6	10	8.1
	8.09	9.05	10.3	12.6	25.7	8.1	8.09
	8.09	8.73	9.69	11.9	25.1	8.1	8.09
	8.09	8.09	8.09	8.73	20.9	8.1	8.1
	8.09	8.09	8.09	8.41	20.6	8.1	8.1
	8.09	8.09	8.09	8.1	19	8.1	8.1
	8.09	8.09	8.09	8.1	18.7	8.1	8.1
	8.09	8.09	8.09	8.1	21.2	8.1	8.1
	8.09	8.09	8.09	8.1	20.6	8.1	8.1
	8.09	8.09	8.09	8.09	24.7	8.1	8.09
	8.09	8.09	8.09	10.3	31.5	8.1	13.5
	8.09	8.09	8.09	10.3	31.8	8.1	14.2
	8.09	8.09	8.09	15.5	36.7	8.09	23.1
	8.09	8.09	8.09	15.1	34.6	8.09	22.8
	8.09	8.09	8.09	20.9	17.1	11.9	10.9
	8.09	8.09	8.09	21.2	13.7	12.3	10.4
	8.09	8.09	10	27.6	21.5	18	10.9
	8.09	8.09	10.3	28.3	22.3	19	10.3
	8.09	8.09	14.5	33.6	32	25.4	17.6
	8.09	8.09	12.9	33.3	31.5	25.1	17.8
	10.9	10.9	10.9	11.3	41.8	10.3	26.7
	10.3	10.3	10.9	10.3	42.1	10.9	27.6
	10.9	10.9	10.9	17.1	51.9	10.3	36.9
	10.3	10.3	10.9	17.5	51	10.9	37.6
	10.9	10.9	10.9	26.2	14.1	15.6	14.1
	10.9	10.3	10.3	26.7	11	16.2	14
	10.9	10.9	10.9	36.3	21.8	24.7	14.1
	10.9	10.9	10.9	37	21.9	25.3	14.1
	10.9	10.9	12.8	47.6	33.9	34.4	16
	10.9	10.9	13.7	47.4	34.9	34.8	16.6
	10.9	10.9	19.5	59.1	45.3	44.8	25.6
	10.9	10.9	20.3	59.6	46.1	45.4	26.2
	10.9	11.8	26.7	17.3	21.4	14.1	35.3
	10.9	12.8	27.2	17.9	22.2	14.1	36.5
	12.8	19.5	34.4	28.2	36.1	14.1	46.2
	13.3	19.9	34.8	29.4	50	14.1	47.4
	17	27.5	41.9	42	61.9	24.2	57.7
	17.9	28.5	42.7	42.8	62.4	26.1	58.7
	23.7	38.4	53.4	61.2	71.9	42.8	69.7
	24.7	40.5	55	62.1	72.6	44.1	70.2
	30.5	52.8	67.4	77.3	77.8	62.5	80.4
	31	53	67.8	81.1	78.4	63.2	81
	31.5	53.7	68.3	82.2	79.4	63.7	81.9



Площадь полной арматуры AU1 AU2 AU3 AU4 AS1 AS2 AS3 AS4 . Симметричное армирование . Максимум 82

Взам. инв. №					
	Подпись и дата				
Инв. № подл.					
	Изм. Кол.уч Лист № док. Подп. Дата				
269-ЕП-2018-КР1-РР					Лист 255

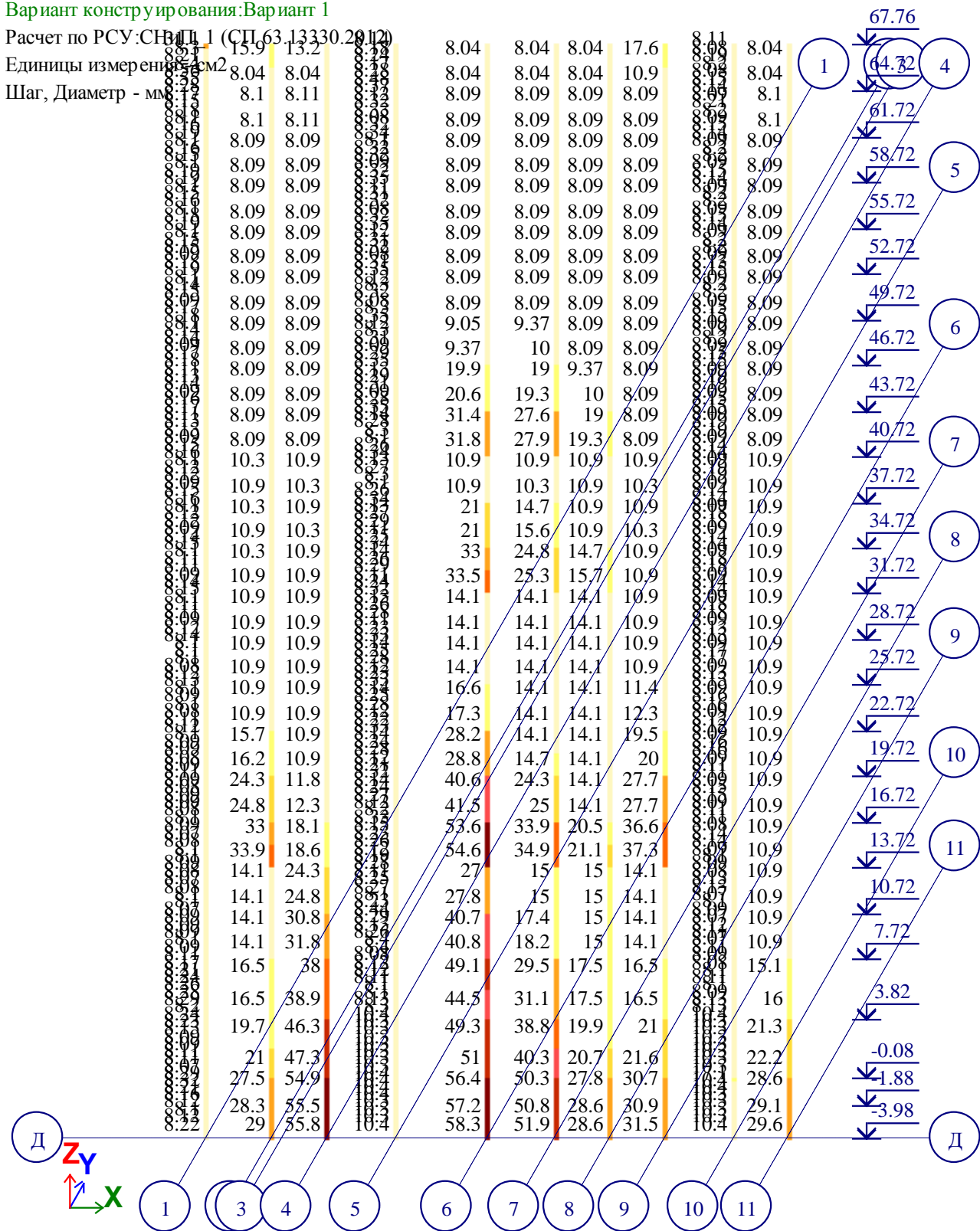


Вариант конструирования: Вариант 1

Расчет по РСН: СНиП 1 (СП.63.13330.2012)

Единицы измерения: см²

Шаг, Диаметр - мм



Площадь полной арматуры AU1 AU2 AU3 AU4 AS1 AS2 AS3 AS4 . Симметричное армирование . Максимум 58

Инв. № подл.	Взам. инв. №
	Подпись и дата

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата
------	--------	------	--------	-------	------

5. Расчёт фундамента

В качестве фундамента принят свайный фундамент из буронабивных свай-стоек диаметром 880 мм и монолитной плиты ростверка толщиной 800 мм. Для получения продольных усилий и изгибающих моментов сваи моделировались стержневыми конечными элементами круглого сечением $\varnothing 880$ мм. При этом пята сваи закреплялась от смещения по всем направлениям. Фундаментная плита задана оболочечными элементами толщиной 800 мм.

Вследствие большой деформативности грунта обратной засыпки, являющегося основанием плиты ростверка, работа грунтового основания не моделировалась. Для свай получены значения продольных усилий, изгибающих моментов и осадок, для плиты монолитного ростверка - осадки и изополя армирования. С учётом работы свайного фундамента получены отклонения здания от вертикального положения.

Несущая способность буронабивных свай принята по наименьшему из двух значений, полученных при расчете:

по сопротивлению материалов ствола;

по сопротивлению грунта основания сваи.

5.1. Определение несущей способности буронабивной сваи-стойки по сопротивлению грунта основания

Согласно п.7.2.1. СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты» несущую способность F_d , кН набивной и буровой сваи, опирающейся на скальный грунт, следует определять по формуле

$$F_d = \gamma_c RA, \quad (7.5)$$

где γ_c - коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый равным 1;

R - расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи-стойки, кПа;

A - площадь опирания на грунт сваи, м², принимаемая для свай сплошного сечения и полых свай с закрытым нижним концом равной площади поперечного сечения брутто, для свай полых круглого сечения с открытым нижним концом и свай-оболочек - равной площади поперечного сечения нетто при отсутствии заполнения их полости бетоном и равной площади поперечного сечения брутто при заполнении этой полости бетоном на высоту не менее трех ее диаметров.

Для набивных, буровых свай и свай-оболочек, заполняемых бетоном, опирающихся на неветрелые скальные и малосжимаемые грунты (без слабых прослоек) и заглубленные в них менее чем на 0,5 м, R следует определять по формуле

$$R = R_m = \frac{R_{c,m,n}}{\gamma_g}, \quad (7.6)$$

где R_m - расчетное сопротивление массива скального грунта под нижним концом сваи-стойки, определяемое по $R_{c,m,n}$ - нормативному значению предела прочности на одноосное сжатие массива скального грунта в водонасыщенном состоянии, кПа, определяемому, как правило, в полевых условиях;

γ_g - коэффициент надежности по грунту, принимаемый равным 1,4.

Для предварительных расчетов оснований сооружений всех уровней ответственности значения характеристик R_m и $R_{c,m,n}$ допускается принимать равным

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата		Лист
						269-ЕП-2018-КР1-РР	258

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	
Инв. № полл.	Подпись и дата	Взам. инв. №				

$$R_m = R_c K_s, R_{c,m,n} = R_{c,n} K_s,$$

R_c и $R_{c,n}$ - соответственно расчетное и нормативное значения предела прочности на одноосное сжатие скального грунта в водонасыщенном состоянии, кПа, определяются по результатам испытаний образцов отдельностей (монолитов) в лабораторных условиях;

K_s - коэффициент, учитывающий снижение прочности ввиду трещиноватости скальных пород, принимаемый по таблице 7.1.

Таблица 7.1

Степень трещиноватости	Показатель качества породы RQD, %	Коэффициент снижения прочности K_s
Очень слаботрещиноватые	90 - 100	1
Слаботрещиноватые	75 - 90	От 0,60 до 1
Среднетрещиноватые	50 - 75	Св. 0,32 " 0,60
Сильнотрещиноватые	25 - 50	" 0,15 " 0,32
Очень сильнотрещиноватые	0 - 25	" 0,05 " 0,15

Примечания. 1. Бóльшим значениям RQD соответствуют бóльшие значения K_s .

2. Для промежуточных значений RQD коэффициент K_s определяется интерполяцией.

3. При отсутствии данных о значениях RQD из диапазона величин K_s принимаются наименьшие значения.

В любом случае значение R следует принимать не более 20000 кПа.

Расчетное сопротивление скального грунта R для набивных и буровых свай и свай-оболочек, заполняемых бетоном и заделанных в невыветрелый скальный грунт (без слабых прослоек) не менее чем на 0,5 м, определяется по формуле

$$R = R_m \left(1 + 0,4 \frac{l_d}{d_f} \right), (7.7)$$

где R_m - определяется по формуле (7.6) СП 24.13330.2011;

l_d - расчетная глубина заделки набивной и буровой свай и свай-оболочки в скальный грунт, м;

d_f - наружный диаметр заделанной в скальный грунт части набивной и буровой свай и свай-оболочки, м.

$R_m = R_c K_s, R_{c,m,n} = R_{c,n} K_s$, где R_c и $R_{c,n}$ — соответственно расчетное и нормативное значения предела прочности на одноосное сжатие скального грунта в водонасыщенном состоянии, кПа, определяются по результатам испытаний образцов отдельностей (монолитов) в лабораторных условиях; K_s — коэффициент, учитывающий снижение прочности ввиду трещиноватости скальных пород, принимаемый по таблице 7.1.

Для свай диаметром 880 мм (при заглублении в скалу на 1,5м):

$$A = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 0,88^2}{4} = 0,608 \text{ м}^2$$

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	269-ЕП-2018-КР1-РР	Лист
							259
Изн. № полл.	Подпись и дата	Взам. инв. №					

Для гранитоида средней прочности (ИГЭ 9) $R_c=22,7 \text{ МПа}$

Показатель качества породы $RQD=74\%$ $K_s=0,588$

При глубине заделки ствола сваи в скальный грунт 1,5м:

$$R = R_c \cdot K_s \cdot \left(1 + 0,4 \cdot \frac{l_d}{d_f}\right) = 2270 \text{ Т/м}^2 \cdot 0,588 \cdot \left(1 + 0,4 \cdot \frac{1,5\text{м}}{0,88\text{м}}\right) = 2244,8 \text{ Т/м}^2$$

$$F_d = \gamma_c \cdot R \cdot A = 1 \cdot 2244,8 \cdot 0,608 = 1365,3\text{Т}$$

При глубине заделки ствола сваи в скальный грунт 0,5м:

$$R = R_c \cdot K_s \cdot \left(1 + 0,4 \cdot \frac{l_d}{d_f}\right) = 2270 \text{ Т/м}^2 \cdot 0,588 \cdot \left(1 + 0,4 \cdot \frac{0,5\text{м}}{0,88\text{м}}\right) = 1638,1 \text{ Т/м}^2$$

$$F_d = \gamma_c \cdot R \cdot A = 1 \cdot 1638,1 \cdot 0,608 = 996\text{Т}$$

Согласно 7.1.11 **СП 24.13330.2011** Сваю в составе фундамента и одиночную по несущей способности грунта основания следует рассчитывать исходя из условия:

при глубине заделки 1,5м:

$$N \leq \frac{\gamma_0 \cdot F_d}{\gamma_n \cdot \gamma_k} = \frac{1 \cdot 1365,3}{1,15 \cdot 1,6} = 742\text{Т}$$

при глубине заделки 0,5м:

$$N \leq \frac{\gamma_0 \cdot F_d}{\gamma_n \cdot \gamma_k} = \frac{1 \cdot 996}{1,15 \cdot 1,6} = 541\text{Т}$$

где N — расчетная нагрузка, передаваемая на сваю (продольное усилие, возникающее в ней от расчетных нагрузок, действующих на фундамент при наиболее невыгодном их сочетании), определяемая в соответствии с 7.1.12; F_d — несущая способность (предельное сопротивление) грунта основания одиночной сваи, называемая в дальнейшем несущей способностью сваи и определяемая в соответствии с подразделами 7.2 и 7.3; γ_0 — коэффициент условий работы, учитывающий повышение однородности грунтовых условий при применении свайных фундаментов, принимаемый равным $\gamma_0 = 1$ при односвайном фундаменте и $\gamma_0 = 1,15$ при кустовом расположении свай; γ_n — коэффициент надежности по назначению (ответственности) сооружения, принимаемый равным 1,2; 1,15 и 1,10 соответственно для сооружений I, II и III уровней ответственности; γ_k — коэффициент надежности по грунту, принимаемый равным: 1,2 — если несущая способность сваи определена по результатам полевых испытаний статической нагрузкой; 1,25 — если несущая способность сваи определена расчетом по результатам статического зондирования грунта или по результатам динамических испытаний свай, выполненных с учетом упругих деформаций грунта, а также по результатам полевых испытаний грунтов эталонной свайей или свайей-зондом; 1,4 — если несущая способность сваи определена расчетом, в том числе по результатам динамических испытаний свай, выполненных без учета упругих деформаций грунта; 1,4 (1,25) — для фундаментов опор мостов при низком ростверке, на висячих сваях (сваях трения) и сваях-стойках, а при высоком ростверке — только при сваях-стойках, воспринимающих сжимающую нагрузку независимо от числа свай в фундаменте.

Изн. № полл.	Подпись и дата	Взам. инв. №
--------------	----------------	--------------

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	269-ЕП-2018-КР1-РР	Лист
							260

Для фундаментов из одиночной сваи под колонну при нагрузке на забивную сваю квадратного сечения более 600 кН и набивную сваю более 2500 кН значение коэффициента γ_k следует принимать равным 1,4, если несущая способность сваи определена по результатам испытаний статической нагрузкой, и 1,6, если несущая способность сваи определена другими способами.

Полученное расчетом максимальное усилие в свае, равное 717тс, не превышает предельного значения несущей способности сваи, заглубленной в ИГЭ 9 на 1.5м, равного 742 тс.

5.2. Расчетная нагрузка по материалу ствола

Расчетная нагрузка, допустимая на буронабивную сваю (буровую опору), работающую на осевую вдавливающую нагрузку по сопротивлению материала ствола $F_{б,ств}$

$$F_{б,сваи} = \varphi \cdot (\gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b3} \cdot R_b \cdot A_b + R_{sc} \cdot A_s)$$

, где φ - коэффициент продольного изгиба, учитываемый только в пределах свободной длины ствола - от низа высокого ростверка до поверхности плотного грунта, принимаемый по табл. 1. При расположении ствола сваи в слабых грунтах (текучих глинистых грунтах, илах, торфе или воде) за свободную длину ствола следует принимать расстояние от низа ростверка до подошвы слабого слоя;

γ_{b1} - коэффициент условий работы, учитывающий бетонирование в вертикальном положении, принимаемый равным 0,85;

γ_{b2} - коэффициент условий работы, учитывающий бетонирование подводным способом (методом ВПТ), принимаемый равным 0,7. При бетонировании сухих скважин, а также трубчатых полостей, свободных от воды, γ_{b2} принимается равным 1,0;

γ_{b3} - коэффициент, учитывающий сроки твердения бетона, принимаемый по табл. 2;

R_b - расчетное сопротивление тяжелого бетона для предельных сопротивлений первой группы на осевое сжатие (призменная прочность);

A_b - наименьшая площадь поперечного сечения ствола,

R_{sc} - расчетное сопротивление арматуры сжатию для предельных состояний первой группы;

A - площадь поперечного сечения арматуры.

Таблица 1.

Значения коэффициентов φ

Отношение расчетной длины	$\leq 12,1$	13,9	15,6	17,9	19,1	20,8	22,5	24,3	26
---------------------------	-------------	------	------	------	------	------	------	------	----

Изн. № полл.	Взам. инв. №	Полишь и дата	269-ЕП-2018-КР1-РР						Лист
			269-ЕП-2018-КР1-РР						261
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата				

ствола сваи к диаметру (l_0/d)									
φ для тяжелого бетона	1,0	0,88	0,8	0,69	0,67	0,62	0,57	0,53	0,5

Примечание. Расчетную длину сваи l_0 определяют в зависимости от свободной длины l ; при заземлении обоих концов сваи $l_0 = 0,5l$; при заземлении одного конца и шарнирном опирании другого $l_0 = 0,7l$; при шарнирно-неподвижном закреплении обоих концов $l_0 = l$; при заземлении одного конца и свободном другом конце (голова сваи) $l_0 = 2l$.

Таблица 2.

Значения коэффициентов $\gamma_{\delta 3}$, учитывающих повышение прочности бетона во времени

Условия твердения бетона:	Сроки твердения, дни				
	28	90	180	270	360
Образцы воздушно-сухого хранения	1,0	1,3	1,6	1,7	1,8
Сваи в маловлажных грунтах	1,0	1,2	1,3	1,4	1,45
Сваи в водонасыщенных грунтах при $G \geq 0,8$	1,0	1,3	1,4	1,5	1,55

№ п.п	Скв.	Отметка скалы	Отметка верха фун.пл. (-3,980)	Отметка низа фун.пл. (-4,780)	Расстояние от скалы до низа фунд.пл.
Отм. 0,000 = 219,34					
1	С-1030	206,65	215,36	214,56	7,91
2	С-1032	207,73	215,36	214,56	6,83
3	С-1033	205,7	215,36	214,56	8,86
4	С-61463	207,51	215,36	214,56	7,05

Для сваи диаметром 880 мм:

$$F_{в,сваи} = \varphi \cdot (\gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b3} \cdot R_b \cdot A_b + R_{sc} \cdot A_s) = 1,0 \cdot (0,85 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1450 \cdot 0,608 + 35500 \cdot 0,00589) = 733,647 \text{ тс}$$

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 0,88^2}{4} = 0,608 \text{ м}^2$$

$R_b = 14,5 \text{ МПа}$;

$R_{sc} = 355 \text{ МПа}$;

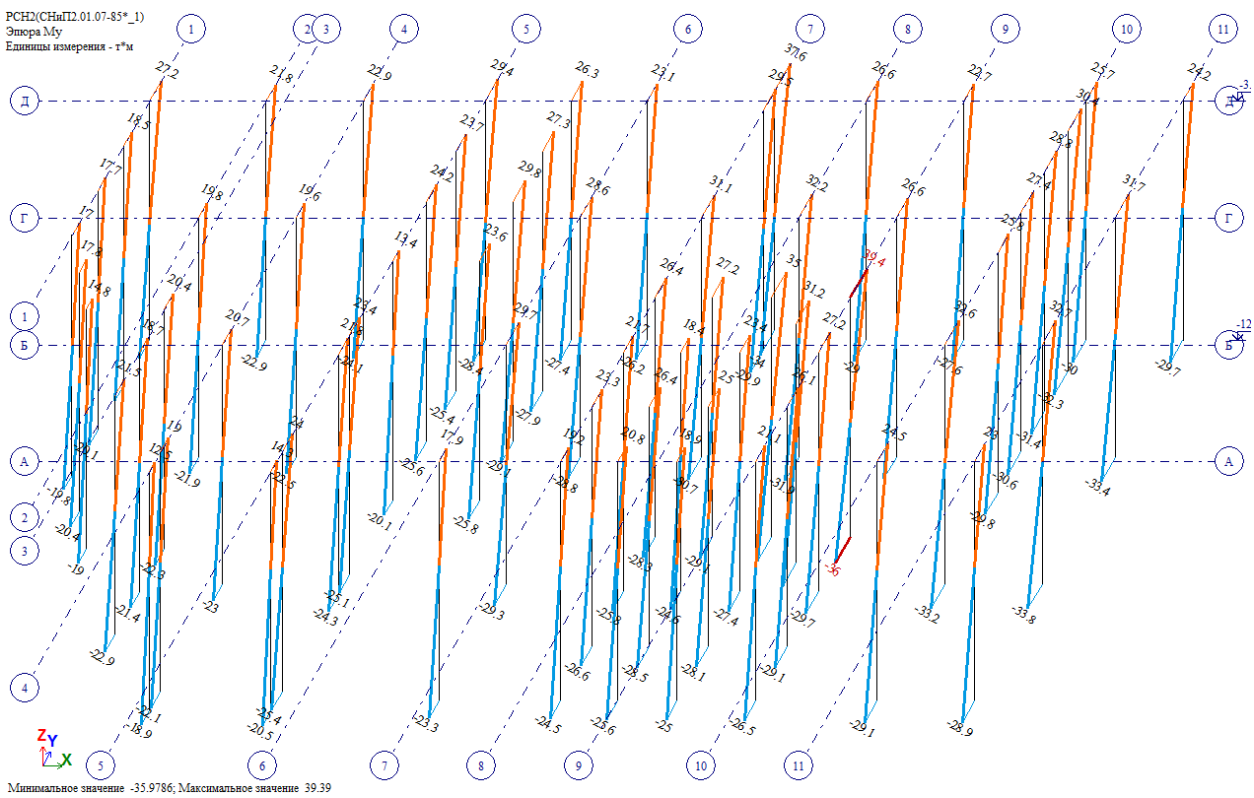
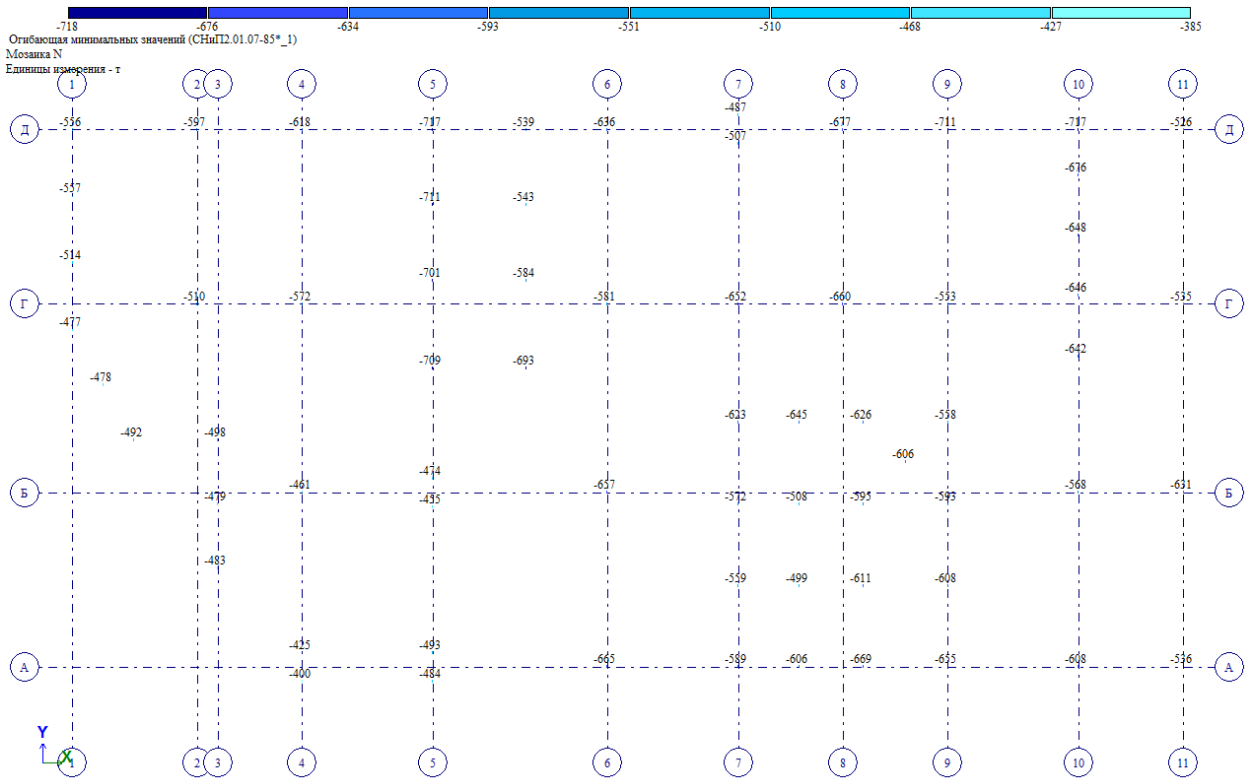
Принимаем 12Ø25А-III: $A = 58,9 \text{ см}^2$;

Диаметр сваи, \varnothing мм	Глубина заделки в скалу, м	Несущая способность сваи по грунту F_d , т	Допустимая расчетная нагрузка на сваю по грунту N_d , т	Несущая способность сваи по материалу F_b , т
Ø880	0,5	996	541	867,13
Ø880	1,5	1365,3	742	867,13

Согласно п.7.1.9 СП 24.13330.2011: При расчете набивных, буровых свай и баретт (кроме свай-столбов и буроопускных свай) по прочности материала расчетное сопротивление бетона следует принимать с понижающим коэффициентом условий работы $\gamma_{cb} = 0,85$, учитывающим бетонирование в узком пространстве скважин и обсадных труб, и дополнительного понижающего коэффициента γ'_{cb} , учитывающего влияние способа производства свайных работ: $\gamma'_{cb} = 0,8$ - коэффициент условия работы в грунтах, бурение скважин и бетонирование в которых осуществляют при наличии в них воды с применением извлекаемых обсадных труб или полых шнеков.

Взам. инв. №
Подпись и дата
Инв. № подл.

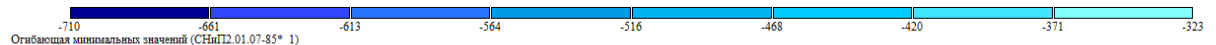
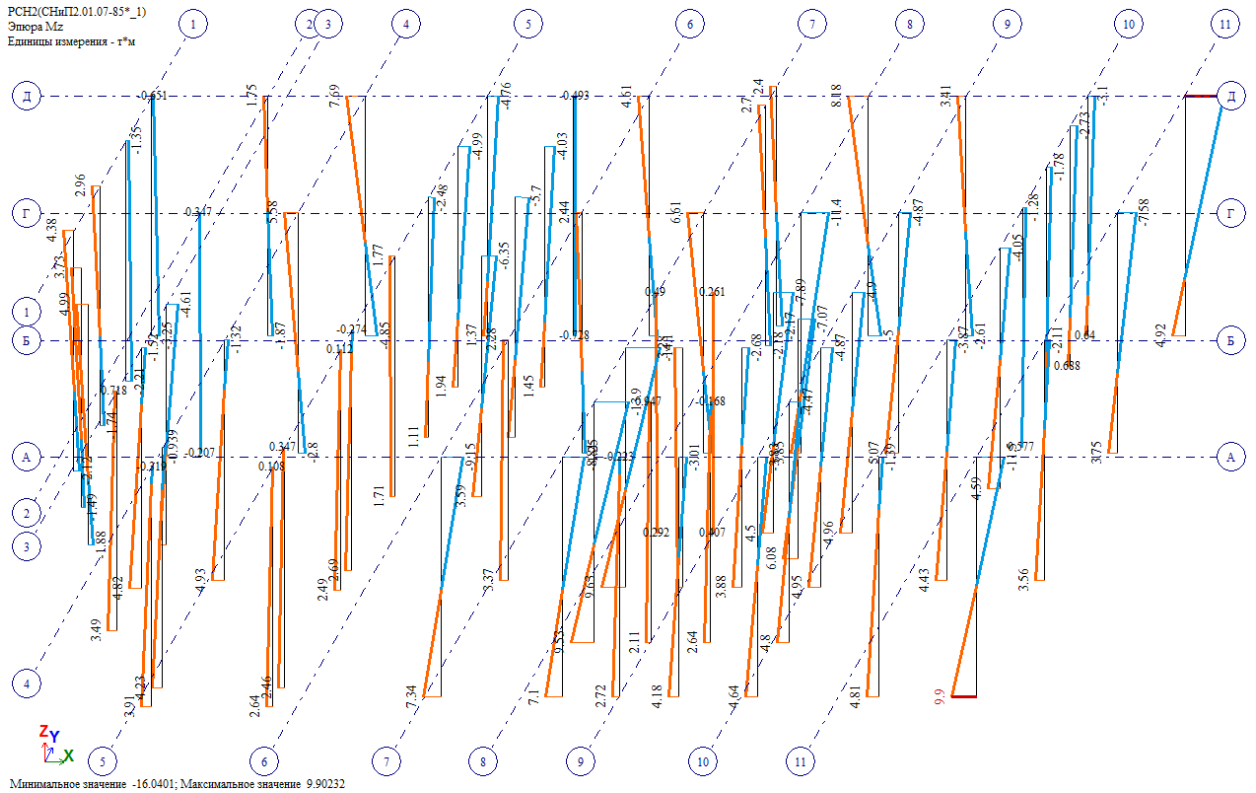
5.3. Усилия в сваях.



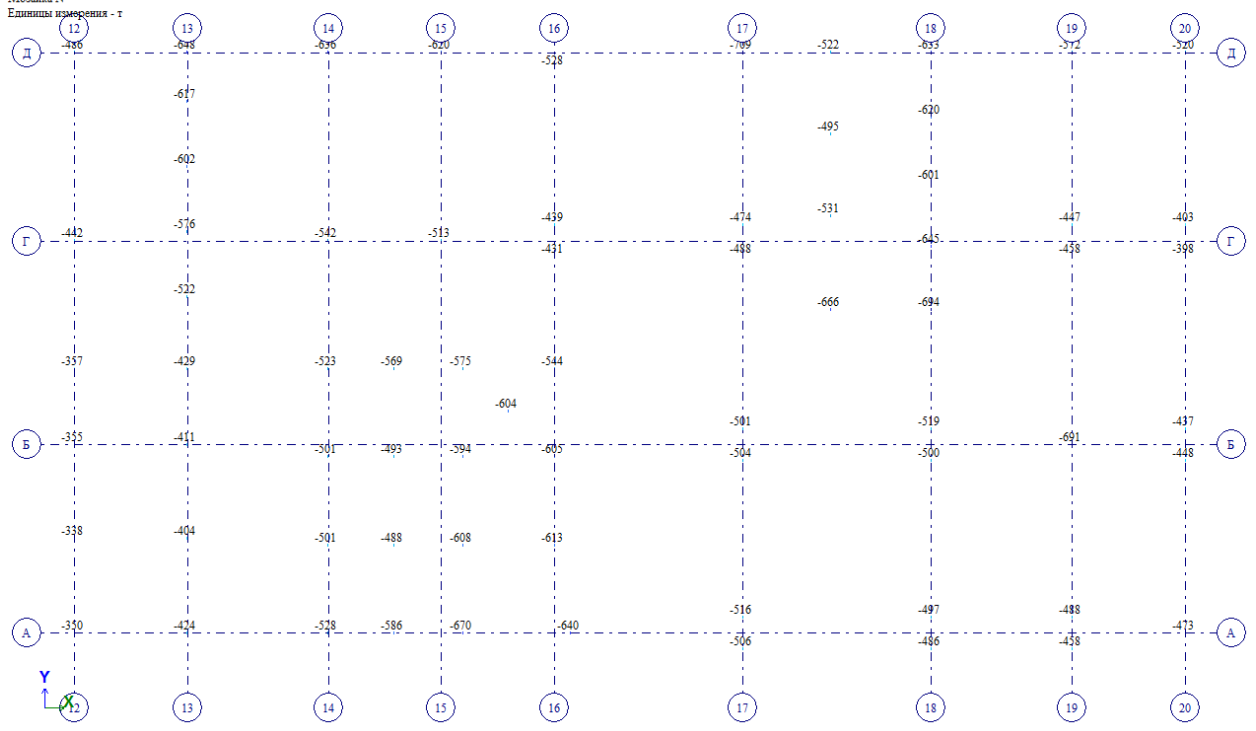
Изм. № полл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата
------	--------	------	--------	-------	------

РСНД(СНП)2.01.07-85*_1)
Этера Мз
Единицы измерения - *м



Отбрасывание минимальных значений (СНП)2.01.07-85*_1)
Мозанка N
Единицы измерения - г

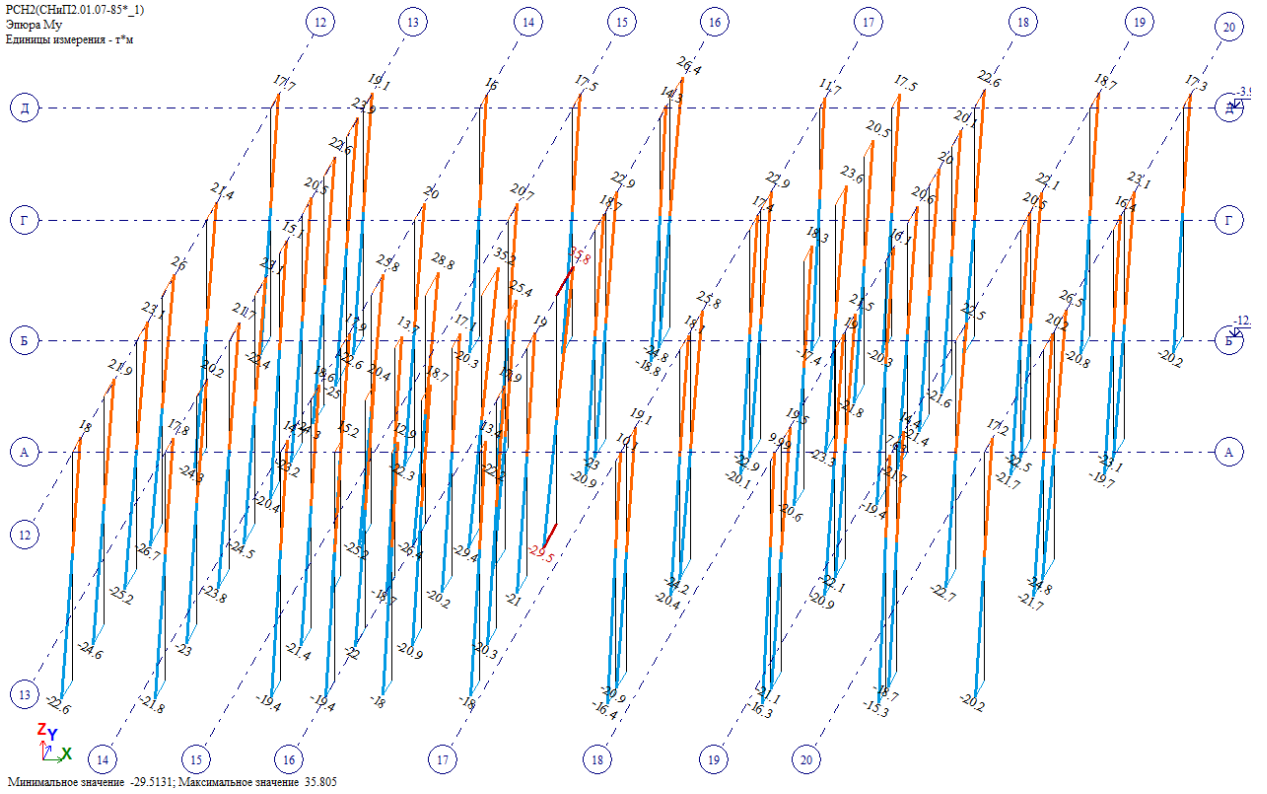


Изм. № полл. Подпись и дата Взам. инв. №

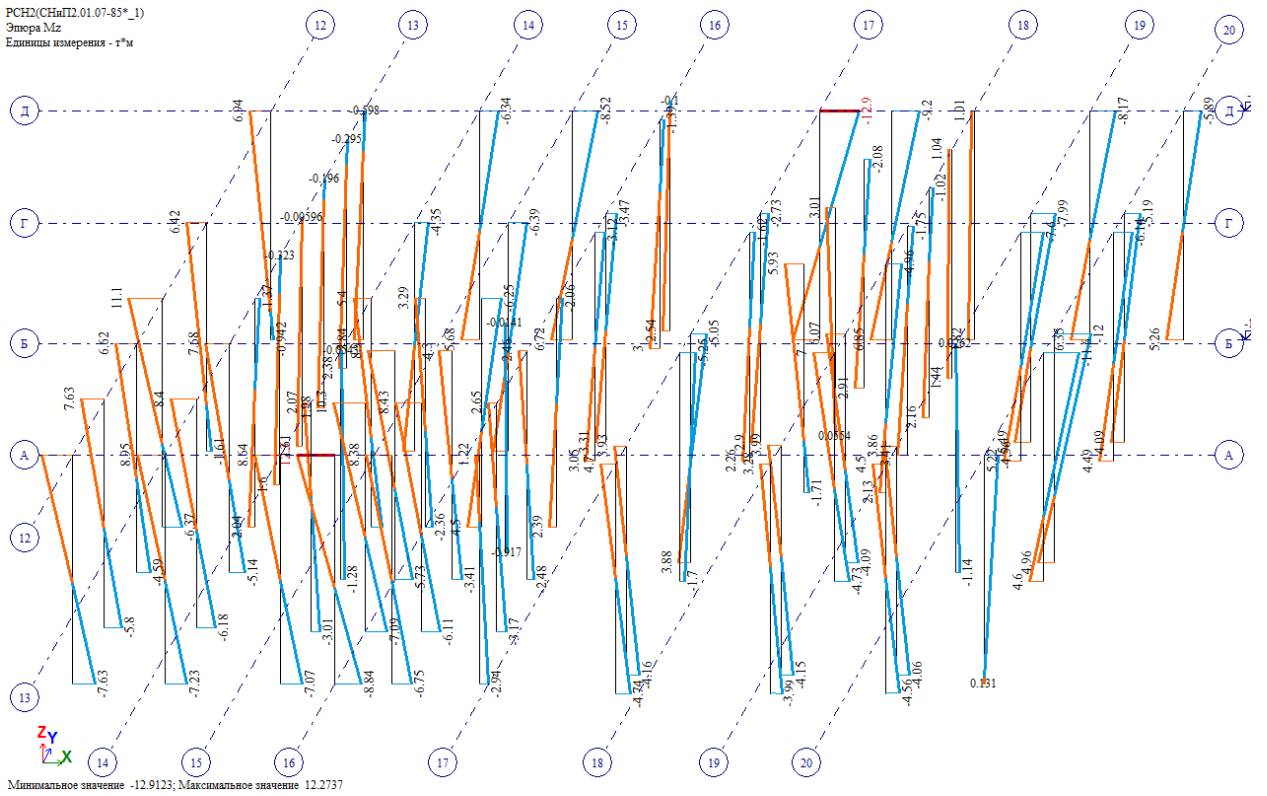
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

269-ЕП-2018-КР1-РР

РСНД(СНПД.01.07-85*_1)
Эпера Му
Единица измерения - °м



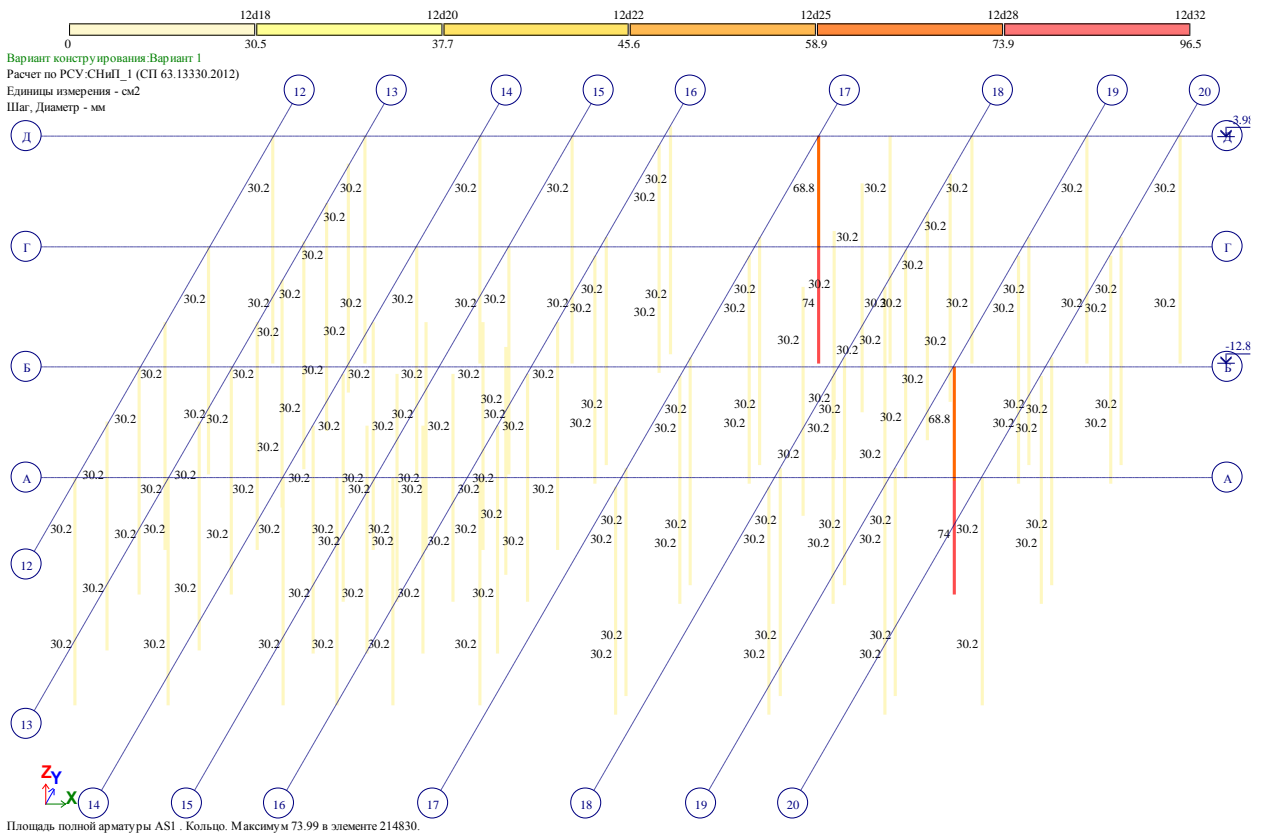
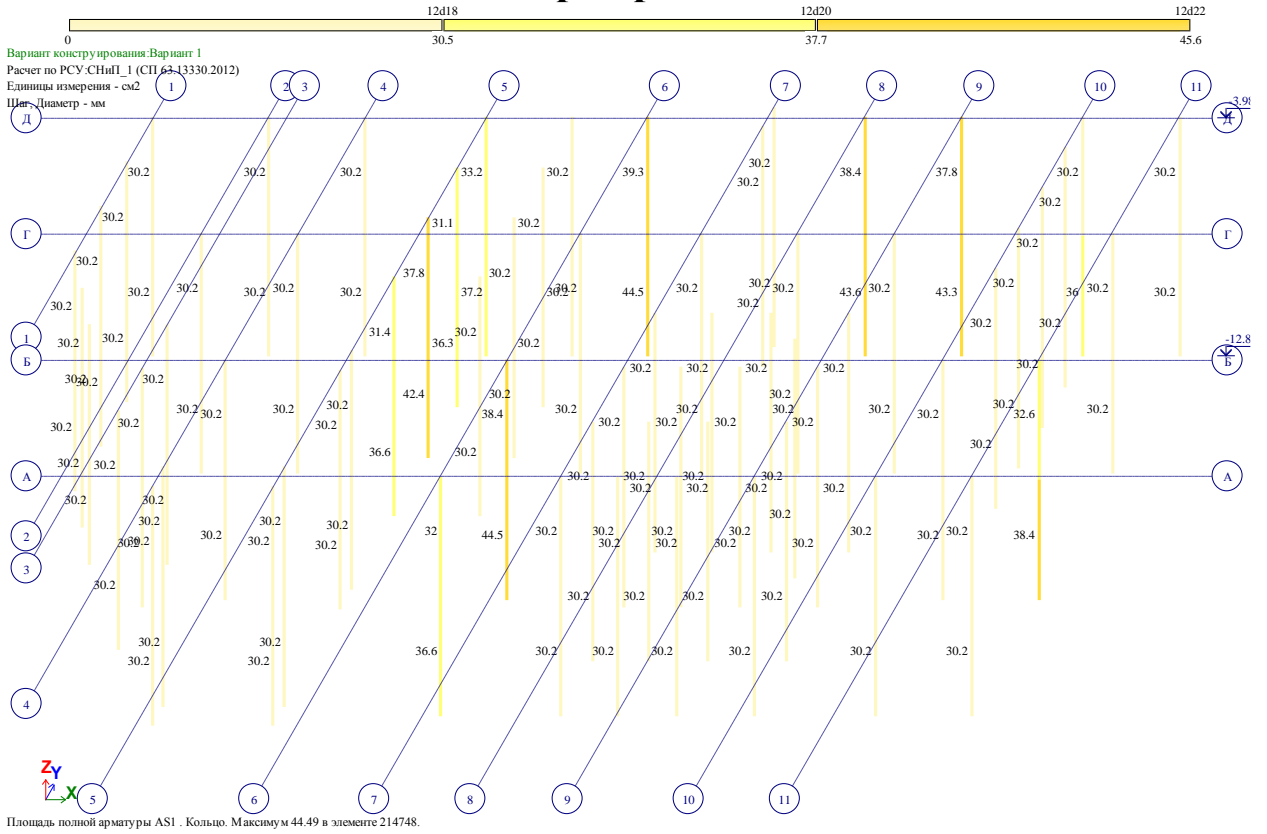
РСНД(СНПД.01.07-85*_1)
Эпера Му
Единица измерения - °м



Инв. № полл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата
------	--------	------	--------	-------	------

5.4. Армирование свай



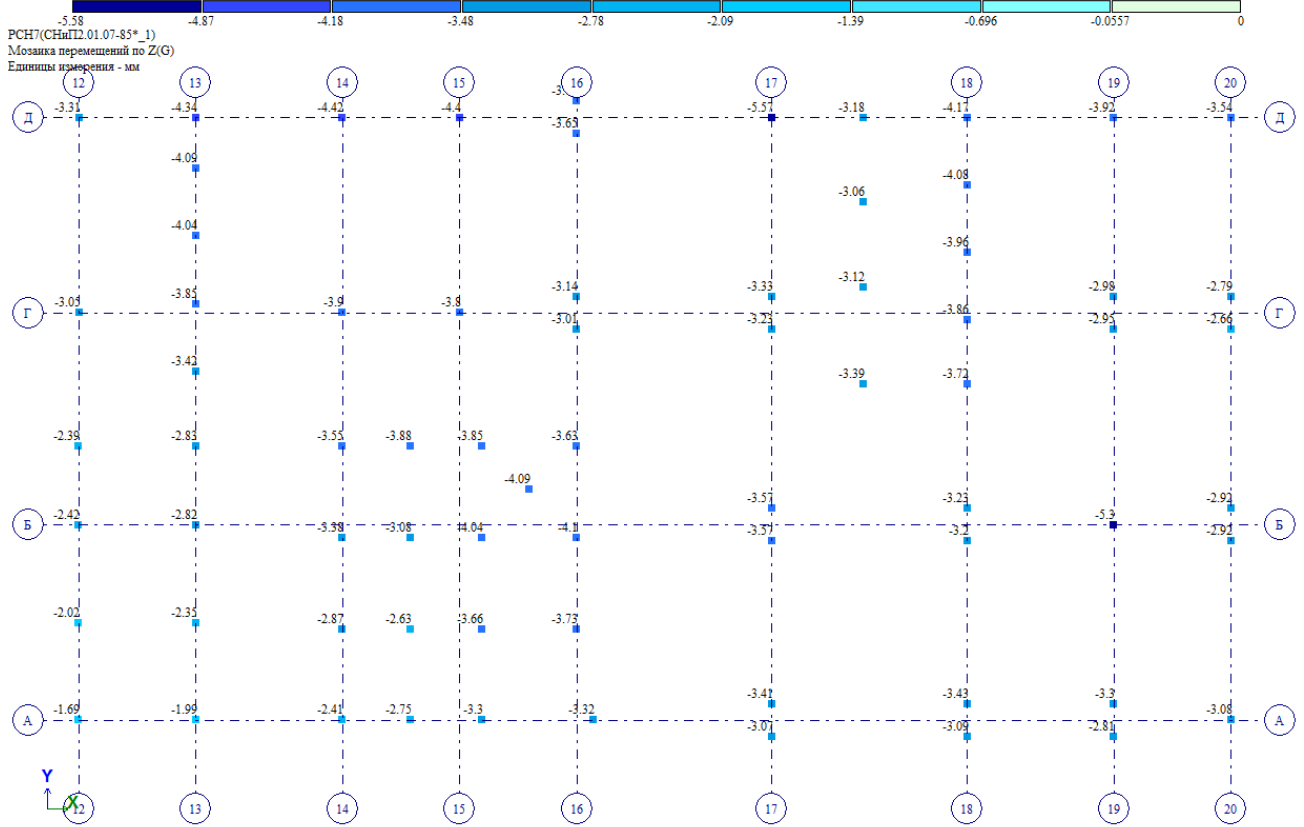
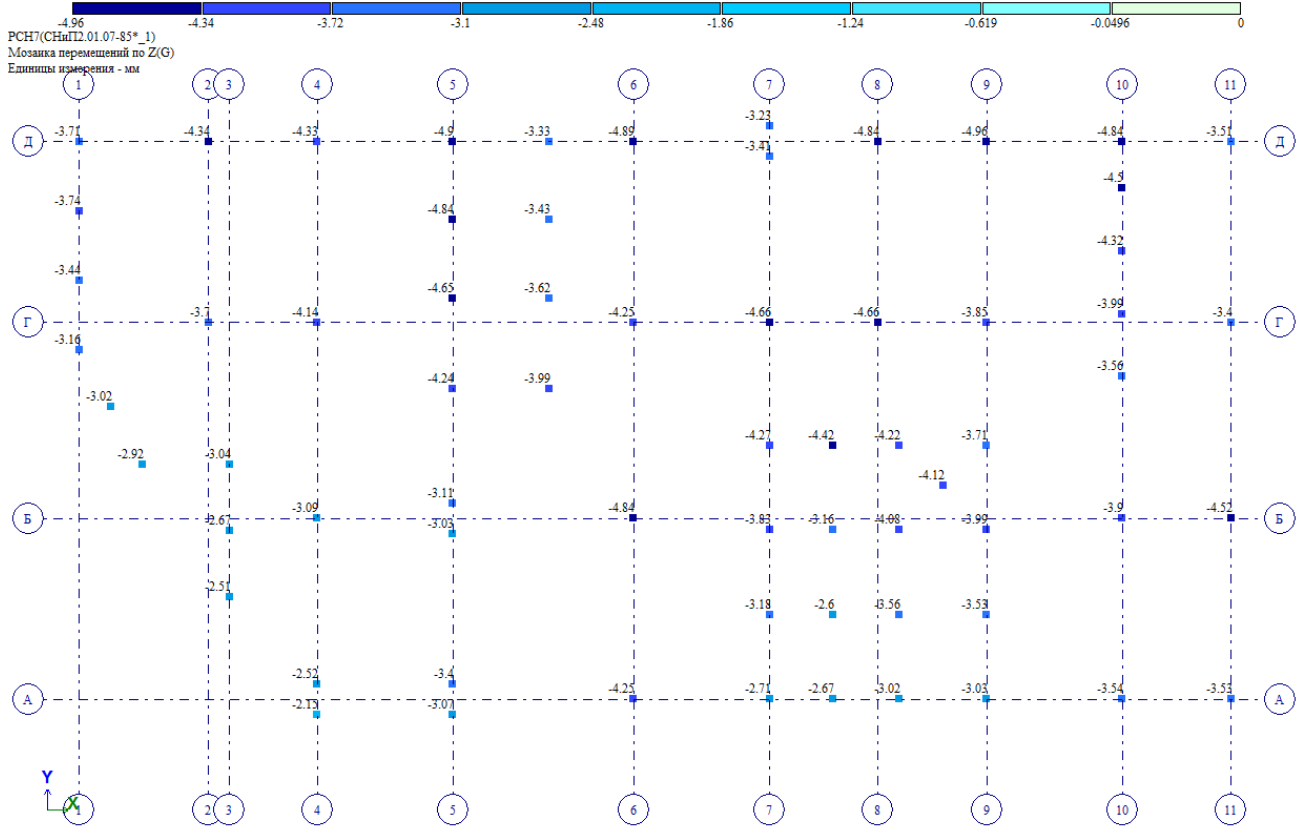
Изм. № полл. Подпись и дата Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата
------	--------	------	--------	-------	------

269-ЕП-2018-КР1-РР

Лист
266

5.5. Вертикальные перемещения в верхнем сечении свай.



Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата		Лист
						269-ЕП-2018-КР1-РР	267

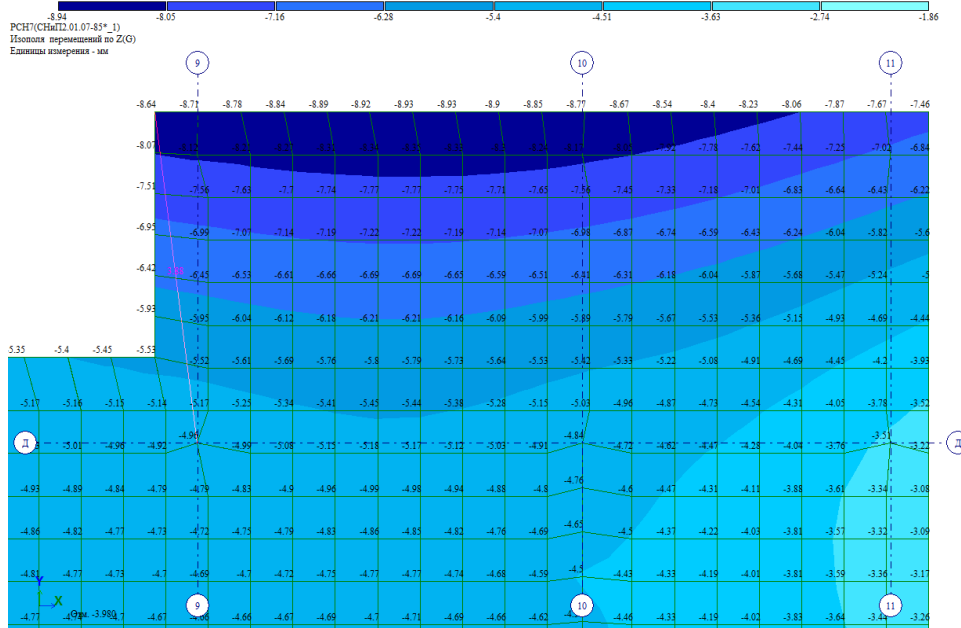
Максимальная допустимая осадка здания по СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений» составляет $f_u = 150$ мм.

Фактическая максимальная осадка ростверка в осях «1-11»: $-8,94\text{мм} < 150\text{мм}$, т.е. $s < s_u$, условие выполняется.

Максимальная относительная разность осадок наблюдается на консольном участке в осях «9-11,Д»:

$\Delta s = -7,67 - 3,51 = -4,16\text{мм}$ на вылете консоли 3850мм.

Относительная разность осадок $\Delta s/L = 4,16/3850 = 0,001 < 0,003$.



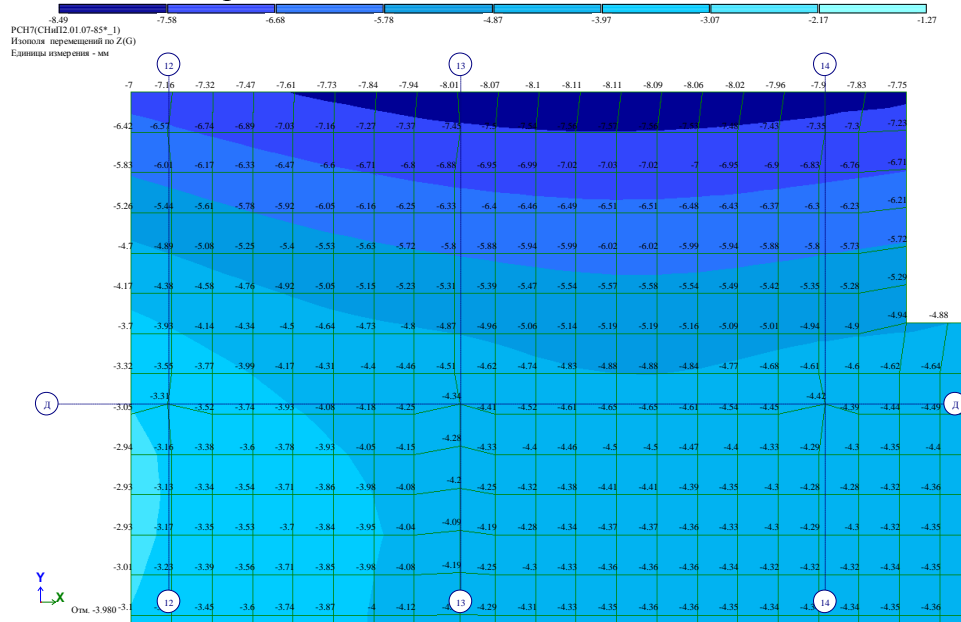
Максимальная допустимая осадка здания по СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений» составляет $f_u = 150$ мм.

Фактическая максимальная осадка ростверка в осях «12-20»: $-8,49\text{мм} < 150\text{мм}$, т.е. $s < s_u$, условие выполняется.

Максимальная относительная разность осадок наблюдается на консольном участке в осях «12-14,Д»:

$\Delta s = -8,01 - 4,34 = -3,67\text{мм}$ на вылете консоли 3850мм.

Относительная разность осадок $\Delta s/L = 3,67/3850 = 0,0009 < 0,003$.



Полученная величина осадки и относительной разности осадок не превышает ограничений, указанных в таблице Г1 СП 22.13330.2016 «Основания зданий и сооружений».

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Взам. инв. №
						Подпись и дата
Инв. № подл.						Лист

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм.-0,080 в осях "16,Д"

Продавливание плиты перекрытия колонной (колонна внутри контура плиты) на действие продольной силы по СП 63.13330.2012

Исходные данные для расчета плиты перекрытия на продавливание:

$a_1 =$	800	мм	- длина колонны
$b_1 =$	500	мм	- ширина колонны
$N_1 =$	837	т	- продольное усилие, действующее в колонне над плитой перекрытия
$N_2 =$	871	т	- продольное усилие, действующее в колонне под плитой перекрытия
$M_{x1} =$	14	т · м	- момент, действующий относительно оси X в колонне над плитой
$M_{y1} =$	3.02	т · м	- момент, действующий относительно оси Y в колонне над плитой
$M_{x2} =$	9.86	т · м	- момент, действующий относительно оси X в колонне под плитой
$M_{y2} =$	2.23	т · м	- момент, действующий относительно оси Y в колонне под плитой
$h =$	240	мм	- толщина плиты перекрытия
$a_x =$	30	мм	- расстояние до ц.т. арматуры в плите, расположенной вдоль оси X
$a_y =$	40	мм	- расстояние до ц.т. арматуры в плите, расположенной вдоль оси Y
$q =$	0	т	- нагрузка действующая на плиту (полезн+вес полов+перегородки+др.)
	B30		- класс бетона плиты перекрытия
$R_b =$	17	МПа	- сопротивление бетона осевому сжатию
$R_{bt} =$	1.15	МПа	- сопротивление бетона осевому растяжению
$\gamma_b =$	0.9		- коэффициент условий работы, учитывающий влияние длительности действия статической нагрузки, 1-при непродолжительном действии нагрузки, 1.0-при продолжительном
$e_x =$	0	мм	- эксцентриситет равнодействующей, отн. ц.т. вдоль оси X
$e_y =$	0	мм	- эксцентриситет равнодействующей, отн. ц.т. вдоль оси Y

1. Расчет плиты перекрытия без поперечного армирования производится из условия:

$$\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}} \leq 1$$

- где F нормальная сосредоточенная сила от внешней нагрузки, действующая на плиту
 $F_{b,ult}$ предельное нормальное усилие, воспринимаемое бетоном расчетного поперечного сечения плиты перекрытия
 M_x, M_y сосредоточенные моменты от внешней нагрузки, действующие на плиту в направлении X и Y

$M_{bx,ult}, M_{by,ult}$ предельные моменты, воспринимаемые бетоном расчетного поперечного сечения плиты в направлении X и Y

При сопряжении плиты перекрытия с колоннами, расположенными над и под плитой, сосредоточенная сила F находится следующим образом:

$$F = N_2 - N_1 - F_q - F_{ql}$$

- где N_1 продольная сила действующая под плитой
 N_2 продольная сила действующая над плитой
 F_q нормальная сила от разгрушающего действия нагрузки на плиту в пределах зоны продавливания, ограниченной расчетным контуром
 F_{ql} нормальная сила от разгрушающего действия нагрузки, от собственного веса плиты между верхней и нижней колоннами, ограниченная расчетным контуром.

Нормальная сила F_q определяется по формуле:

$$F_q = q \cdot A_q$$

- где q нагрузка, действующая на плиту в пределах площади A_q
 A_q площадь зоны продавливания, расположенная вокруг колонны на расстоянии $l/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны и определяемая по формуле:

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм.-0,080 в осях "16,Д"

$$A_q = h_0 \cdot (a_1 + b_1 + h_0)$$

где a_1, b_1 размеры поперечного сечения колонны.

Нормальная сила F_{ql} определяется по формуле:

$$F_{ql} = q_l \cdot A_{ql}$$

где q_l нагрузка от собственного веса плиты перекрытия

A_{ql}

площадь зоны, ограниченная расчетным контуром, расположенным вокруг колонн на расстоянии $1/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны и определяемая по формуле:

$$A_{ql} = (a_1 + h_0) \cdot (b_1 + h_0)$$

Предельное нормальное усилие $F_{b,ult}$ определяется по формуле:

$$F_{b,ult} = R_{bt} \cdot U_b \cdot h_0$$

где U_b периметр контура бетона расчетного поперечного сечения плиты, расположенного на расстоянии $1/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны, определяемый по формуле:

$$U_b = 2 \cdot (a + b)$$

где a, b размеры сторон прямоугольного контура поперечного сечения плиты, определяемые по формулам:

$$a = a_1 + h_0$$

$$b = b_1 + h_0$$

где a_1, b_1 размеры сторон поперечного сечения прямоугольной колонны

Расчетная рабочая высота поперечного сечения плиты определяется по формуле:

$$h_0 = 0.5 \cdot (a_x + a_y)$$

Расчетная схема приведена на рис. 1

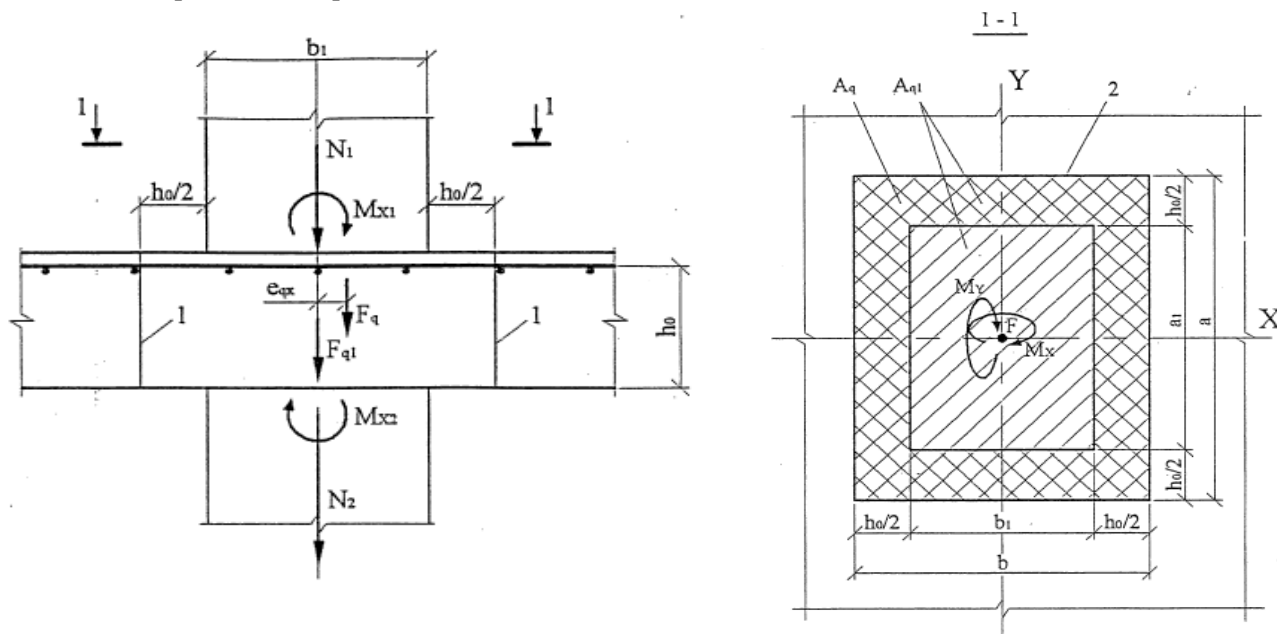


Рис. 1. Расчетные схемы к расчету плиты перекрытия на продавливание.

Общая величина сосредоточенных моментов $M_{loc,x}$ и $M_{loc,y}$ определяется по формуле:

$$M_{loc,x} = M_{x1} + M_{x2} \pm M_q, \quad M_{loc,y} = M_{y1} + M_{y2} \pm M_q,$$

где M_1 и M_2 моменты в колоннах над и под плитой у граней перекрытия

M_q момент от неравномерного распределения нагрузки, действующей на плиту в зоне продавливания, определяемый по формуле:

$$M_q = F_q \cdot e_q$$

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм.-0,080 в осях "16,Д"

где F_q нормальная сила от разгрушающего действия нагрузки на плиту в пределах зоны продавливания, ограниченной расчетным контуром
 e_q эксцентриситет равнодействующей нормальной силы F_q относительно центра тяжести расчетного контура

Знак момента M_q определяется в зависимости от направления и положения равнодействующей силы F_q относительно центра тяжести расчетного контура.

Величина сосредоточенного момента, учитываемого в расчете плиты, $M=0,5 \cdot M_{loc}$. Остальная половина сосредоточенного момента учитывается в расчете на изгиб плиты в зоне продавливания.

Предельные моменты $M_{b,ult,x}$ и $M_{b,ult,y}$ определяется по формулам:

$$M_{b,ult,x} = R_{bt} \cdot W_{bx} \cdot h_0, \quad M_{b,ult,y} = R_{bt} \cdot W_{by} \cdot h_0$$

где W_{bx} и W_{by} моменты сопротивления контура бетона расчетного поперечного сечения плиты с размерностью единица длины в квадрате (см², м²), расположенных на расстоянии $1/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны, определяемых по формулам:

$$W_{bx} = a \cdot \left(b + \frac{1}{3} \cdot a \right)$$

$$W_{by} = b \cdot \left(a + \frac{1}{3} \cdot b \right)$$

Далее находим значения из вышеописанных формул

1) $h_0 = 0.205$ м	12) $W_{bx} = 1.045$ м ²
2) $A_{ql} = 0.709$ м ²	13) $W_{by} = 0.874$ м ²
3) $q_l = 0.564$ т/м ²	14) $M_{b,x,ult} = 22.607$ т·м
4) $F_{ql} = 0.399$ т	15) $M_{b,y,ult} = 18.908$ т·м
5) $A_q = 0.309$ м ²	16) $M_{q,x} = 0.000$ т·м
6) $F_q = 0.000$ т	17) $M_{q,y} = 0.000$ т·м
7) $F = 33.601$ т	18) $M_{loc,x} = 11.930$ т·м
8) $a = 1.005$ м	19) $M_{loc,y} = 2.625$ т·м
9) $b = 0.705$ м	20) $F/F_{b,ult} = 0.454$
10) $U_b = 3.420$ м	21) $M_{loc,x}/M_{b,x,ult} = 0.528$
11) $F_{b,ult} = 73.97$ т	22) $M_{loc,y}/M_{b,y,ult} = 0.139$

Проверяем условие $\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_x}{M_{b,x,ult}} + \frac{M_y}{M_{b,y,ult}} \leq 1$

$$1.121 \leq 1 \quad - \text{условие не выполняется}$$

Условие прочности без поперечного армирования не выполняется, необходима установка дополнительного поперечного армирования в плите перекрытия.

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм.-0,080 в осях "16,Д"

2. Расчет плит с вертикальной поперечной арматурой производится из условия:

$$\frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} + \frac{M_x}{M_{b,x,ult} + M_{sw,x,ult}} + \frac{M_y}{M_{b,y,ult} + M_{sw,y,ult}} \leq 1$$

где $F_{sw,ult}$ предельное нормальное усилие, воспринимаемое поперечной арматурой расчетного поперечного сечения плиты

$M_{sw,x,ult}$ и $M_{sw,y,ult}$ предельные моменты, воспринимаемые поперечной арматурой расчетного контура поперечного сечения плиты

Предельное нормальное усилие $F_{sw,ult}$ определяется по формуле

$$F_{sw,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot U_s$$

где q_{sw} усилие в поперечной арматуре на единицу длины расчетного контура поперечного сечения плиты, расположенной равномерно по периметру " U_s " расчетного контура в пределах расстояния $1/2 \cdot h_0$ по обе стороны расчетного контура, определяемое по формуле:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_w}$$

где R_{sw} расчетное сопротивление поперечной арматуры, принимаемое равным $0,8 \cdot R_s$, но не более 300 МПа.

A_{sw} площадь сечения поперечной арматуры с шагом s_w , расположенная в пределах расстояния $1/2 \cdot h_0$ по обе стороны контура расчетного поперечного сечения плиты.

U_s периметр контура поперечной арматуры расчетного поперечного сечения плиты, расположенной на расстоянии $1/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны, определяемый так же как периметр U_b .

Предельные моменты $M_{sw,x,ult}$ и $M_{sw,y,ult}$ определяются по формулам:

$$M_{sw,x,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot W_{sw,x}, \quad M_{sw,y,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot W_{sw,y}$$

где $W_{sw,x}$ и $W_{sw,y}$ моменты сопротивления контура поперечной арматуры расчетного поперечного сечения плиты, принимаемые равными моментам сопротивления W_{bx} и W_{by}

Расположение поперечного армирования, шаги и отступы от поперечного сечения колонн должны удовлетворять условиям, показанным на рис. 2

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм.-0,080 в осях "16,Д"

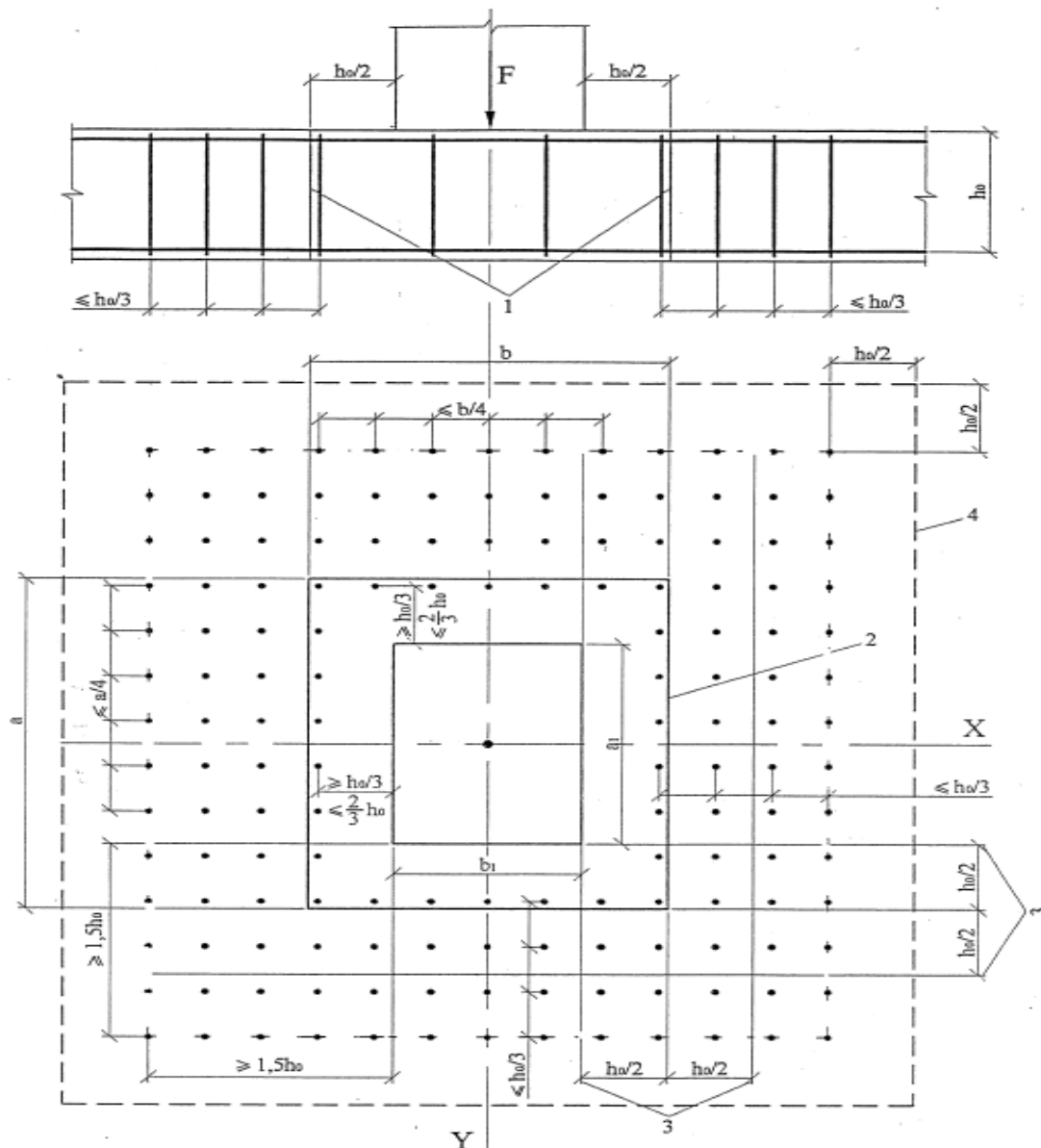


Рис. 2. Схема для расчета железобетонных плит с вертикальной равномерной распределенной поперечной арматурой на продавливание.

Исходные данные для расчета плиты перекрытия на продавливание с учетом поперечного армирования:

$\varnothing =$	6	мм	- диаметр используемой поперечной арматуры
	А400		- класс поперечной арматуры
$s_w =$	60	мм	- расстояние между стержнями в направлении параллельном сторонам расчетного контура. Принимается не более 1/4 длины стороны расчетного контура.
$R_{sw} =$	2.854	т/см ²	- расчетное сопротивление поперечной арматуры
$1/3 \cdot h_0 =$	0.068	м	- минимальное расстояние до первого стержня от расчетного контура колонны
$A =$	0.283	см ²	- площадь 1 стержня используемой поперечной арматуры
$n =$	1		- количество стержней, расположенных в каждую сторону от расчетного сечения, учитываемых в расчете
$n_1 =$	85	шт	- общее количество стержней, учитываемых в расчете

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм.-0,080 в осях "16,Д"

Далее находим значения из вышеописанных формул

$$\begin{aligned}
 1) \quad A_{sw} &= 0.283 \text{ см}^2 \\
 2) \quad U_s &= 3.420 \text{ м} \\
 3) \quad q_{sw} &= 13.462 \text{ т/м} \\
 4) \quad W_{bx} &= 1.045 \text{ м}^2 \\
 5) \quad W_{by} &= 0.874 \text{ м}^2 \\
 6) \quad F_{sw,ult} &= 36.833 \text{ т} \\
 7) \quad M_{sw,x,ult} &= 11.257 \text{ т} \cdot \text{м} \\
 8) \quad M_{sw,y,ult} &= 9.415 \text{ т} \cdot \text{м} \\
 9) \quad F_{b,ult} + F_{sw,ult} &= 110.805 \text{ т} \\
 10) \quad M_{b,x,ult} + M_{sw,x,ult} &= 33.864 \text{ т} \cdot \text{м} \\
 11) \quad M_{b,y,ult} + M_{sw,y,ult} &= 28.323 \text{ т} \cdot \text{м}
 \end{aligned}$$

Суммарное значение усилий $F_{b,ult} + F_{sw,ult}$ принимается не более $2 \cdot F_{b,ult}$. Поперечную арматуру учитывают в расчете при $F_{sw,ult}$ не менее $0,5 \cdot F_{b,ult}$. Поперечная арматура учитывается в расчете при толщине плиты не менее 180 мм.

Проверяем условия:

$$\left\{ \begin{array}{l}
 \text{а) } h \geq 180 \\
 \text{б) } F_{b,ult} + F_{sw,ult} \leq 2 \cdot F_{b,ult} \\
 \text{в) } F_{sw,ult} \geq 0,5 \cdot F_{b,ult}
 \end{array} \right.$$

$$\text{а) } \quad h = 240 \geq 180 \quad - \text{ условие выполняется}$$

$$\begin{aligned}
 \text{б) } \quad F_{b,ult} + F_{sw,ult} &= 110.80 \quad \text{т} \\
 2 \cdot F_{b,ult} &= 147.94 \quad \text{т} \\
 110.80 &\leq 147.94 \quad - \text{ условие выполняется}
 \end{aligned}$$

$$\text{Следовательно } F_{b,ult} + F_{sw,ult} = 110.80 \quad \text{т}$$

$$\begin{aligned}
 \text{в) } \quad 0,5 \cdot F_{b,ult} &= 36.99 \quad \text{т} \\
 F_{sw,ult} &= 36.83 \quad \text{т}
 \end{aligned}$$

$$36.99 \leq 36.83 \quad - \text{ условие не выполняется, предельное нормальное усилие, воспринимаемое поперечной арматурой расчетного поперечного сечения плиты в расчете учитываться не будет}$$

$$12) \quad \frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} = 0.454$$

$$13) \quad \frac{M_x}{M_{b,x,ult} + M_{sw,x,ult}} = 0.352$$

$$14) \quad \frac{M_y}{M_{b,y,ult} + M_{sw,y,ult}} = 0.093$$

$$\text{Проверяем условие: } \frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} + \frac{M_x}{M_{b,x,ult} + M_{sw,x,ult}} + \frac{M_y}{M_{b,y,ult} + M_{sw,y,ult}} \leq 1$$

$$0.899 \leq 1.00 \quad - \text{ условие выполняется}$$

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм.-0,080 в осях "16,Д"

Выводы:

В ходе расчета были получены следующие результаты:

- 1.121 - Коэффициент использования сечения плиты перекрытия без использования дополнительного поперечного армирования. Требуется установка дополнительного поперечного армирования, увеличение толщины плиты, либо увеличение класса бетона
- 0.899 - Коэффициент использования сечения плиты перекрытия с использованием дополнительного поперечного армирования. Условие прочности выполнено.

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм. -0,080 в осях "20,Г"

Продавливание плиты перекрытия колонной (колонна внутри контура плиты) на действие продольной силы по СП 63.13330.2012

Исходные данные для расчета плиты перекрытия на продавливание:

$a_1 =$	800	мм	- длина колонны
$b_1 =$	400	мм	- ширина колонны
$N_1 =$	662	т	- продольное усилие, действующее в колонне над плитой перекрытия
$N_2 =$	693	т	- продольное усилие, действующее в колонне под плитой перекрытия
$M_{x1} =$	3.92	т · м	- момент, действующий относительно оси X в колонне над плитой
$M_{y1} =$	6.73	т · м	- момент, действующий относительно оси Y в колонне над плитой
$M_{x2} =$	0.701	т · м	- момент, действующий относительно оси X в колонне под плитой
$M_{y2} =$	5.26	т · м	- момент, действующий относительно оси Y в колонне под плитой
$h =$	240	мм	- толщина плиты перекрытия
$a_x =$	30	мм	- расстояние до ц.т. арматуры в плите, расположенной вдоль оси X
$a_y =$	40	мм	- расстояние до ц.т. арматуры в плите, расположенной вдоль оси Y
$q =$	0	т	- нагрузка действующая на плиту (полезн+вес полов+перегородки+др.)
	B30		- класс бетона плиты перекрытия
$R_b =$	17	МПа	- сопротивление бетона осевому сжатию
$R_{bt} =$	1.15	МПа	- сопротивление бетона осевому растяжению
$\gamma_b =$	0.9		- коэффициент условий работы, учитывающий влияние длительности действия статической нагрузки, 1-при непродолжительном действии нагрузки, 1.0-при продолжительном
$e_x =$	0	мм	- эксцентриситет равнодействующей, отн. ц.т. вдоль оси X
$e_y =$	0	мм	- эксцентриситет равнодействующей, отн. ц.т. вдоль оси Y

1. Расчет плиты перекрытия без поперечного армирования производится из условия:

$$\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}} \leq 1$$

- где F нормальная сосредоточенная сила от внешней нагрузки, действующая на плиту
 $F_{b,ult}$ предельное нормальное усилие, воспринимаемое бетоном расчетного поперечного сечения плиты перекрытия
 M_x, M_y сосредоточенные моменты от внешней нагрузки, действующие на плиту в направлении X и Y

$M_{bx,ult}, M_{by,ult}$ предельные моменты, воспринимаемые бетоном расчетного поперечного сечения плиты в направлении X и Y

При сопряжении плиты перекрытия с колоннами, расположенными над и под плитой, сосредоточенная сила F находится следующим образом:

$$F = N_2 - N_1 - F_q - F_{ql}$$

- где N_1 продольная сила действующая под плитой
 N_2 продольная сила действующая над плитой
 F_q нормальная сила от разгрушающего действия нагрузки на плиту в пределах зоны продавливания, ограниченной расчетным контуром
 F_{ql} нормальная сила от разгрушающего действия нагрузки, от собственного веса плиты между верхней и нижней колоннами, ограниченная расчетным контуром.

Нормальная сила F_q определяется по формуле:

$$F_q = q \cdot A_q$$

- где q нагрузка, действующая на плиту в пределах площади A_q
 A_q площадь зоны продавливания, расположенная вокруг колонны на расстоянии $l/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны и определяемая по формуле:

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм. -0,080 в осях "20,Г"

$$A_q = h_0 \cdot (a_1 + b_1 + h_0)$$

где a_1, b_1 — размеры поперечного сечения колонны.

Нормальная сила F_{ql} определяется по формуле:

$$F_{ql} = q_l \cdot A_{ql}$$

где q_l — нагрузка от собственного веса плиты перекрытия

A_{ql}

площадь зоны, ограниченная расчетным контуром, расположенным вокруг колонн на расстоянии $1/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны и определяемая по формуле:

$$A_{ql} = (a_1 + h_0) \cdot (b_1 + h_0)$$

Предельное нормальное усилие $F_{b,ult}$ определяется по формуле:

$$F_{b,ult} = R_{bt} \cdot U_b \cdot h_0$$

где U_b — периметр контура бетона расчетного поперечного сечения плиты, расположенного на расстоянии $1/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны, определяемый по формуле:

$$U_b = 2 \cdot (a + b)$$

где a, b — размеры сторон прямоугольного контура поперечного сечения плиты, определяемые по формулам:

$$a = a_1 + h_0$$

$$b = b_1 + h_0$$

где a_1, b_1 — размеры сторон поперечного сечения прямоугольной колонны

Расчетная рабочая высота поперечного сечения плиты определяется по формуле:

$$h_0 = 0.5 \cdot (a_x + a_y)$$

Расчетная схема приведена на рис. 1

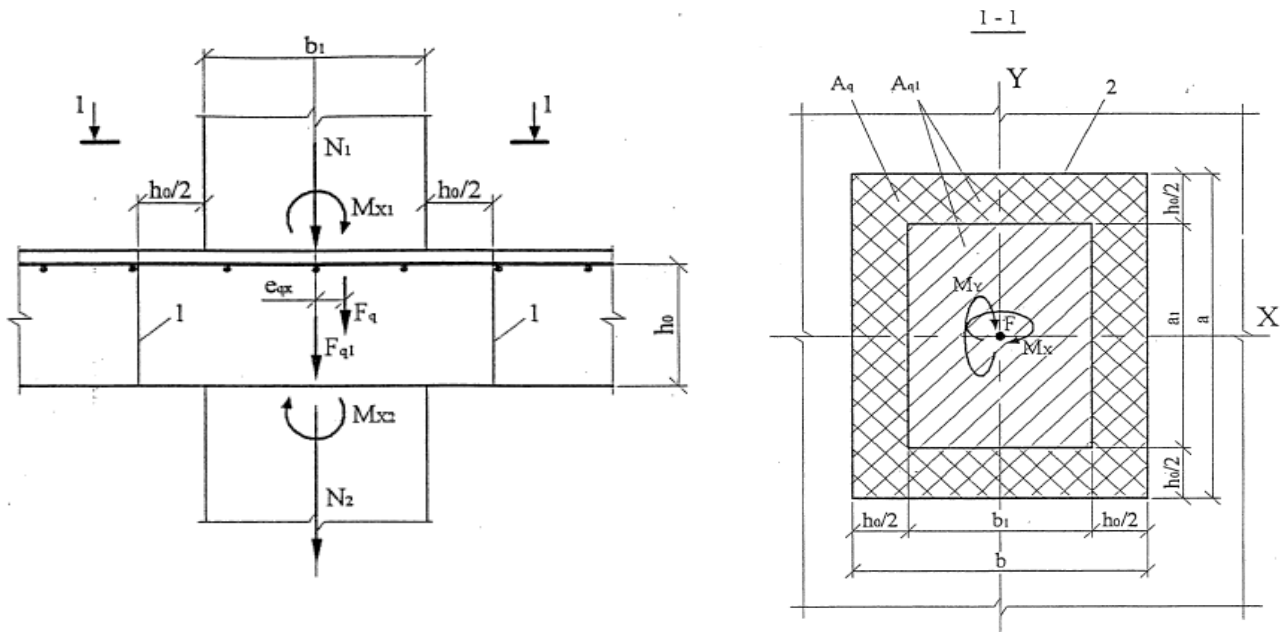


Рис. 1. Расчетные схемы к расчету плиты перекрытия на продавливание.

Общая величина сосредоточенных моментов $M_{loc,x}$ и $M_{loc,y}$ определяется по формуле:

$$M_{loc,x} = M_{x1} + M_{x2} \pm M_q, \quad M_{loc,y} = M_{y1} + M_{y2} \pm M_q,$$

где M_1 и M_2 — моменты в колоннах над и под плитой у граней перекрытия

M_q — момент от неравномерного распределения нагрузки, действующей на плиту в зоне продавливания, определяемый по формуле:

$$M_q = F_q \cdot e_q$$

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм. -0,080 в осях "20,Г"

где F_q нормальная сила от разгрушающего действия нагрузки на плиту в пределах зоны продавливания, ограниченной расчетным контуром
 e_q эксцентриситет равнодействующей нормальной силы F_q относительно центра тяжести расчетного контура

Знак момента M_q определяется в зависимости от направления и положения равнодействующей силы F_q относительно центра тяжести расчетного контура.

Величина сосредоточенного момента, учитываемого в расчете плиты, $M=0,5 \cdot M_{loc}$. Остальная половина сосредоточенного момента учитывается в расчете на изгиб плиты в зоне продавливания.

Предельные моменты $M_{b,ult,x}$ и $M_{b,ult,y}$ определяется по формулам:

$$M_{b,ult,x} = R_{bt} \cdot W_{bx} \cdot h_0, \quad M_{b,ult,y} = R_{bt} \cdot W_{by} \cdot h_0$$

где W_{bx} и W_{by} моменты сопротивления контура бетона расчетного поперечного сечения плиты с размерностью единица длины в квадрате (см², м²), расположенных на расстоянии $1/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны, определяемых по формулам:

$$W_{bx} = a \cdot \left(b + \frac{1}{3} \cdot a \right)$$

$$W_{by} = b \cdot \left(a + \frac{1}{3} \cdot b \right)$$

Далее находим значения из вышеописанных формул

1) $h_0 = 0.205$ м	12) $W_{bx} = 0.945$ м ²
2) $A_{ql} = 0.608$ м ²	13) $W_{by} = 0.730$ м ²
3) $q_l = 0.564$ т/м ²	14) $M_{b,x,ult} = 20.433$ т·м
4) $F_{ql} = 0.343$ т	15) $M_{b,y,ult} = 15.790$ т·м
5) $A_q = 0.288$ м ²	16) $M_{q,x} = 0.000$ т·м
6) $F_q = 0.000$ т	17) $M_{q,y} = 0.000$ т·м
7) $F = 30.657$ т	18) $M_{loc,x} = 2.311$ т·м
8) $a = 1.005$ м	19) $M_{loc,y} = 5.995$ т·м
9) $b = 0.605$ м	20) $F/F_{b,ult} = 0.440$
10) $U_b = 3.220$ м	21) $M_{loc,x}/M_{b,x,ult} = 0.113$
11) $F_{b,ult} = 69.65$ т	22) $M_{loc,y}/M_{b,y,ult} = 0.380$

Проверяем условие $\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}} \leq 1$

$$0.933 \leq 1 \quad - \text{условие выполняется}$$

Условие прочности без поперечного армирования выполняется, установка дополнительного поперечного армирования не требуется

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм. -0,080 в осях "20,Г"

2. Расчет плит с вертикальной поперечной арматурой производится из условия:

$$\frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} + \frac{M_x}{M_{b,x,ult} + M_{sw,x,ult}} + \frac{M_y}{M_{b,y,ult} + M_{sw,y,ult}} \leq 1$$

где $F_{sw,ult}$ предельное нормальное усилие, воспринимаемое поперечной арматурой расчетного поперечного сечения плиты

$M_{sw,x,ult}$ и $M_{sw,y,ult}$ предельные моменты, воспринимаемые поперечной арматурой расчетного контура поперечного сечения плиты

Предельное нормальное усилие $F_{sw,ult}$ определяется по формуле

$$F_{sw,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot U_s$$

где q_{sw} усилие в поперечной арматуре на единицу длины расчетного контура поперечного сечения плиты, расположенной равномерно по периметру " U_s " расчетного контура в пределах расстояния $1/2 \cdot h_0$ по обе стороны расчетного контура, определяемое по формуле:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_w}$$

где R_{sw} расчетное сопротивление поперечной арматуры, принимаемое равным $0,8 \cdot R_s$, но не более 300 МПа.

A_{sw} площадь сечения поперечной арматуры с шагом s_w , расположенная в пределах расстояния $1/2 \cdot h_0$ по обе стороны контура расчетного поперечного сечения плиты.

U_s периметр контура поперечной арматуры расчетного поперечного сечения плиты, расположенной на расстоянии $1/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны, определяемый так же как периметр U_b .

Предельные моменты $M_{sw,x,ult}$ и $M_{sw,y,ult}$ определяются по формулам:

$$M_{sw,x,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot W_{sw,x}, \quad M_{sw,y,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot W_{sw,y}$$

где $W_{sw,x}$ и $W_{sw,y}$ моменты сопротивления контура поперечной арматуры расчетного поперечного сечения плиты, принимаемые равными моментам сопротивления W_{bx} и W_{by}

Расположение поперечного армирования, шаги и отступы от поперечного сечения колонн должны удовлетворять условиям, показанным на рис. 2

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм. -0,080 в осях "20,Г"

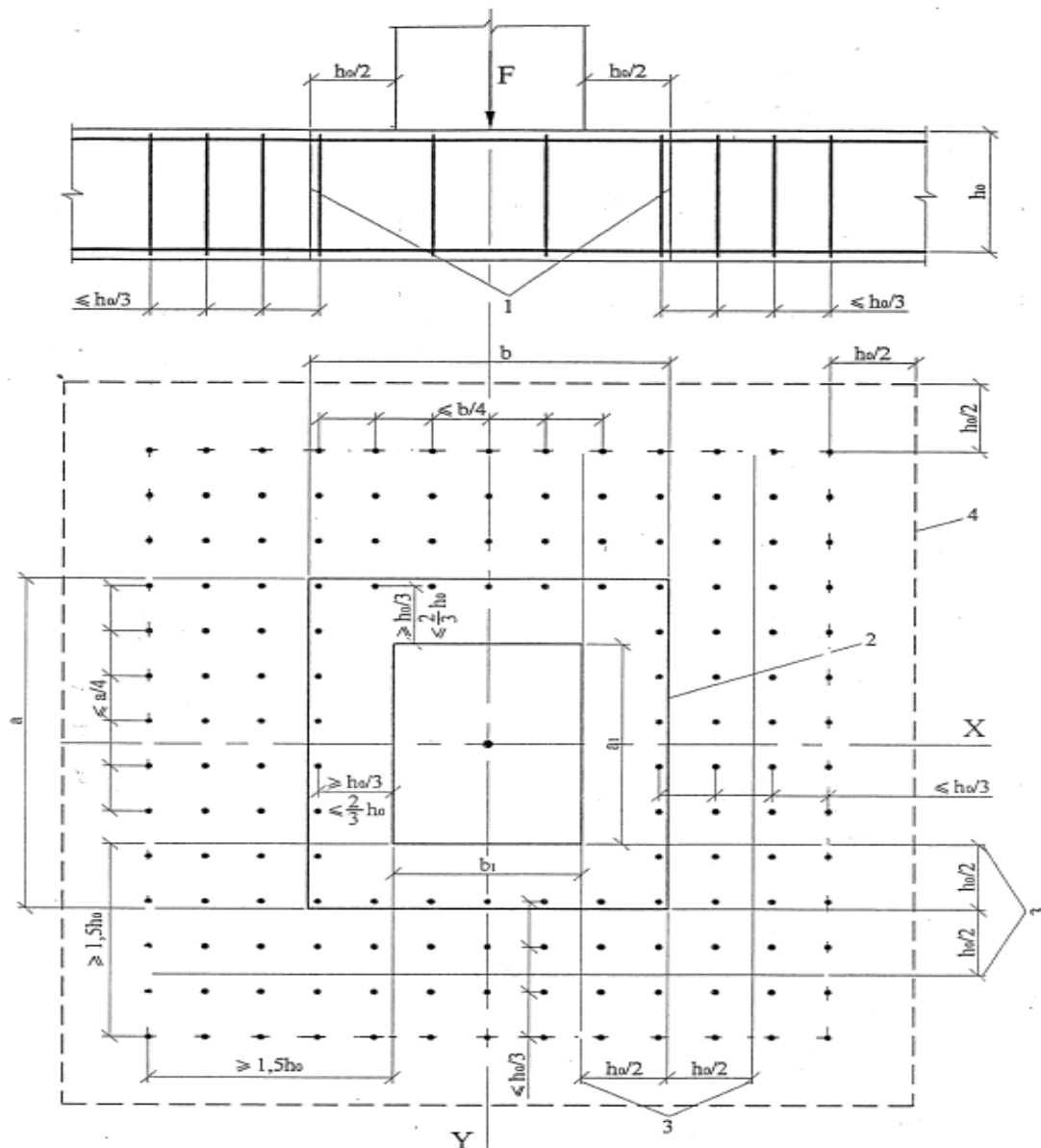


Рис. 2. Схема для расчета железобетонных плит с вертикальной равномерной распределенной поперечной арматурой на продавливание.

Исходные данные для расчета плиты перекрытия на продавливание с учетом поперечного армирования:

$\varnothing =$	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td style="text-align: center;">6</td></tr><tr><td style="text-align: center;">А400</td></tr></table> мм	6	А400	- диаметр используемой поперечной арматуры
6				
А400				
$s_w =$	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td style="text-align: center;">60</td></tr></table> мм	60	- класс поперечной арматуры	
60				
		- расстояние между стержнями в направлении параллельном сторонам расчетного контура. Принимается не более 1/4 длины стороны расчетного контура.		
$R_{sw} =$	2.854 т/см ²	- расчетное сопротивление поперечной арматуры		
$1/3 \cdot h_0 =$	0.068 м	- минимальное расстояние до первого стержня от расчетного контура колонны		
$A =$	0.283 см ²	- площадь 1 стержня используемой поперечной арматуры		
$n =$	1	- количество стержней, расположенных в каждую сторону от расчетного сечения, учитываемых в расчете		
$n_1 =$	80 шт	- общее количество стержней, учитываемых в расчете		

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм. -0,080 в осях "20,Г"

Далее находим значения из вышеописанных формул

- 1) $A_{sw} = 0.283 \text{ см}^2$
- 2) $U_s = 3.220 \text{ м}$
- 3) $q_{sw} = 13.462 \text{ т/м}$
- 4) $W_{bx} = 0.945 \text{ м}^2$
- 5) $W_{by} = 0.730 \text{ м}^2$
- 6) $F_{sw,ult} = 34.679 \text{ т}$
- 7) $M_{sw,x,ult} = 10.174 \text{ т} \cdot \text{м}$
- 8) $M_{sw,y,ult} = 7.862 \text{ т} \cdot \text{м}$
- 9) $F_{b,ult} + F_{sw,ult} = 104.325 \text{ т}$
- 10) $M_{b,x,ult} + M_{sw,x,ult} = 30.607 \text{ т} \cdot \text{м}$
- 11) $M_{b,y,ult} + M_{sw,y,ult} = 23.652 \text{ т} \cdot \text{м}$

Суммарное значение усилий $F_{b,ult} + F_{sw,ult}$ принимается не более $2 \cdot F_{b,ult}$. Поперечную арматуру учитывают в расчете при $F_{sw,ult}$ не менее $0,5 \cdot F_{b,ult}$. Поперечная арматура учитывается в расчете при толщине плиты не менее 180 мм.

Проверяем условия:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{а) } h \geq 180 \\ \text{б) } F_{b,ult} + F_{sw,ult} \leq 2 \cdot F_{b,ult} \\ \text{в) } F_{sw,ult} \geq 0,5 \cdot F_{b,ult} \end{array} \right.$$

а) $h = 240 \geq 180$ - условие выполняется

б) $F_{b,ult} + F_{sw,ult} = 104.33 \text{ т}$
 $2 \cdot F_{b,ult} = 139.29 \text{ т}$
 $104.33 \leq 139.29$ - условие выполняется

Следовательно $F_{b,ult} + F_{sw,ult} = 104.33 \text{ т}$

в) $0,5 \cdot F_{b,ult} = 34.82 \text{ т}$
 $F_{sw,ult} = 34.68 \text{ т}$

$34.82 \leq 34.68$ - условие не выполняется, предельное нормальное усилие, воспринимаемое поперечной арматурой расчетного поперечного сечения плиты в расчете учитываться не будет

12) $\frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} = 0.440$

13) $\frac{M_x}{M_{b,x,ult} + M_{sw,x,ult}} = 0.075$

14) $\frac{M_y}{M_{b,y,ult} + M_{sw,y,ult}} = 0.253$

Проверяем условие: $\frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} + \frac{M_x}{M_{b,x,ult} + M_{sw,x,ult}} + \frac{M_y}{M_{b,y,ult} + M_{sw,y,ult}} \leq 1$

$0.769 \leq 1.00$ - условие выполняется

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм. -0,080 в осях "20,Г"

Выводы:

В ходе расчета были получены следующие результаты:

0.933 - Коэффициент использования сечения плиты перекрытия без использования дополнительного поперечного армирования. Установка дополнительного поперечного армирования не требуется

0.769 - Коэффициент использования сечения плиты перекрытия с использованием дополнительного поперечного армирования. Условие прочности выполнено.

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм. -0,080 в осях "20,Г"

Продавливание плиты перекрытия колонной (колонна внутри контура плиты) на действие продольной силы по СП 63.13330.2012

Исходные данные для расчета плиты перекрытия на продавливание:

$a_1 =$	800	мм	- длина колонны
$b_1 =$	400	мм	- ширина колонны
$N_1 =$	662	т	- продольное усилие, действующее в колонне над плитой перекрытия
$N_2 =$	693	т	- продольное усилие, действующее в колонне под плитой перекрытия
$M_{x1} =$	3.92	т · м	- момент, действующий относительно оси X в колонне над плитой
$M_{y1} =$	6.73	т · м	- момент, действующий относительно оси Y в колонне над плитой
$M_{x2} =$	0.701	т · м	- момент, действующий относительно оси X в колонне под плитой
$M_{y2} =$	5.26	т · м	- момент, действующий относительно оси Y в колонне под плитой
$h =$	240	мм	- толщина плиты перекрытия
$a_x =$	30	мм	- расстояние до ц.т. арматуры в плите, расположенной вдоль оси X
$a_y =$	40	мм	- расстояние до ц.т. арматуры в плите, расположенной вдоль оси Y
$q =$	0	т	- нагрузка действующая на плиту (полезн+вес полов+перегородки+др.)
	B30		- класс бетона плиты перекрытия
$R_b =$	17	МПа	- сопротивление бетона осевому сжатию
$R_{bt} =$	1.15	МПа	- сопротивление бетона осевому растяжению
$\gamma_b =$	0.9		- коэффициент условий работы, учитывающий влияние длительности действия статической нагрузки, 1-при непродолжительном действии нагрузки, 1.0-при продолжительном
$e_x =$	0	мм	- эксцентриситет равнодействующей, отн. ц.т. вдоль оси X
$e_y =$	0	мм	- эксцентриситет равнодействующей, отн. ц.т. вдоль оси Y

1. Расчет плиты перекрытия без поперечного армирования производится из условия:

$$\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}} \leq 1$$

- где F нормальная сосредоточенная сила от внешней нагрузки, действующая на плиту
 $F_{b,ult}$ предельное нормальное усилие, воспринимаемое бетоном расчетного поперечного сечения плиты перекрытия
 M_x, M_y сосредоточенные моменты от внешней нагрузки, действующие на плиту в направлении X и Y

$M_{bx,ult}, M_{by,ult}$ предельные моменты, воспринимаемые бетоном расчетного поперечного сечения плиты в направлении X и Y

При сопряжении плиты перекрытия с колоннами, расположенными над и под плитой, сосредоточенная сила F находится следующим образом:

$$F = N_2 - N_1 - F_q - F_{ql}$$

- где N_1 продольная сила действующая под плитой
 N_2 продольная сила действующая над плитой
 F_q нормальная сила от разгрушающего действия нагрузки на плиту в пределах зоны продавливания, ограниченной расчетным контуром
 F_{ql} нормальная сила от разгрушающего действия нагрузки, от собственного веса плиты между верхней и нижней колоннами, ограниченная расчетным контуром.

Нормальная сила F_q определяется по формуле:

$$F_q = q \cdot A_q$$

- где q нагрузка, действующая на плиту в пределах площади A_q
 A_q площадь зоны продавливания, расположенная вокруг колонны на расстоянии $l/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны и определяемая по формуле:

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм. -0,080 в осях "20,Г"

$$A_q = h_0 \cdot (a_1 + b_1 + h_0)$$

где a_1, b_1 — размеры поперечного сечения колонны.

Нормальная сила F_{ql} определяется по формуле:

$$F_{ql} = q_l \cdot A_{ql}$$

где q_l — нагрузка от собственного веса плиты перекрытия

A_{ql}

площадь зоны, ограниченная расчетным контуром, расположенным вокруг колонн на расстоянии $1/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны и определяемая по формуле:

$$A_{ql} = (a_1 + h_0) \cdot (b_1 + h_0)$$

Предельное нормальное усилие $F_{b,ult}$ определяется по формуле:

$$F_{b,ult} = R_{bt} \cdot U_b \cdot h_0$$

где U_b — периметр контура бетона расчетного поперечного сечения плиты, расположенного на расстоянии $1/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны, определяемый по формуле:

$$U_b = 2 \cdot (a + b)$$

где a, b — размеры сторон прямоугольного контура поперечного сечения плиты, определяемые по формулам:

$$a = a_1 + h_0$$

$$b = b_1 + h_0$$

где a_1, b_1 — размеры сторон поперечного сечения прямоугольной колонны

Расчетная рабочая высота поперечного сечения плиты определяется по формуле:

$$h_0 = 0.5 \cdot (a_x + a_y)$$

Расчетная схема приведена на рис. 1

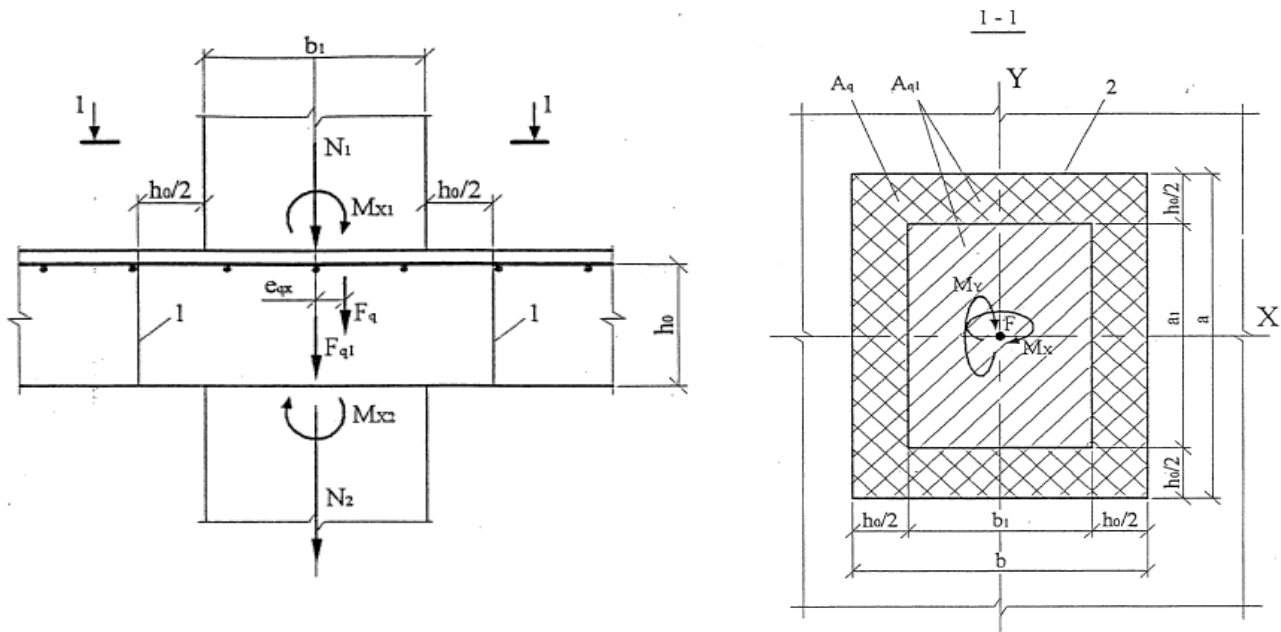


Рис. 1. Расчетные схемы к расчету плиты перекрытия на продавливание.

Общая величина сосредоточенных моментов $M_{loc,x}$ и $M_{loc,y}$ определяется по формуле:

$$M_{loc,x} = M_{x1} + M_{x2} \pm M_q, \quad M_{loc,y} = M_{y1} + M_{y2} \pm M_q,$$

где M_1 и M_2 — моменты в колоннах над и под плитой у граней перекрытия

M_q — момент от неравномерного распределения нагрузки, действующей на плиту в зоне продавливания, определяемый по формуле:

$$M_q = F_q \cdot e_q$$

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм. -0,080 в осях "20,Г"

где F_q нормальная сила от разгрушающего действия нагрузки на плиту в пределах зоны продавливания, ограниченной расчетным контуром
 e_q эксцентриситет равнодействующей нормальной силы F_q относительно центра тяжести расчетного контура

Знак момента M_q определяется в зависимости от направления и положения равнодействующей силы F_q относительно центра тяжести расчетного контура.

Величина сосредоточенного момента, учитываемого в расчете плиты, $M=0,5 \cdot M_{loc}$. Остальная половина сосредоточенного момента учитывается в расчете на изгиб плиты в зоне продавливания.

Предельные моменты $M_{b,ult,x}$ и $M_{b,ult,y}$ определяется по формулам:

$$M_{b,ult,x} = R_{bt} \cdot W_{bx} \cdot h_0, \quad M_{b,ult,y} = R_{bt} \cdot W_{by} \cdot h_0$$

где W_{bx} и W_{by} моменты сопротивления контура бетона расчетного поперечного сечения плиты с размерностью единица длины в квадрате (см², м²), расположенных на расстоянии $1/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны, определяемых по формулам:

$$W_{bx} = a \cdot \left(b + \frac{1}{3} \cdot a \right)$$

$$W_{by} = b \cdot \left(a + \frac{1}{3} \cdot b \right)$$

Далее находим значения из вышеописанных формул

1) $h_0 = 0.205$ м	12) $W_{bx} = 0.945$ м ²
2) $A_{ql} = 0.608$ м ²	13) $W_{by} = 0.730$ м ²
3) $q_l = 0.564$ т/м ²	14) $M_{b,x,ult} = 20.433$ т·м
4) $F_{ql} = 0.343$ т	15) $M_{b,y,ult} = 15.790$ т·м
5) $A_q = 0.288$ м ²	16) $M_{q,x} = 0.000$ т·м
6) $F_q = 0.000$ т	17) $M_{q,y} = 0.000$ т·м
7) $F = 30.657$ т	18) $M_{loc,x} = 2.311$ т·м
8) $a = 1.005$ м	19) $M_{loc,y} = 5.995$ т·м
9) $b = 0.605$ м	20) $F/F_{b,ult} = 0.440$
10) $U_b = 3.220$ м	21) $M_{loc,x}/M_{b,x,ult} = 0.113$
11) $F_{b,ult} = 69.65$ т	22) $M_{loc,y}/M_{b,y,ult} = 0.380$

Проверяем условие $\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}} \leq 1$

$$0.933 \leq 1 \quad - \text{условие выполняется}$$

Условие прочности без поперечного армирования выполняется, установка дополнительного поперечного армирования не требуется

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм. -0,080 в осях "20,Г"

2. Расчет плит с вертикальной поперечной арматурой производится из условия:

$$\frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} + \frac{M_x}{M_{b,x,ult} + M_{sw,x,ult}} + \frac{M_y}{M_{b,y,ult} + M_{sw,y,ult}} \leq 1$$

где $F_{sw,ult}$ предельное нормальное усилие, воспринимаемое поперечной арматурой расчетного поперечного сечения плиты

$M_{sw,x,ult}$ и $M_{sw,y,ult}$ предельные моменты, воспринимаемые поперечной арматурой расчетного контура поперечного сечения плиты

Предельное нормальное усилие $F_{sw,ult}$ определяется по формуле

$$F_{sw,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot U_s$$

где q_{sw} усилие в поперечной арматуре на единицу длины расчетного контура поперечного сечения плиты, расположенной равномерно по периметру " U_s " расчетного контура в пределах расстояния $1/2 \cdot h_0$ по обе стороны расчетного контура, определяемое по формуле:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_w}$$

где R_{sw} расчетное сопротивление поперечной арматуры, принимаемое равным $0,8 \cdot R_s$, но не более 300 МПа.

A_{sw} площадь сечения поперечной арматуры с шагом s_w , расположенная в пределах расстояния $1/2 \cdot h_0$ по обе стороны контура расчетного поперечного сечения плиты.

U_s периметр контура поперечной арматуры расчетного поперечного сечения плиты, расположенной на расстоянии $1/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны, определяемый так же как периметр U_b .

Предельные моменты $M_{sw,x,ult}$ и $M_{sw,y,ult}$ определяются по формулам:

$$M_{sw,x,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot W_{sw,x}, \quad M_{sw,y,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot W_{sw,y}$$

где $W_{sw,x}$ и $W_{sw,y}$ моменты сопротивления контура поперечной арматуры расчетного поперечного сечения плиты, принимаемые равными моментам сопротивления W_{bx} и W_{by}

Расположение поперечного армирования, шаги и отступы от поперечного сечения колонн должны удовлетворять условиям, показанным на рис. 2

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм. -0,080 в осях "20,Г"

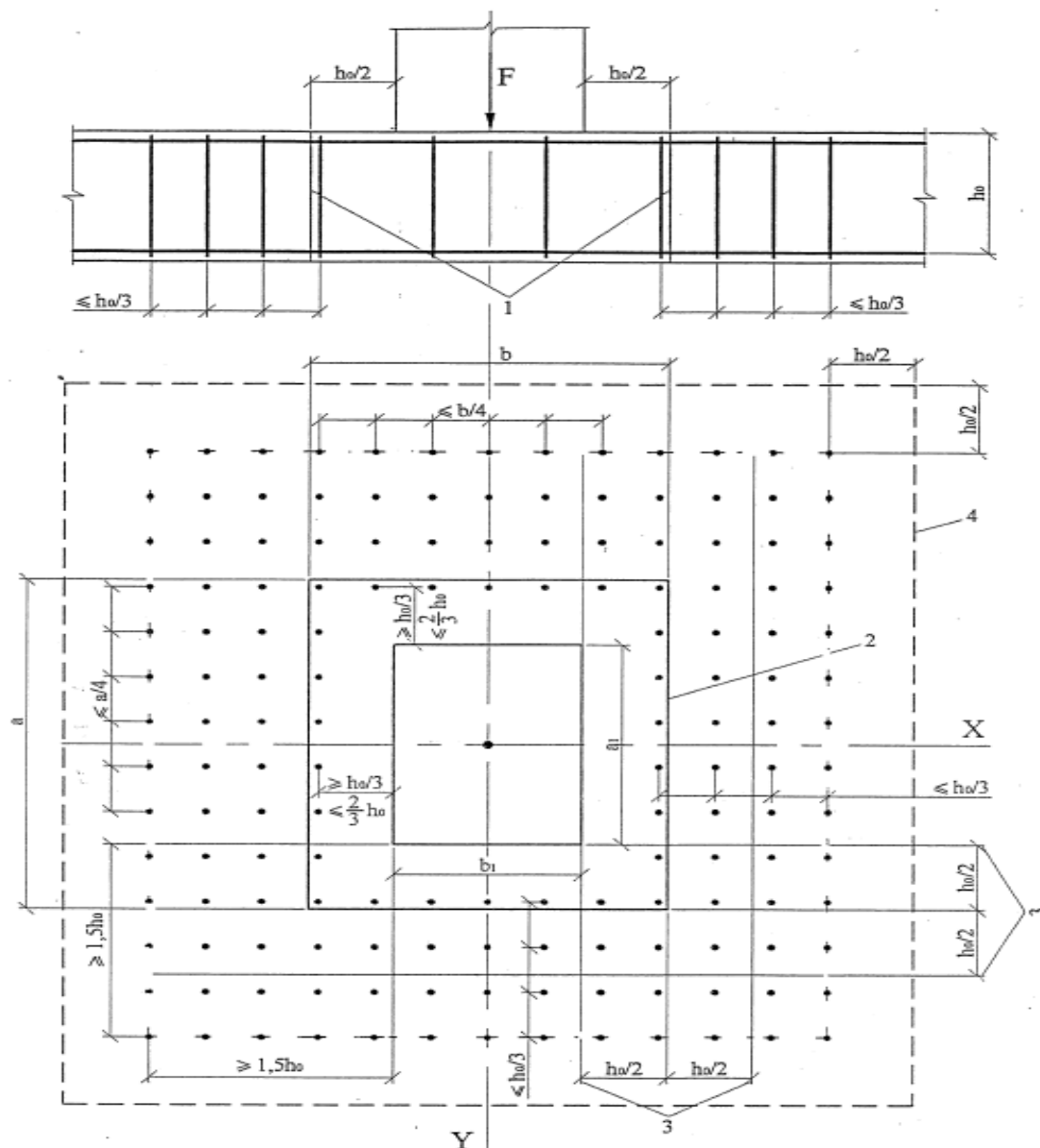


Рис. 2. Схема для расчета железобетонных плит с вертикальной равномерной распределенной поперечной арматурой на продавливание.

Исходные данные для расчета плиты перекрытия на продавливание с учетом поперечного армирования:

$\phi =$	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td style="text-align: center;">6</td></tr><tr><td style="text-align: center;">А400</td></tr></table> мм	6	А400	- диаметр используемой поперечной арматуры
6				
А400				
		- класс поперечной арматуры		
$s_w =$	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td style="text-align: center;">60</td></tr></table> мм	60	- расстояние между стержнями в направлении параллельном сторонам расчетного контура. Принимается не более 1/4 длины стороны расчетного контура.	
60				
$R_{sw} =$	2.854 т/см ²	- расчетное сопротивление поперечной арматуры		
$1/3 \cdot h_0 =$	0.068 м	- минимальное расстояние до первого стержня от расчетного контура колонны		
$A =$	0.283 см ²	- площадь 1 стержня используемой поперечной арматуры		
$n =$	1	- количество стержней, расположенных в каждую сторону от расчетного сечения, учитываемых в расчете		
$n_1 =$	80 шт	- общее количество стержней, учитываемых в расчете		

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм. -0,080 в осях "20,Г"

Далее находим значения из вышеописанных формул

- 1) $A_{sw} = 0.283 \text{ см}^2$
- 2) $U_s = 3.220 \text{ м}$
- 3) $q_{sw} = 13.462 \text{ т/м}$
- 4) $W_{bx} = 0.945 \text{ м}^2$
- 5) $W_{by} = 0.730 \text{ м}^2$
- 6) $F_{sw,ult} = 34.679 \text{ т}$
- 7) $M_{sw,x,ult} = 10.174 \text{ т} \cdot \text{м}$
- 8) $M_{sw,y,ult} = 7.862 \text{ т} \cdot \text{м}$
- 9) $F_{b,ult} + F_{sw,ult} = 104.325 \text{ т}$
- 10) $M_{b,x,ult} + M_{sw,x,ult} = 30.607 \text{ т} \cdot \text{м}$
- 11) $M_{b,y,ult} + M_{sw,y,ult} = 23.652 \text{ т} \cdot \text{м}$

Суммарное значение усилий $F_{b,ult} + F_{sw,ult}$ принимается не более $2 \cdot F_{b,ult}$. Поперечную арматуру учитывают в расчете при $F_{sw,ult}$ не менее $0,5 \cdot F_{b,ult}$. Поперечная арматура учитывается в расчете при толщине плиты не менее 180 мм.

Проверяем условия:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{а) } h \geq 180 \\ \text{б) } F_{b,ult} + F_{sw,ult} \leq 2 \cdot F_{b,ult} \\ \text{в) } F_{sw,ult} \geq 0,5 \cdot F_{b,ult} \end{array} \right.$$

а) $h = 240 \geq 180$ - условие выполняется

б) $F_{b,ult} + F_{sw,ult} = 104.33 \text{ т}$
 $2 \cdot F_{b,ult} = 139.29 \text{ т}$
 $104.33 \leq 139.29$ - условие выполняется

Следовательно $F_{b,ult} + F_{sw,ult} = 104.33 \text{ т}$

в) $0,5 \cdot F_{b,ult} = 34.82 \text{ т}$
 $F_{sw,ult} = 34.68 \text{ т}$

$34.82 \leq 34.68$ - условие не выполняется, предельное нормальное усилие, воспринимаемое поперечной арматурой расчетного поперечного сечения плиты в расчете учитываться не будет

12) $\frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} = 0.440$

13) $\frac{M_x}{M_{b,x,ult} + M_{sw,x,ult}} = 0.075$

14) $\frac{M_y}{M_{b,y,ult} + M_{sw,y,ult}} = 0.253$

Проверяем условие: $\frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} + \frac{M_x}{M_{b,x,ult} + M_{sw,x,ult}} + \frac{M_y}{M_{b,y,ult} + M_{sw,y,ult}} \leq 1$

$0.769 \leq 1.00$ - условие выполняется

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм. -0,080 в осях "20,Г"

Выводы:

В ходе расчета были получены следующие результаты:

0.933 - Коэффициент использования сечения плиты перекрытия без использования дополнительного поперечного армирования. Установка дополнительного поперечного армирования не требуется

0.769 - Коэффициент использования сечения плиты перекрытия с использованием дополнительного поперечного армирования. Условие прочности выполнено.

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм -0,080 в осях "19,Д"

Продавливание плиты перекрытия колонной (колонна внутри контура плиты) на действие продольной силы по СП 63.13330.2012

Исходные данные для расчета плиты перекрытия на продавливание:

$a_1 =$	600	мм	- длина колонны
$b_1 =$	400	мм	- ширина колонны
$N_1 =$	451	т	- продольное усилие, действующее в колонне над плитой перекрытия
$N_2 =$	477	т	- продольное усилие, действующее в колонне под плитой перекрытия
$M_{x1} =$	9.19	т · м	- момент, действующий относительно оси X в колонне над плитой
$M_{y1} =$	1.3	т · м	- момент, действующий относительно оси Y в колонне над плитой
$M_{x2} =$	5	т · м	- момент, действующий относительно оси X в колонне под плитой
$M_{y2} =$	1.18	т · м	- момент, действующий относительно оси Y в колонне под плитой
$h =$	240	мм	- толщина плиты перекрытия
$a_x =$	30	мм	- расстояние до ц.т. арматуры в плите, расположенной вдоль оси X
$a_y =$	40	мм	- расстояние до ц.т. арматуры в плите, расположенной вдоль оси Y
$q =$	0	т	- нагрузка действующая на плиту (полезн+вес полов+перегородки+др.)
	B30		- класс бетона плиты перекрытия
$R_b =$	17	МПа	- сопротивление бетона осевому сжатию
$R_{bt} =$	1.15	МПа	- сопротивление бетона осевому растяжению
$\gamma_b =$	0.9		- коэффициент условий работы, учитывающий влияние длительности действия статической нагрузки, 1-при непродолжительном действии нагрузки, 1.0-при продолжительном
$e_x =$	0	мм	- эксцентриситет равнодействующей, отн. ц.т. вдоль оси X
$e_y =$	0	мм	- эксцентриситет равнодействующей, отн. ц.т. вдоль оси Y

1. Расчет плиты перекрытия без поперечного армирования производится из условия:

$$\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}} \leq 1$$

- где F нормальная сосредоточенная сила от внешней нагрузки, действующая на плиту
 $F_{b,ult}$ предельное нормальное усилие, воспринимаемое бетоном расчетного поперечного сечения плиты перекрытия
 M_x, M_y сосредоточенные моменты от внешней нагрузки, действующие на плиту в направлении X и Y

$M_{bx,ult}, M_{by,ult}$ предельные моменты, воспринимаемые бетоном расчетного поперечного сечения плиты в направлении X и Y

При сопряжении плиты перекрытия с колоннами, расположенными над и под плитой, сосредоточенная сила F находится следующим образом:

$$F = N_2 - N_1 - F_q - F_{ql}$$

- где N_1 продольная сила действующая под плитой
 N_2 продольная сила действующая над плитой
 F_q нормальная сила от разгрушающего действия нагрузки на плиту в пределах зоны продавливания, ограниченной расчетным контуром
 F_{ql} нормальная сила от разгрушающего действия нагрузки, от собственного веса плиты между верхней и нижней колоннами, ограниченная расчетным контуром.

Нормальная сила F_q определяется по формуле:

$$F_q = q \cdot A_q$$

- где q нагрузка, действующая на плиту в пределах площади A_q
 A_q площадь зоны продавливания, расположенная вокруг колонны на расстоянии $l/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны и определяемая по формуле:

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм -0,080 в осях "19,Д"

$$A_q = h_0 \cdot (a_1 + b_1 + h_0)$$

где a_1, b_1 размеры поперечного сечения колонны.

Нормальная сила F_{ql} определяется по формуле:

$$F_{ql} = q_l \cdot A_{ql}$$

где q_l нагрузка от собственного веса плиты перекрытия

A_{ql}

площадь зоны, ограниченная расчетным контуром, расположенным вокруг колонн на расстоянии $1/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны и определяемая по формуле:

$$A_{ql} = (a_1 + h_0) \cdot (b_1 + h_0)$$

Предельное нормальное усилие $F_{b,ult}$ определяется по формуле:

$$F_{b,ult} = R_{bt} \cdot U_b \cdot h_0$$

где U_b периметр контура бетона расчетного поперечного сечения плиты, расположенного на расстоянии $1/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны, определяемый по формуле:

$$U_b = 2 \cdot (a + b)$$

где a, b размеры сторон прямоугольного контура поперечного сечения плиты, определяемые по формулам:

$$a = a_1 + h_0$$

$$b = b_1 + h_0$$

где a_1, b_1 размеры сторон поперечного сечения прямоугольной колонны

Расчетная рабочая высота поперечного сечения плиты определяется по формуле:

$$h_0 = 0.5 \cdot (a_x + a_y)$$

Расчетная схема приведена на рис. 1

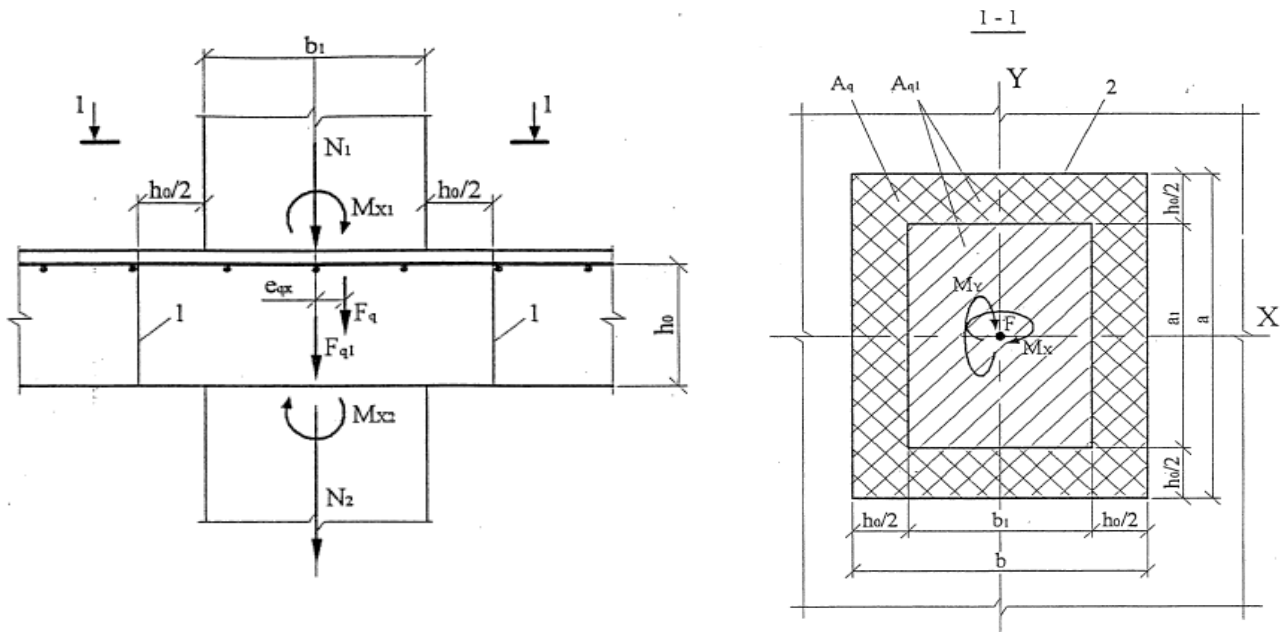


Рис. 1. Расчетные схемы к расчету плиты перекрытия на продавливание.

Общая величина сосредоточенных моментов $M_{loc,x}$ и $M_{loc,y}$ определяется по формуле:

$$M_{loc,x} = M_{x1} + M_{x2} \pm M_q, \quad M_{loc,y} = M_{y1} + M_{y2} \pm M_q,$$

где M_1 и M_2 моменты в колоннах над и под плитой у граней перекрытия

M_q момент от неравномерного распределения нагрузки, действующей на плиту в зоне продавливания, определяемый по формуле:

$$M_q = F_q \cdot e_q$$

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм -0,080 в осях "19,Д"

где F_q нормальная сила от разгрушающего действия нагрузки на плиту в пределах зоны продавливания, ограниченной расчетным контуром
 e_q эксцентриситет равнодействующей нормальной силы F_q относительно центра тяжести расчетного контура

Знак момента M_q определяется в зависимости от направления и положения равнодействующей силы F_q относительно центра тяжести расчетного контура.

Величина сосредоточенного момента, учитываемого в расчете плиты, $M=0,5 \cdot M_{loc}$. Остальная половина сосредоточенного момента учитывается в расчете на изгиб плиты в зоне продавливания.

Предельные моменты $M_{b,ult,x}$ и $M_{b,ult,y}$ определяется по формулам:

$$M_{b,ult,x} = R_{bt} \cdot W_{bx} \cdot h_0, \quad M_{b,ult,y} = R_{bt} \cdot W_{by} \cdot h_0$$

где W_{bx} и W_{by} моменты сопротивления контура бетона расчетного поперечного сечения плиты с размерностью единица длины в квадрате (см², м²), расположенных на расстоянии $1/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны, определяемых по формулам:

$$W_{bx} = a \cdot \left(b + \frac{1}{3} \cdot a \right)$$

$$W_{by} = b \cdot \left(a + \frac{1}{3} \cdot b \right)$$

Далее находим значения из вышеописанных формул

1) $h_0 = 0.205$ м	12) $W_{bx} = 0.703$ м ²
2) $A_{ql} = 0.487$ м ²	13) $W_{by} = 0.609$ м ²
3) $q_l = 0.564$ т/м ²	14) $M_{b,x,ult} = 15.206$ т·м
4) $F_{ql} = 0.275$ т	15) $M_{b,y,ult} = 13.173$ т·м
5) $A_q = 0.247$ м ²	16) $M_{q,x} = 0.000$ т·м
6) $F_q = 0.000$ т	17) $M_{q,y} = 0.000$ т·м
7) $F = 25.725$ т	18) $M_{loc,x} = 7.095$ т·м
8) $a = 0.805$ м	19) $M_{loc,y} = 1.240$ т·м
9) $b = 0.605$ м	20) $F/F_{b,ult} = 0.422$
10) $U_b = 2.820$ м	21) $M_{loc,x}/M_{b,x,ult} = 0.467$
11) $F_{b,ult} = 60.99$ т	22) $M_{loc,y}/M_{b,y,ult} = 0.094$

Проверяем условие $\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}} \leq 1$

$$0.982 \leq 1 \quad - \text{условие выполняется}$$

Условие прочности без поперечного армирования выполняется, установка дополнительного поперечного армирования не требуется

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм -0,080 в осях "19,Д"

2. Расчет плит с вертикальной поперечной арматурой производится из условия:

$$\frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} + \frac{M_x}{M_{b,x,ult} + M_{sw,x,ult}} + \frac{M_y}{M_{b,y,ult} + M_{sw,y,ult}} \leq 1$$

где $F_{sw,ult}$ предельное нормальное усилие, воспринимаемое поперечной арматурой расчетного поперечного сечения плиты

$M_{sw,x,ult}$ и $M_{sw,y,ult}$ предельные моменты, воспринимаемые поперечной арматурой расчетного контура поперечного сечения плиты

Предельное нормальное усилие $F_{sw,ult}$ определяется по формуле

$$F_{sw,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot U_s$$

где q_{sw} усилие в поперечной арматуре на единицу длины расчетного контура поперечного сечения плиты, расположенной равномерно по периметру " U_s " расчетного контура в пределах расстояния $1/2 \cdot h_0$ по обе стороны расчетного контура, определяемое по формуле:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_w}$$

где R_{sw} расчетное сопротивление поперечной арматуры, принимаемое равным $0,8 \cdot R_s$, но не более 300 МПа.

A_{sw} площадь сечения поперечной арматуры с шагом s_w , расположенная в пределах расстояния $1/2 \cdot h_0$ по обе стороны контура расчетного поперечного сечения плиты.

U_s периметр контура поперечной арматуры расчетного поперечного сечения плиты, расположенной на расстоянии $1/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны, определяемый так же как периметр U_b .

Предельные моменты $M_{sw,x,ult}$ и $M_{sw,y,ult}$ определяются по формулам:

$$M_{sw,x,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot W_{sw,x}, \quad M_{sw,y,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot W_{sw,y}$$

где $W_{sw,x}$ и $W_{sw,y}$ моменты сопротивления контура поперечной арматуры расчетного поперечного сечения плиты, принимаемые равными моментам сопротивления W_{bx} и W_{by}

Расположение поперечного армирования, шаги и отступы от поперечного сечения колонн должны удовлетворять условиям, показанным на рис. 2

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм -0,080 в осях "19,Д"

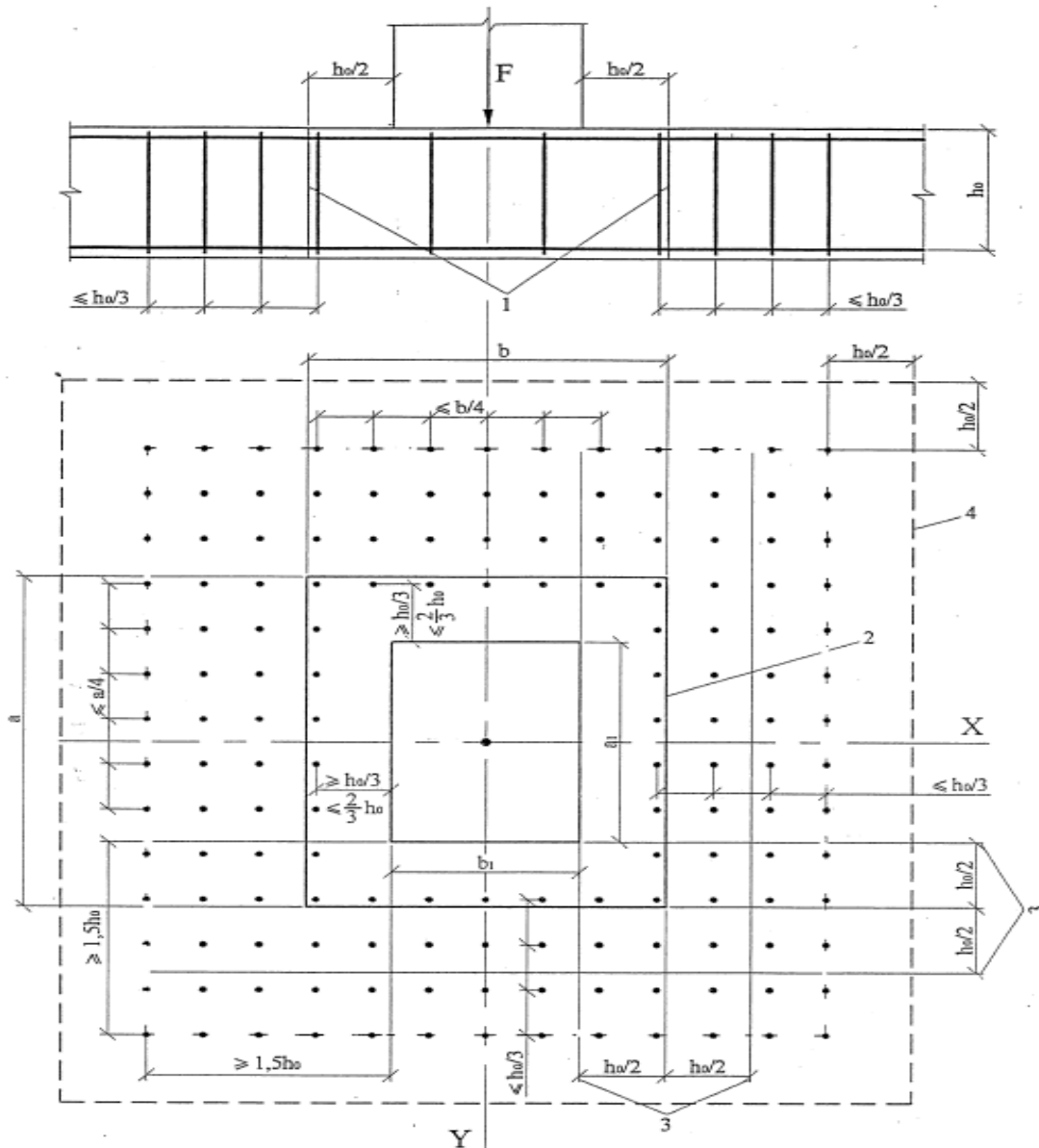


Рис. 2. Схема для расчета железобетонных плит с вертикальной равномерной распределенной поперечной арматурой на продавливание.

Исходные данные для расчета плиты перекрытия на продавливание с учетом поперечного армирования:

$\varnothing =$	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td style="text-align: center;">6</td></tr><tr><td style="text-align: center;">А400</td></tr></table> мм	6	А400	- диаметр используемой поперечной арматуры
6				
А400				
		- класс поперечной арматуры		
$s_w =$	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td style="text-align: center;">60</td></tr></table> мм	60	- расстояние между стержнями в направлении параллельном сторонам расчетного контура. Принимается не более 1/4 длины стороны расчетного контура.	
60				
$R_{sw} =$	2.854 т/см ²	- расчетное сопротивление поперечной арматуры		
$1/3 \cdot h_0 =$	0.068 м	- минимальное расстояние до первого стержня от расчетного контура колонны		
$A =$	0.283 см ²	- площадь 1 стержня используемой поперечной арматуры		
$n =$	1	- количество стержней, расположенных в каждую сторону от расчетного сечения, учитываемых в расчете		
$n_1 =$	68 шт	- общее количество стержней, учитываемых в расчете		

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм -0,080 в осях "19,Д"

Далее находим значения из вышеописанных формул

$$\begin{aligned}
 1) \quad A_{sw} &= 0.283 \text{ см}^2 \\
 2) \quad U_s &= 2.820 \text{ м} \\
 3) \quad q_{sw} &= 13.462 \text{ т/м} \\
 4) \quad W_{bx} &= 0.703 \text{ м}^2 \\
 5) \quad W_{by} &= 0.609 \text{ м}^2 \\
 6) \quad F_{sw,ult} &= 30.371 \text{ т} \\
 7) \quad M_{sw,x,ult} &= 7.572 \text{ т} \cdot \text{м} \\
 8) \quad M_{sw,y,ult} &= 6.559 \text{ т} \cdot \text{м} \\
 9) \quad F_{b,ult} + F_{sw,ult} &= 91.365 \text{ т} \\
 10) \quad M_{b,x,ult} + M_{sw,x,ult} &= 22.778 \text{ т} \cdot \text{м} \\
 11) \quad M_{b,y,ult} + M_{sw,y,ult} &= 19.732 \text{ т} \cdot \text{м}
 \end{aligned}$$

Суммарное значение усилий $F_{b,ult} + F_{sw,ult}$ принимается не более $2 \cdot F_{b,ult}$. Поперечную арматуру учитывают в расчете при $F_{sw,ult}$ не менее $0,5 \cdot F_{b,ult}$. Поперечная арматура учитывается в расчете при толщине плиты не менее 180 мм.

Проверяем условия:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{а) } h \geq 180 \\ \text{б) } F_{b,ult} + F_{sw,ult} \leq 2 \cdot F_{b,ult} \\ \text{в) } F_{sw,ult} \geq 0,5 \cdot F_{b,ult} \end{array} \right.$$

$$\text{а) } \quad h = 240 \geq 180 \quad - \text{ условие выполняется}$$

$$\begin{aligned}
 \text{б) } \quad F_{b,ult} + F_{sw,ult} &= 91.37 \quad \text{т} \\
 2 \cdot F_{b,ult} &= 121.99 \quad \text{т} \\
 91.37 &\leq 121.99 \quad - \text{ условие выполняется}
 \end{aligned}$$

$$\text{Следовательно } F_{b,ult} + F_{sw,ult} = 91.37 \quad \text{т}$$

$$\begin{aligned}
 \text{в) } \quad 0,5 \cdot F_{b,ult} &= 30.50 \quad \text{т} \\
 F_{sw,ult} &= 30.37 \quad \text{т}
 \end{aligned}$$

$30.50 \leq 30.37$ - условие не выполняется, предельное нормальное усилие, воспринимаемое поперечной арматурой расчетного поперечного сечения плиты в расчете учитываться не будет

$$12) \quad \frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} = 0.422$$

$$13) \quad \frac{M_x}{M_{b,x,ult} + M_{sw,x,ult}} = 0.311$$

$$14) \quad \frac{M_y}{M_{b,y,ult} + M_{sw,y,ult}} = 0.063$$

$$\text{Проверяем условие: } \frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} + \frac{M_x}{M_{b,x,ult} + M_{sw,x,ult}} + \frac{M_y}{M_{b,y,ult} + M_{sw,y,ult}} \leq 1$$

$$0.796 \leq 1.00 \quad - \text{ условие выполняется}$$

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм -0,080 в осях "19,Д"

Выводы:

В ходе расчета были получены следующие результаты:

0.982 - Коэффициент использования сечения плиты перекрытия без использования дополнительного поперечного армирования. Установка дополнительного поперечного армирования не требуется

0.796 - Коэффициент использования сечения плиты перекрытия с использованием дополнительного поперечного армирования. Условие прочности выполнено.

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм.+34,720 в осях "12,Б"

Продавливание плиты перекрытия колонной (колонна внутри контура плиты) на действие продольной силы по СП 63.13330.2012

Исходные данные для расчета плиты перекрытия на продавливание:

$a_1 =$	400	мм	- длина колонны
$b_1 =$	400	мм	- ширина колонны
$N_1 =$	250	т	- продольное усилие, действующее в колонне над плитой перекрытия
$N_2 =$	274	т	- продольное усилие, действующее в колонне под плитой перекрытия
$M_{x1} =$	0.988	т · м	- момент, действующий относительно оси X в колонне над плитой
$M_{y1} =$	0.226	т · м	- момент, действующий относительно оси Y в колонне над плитой
$M_{x2} =$	0.78	т · м	- момент, действующий относительно оси X в колонне под плитой
$M_{y2} =$	0.08	т · м	- момент, действующий относительно оси Y в колонне под плитой
$h =$	200	мм	- толщина плиты перекрытия
$a_x =$	30	мм	- расстояние до ц.т. арматуры в плите, расположенной вдоль оси X
$a_y =$	40	мм	- расстояние до ц.т. арматуры в плите, расположенной вдоль оси Y
$q =$	0	т	- нагрузка действующая на плиту (полезн+вес полов+перегородки+др.)
	B30		- класс бетона плиты перекрытия
$R_b =$	17	МПа	- сопротивление бетона осевому сжатию
$R_{bt} =$	1.15	МПа	- сопротивление бетона осевому растяжению
$\gamma_b =$	0.9		- коэффициент условий работы, учитывающий влияние длительности действия статической нагрузки, 1-при непродолжительном действии нагрузки, 1.0-при продолжительном
$e_x =$	0	мм	- эксцентриситет равнодействующей, отн. ц.т. вдоль оси X
$e_y =$	0	мм	- эксцентриситет равнодействующей, отн. ц.т. вдоль оси Y

1. Расчет плиты перекрытия без поперечного армирования производится из условия:

$$\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}} \leq 1$$

- где F нормальная сосредоточенная сила от внешней нагрузки, действующая на плиту
 $F_{b,ult}$ предельное нормальное усилие, воспринимаемое бетоном расчетного поперечного сечения плиты перекрытия
 M_x, M_y сосредоточенные моменты от внешней нагрузки, действующие на плиту в направлении X и Y

$M_{bx,ult}, M_{by,ult}$ предельные моменты, воспринимаемые бетоном расчетного поперечного сечения плиты в направлении X и Y

При сопряжении плиты перекрытия с колоннами, расположенными над и под плитой, сосредоточенная сила F находится следующим образом:

$$F = N_2 - N_1 - F_q - F_{ql}$$

- где N_1 продольная сила действующая под плитой
 N_2 продольная сила действующая над плитой
 F_q нормальная сила от разгрушающего действия нагрузки на плиту в пределах зоны продавливания, ограниченной расчетным контуром
 F_{ql} нормальная сила от разгрушающего действия нагрузки, от собственного веса плиты между верхней и нижней колоннами, ограниченная расчетным контуром.

Нормальная сила F_q определяется по формуле:

$$F_q = q \cdot A_q$$

- где q нагрузка, действующая на плиту в пределах площади A_q
 A_q площадь зоны продавливания, расположенная вокруг колонны на расстоянии $l/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны и определяемая по формуле:

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм.+34,720 в осях "12,Б"

$$A_q = h_0 \cdot (a_1 + b_1 + h_0)$$

где a_1, b_1 — размеры поперечного сечения колонны.

Нормальная сила F_{ql} определяется по формуле:

$$F_{ql} = q_l \cdot A_{ql}$$

где q_l — нагрузка от собственного веса плиты перекрытия

A_{ql}

площадь зоны, ограниченная расчетным контуром, расположенным вокруг колонн на расстоянии $1/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны и определяемая по формуле:

$$A_{ql} = (a_1 + h_0) \cdot (b_1 + h_0)$$

Предельное нормальное усилие $F_{b,ult}$ определяется по формуле:

$$F_{b,ult} = R_{bt} \cdot U_b \cdot h_0$$

где U_b — периметр контура бетона расчетного поперечного сечения плиты, расположенного на расстоянии $1/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны, определяемый по формуле:

$$U_b = 2 \cdot (a + b)$$

где a, b — размеры сторон прямоугольного контура поперечного сечения плиты, определяемые по формулам:

$$a = a_1 + h_0$$

$$b = b_1 + h_0$$

где a_1, b_1 — размеры сторон поперечного сечения прямоугольной колонны

Расчетная рабочая высота поперечного сечения плиты определяется по формуле:

$$h_0 = 0.5 \cdot (a_x + a_y)$$

Расчетная схема приведена на рис. 1

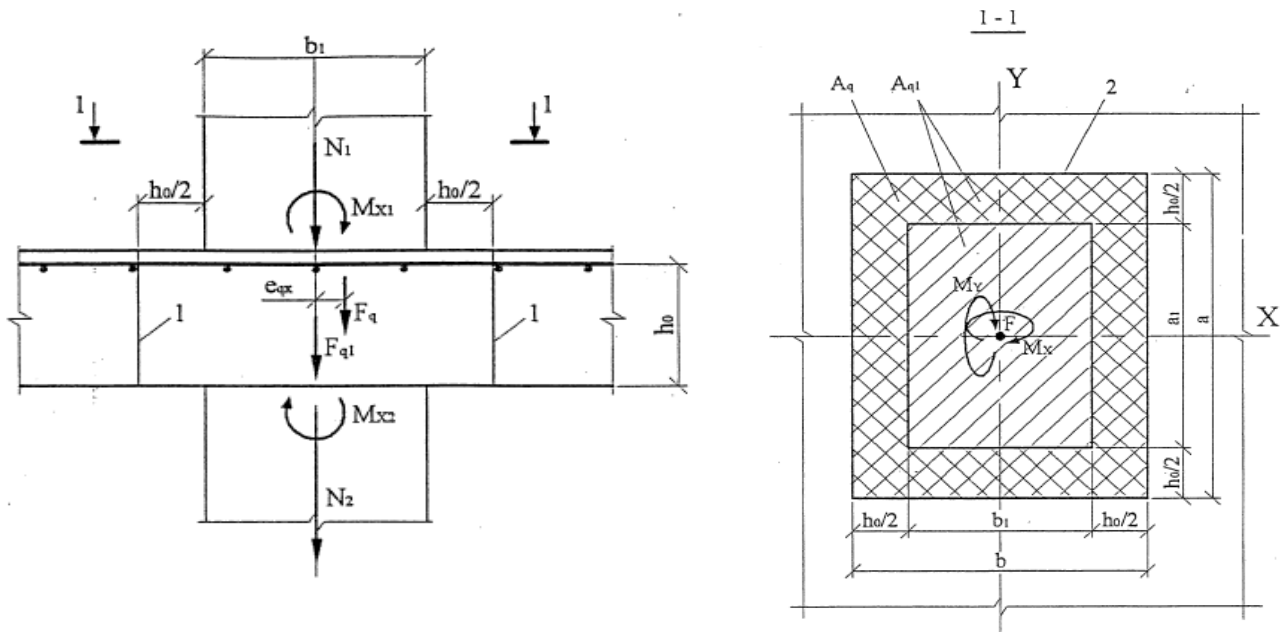


Рис. 1. Расчетные схемы к расчету плиты перекрытия на продавливание.

Общая величина сосредоточенных моментов $M_{loc,x}$ и $M_{loc,y}$ определяется по формуле:

$$M_{loc,x} = M_{x1} + M_{x2} \pm M_q, \quad M_{loc,y} = M_{y1} + M_{y2} \pm M_q,$$

где M_1 и M_2 — моменты в колоннах над и под плитой у граней перекрытия

M_q — момент от неравномерного распределения нагрузки, действующей на плиту в зоне продавливания, определяемый по формуле:

$$M_q = F_q \cdot e_q$$

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм.+34,720 в осях "12,Б"

где F_q нормальная сила от разгрушающего действия нагрузки на плиту в пределах зоны продавливания, ограниченной расчетным контуром
 e_q эксцентриситет равнодействующей нормальной силы F_q относительно центра тяжести расчетного контура

Знак момента M_q определяется в зависимости от направления и положения равнодействующей силы F_q относительно центра тяжести расчетного контура.

Величина сосредоточенного момента, учитываемого в расчете плиты, $M=0,5 \cdot M_{loc}$. Остальная половина сосредоточенного момента учитывается в расчете на изгиб плиты в зоне продавливания.

Предельные моменты $M_{b,ult,x}$ и $M_{b,ult,y}$ определяется по формулам:

$$M_{b,ult,x} = R_{bt} \cdot W_{bx} \cdot h_0, \quad M_{b,ult,y} = R_{bt} \cdot W_{by} \cdot h_0$$

где W_{bx} и W_{by} моменты сопротивления контура бетона расчетного поперечного сечения плиты с размерностью единица длины в квадрате (см², м²), расположенных на расстоянии $1/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны, определяемых по формулам:

$$W_{bx} = a \cdot \left(b + \frac{1}{3} \cdot a \right)$$

$$W_{by} = b \cdot \left(a + \frac{1}{3} \cdot b \right)$$

Далее находим значения из вышеописанных формул

1) $h_0 = 0.165$ м	12) $W_{bx} = 0.426$ м ²
2) $A_{ql} = 0.319$ м ²	13) $W_{by} = 0.426$ м ²
3) $q_l = 0.454$ т/м ²	14) $M_{b,x,ult} = 7.410$ т·м
4) $F_{ql} = 0.145$ т	15) $M_{b,y,ult} = 7.410$ т·м
5) $A_q = 0.159$ м ²	16) $M_{q,x} = 0.000$ т·м
6) $F_q = 0.000$ т	17) $M_{q,y} = 0.000$ т·м
7) $F = 23.855$ т	18) $M_{loc,x} = 0.884$ т·м
8) $a = 0.565$ м	19) $M_{loc,y} = 0.153$ т·м
9) $b = 0.565$ м	20) $F/F_{b,ult} = 0.606$
10) $U_b = 2.260$ м	21) $M_{loc,x}/M_{b,x,ult} = 0.119$
11) $F_{b,ult} = 39.34$ т	22) $M_{loc,y}/M_{b,y,ult} = 0.021$

Проверяем условие $\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}} \leq 1$

$$0.746 \leq 1 \quad - \text{условие выполняется}$$

Условие прочности без поперечного армирования выполняется, установка дополнительного поперечного армирования не требуется

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм.+34,720 в осях "12,Б"

2. Расчет плит с вертикальной поперечной арматурой производится из условия:

$$\frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} + \frac{M_x}{M_{b,x,ult} + M_{sw,x,ult}} + \frac{M_y}{M_{b,y,ult} + M_{sw,y,ult}} \leq 1$$

где $F_{sw,ult}$ предельное нормальное усилие, воспринимаемое поперечной арматурой расчетного поперечного сечения плиты

$M_{sw,x,ult}$ и $M_{sw,y,ult}$ предельные моменты, воспринимаемые поперечной арматурой расчетного контура поперечного сечения плиты

Предельное нормальное усилие $F_{sw,ult}$ определяется по формуле

$$F_{sw,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot U_s$$

где q_{sw} усилие в поперечной арматуре на единицу длины расчетного контура поперечного сечения плиты, расположенной равномерно по периметру " U_s " расчетного контура в пределах расстояния $1/2 \cdot h_0$ по обе стороны расчетного контура, определяемое по формуле:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_w}$$

где R_{sw} расчетное сопротивление поперечной арматуры, принимаемое равным $0,8 \cdot R_s$, но не более 300 МПа.

A_{sw} площадь сечения поперечной арматуры с шагом s_w , расположенная в пределах расстояния $1/2 \cdot h_0$ по обе стороны контура расчетного поперечного сечения плиты.

U_s периметр контура поперечной арматуры расчетного поперечного сечения плиты, расположенной на расстоянии $1/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны, определяемый так же как периметр U_b .

Предельные моменты $M_{sw,x,ult}$ и $M_{sw,y,ult}$ определяются по формулам:

$$M_{sw,x,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot W_{sw,x}, \quad M_{sw,y,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot W_{sw,y}$$

где $W_{sw,x}$ и $W_{sw,y}$ моменты сопротивления контура поперечной арматуры расчетного поперечного сечения плиты, принимаемые равными моментам сопротивления W_{bx} и W_{by}

Расположение поперечного армирования, шаги и отступы от поперечного сечения колонн должны удовлетворять условиям, показанным на рис. 2

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм.+34,720 в осях "12,Б"

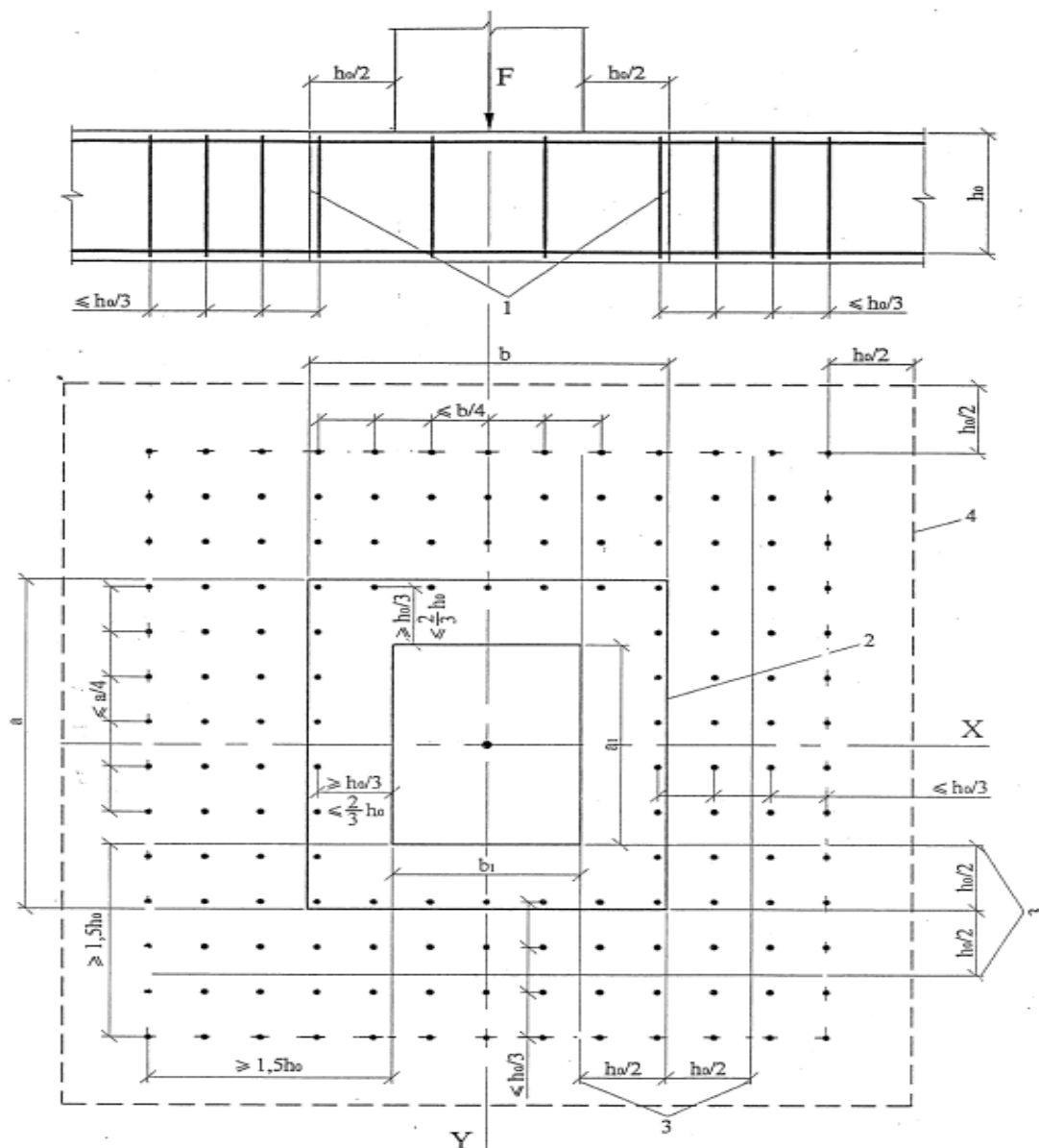


Рис. 2. Схема для расчета железобетонных плит с вертикальной равномерной распределенной поперечной арматурой на продавливание.

Исходные данные для расчета плиты перекрытия на продавливание с учетом поперечного армирования:

$\varnothing =$	6	мм	- диаметр используемой поперечной арматуры
	А400		- класс поперечной арматуры
$s_w =$	60	мм	- расстояние между стержнями в направлении параллельном сторонам расчетного контура. Принимается не более 1/4 длины стороны расчетного контура.
$R_{sw} =$	2.854	т/см ²	- расчетное сопротивление поперечной арматуры
$1/3 \cdot h_0 =$	0.055	м	- минимальное расстояние до первого стержня от расчетного контура колонны
$A =$	0.283	см ²	- площадь 1 стержня используемой поперечной арматуры
$n =$	1		- количество стержней, расположенных в каждую сторону от расчетного сечения, учитываемых в расчете
$n_1 =$	44	шт	- общее количество стержней, учитываемых в расчете

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм.+34,720 в осях "12,Б"

Далее находим значения из вышеописанных формул

$$\begin{aligned}
 1) \quad A_{sw} &= 0.283 \text{ см}^2 \\
 2) \quad U_s &= 2.260 \text{ м} \\
 3) \quad q_{sw} &= 13.462 \text{ т/м} \\
 4) \quad W_{bx} &= 0.426 \text{ м}^2 \\
 5) \quad W_{by} &= 0.426 \text{ м}^2 \\
 6) \quad F_{sw,ult} &= 24.340 \text{ т} \\
 7) \quad M_{sw,x,ult} &= 4.584 \text{ т} \cdot \text{м} \\
 8) \quad M_{sw,y,ult} &= 4.584 \text{ т} \cdot \text{м} \\
 9) \quad F_{b,ult} + F_{sw,ult} &= 63.684 \text{ т} \\
 10) \quad M_{b,x,ult} + M_{sw,x,ult} &= 11.994 \text{ т} \cdot \text{м} \\
 11) \quad M_{b,y,ult} + M_{sw,y,ult} &= 11.994 \text{ т} \cdot \text{м}
 \end{aligned}$$

Суммарное значение усилий $F_{b,ult} + F_{sw,ult}$ принимается не более $2 \cdot F_{b,ult}$. Поперечную арматуру учитывают в расчете при $F_{sw,ult}$ не менее $0,5 \cdot F_{b,ult}$. Поперечная арматура учитывается в расчете при толщине плиты не менее 180 мм.

Проверяем условия:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{а) } h \geq 180 \\ \text{б) } F_{b,ult} + F_{sw,ult} \leq 2 \cdot F_{b,ult} \\ \text{в) } F_{sw,ult} \geq 0,5 \cdot F_{b,ult} \end{array} \right.$$

$$\text{а) } \quad h = 200 \geq 180 \quad - \text{ условие выполняется}$$

$$\begin{aligned}
 \text{б) } \quad F_{b,ult} + F_{sw,ult} &= 63.68 \quad \text{т} \\
 2 \cdot F_{b,ult} &= 78.69 \quad \text{т} \\
 63.68 &\leq 78.69 \quad - \text{ условие выполняется}
 \end{aligned}$$

$$\text{Следовательно } F_{b,ult} + F_{sw,ult} = 63.68 \quad \text{т}$$

$$\begin{aligned}
 \text{в) } \quad 0,5 \cdot F_{b,ult} &= 19.67 \text{ т} \\
 F_{sw,ult} &= 24.34 \text{ т} \\
 19.67 &\leq 24.34 \quad - \text{ условие выполняется}
 \end{aligned}$$

$$12) \quad \frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} = 0.375$$

$$13) \quad \frac{M_x}{M_{b,x,ult} + M_{sw,x,ult}} = 0.074$$

$$14) \quad \frac{M_y}{M_{b,y,ult} + M_{sw,y,ult}} = 0.013$$

$$\begin{aligned}
 \text{Проверяем условие: } \quad \frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} + \frac{M_x}{M_{b,x,ult} + M_{sw,x,ult}} + \frac{M_y}{M_{b,y,ult} + M_{sw,y,ult}} &\leq 1 \\
 0.461 &\leq 1.00 \quad - \text{ условие выполняется}
 \end{aligned}$$

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм.+34,720 в осях "12,Б"

Выводы:

В ходе расчета были получены следующие результаты:

0.746 - Коэффициент использования сечения плиты перекрытия без использования дополнительного поперечного армирования. Установка дополнительного поперечного армирования не требуется

0.461 - Коэффициент использования сечения плиты перекрытия с использованием дополнительного поперечного армирования. Условие прочности выполнено.

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм.+61,720 в осях "18,А"

Продавливание плиты перекрытия колонной (колонна внутри контура плиты) на действие продольной силы по СП 63.13330.2012

Исходные данные для расчета плиты перекрытия на продавливание:

$a_1 =$	400	мм	- длина колонны
$b_1 =$	400	мм	- ширина колонны
$N_1 =$	81.6	т	- продольное усилие, действующее в колонне над плитой перекрытия
$N_2 =$	116	т	- продольное усилие, действующее в колонне под плитой перекрытия
$M_{x1} =$	2.39	т · м	- момент, действующий относительно оси X в колонне над плитой
$M_{y1} =$	3.44	т · м	- момент, действующий относительно оси Y в колонне над плитой
$M_{x2} =$	2.46	т · м	- момент, действующий относительно оси X в колонне под плитой
$M_{y2} =$	3.63	т · м	- момент, действующий относительно оси Y в колонне под плитой
$h =$	200	мм	- толщина плиты перекрытия
$a_x =$	25	мм	- расстояние до ц.т. арматуры в плите, расположенной вдоль оси X
$a_y =$	35	мм	- расстояние до ц.т. арматуры в плите, расположенной вдоль оси Y
$q =$	0	т	- нагрузка действующая на плиту (ползн+вес полов+перегородки+др.)
	B30		- класс бетона плиты перекрытия
$R_b =$	17	МПа	- сопротивление бетона осевому сжатию
$R_{bt} =$	1.15	МПа	- сопротивление бетона осевому растяжению
$\gamma_b =$	0.9		- коэффициент условий работы, учитывающий влияние длительности действия статической нагрузки, 1-при непродолжительном действии нагрузки, 1.0-при продолжительном
$e_x =$	0	мм	- эксцентриситет равнодействующей, отн. ц.т. вдоль оси X
$e_y =$	0	мм	- эксцентриситет равнодействующей, отн. ц.т. вдоль оси Y

1. Расчет плиты перекрытия без поперечного армирования производится из условия:

$$\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}} \leq 1$$

- где F нормальная сосредоточенная сила от внешней нагрузки, действующая на плиту
 $F_{b,ult}$ предельное нормальное усилие, воспринимаемое бетоном расчетного поперечного сечения плиты перекрытия
 M_x, M_y сосредоточенные моменты от внешней нагрузки, действующие на плиту в направлении X и Y

$M_{bx,ult}, M_{by,ult}$ предельные моменты, воспринимаемые бетоном расчетного поперечного сечения плиты в направлении X и Y

При сопряжении плиты перекрытия с колоннами, расположенными над и под плитой, сосредоточенная сила F находится следующим образом:

$$F = N_2 - N_1 - F_q - F_{ql}$$

- где N_1 продольная сила действующая под плитой
 N_2 продольная сила действующая над плитой
 F_q нормальная сила от разгрушающего действия нагрузки на плиту в пределах зоны продавливания, ограниченной расчетным контуром
 F_{ql} нормальная сила от разгрушающего действия нагрузки, от собственного веса плиты между верхней и нижней колоннами, ограниченная расчетным контуром.

Нормальная сила F_q определяется по формуле:

$$F_q = q \cdot A_q$$

- где q нагрузка, действующая на плиту в пределах площади A_q
 A_q площадь зоны продавливания, расположенная вокруг колонны на расстоянии $l/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны и определяемая по формуле:

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм.+61,720 в осях "18,А"

$$A_q = h_0 \cdot (a_1 + b_1 + h_0)$$

где a_1, b_1 размеры поперечного сечения колонны.

Нормальная сила F_{ql} определяется по формуле:

$$F_{ql} = q_l \cdot A_{ql}$$

где q_l нагрузка от собственного веса плиты перекрытия

A_{ql}

площадь зоны, ограниченная расчетным контуром, расположенным вокруг колонн на расстоянии $1/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны и определяемая по формуле:

$$A_{ql} = (a_1 + h_0) \cdot (b_1 + h_0)$$

Предельное нормальное усилие $F_{b,ult}$ определяется по формуле:

$$F_{b,ult} = R_{bt} \cdot U_b \cdot h_0$$

где U_b периметр контура бетона расчетного поперечного сечения плиты, расположенного на расстоянии $1/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны, определяемый по формуле:

$$U_b = 2 \cdot (a + b)$$

где a, b размеры сторон прямоугольного контура поперечного сечения плиты, определяемые по формулам:

$$a = a_1 + h_0$$

$$b = b_1 + h_0$$

где a_1, b_1 размеры сторон поперечного сечения прямоугольной колонны

Расчетная рабочая высота поперечного сечения плиты определяется по формуле:

$$h_0 = 0.5 \cdot (a_x + a_y)$$

Расчетная схема приведена на рис. 1

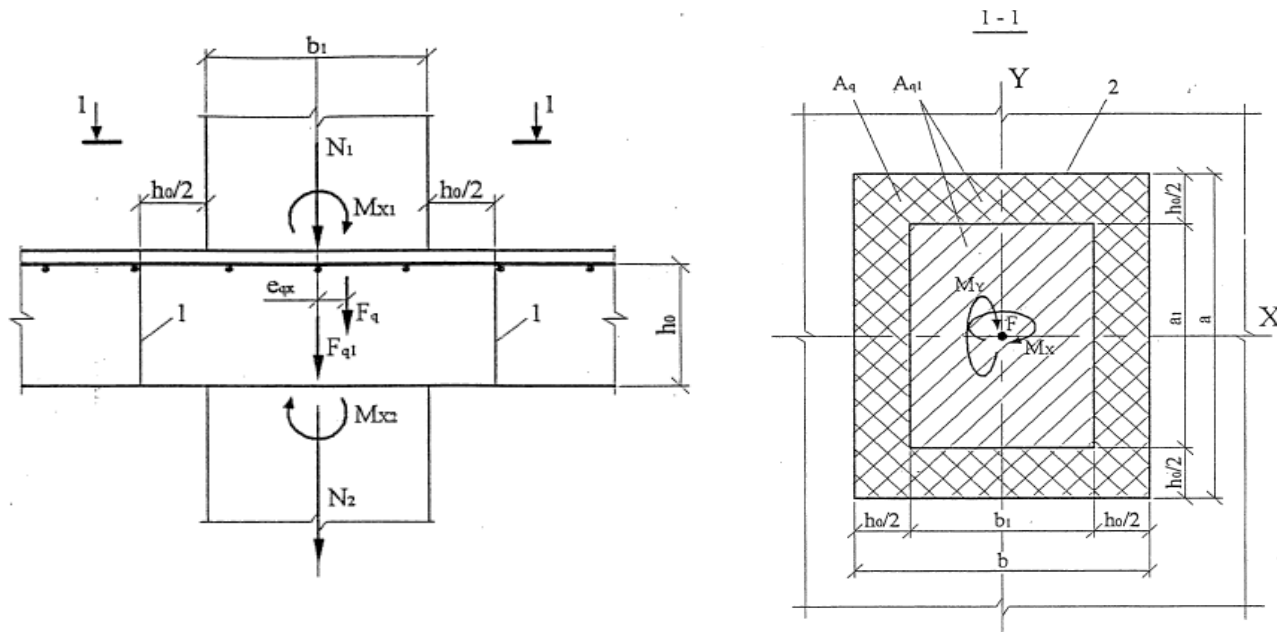


Рис. 1. Расчетные схемы к расчету плиты перекрытия на продавливание.

Общая величина сосредоточенных моментов $M_{loc,x}$ и $M_{loc,y}$ определяется по формуле:

$$M_{loc,x} = M_{x1} + M_{x2} \pm M_q, \quad M_{loc,y} = M_{y1} + M_{y2} \pm M_q,$$

где M_1 и M_2 моменты в колоннах над и под плитой у граней перекрытия

M_q момент от неравномерного распределения нагрузки, действующей на плиту в зоне продавливания, определяемый по формуле:

$$M_q = F_q \cdot e_q$$

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм.+61,720 в осях "18,А"

где F_q нормальная сила от разгрушающего действия нагрузки на плиту в пределах зоны продавливания, ограниченной расчетным контуром
 e_q эксцентриситет равнодействующей нормальной силы F_q относительно центра тяжести расчетного контура

Знак момента M_q определяется в зависимости от направления и положения равнодействующей силы F_q относительно центра тяжести расчетного контура.

Величина сосредоточенного момента, учитываемого в расчете плиты, $M=0,5 \cdot M_{loc}$. Остальная половина сосредоточенного момента учитывается в расчете на изгиб плиты в зоне продавливания.

Предельные моменты $M_{b,ult,x}$ и $M_{b,ult,y}$ определяется по формулам:

$$M_{b,ult,x} = R_{bt} \cdot W_{bx} \cdot h_0, \quad M_{b,ult,y} = R_{bt} \cdot W_{by} \cdot h_0$$

где W_{bx} и W_{by} моменты сопротивления контура бетона расчетного поперечного сечения плиты с размерностью единица длины в квадрате (см², м²), расположенных на расстоянии $1/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны, определяемых по формулам:

$$W_{bx} = a \cdot \left(b + \frac{1}{3} \cdot a \right)$$

$$W_{by} = b \cdot \left(a + \frac{1}{3} \cdot b \right)$$

Далее находим значения из вышеописанных формул

1) $h_0 = 0.170$ м	12) $W_{bx} = 0.433$ м ²
2) $A_{ql} = 0.325$ м ²	13) $W_{by} = 0.433$ м ²
3) $q_l = 0.468$ т/м ²	14) $M_{b,x,ult} = 7.770$ т·м
4) $F_{ql} = 0.152$ т	15) $M_{b,y,ult} = 7.770$ т·м
5) $A_q = 0.165$ м ²	16) $M_{q,x} = 0.000$ т·м
6) $F_q = 0.000$ т	17) $M_{q,y} = 0.000$ т·м
7) $F = 34.248$ т	18) $M_{loc,x} = 2.425$ т·м
8) $a = 0.570$ м	19) $M_{loc,y} = 3.535$ т·м
9) $b = 0.570$ м	20) $F/F_{b,ult} = 0.837$
10) $U_b = 2.280$ м	21) $M_{loc,x}/M_{b,x,ult} = 0.312$
11) $F_{b,ult} = 40.89$ т	22) $M_{loc,y}/M_{b,y,ult} = 0.455$

Проверяем условие $\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}} \leq 1$

$$1.605 \leq 1 \quad \text{- условие не выполняется}$$

Условие прочности без поперечного армирования не выполняется, необходима установка дополнительного поперечного армирования в плите перекрытия.

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм.+61,720 в осях "18,А"

2. Расчет плит с вертикальной поперечной арматурой производится из условия:

$$\frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} + \frac{M_x}{M_{b,x,ult} + M_{sw,x,ult}} + \frac{M_y}{M_{b,y,ult} + M_{sw,y,ult}} \leq 1$$

где $F_{sw,ult}$ предельное нормальное усилие, воспринимаемое поперечной арматурой расчетного поперечного сечения плиты

$M_{sw,x,ult}$ и $M_{sw,y,ult}$ предельные моменты, воспринимаемые поперечной арматурой расчетного контура поперечного сечения плиты

Предельное нормальное усилие $F_{sw,ult}$ определяется по формуле

$$F_{sw,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot U_s$$

где q_{sw} усилие в поперечной арматуре на единицу длины расчетного контура поперечного сечения плиты, расположенной равномерно по периметру " U_s " расчетного контура в пределах расстояния $1/2 \cdot h_0$ по обе стороны расчетного контура, определяемое по формуле:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_w}$$

где R_{sw} расчетное сопротивление поперечной арматуры, принимаемое равным $0,8 \cdot R_s$, но не более 300 МПа.

A_{sw} площадь сечения поперечной арматуры с шагом s_w , расположенная в пределах расстояния $1/2 \cdot h_0$ по обе стороны контура расчетного поперечного сечения плиты.

U_s периметр контура поперечной арматуры расчетного поперечного сечения плиты, расположенной на расстоянии $1/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны, определяемый так же как периметр U_b .

Предельные моменты $M_{sw,x,ult}$ и $M_{sw,y,ult}$ определяются по формулам:

$$M_{sw,x,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot W_{sw,x}, \quad M_{sw,y,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot W_{sw,y}$$

где $W_{sw,x}$ и $W_{sw,y}$ моменты сопротивления контура поперечной арматуры расчетного поперечного сечения плиты, принимаемые равными моментам сопротивления W_{bx} и W_{by}

Расположение поперечного армирования, шаги и отступы от поперечного сечения колонн должны удовлетворять условиям, показанным на рис. 2

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм.+61,720 в осях "18,А"

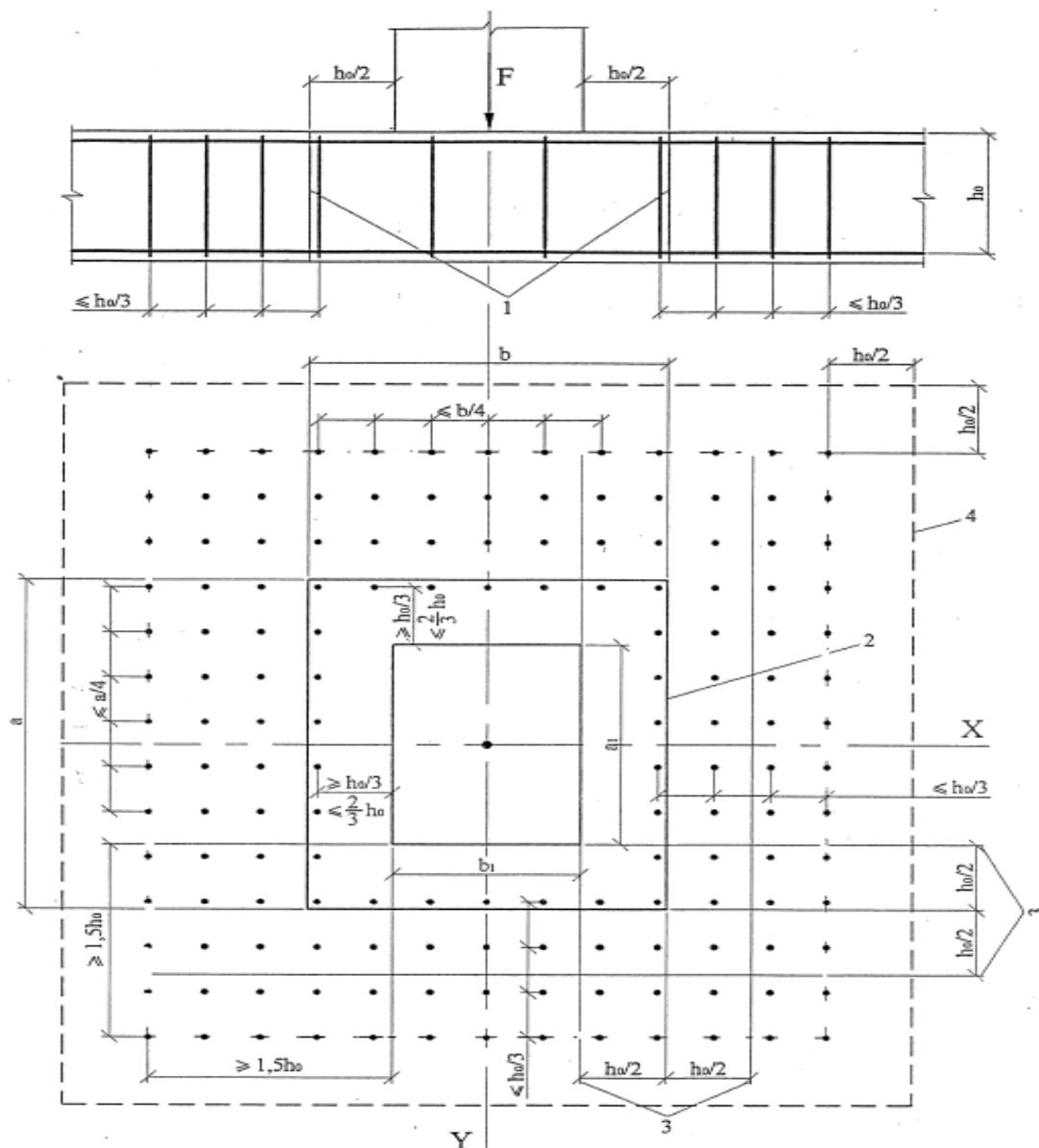


Рис. 2. Схема для расчета железобетонных плит с вертикальной равномерной распределенной поперечной арматурой на продавливание.

Исходные данные для расчета плиты перекрытия на продавливание с учетом поперечного армирования:

$\varnothing =$	8	мм	- диаметр используемой поперечной арматуры
	А400		- класс поперечной арматуры
$s_w =$	60	мм	- расстояние между стержнями в направлении параллельном сторонам расчетного контура. Принимается не более 1/4 длины стороны расчетного контура.
$R_{sw} =$	2.854	т/см^2	- расчетное сопротивление поперечной арматуры
$1/3 \cdot h_0 =$	0.057	м	- минимальное расстояние до первого стержня от расчетного контура колонны
$A =$	0.503	см^2	- площадь 1 стержня используемой поперечной арматуры
$n =$	1		- количество стержней, расположенных в каждую сторону от расчетного сечения, учитываемых в расчете
$n_1 =$	45	шт	- общее количество стержней, учитываемых в расчете

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм.+61,720 в осях "18,А"

Далее находим значения из вышеописанных формул

$$\begin{aligned}
 1) \quad A_{sw} &= 0.503 \text{ см}^2 \\
 2) \quad U_s &= 2.280 \text{ м} \\
 3) \quad q_{sw} &= 23.928 \text{ т/м} \\
 4) \quad W_{bx} &= 0.433 \text{ м}^2 \\
 5) \quad W_{by} &= 0.433 \text{ м}^2 \\
 6) \quad F_{sw,ult} &= 43.645 \text{ т} \\
 7) \quad M_{sw,x,ult} &= 8.292 \text{ т} \cdot \text{м} \\
 8) \quad M_{sw,y,ult} &= 8.292 \text{ т} \cdot \text{м} \\
 9) \quad F_{b,ult} + F_{sw,ult} &= 84.539 \text{ т} \\
 10) \quad M_{b,x,ult} + M_{sw,x,ult} &= 16.062 \text{ т} \cdot \text{м} \\
 11) \quad M_{b,y,ult} + M_{sw,y,ult} &= 16.062 \text{ т} \cdot \text{м}
 \end{aligned}$$

Суммарное значение усилий $F_{b,ult} + F_{sw,ult}$ принимается не более $2 \cdot F_{b,ult}$. Поперечную арматуру учитывают в расчете при $F_{sw,ult}$ не менее $0,5 \cdot F_{b,ult}$. Поперечная арматура учитывается в расчете при толщине плиты не менее 180 мм.

Проверяем условия:

$$\left\{ \begin{array}{l}
 \text{а) } h \geq 180 \\
 \text{б) } F_{b,ult} + F_{sw,ult} \leq 2 \cdot F_{b,ult} \\
 \text{в) } F_{sw,ult} \geq 0,5 \cdot F_{b,ult}
 \end{array} \right.$$

$$\text{а) } \quad h = 200 \geq 180 \quad - \text{ условие выполняется}$$

$$\begin{aligned}
 \text{б) } \quad F_{b,ult} + F_{sw,ult} &= 84.54 \quad \text{т} \\
 2 \cdot F_{b,ult} &= 81.79 \quad \text{т} \\
 84.54 &\leq 81.79 \quad - \text{ условие не выполняется}
 \end{aligned}$$

$$\text{Следовательно } F_{b,ult} + F_{sw,ult} = 81.79 \quad \text{т}$$

$$\begin{aligned}
 \text{в) } \quad 0,5 \cdot F_{b,ult} &= 20.45 \quad \text{т} \\
 F_{sw,ult} &= 43.64 \quad \text{т} \\
 20.45 &\leq 43.64 \quad - \text{ условие выполняется}
 \end{aligned}$$

$$12) \quad \frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} = 0.419$$

$$13) \quad \frac{M_x}{M_{b,x,ult} + M_{sw,x,ult}} = 0.151$$

$$14) \quad \frac{M_y}{M_{b,y,ult} + M_{sw,y,ult}} = 0.220$$

$$\text{Проверяем условие: } \frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} + \frac{M_x}{M_{b,x,ult} + M_{sw,x,ult}} + \frac{M_y}{M_{b,y,ult} + M_{sw,y,ult}} \leq 1$$

$$0.790 \leq 1.00 \quad - \text{ условие выполняется}$$

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм.+61,720 в осях "18,А"

Выводы:

В ходе расчета были получены следующие результаты:

- 1.605 - Коэффициент использования сечения плиты перекрытия без использования дополнительного поперечного армирования. Требуется установка дополнительного поперечного армирования, увеличение толщины плиты, либо увеличение класса бетона
- 0.790 - Коэффициент использования сечения плиты перекрытия с использованием дополнительного поперечного армирования. Условие прочности выполнено.

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм. +64,720 в осях "18,А"

Продавливание плиты перекрытия колонной (колонна внутри контура плиты) на действие продольной силы по СП 63.13330.2012

Исходные данные для расчета плиты перекрытия на продавливание:

$a_1 =$	400	мм	- длина колонны
$b_1 =$	400	мм	- ширина колонны
$N_1 =$	46.9	т	- продольное усилие, действующее в колонне над плитой перекрытия
$N_2 =$	80.3	т	- продольное усилие, действующее в колонне под плитой перекрытия
$M_{x1} =$	3.63	т · м	- момент, действующий относительно оси X в колонне над плитой
$M_{y1} =$	4.11	т · м	- момент, действующий относительно оси Y в колонне над плитой
$M_{x2} =$	2.17	т · м	- момент, действующий относительно оси X в колонне под плитой
$M_{y2} =$	3.22	т · м	- момент, действующий относительно оси Y в колонне под плитой
$h =$	200	мм	- толщина плиты перекрытия
$a_x =$	25	мм	- расстояние до ц.т. арматуры в плите, расположенной вдоль оси X
$a_y =$	35	мм	- расстояние до ц.т. арматуры в плите, расположенной вдоль оси Y
$q =$	0	т	- нагрузка действующая на плиту (полезн+вес полов+перегородки+др.)
	B30		- класс бетона плиты перекрытия
$R_b =$	17	МПа	- сопротивление бетона осевому сжатию
$R_{bt} =$	1.15	МПа	- сопротивление бетона осевому растяжению
$\gamma_b =$	0.9		- коэффициент условий работы, учитывающий влияние длительности действия статической нагрузки, 1-при непродолжительном действии нагрузки, 1.0-при продолжительном
$e_x =$	0	мм	- эксцентриситет равнодействующей, отн. ц.т. вдоль оси X
$e_y =$	0	мм	- эксцентриситет равнодействующей, отн. ц.т. вдоль оси Y

1. Расчет плиты перекрытия без поперечного армирования производится из условия:

$$\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}} \leq 1$$

- где F нормальная сосредоточенная сила от внешней нагрузки, действующая на плиту
 $F_{b,ult}$ предельное нормальное усилие, воспринимаемое бетоном расчетного поперечного сечения плиты перекрытия
 M_x, M_y сосредоточенные моменты от внешней нагрузки, действующие на плиту в направлении X и Y

$M_{bx,ult}, M_{by,ult}$ предельные моменты, воспринимаемые бетоном расчетного поперечного сечения плиты в направлении X и Y

При сопряжении плиты перекрытия с колоннами, расположенными над и под плитой, сосредоточенная сила F находится следующим образом:

$$F = N_2 - N_1 - F_q - F_{ql}$$

- где N_1 продольная сила действующая под плитой
 N_2 продольная сила действующая над плитой
 F_q нормальная сила от разгрушающего действия нагрузки на плиту в пределах зоны продавливания, ограниченной расчетным контуром
 F_{ql} нормальная сила от разгрушающего действия нагрузки, от собственного веса плиты между верхней и нижней колоннами, ограниченная расчетным контуром.

Нормальная сила F_q определяется по формуле:

$$F_q = q \cdot A_q$$

- где q нагрузка, действующая на плиту в пределах площади A_q
 A_q площадь зоны продавливания, расположенная вокруг колонны на расстоянии $l/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны и определяемая по формуле:

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм. +64,720 в осях "18,А"

$$A_q = h_0 \cdot (a_1 + b_1 + h_0)$$

где a_1, b_1 — размеры поперечного сечения колонны.

Нормальная сила F_{ql} определяется по формуле:

$$F_{ql} = q_l \cdot A_{ql}$$

где q_l — нагрузка от собственного веса плиты перекрытия

A_{ql}

площадь зоны, ограниченная расчетным контуром, расположенным вокруг колонн на расстоянии $1/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны и определяемая по формуле:

$$A_{ql} = (a_1 + h_0) \cdot (b_1 + h_0)$$

Предельное нормальное усилие $F_{b,ult}$ определяется по формуле:

$$F_{b,ult} = R_{bt} \cdot U_b \cdot h_0$$

где U_b — периметр контура бетона расчетного поперечного сечения плиты, расположенного на расстоянии $1/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны, определяемый по формуле:

$$U_b = 2 \cdot (a + b)$$

где a, b — размеры сторон прямоугольного контура поперечного сечения плиты, определяемые по формулам:

$$a = a_1 + h_0$$

$$b = b_1 + h_0$$

где a_1, b_1 — размеры сторон поперечного сечения прямоугольной колонны

Расчетная рабочая высота поперечного сечения плиты определяется по формуле:

$$h_0 = 0.5 \cdot (a_x + a_y)$$

Расчетная схема приведена на рис. 1

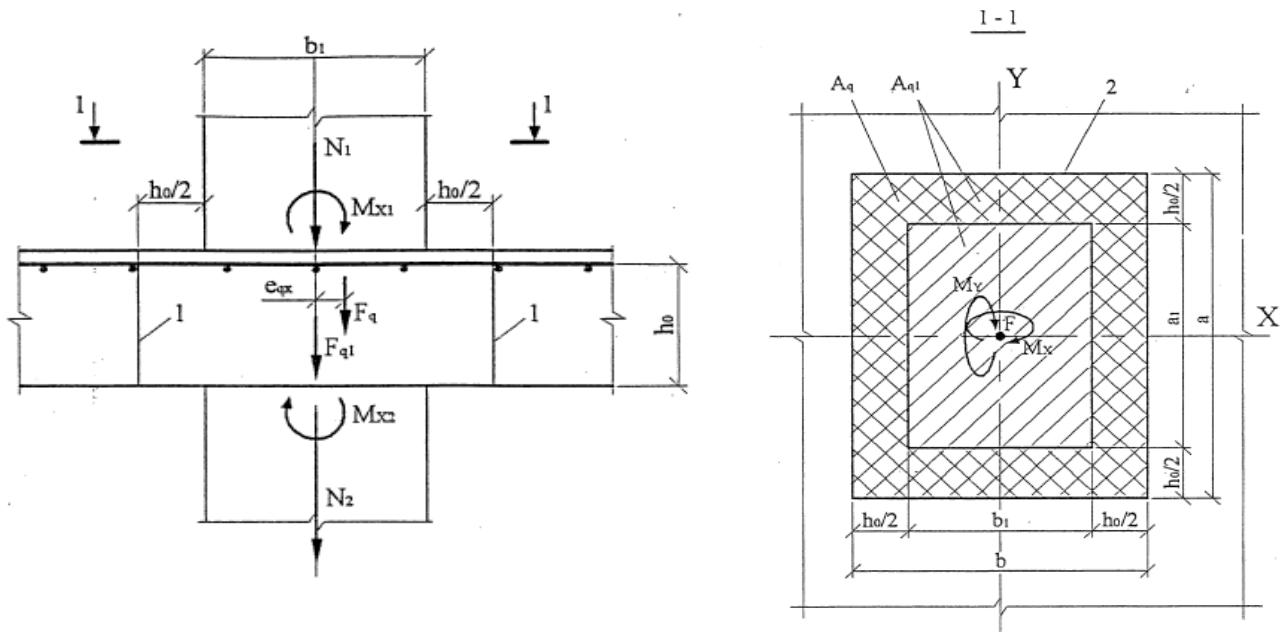


Рис. 1. Расчетные схемы к расчету плиты перекрытия на продавливание.

Общая величина сосредоточенных моментов $M_{loc,x}$ и $M_{loc,y}$ определяется по формуле:

$$M_{loc,x} = M_{x1} + M_{x2} \pm M_q, \quad M_{loc,y} = M_{y1} + M_{y2} \pm M_q,$$

где M_1 и M_2 — моменты в колоннах над и под плитой у граней перекрытия

M_q — момент от неравномерного распределения нагрузки, действующей на плиту в зоне продавливания, определяемый по формуле:

$$M_q = F_q \cdot e_q$$

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм. +64,720 в осях "18,А"

где F_q нормальная сила от разгрушающего действия нагрузки на плиту в пределах зоны продавливания, ограниченной расчетным контуром
 e_q эксцентриситет равнодействующей нормальной силы F_q относительно центра тяжести расчетного контура

Знак момента M_q определяется в зависимости от направления и положения равнодействующей силы F_q относительно центра тяжести расчетного контура.

Величина сосредоточенного момента, учитываемого в расчете плиты, $M=0,5 \cdot M_{loc}$. Остальная половина сосредоточенного момента учитывается в расчете на изгиб плиты в зоне продавливания.

Предельные моменты $M_{b,ult,x}$ и $M_{b,ult,y}$ определяется по формулам:

$$M_{b,ult,x} = R_{bt} \cdot W_{bx} \cdot h_0, \quad M_{b,ult,y} = R_{bt} \cdot W_{by} \cdot h_0$$

где W_{bx} и W_{by} моменты сопротивления контура бетона расчетного поперечного сечения плиты с размерностью единица длины в квадрате (см², м²), расположенных на расстоянии $1/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны, определяемых по формулам:

$$W_{bx} = a \cdot \left(b + \frac{1}{3} \cdot a \right)$$

$$W_{by} = b \cdot \left(a + \frac{1}{3} \cdot b \right)$$

Далее находим значения из вышеописанных формул

1) $h_0 = 0.170$ м	12) $W_{bx} = 0.433$ м ²
2) $A_{ql} = 0.325$ м ²	13) $W_{by} = 0.433$ м ²
3) $q_l = 0.468$ т/м ²	14) $M_{b,x,ult} = 7.770$ т·м
4) $F_{ql} = 0.152$ т	15) $M_{b,y,ult} = 7.770$ т·м
5) $A_q = 0.165$ м ²	16) $M_{q,x} = 0.000$ т·м
6) $F_q = 0.000$ т	17) $M_{q,y} = 0.000$ т·м
7) $F = 33.248$ т	18) $M_{loc,x} = 2.900$ т·м
8) $a = 0.570$ м	19) $M_{loc,y} = 3.665$ т·м
9) $b = 0.570$ м	20) $F/F_{b,ult} = 0.813$
10) $U_b = 2.280$ м	21) $M_{loc,x}/M_{b,x,ult} = 0.373$
11) $F_{b,ult} = 40.89$ т	22) $M_{loc,y}/M_{b,y,ult} = 0.472$

Проверяем условие $\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}} \leq 1$

$$1.658 \leq 1 \quad \text{- условие не выполняется}$$

Условие прочности без поперечного армирования не выполняется, необходима установка дополнительного поперечного армирования в плите перекрытия.

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм. +64,720 в осях "18,А"

2. Расчет плит с вертикальной поперечной арматурой производится из условия:

$$\frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} + \frac{M_x}{M_{b,x,ult} + M_{sw,x,ult}} + \frac{M_y}{M_{b,y,ult} + M_{sw,y,ult}} \leq 1$$

где $F_{sw,ult}$ предельное нормальное усилие, воспринимаемое поперечной арматурой расчетного поперечного сечения плиты

$M_{sw,x,ult}$ и $M_{sw,y,ult}$ предельные моменты, воспринимаемые поперечной арматурой расчетного контура поперечного сечения плиты

Предельное нормальное усилие $F_{sw,ult}$ определяется по формуле

$$F_{sw,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot U_s$$

где q_{sw} усилие в поперечной арматуре на единицу длины расчетного контура поперечного сечения плиты, расположенной равномерно по периметру " U_s " расчетного контура в пределах расстояния $1/2 \cdot h_0$ по обе стороны расчетного контура, определяемое по формуле:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_w}$$

где R_{sw} расчетное сопротивление поперечной арматуры, принимаемое равным $0,8 \cdot R_s$, но не более 300 МПа.

A_{sw} площадь сечения поперечной арматуры с шагом s_w , расположенная в пределах расстояния $1/2 \cdot h_0$ по обе стороны контура расчетного поперечного сечения плиты.

U_s периметр контура поперечной арматуры расчетного поперечного сечения плиты, расположенной на расстоянии $1/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны, определяемый так же как периметр U_b .

Предельные моменты $M_{sw,x,ult}$ и $M_{sw,y,ult}$ определяются по формулам:

$$M_{sw,x,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot W_{sw,x}, \quad M_{sw,y,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot W_{sw,y}$$

где $W_{sw,x}$ и $W_{sw,y}$ моменты сопротивления контура поперечной арматуры расчетного поперечного сечения плиты, принимаемые равными моментам сопротивления W_{bx} и W_{by}

Расположение поперечного армирования, шаги и отступы от поперечного сечения колонн должны удовлетворять условиям, показанным на рис. 2

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм. +64,720 в осях "18,А"

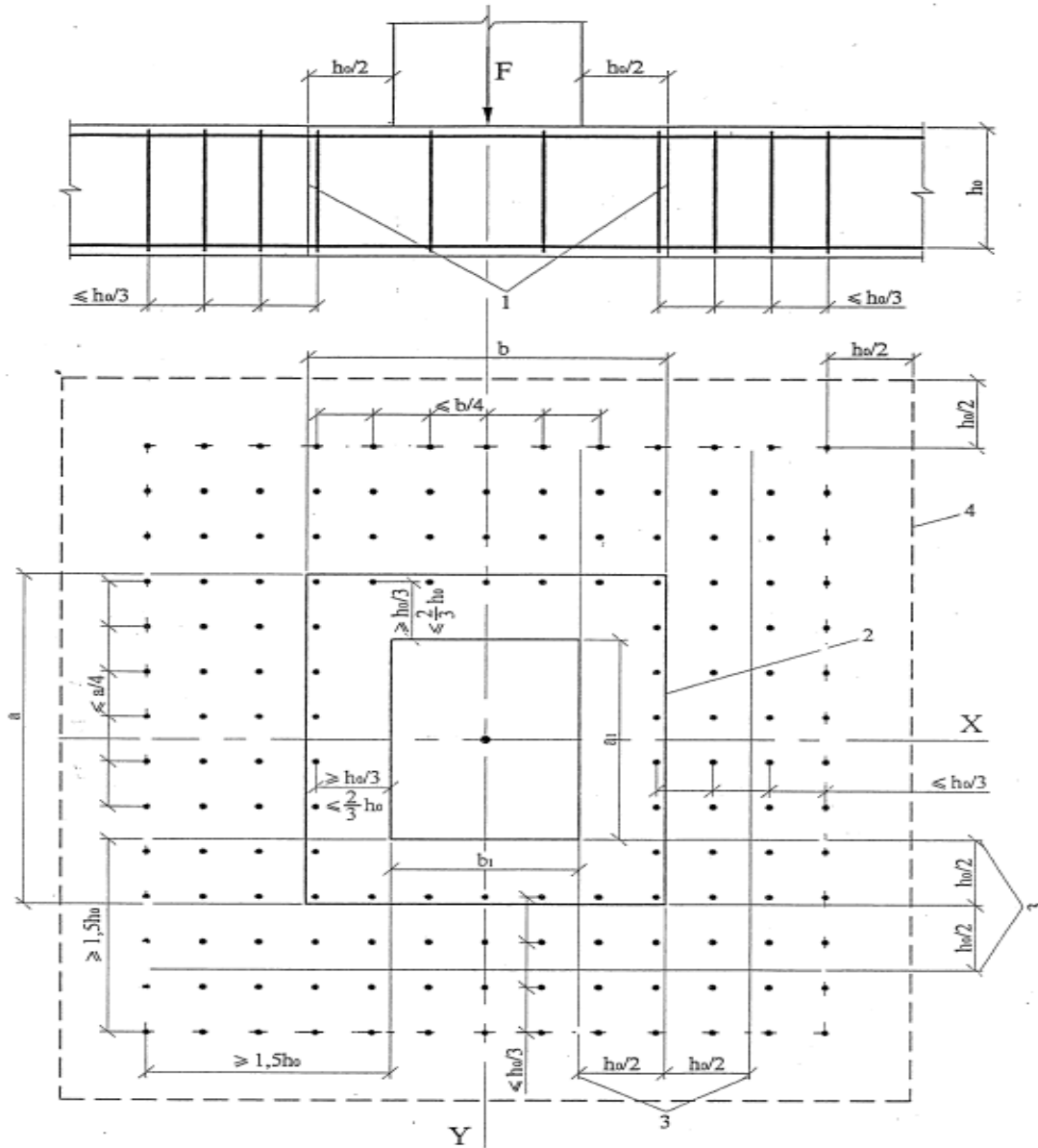


Рис. 2. Схема для расчета железобетонных плит с вертикальной равномерной распределенной поперечной арматурой на продавливание.

Исходные данные для расчета плиты перекрытия на продавливание с учетом поперечного армирования:

$\varnothing =$	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td style="text-align: center;">8</td></tr><tr><td style="text-align: center;">А400</td></tr></table> мм	8	А400	- диаметр используемой поперечной арматуры
8				
А400				
		- класс поперечной арматуры		
$s_w =$	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td style="text-align: center;">60</td></tr></table> мм	60	- расстояние между стержнями в направлении параллельном сторонам расчетного контура. Принимается не более 1/4 длины стороны расчетного контура.	
60				
$R_{sw} =$	2.854 т/см ²	- расчетное сопротивление поперечной арматуры		
$1/3 \cdot h_0 =$	0.057 м	- минимальное расстояние до первого стержня от расчетного контура колонны		
$A =$	0.503 см ²	- площадь 1 стержня используемой поперечной арматуры		
$n =$	1	- количество стержней, расположенных в каждую сторону от расчетного сечения, учитываемых в расчете		
$n_1 =$	45 шт	- общее количество стержней, учитываемых в расчете		

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм. +64,720 в осях "18,А"

Далее находим значения из вышеописанных формул

$$\begin{aligned}
 1) \quad A_{sw} &= 0.503 \text{ см}^2 \\
 2) \quad U_s &= 2.280 \text{ м} \\
 3) \quad q_{sw} &= 23.928 \text{ т/м} \\
 4) \quad W_{bx} &= 0.433 \text{ м}^2 \\
 5) \quad W_{by} &= 0.433 \text{ м}^2 \\
 6) \quad F_{sw,ult} &= 43.645 \text{ т} \\
 7) \quad M_{sw,x,ult} &= 8.292 \text{ т} \cdot \text{м} \\
 8) \quad M_{sw,y,ult} &= 8.292 \text{ т} \cdot \text{м} \\
 9) \quad F_{b,ult} + F_{sw,ult} &= 84.539 \text{ т} \\
 10) \quad M_{b,x,ult} + M_{sw,x,ult} &= 16.062 \text{ т} \cdot \text{м} \\
 11) \quad M_{b,y,ult} + M_{sw,y,ult} &= 16.062 \text{ т} \cdot \text{м}
 \end{aligned}$$

Суммарное значение усилий $F_{b,ult} + F_{sw,ult}$ принимается не более $2 \cdot F_{b,ult}$. Поперечную арматуру учитывают в расчете при $F_{sw,ult}$ не менее $0,5 \cdot F_{b,ult}$. Поперечная арматура учитывается в расчете при толщине плиты не менее 180 мм.

Проверяем условия:

$$\left\{ \begin{array}{l}
 \text{а) } h \geq 180 \\
 \text{б) } F_{b,ult} + F_{sw,ult} \leq 2 \cdot F_{b,ult} \\
 \text{в) } F_{sw,ult} \geq 0,5 \cdot F_{b,ult}
 \end{array} \right.$$

$$\text{а) } \quad h = 200 \geq 180 \quad - \text{ условие выполняется}$$

$$\begin{aligned}
 \text{б) } \quad F_{b,ult} + F_{sw,ult} &= 84.54 \quad \text{т} \\
 2 \cdot F_{b,ult} &= 81.79 \quad \text{т} \\
 84.54 &\leq 81.79 \quad - \text{ условие не выполняется}
 \end{aligned}$$

$$\text{Следовательно } F_{b,ult} + F_{sw,ult} = 81.79 \quad \text{т}$$

$$\begin{aligned}
 \text{в) } \quad 0,5 \cdot F_{b,ult} &= 20.45 \quad \text{т} \\
 F_{sw,ult} &= 43.64 \quad \text{т} \\
 20.45 &\leq 43.64 \quad - \text{ условие выполняется}
 \end{aligned}$$

$$12) \quad \frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} = 0.407$$

$$13) \quad \frac{M_x}{M_{b,x,ult} + M_{sw,x,ult}} = 0.181$$

$$14) \quad \frac{M_y}{M_{b,y,ult} + M_{sw,y,ult}} = 0.228$$

$$\text{Проверяем условие: } \frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} + \frac{M_x}{M_{b,x,ult} + M_{sw,x,ult}} + \frac{M_y}{M_{b,y,ult} + M_{sw,y,ult}} \leq 1$$

$$0.815 \leq 1.00 \quad - \text{ условие выполняется}$$

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм. +64,720 в осях "18,А"

Выводы:

В ходе расчета были получены следующие результаты:

- 1.658 - Коэффициент использования сечения плиты перекрытия без использования дополнительного поперечного армирования. Требуется установка дополнительного поперечного армирования, увеличение толщины плиты, либо увеличение класса бетона
- 0.815 - Коэффициент использования сечения плиты перекрытия с использованием дополнительного поперечного армирования. Условие прочности выполнено.

Расчет на продавливание плиты покрытия на отм.+67,760 в осях "18,А"

Продавливание плиты перекрытия колонной (колонна внутри контура плиты) на действие продольной силы по СП 63.13330.2012

Исходные данные для расчета плиты перекрытия на продавливание:

$a_1 =$	400	мм	- длина колонны
$b_1 =$	400	мм	- ширина колонны
$N_1 =$	0	т	- продольное усилие, действующее в колонне над плитой перекрытия
$N_2 =$	45.6	т	- продольное усилие, действующее в колонне под плитой перекрытия
$M_{x1} =$	0	т · м	- момент, действующий относительно оси X в колонне над плитой
$M_{y1} =$	0	т · м	- момент, действующий относительно оси Y в колонне над плитой
$M_{x2} =$	-5.74	т · м	- момент, действующий относительно оси X в колонне под плитой
$M_{y2} =$	5.28	т · м	- момент, действующий относительно оси Y в колонне под плитой
$h =$	240	мм	- толщина плиты перекрытия
$a_x =$	30	мм	- расстояние до ц.т. арматуры в плите, расположенной вдоль оси X
$a_y =$	40	мм	- расстояние до ц.т. арматуры в плите, расположенной вдоль оси Y
$q =$	0	т	- нагрузка действующая на плиту (ползн+вес полов+перегородки+др.)
	B30		- класс бетона плиты перекрытия
$R_b =$	17	МПа	- сопротивление бетона осевому сжатию
$R_{bt} =$	1.15	МПа	- сопротивление бетона осевому растяжению
$\gamma_b =$	0.9		- коэффициент условий работы, учитывающий влияние длительности действия статической нагрузки, 1-при непродолжительном действии нагрузки, 1.0-при продолжительном
$e_x =$	0	мм	- эксцентриситет равнодействующей, отн. ц.т. вдоль оси X
$e_y =$	0	мм	- эксцентриситет равнодействующей, отн. ц.т. вдоль оси Y

1. Расчет плиты перекрытия без поперечного армирования производится из условия:

$$\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}} \leq 1$$

- где F нормальная сосредоточенная сила от внешней нагрузки, действующая на плиту
 $F_{b,ult}$ предельное нормальное усилие, воспринимаемое бетоном расчетного поперечного сечения плиты перекрытия
 M_x, M_y сосредоточенные моменты от внешней нагрузки, действующие на плиту в направлении X и Y

$M_{bx,ult}, M_{by,ult}$ предельные моменты, воспринимаемые бетоном расчетного поперечного сечения плиты в направлении X и Y

При сопряжении плиты перекрытия с колоннами, расположенными над и под плитой, сосредоточенная сила F находится следующим образом:

$$F = N_2 - N_1 - F_q - F_{ql}$$

- где N_1 продольная сила действующая под плитой
 N_2 продольная сила действующая над плитой
 F_q нормальная сила от разгрушающего действия нагрузки на плиту в пределах зоны продавливания, ограниченной расчетным контуром
 F_{ql} нормальная сила от разгрушающего действия нагрузки, от собственного веса плиты между верхней и нижней колоннами, ограниченная расчетным контуром.

Нормальная сила F_q определяется по формуле:

$$F_q = q \cdot A_q$$

- где q нагрузка, действующая на плиту в пределах площади A_q
 A_q площадь зоны продавливания, расположенная вокруг колонны на расстоянии $l/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны и определяемая по формуле:

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм.+67,760 в осях "18,А"

$$A_q = h_0 \cdot (a_1 + b_1 + h_0)$$

где a_1, b_1 размеры поперечного сечения колонны.

Нормальная сила F_{ql} определяется по формуле:

$$F_{ql} = q_l \cdot A_{ql}$$

где q_l нагрузка от собственного веса плиты перекрытия

A_{ql}

площадь зоны, ограниченная расчетным контуром, расположенным вокруг колонн на расстоянии $1/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны и определяемая по формуле:

$$A_{ql} = (a_1 + h_0) \cdot (b_1 + h_0)$$

Предельное нормальное усилие $F_{b,ult}$ определяется по формуле:

$$F_{b,ult} = R_{bt} \cdot U_b \cdot h_0$$

где U_b периметр контура бетона расчетного поперечного сечения плиты, расположенного на расстоянии $1/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны, определяемый по формуле:

$$U_b = 2 \cdot (a + b)$$

где a, b размеры сторон прямоугольного контура поперечного сечения плиты, определяемые по формулам:

$$a = a_1 + h_0$$

$$b = b_1 + h_0$$

где a_1, b_1 размеры сторон поперечного сечения прямоугольной колонны

Расчетная рабочая высота поперечного сечения плиты определяется по формуле:

$$h_0 = 0.5 \cdot (a_x + a_y)$$

Расчетная схема приведена на рис. 1

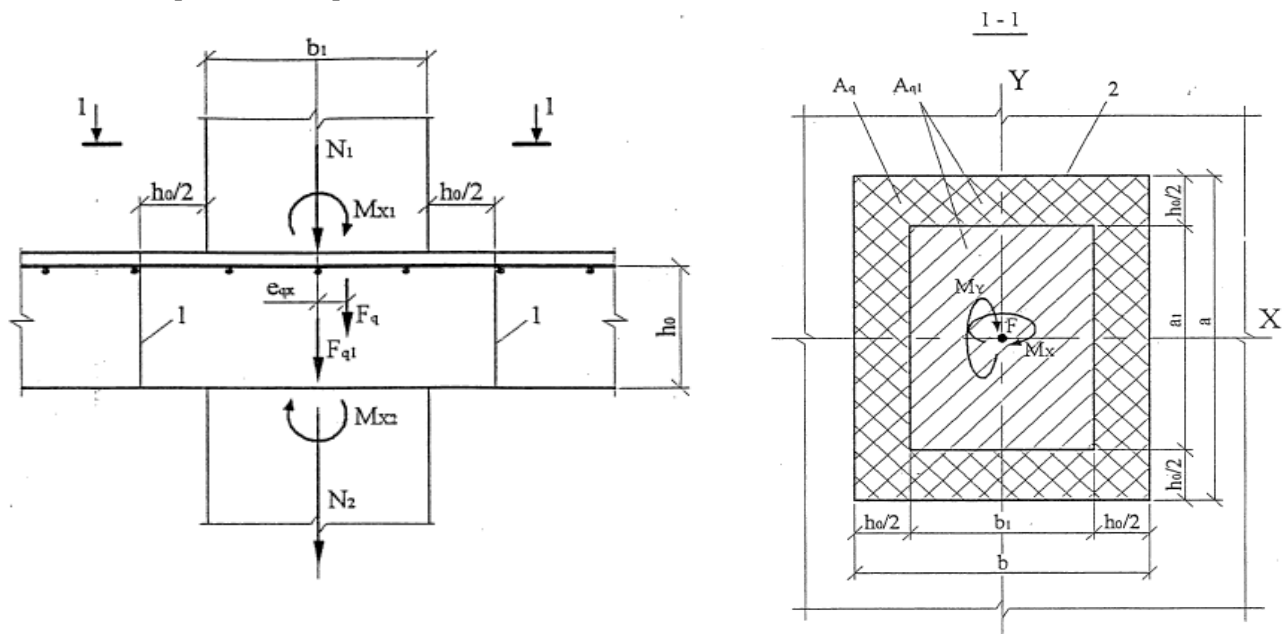


Рис. 1. Расчетные схемы к расчету плиты перекрытия на продавливание.

Общая величина сосредоточенных моментов $M_{loc,x}$ и $M_{loc,y}$ определяется по формуле:

$$M_{loc,x} = M_{x1} + M_{x2} \pm M_q, \quad M_{loc,y} = M_{y1} + M_{y2} \pm M_q,$$

где M_1 и M_2 моменты в колоннах над и под плитой у граней перекрытия

M_q момент от неравномерного распределения нагрузки, действующей на плиту в зоне продавливания, определяемый по формуле:

$$M_q = F_q \cdot e_q$$

Расчет на продавливание плиты покрытия на отм.+67,760 в осях "18,А"

где F_q нормальная сила от разгрушающего действия нагрузки на плиту в пределах зоны продавливания, ограниченной расчетным контуром
 e_q эксцентриситет равнодействующей нормальной силы F_q относительно центра тяжести расчетного контура

Знак момента M_q определяется в зависимости от направления и положения равнодействующей силы F_q относительно центра тяжести расчетного контура.

Величина сосредоточенного момента, учитываемого в расчете плиты, $M=0,5 \cdot M_{loc}$. Остальная половина сосредоточенного момента учитывается в расчете на изгиб плиты в зоне продавливания.

Предельные моменты $M_{b,ult,x}$ и $M_{b,ult,y}$ определяется по формулам:

$$M_{b,ult,x} = R_{bt} \cdot W_{bx} \cdot h_0, \quad M_{b,ult,y} = R_{bt} \cdot W_{by} \cdot h_0$$

где W_{bx} и W_{by} моменты сопротивления контура бетона расчетного поперечного сечения плиты с размерностью единица длины в квадрате (см², м²), расположенных на расстоянии $1/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны, определяемых по формулам:

$$W_{bx} = a \cdot \left(b + \frac{1}{3} \cdot a \right)$$

$$W_{by} = b \cdot \left(a + \frac{1}{3} \cdot b \right)$$

Далее находим значения из вышеописанных формул

1) $h_0 = 0.205$ м	12) $W_{bx} = 0.488$ м ²
2) $A_{ql} = 0.366$ м ²	13) $W_{by} = 0.488$ м ²
3) $q_l = 0.564$ т/м ²	14) $M_{b,x,ult} = 10.556$ т·м
4) $F_{ql} = 0.206$ т	15) $M_{b,y,ult} = 10.556$ т·м
5) $A_q = 0.206$ м ²	16) $M_{q,x} = 0.000$ т·м
6) $F_q = 0.000$ т	17) $M_{q,y} = 0.000$ т·м
7) $F = 45.394$ т	18) $M_{loc,x} = -2.870$ т·м
8) $a = 0.605$ м	19) $M_{loc,y} = 2.640$ т·м
9) $b = 0.605$ м	20) $F/F_{b,ult} = 0.867$
10) $U_b = 2.420$ м	21) $M_{loc,x}/M_{b,x,ult} = -0.272$
11) $F_{b,ult} = 52.34$ т	22) $M_{loc,y}/M_{b,y,ult} = 0.250$

Проверяем условие $\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}} \leq 1$

$$0.845 \leq 1 \quad - \text{условие выполняется}$$

Условие прочности без поперечного армирования выполняется, установка дополнительного поперечного армирования не требуется

Расчет на продавливание плиты покрытия на отм.+67,760 в осях "18,А"

2. Расчет плит с вертикальной поперечной арматурой производится из условия:

$$\frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} + \frac{M_x}{M_{b,x,ult} + M_{sw,x,ult}} + \frac{M_y}{M_{b,y,ult} + M_{sw,y,ult}} \leq 1$$

где $F_{sw,ult}$ предельное нормальное усилие, воспринимаемое поперечной арматурой расчетного поперечного сечения плиты

$M_{sw,x,ult}$ и $M_{sw,y,ult}$ предельные моменты, воспринимаемые поперечной арматурой расчетного контура поперечного сечения плиты

Предельное нормальное усилие $F_{sw,ult}$ определяется по формуле

$$F_{sw,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot U_s$$

где q_{sw} усилие в поперечной арматуре на единицу длины расчетного контура поперечного сечения плиты, расположенной равномерно по периметру " U_s " расчетного контура в пределах расстояния $1/2 \cdot h_0$ по обе стороны расчетного контура, определяемое по формуле:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_w}$$

где R_{sw} расчетное сопротивление поперечной арматуры, принимаемое равным $0,8 \cdot R_s$, но не более 300 МПа.

A_{sw} площадь сечения поперечной арматуры с шагом s_w , расположенная в пределах расстояния $1/2 \cdot h_0$ по обе стороны контура расчетного поперечного сечения плиты.

U_s периметр контура поперечной арматуры расчетного поперечного сечения плиты, расположенной на расстоянии $1/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны, определяемый так же как периметр U_b .

Предельные моменты $M_{sw,x,ult}$ и $M_{sw,y,ult}$ определяются по формулам:

$$M_{sw,x,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot W_{sw,x}, \quad M_{sw,y,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot W_{sw,y}$$

где $W_{sw,x}$ и $W_{sw,y}$ моменты сопротивления контура поперечной арматуры расчетного поперечного сечения плиты, принимаемые равными моментам сопротивления W_{bx} и W_{by}

Расположение поперечного армирования, шаги и отступы от поперечного сечения колонн должны удовлетворять условиям, показанным на рис. 2

Расчет на продавливание плиты покрытия на отм.+67,760 в осях "18,А"

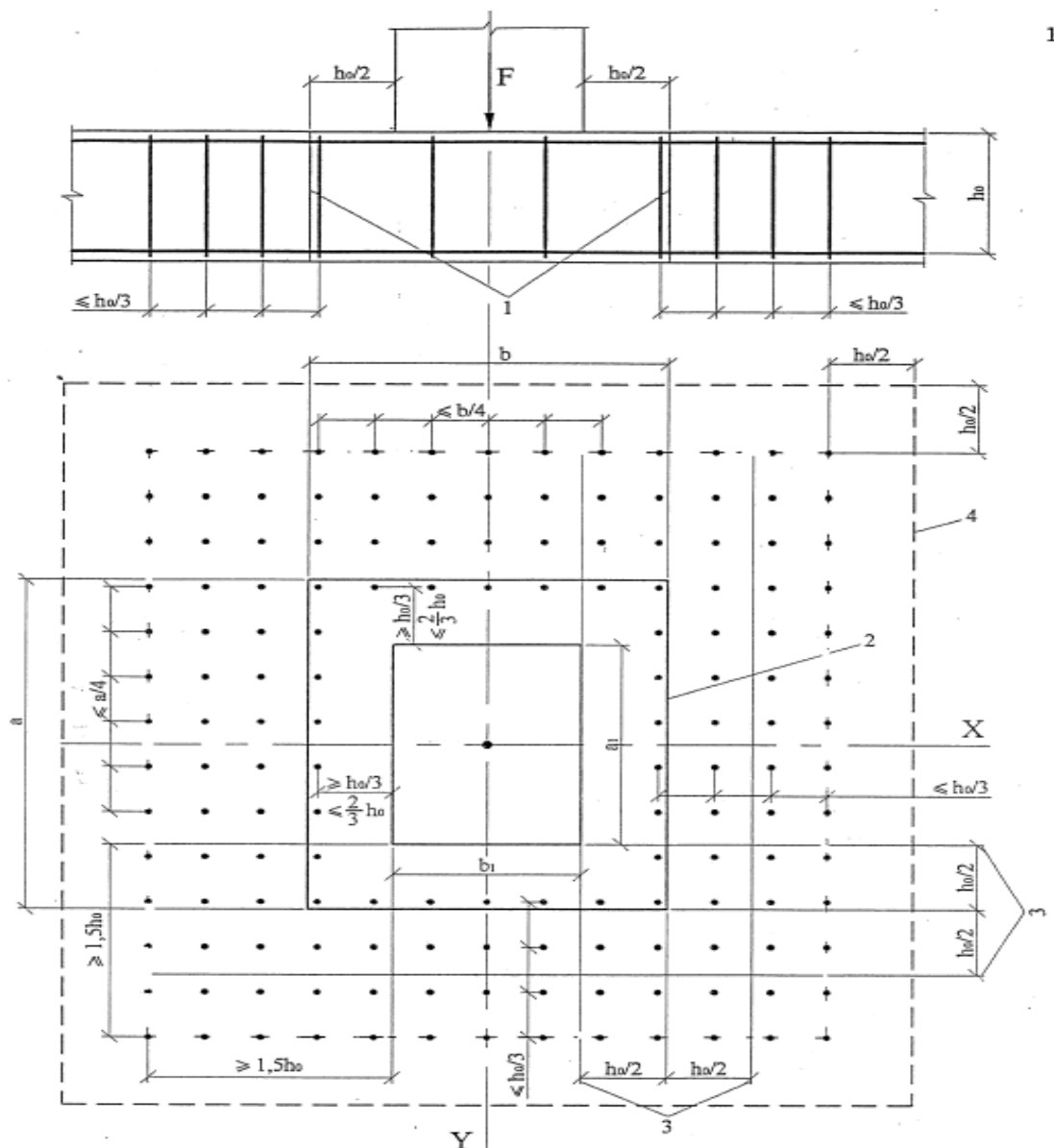


Рис. 2. Схема для расчета железобетонных плит с вертикальной равномерной распределенной поперечной арматурой на продавливание.

Исходные данные для расчета плиты перекрытия на продавливание с учетом поперечного армирования:

$\varnothing =$	6	мм	- диаметр используемой поперечной арматуры
	А400		- класс поперечной арматуры
$s_w =$	60	мм	- расстояние между стержнями в направлении параллельном сторонам расчетного контура. Принимается не более 1/4 длины стороны расчетного контура.
$R_{sw} =$	2.854	т/см ²	- расчетное сопротивление поперечной арматуры
$1/3 \cdot h_0 =$	0.068	м	- минимальное расстояние до первого стержня от расчетного контура колонны
$A =$	0.283	см ²	- площадь 1 стержня используемой поперечной арматуры
$n =$	1		- количество стержней, расположенных в каждую сторону от расчетного сечения, учитываемых в расчете
$n_1 =$	57	шт	- общее количество стержней, учитываемых в расчете

Расчет на продавливание плиты покрытия на отм.+67,760 в осях "18,А"

Далее находим значения из вышеописанных формул

$$\begin{aligned}
 1) \quad A_{sw} &= 0.283 \text{ см}^2 \\
 2) \quad U_s &= 2.420 \text{ м} \\
 3) \quad q_{sw} &= 13.462 \text{ т/м} \\
 4) \quad W_{bx} &= 0.488 \text{ м}^2 \\
 5) \quad W_{by} &= 0.488 \text{ м}^2 \\
 6) \quad F_{sw,ult} &= 26.063 \text{ т} \\
 7) \quad M_{sw,x,ult} &= 5.256 \text{ т} \cdot \text{м} \\
 8) \quad M_{sw,y,ult} &= 5.256 \text{ т} \cdot \text{м} \\
 9) \quad F_{b,ult} + F_{sw,ult} &= 78.406 \text{ т} \\
 10) \quad M_{b,x,ult} + M_{sw,x,ult} &= 15.812 \text{ т} \cdot \text{м} \\
 11) \quad M_{b,y,ult} + M_{sw,y,ult} &= 15.812 \text{ т} \cdot \text{м}
 \end{aligned}$$

Суммарное значение усилий $F_{b,ult} + F_{sw,ult}$ принимается не более $2 \cdot F_{b,ult}$. Поперечную арматуру учитывают в расчете при $F_{sw,ult}$ не менее $0,5 \cdot F_{b,ult}$. Поперечная арматура учитывается в расчете при толщине плиты не менее 180 мм.

Проверяем условия:

$$\left\{ \begin{array}{l}
 \text{а) } h \geq 180 \\
 \text{б) } F_{b,ult} + F_{sw,ult} \leq 2 \cdot F_{b,ult} \\
 \text{в) } F_{sw,ult} \geq 0,5 \cdot F_{b,ult}
 \end{array} \right.$$

$$\text{а) } \quad h = 240 \geq 180 \quad - \text{ условие выполняется}$$

$$\begin{aligned}
 \text{б) } \quad F_{b,ult} + F_{sw,ult} &= 78.41 \quad \text{т} \\
 2 \cdot F_{b,ult} &= 104.68 \quad \text{т} \\
 78.41 &\leq 104.68 \quad - \text{ условие выполняется}
 \end{aligned}$$

$$\text{Следовательно } F_{b,ult} + F_{sw,ult} = 78.41 \quad \text{т}$$

$$\begin{aligned}
 \text{в) } \quad 0,5 \cdot F_{b,ult} &= 26.17 \text{ т} \\
 F_{sw,ult} &= 26.06 \text{ т}
 \end{aligned}$$

$26.17 \leq 26.06$ - условие не выполняется, предельное нормальное усилие, воспринимаемое поперечной арматурой расчетного поперечного сечения плиты в расчете учитываться не будет

$$12) \quad \frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} = 0.867$$

$$13) \quad \frac{M_x}{M_{b,x,ult} + M_{sw,x,ult}} = -0.182$$

$$14) \quad \frac{M_y}{M_{b,y,ult} + M_{sw,y,ult}} = 0.167$$

$$\text{Проверяем условие: } \frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} + \frac{M_x}{M_{b,x,ult} + M_{sw,x,ult}} + \frac{M_y}{M_{b,y,ult} + M_{sw,y,ult}} \leq 1$$

$$0.853 \leq 1.00 \quad - \text{ условие выполняется}$$

Расчет на продавливание плиты покрытия на отм.+67,760 в осях "18,А"

Выводы:

В ходе расчета были получены следующие результаты:

0.845 - Коэффициент использования сечения плиты перекрытия без использования дополнительного поперечного армирования. Установка дополнительного поперечного армирования не требуется

0.853 - Коэффициент использования сечения плиты перекрытия с использованием дополнительного поперечного армирования. Условие прочности выполнено.

Расчет на продавливание плиты покрытия на отм.+67,760 в осях "6,А"

Продавливание плиты перекрытия колонной (колонна внутри контура плиты) на действие продольной силы по СП 63.13330.2012

Исходные данные для расчета плиты перекрытия на продавливание:

$a_1 =$	400	мм	- длина колонны
$b_1 =$	400	мм	- ширина колонны
$N_1 =$	0	т	- продольное усилие, действующее в колонне над плитой перекрытия
$N_2 =$	20	т	- продольное усилие, действующее в колонне под плитой перекрытия
$M_{x1} =$	0	т · м	- момент, действующий относительно оси X в колонне над плитой
$M_{y1} =$	0	т · м	- момент, действующий относительно оси Y в колонне над плитой
$M_{x2} =$	-7.66	т · м	- момент, действующий относительно оси X в колонне под плитой
$M_{y2} =$	33.1	т · м	- момент, действующий относительно оси Y в колонне под плитой
$h =$	240	мм	- толщина плиты перекрытия
$a_x =$	30	мм	- расстояние до ц.т. арматуры в плите, расположенной вдоль оси X
$a_y =$	40	мм	- расстояние до ц.т. арматуры в плите, расположенной вдоль оси Y
$q =$	0	т	- нагрузка действующая на плиту (ползн+вес полов+перегородки+др.)
	В30		- класс бетона плиты перекрытия
$R_b =$	17	МПа	- сопротивление бетона осевому сжатию
$R_{bt} =$	1.15	МПа	- сопротивление бетона осевому растяжению
$\gamma_b =$	0.9		- коэффициент условий работы, учитывающий влияние длительности действия статической нагрузки, 1-при непродолжительном действии нагрузки, 1.0-при продолжительном
$e_x =$	0	мм	- эксцентриситет равнодействующей, отн. ц.т. вдоль оси X
$e_y =$	0	мм	- эксцентриситет равнодействующей, отн. ц.т. вдоль оси Y

1. Расчет плиты перекрытия без поперечного армирования производится из условия:

$$\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}} \leq 1$$

- где F нормальная сосредоточенная сила от внешней нагрузки, действующая на плиту
 $F_{b,ult}$ предельное нормальное усилие, воспринимаемое бетоном расчетного поперечного сечения плиты перекрытия
 M_x, M_y сосредоточенные моменты от внешней нагрузки, действующие на плиту в направлении X и Y

$M_{bx,ult}, M_{by,ult}$ предельные моменты, воспринимаемые бетоном расчетного поперечного сечения плиты в направлении X и Y

При сопряжении плиты перекрытия с колоннами, расположенными над и под плитой, сосредоточенная сила F находится следующим образом:

$$F = N_2 - N_1 - F_q - F_{ql}$$

- где N_1 продольная сила действующая под плитой
 N_2 продольная сила действующая над плитой
 F_q нормальная сила от разгрушающего действия нагрузки на плиту в пределах зоны продавливания, ограниченной расчетным контуром
 F_{ql} нормальная сила от разгрушающего действия нагрузки, от собственного веса плиты между верхней и нижней колоннами, ограниченная расчетным контуром.

Нормальная сила F_q определяется по формуле:

$$F_q = q \cdot A_q$$

- где q нагрузка, действующая на плиту в пределах площади A_q
 A_q площадь зоны продавливания, расположенная вокруг колонны на расстоянии $l/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны и определяемая по формуле:

Расчет на продавливание плиты перекрытия на отм.+67,760 в осях "6,А"

$$A_q = h_0 \cdot (a_1 + b_1 + h_0)$$

где a_1, b_1 — размеры поперечного сечения колонны.

Нормальная сила F_{ql} определяется по формуле:

$$F_{ql} = q_l \cdot A_{ql}$$

где q_l — нагрузка от собственного веса плиты перекрытия

A_{ql}

площадь зоны, ограниченная расчетным контуром, расположенным вокруг колонн на расстоянии $1/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны и определяемая по формуле:

$$A_{ql} = (a_1 + h_0) \cdot (b_1 + h_0)$$

Предельное нормальное усилие $F_{b,ult}$ определяется по формуле:

$$F_{b,ult} = R_{bt} \cdot U_b \cdot h_0$$

где U_b — периметр контура бетона расчетного поперечного сечения плиты, расположенного на расстоянии $1/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны, определяемый по формуле:

$$U_b = 2 \cdot (a + b)$$

где a, b — размеры сторон прямоугольного контура поперечного сечения плиты, определяемые по формулам:

$$a = a_1 + h_0$$

$$b = b_1 + h_0$$

где a_1, b_1 — размеры сторон поперечного сечения прямоугольной колонны

Расчетная рабочая высота поперечного сечения плиты определяется по формуле:

$$h_0 = 0.5 \cdot (a_x + a_y)$$

Расчетная схема приведена на рис. 1

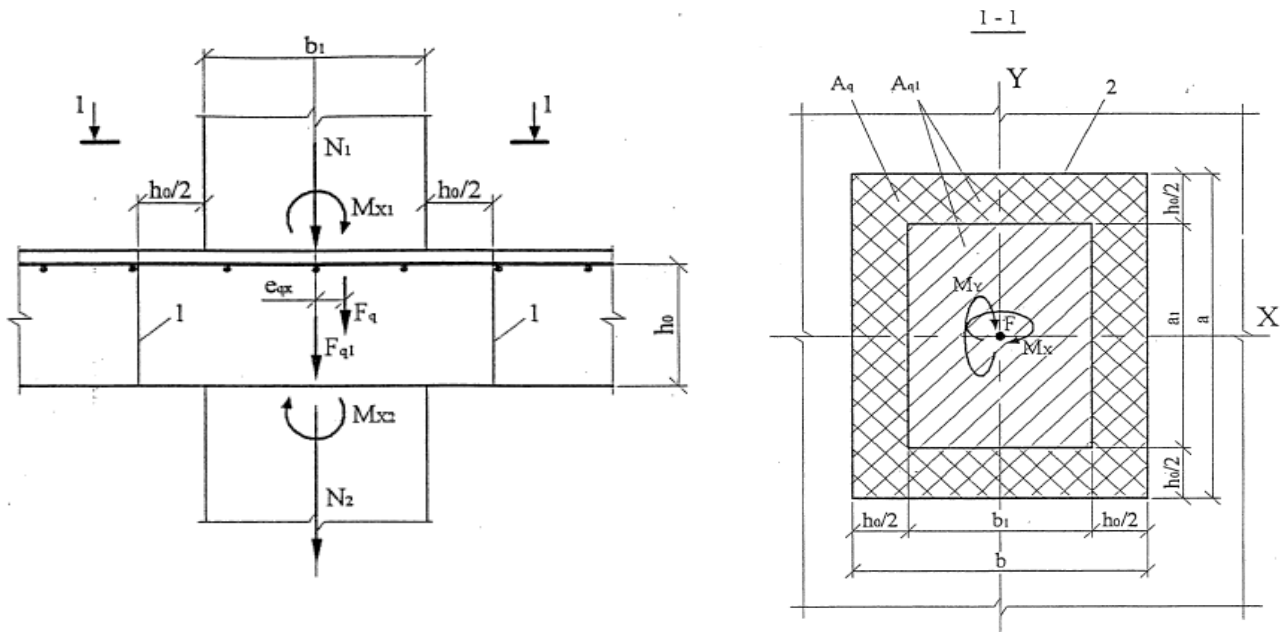


Рис. 1. Расчетные схемы к расчету плиты перекрытия на продавливание.

Общая величина сосредоточенных моментов $M_{loc,x}$ и $M_{loc,y}$ определяется по формуле:

$$M_{loc,x} = M_{x1} + M_{x2} \pm M_q, \quad M_{loc,y} = M_{y1} + M_{y2} \pm M_q,$$

где M_1 и M_2 — моменты в колоннах над и под плитой у граней перекрытия

M_q — момент от неравномерного распределения нагрузки, действующей на плиту в зоне продавливания, определяемый по формуле:

$$M_q = F_q \cdot e_q$$

Расчет на продавливание плиты покрытия на отм.+67,760 в осях "6,А"

где F_q нормальная сила от разгрушающего действия нагрузки на плиту в пределах зоны продавливания, ограниченной расчетным контуром
 e_q эксцентриситет равнодействующей нормальной силы F_q относительно центра тяжести расчетного контура

Знак момента M_q определяется в зависимости от направления и положения равнодействующей силы F_q относительно центра тяжести расчетного контура.

Величина сосредоточенного момента, учитываемого в расчете плиты, $M=0,5 \cdot M_{loc}$. Остальная половина сосредоточенного момента учитывается в расчете на изгиб плиты в зоне продавливания.

Предельные моменты $M_{b,ult,x}$ и $M_{b,ult,y}$ определяется по формулам:

$$M_{b,ult,x} = R_{bt} \cdot W_{bx} \cdot h_0, \quad M_{b,ult,y} = R_{bt} \cdot W_{by} \cdot h_0$$

где W_{bx} и W_{by} моменты сопротивления контура бетона расчетного поперечного сечения плиты с размерностью единица длины в квадрате (см², м²), расположенных на расстоянии $1/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны, определяемых по формулам:

$$W_{bx} = a \cdot \left(b + \frac{1}{3} \cdot a \right)$$

$$W_{by} = b \cdot \left(a + \frac{1}{3} \cdot b \right)$$

Далее находим значения из вышеописанных формул

1) $h_0 = 0.205$ м	12) $W_{bx} = 0.488$ м ²
2) $A_{ql} = 0.366$ м ²	13) $W_{by} = 0.488$ м ²
3) $q_l = 0.564$ т/м ²	14) $M_{b,x,ult} = 10.556$ т·м
4) $F_{ql} = 0.206$ т	15) $M_{b,y,ult} = 10.556$ т·м
5) $A_q = 0.206$ м ²	16) $M_{q,x} = 0.000$ т·м
6) $F_q = 0.000$ т	17) $M_{q,y} = 0.000$ т·м
7) $F = 19.794$ т	18) $M_{loc,x} = -3.830$ т·м
8) $a = 0.605$ м	19) $M_{loc,y} = 16.550$ т·м
9) $b = 0.605$ м	20) $F/F_{b,ult} = 0.378$
10) $U_b = 2.420$ м	21) $M_{loc,x}/M_{b,x,ult} = -0.363$
11) $F_{b,ult} = 52.34$ т	22) $M_{loc,y}/M_{b,y,ult} = 1.568$

Проверяем условие $\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_x}{M_{b,x,ult}} + \frac{M_y}{M_{b,y,ult}} \leq 1$

$$1.583 \leq 1 \quad \text{- условие не выполняется}$$

Условие прочности без поперечного армирования не выполняется, необходима установка дополнительного поперечного армирования в плите перекрытия.

Расчет на продавливание плиты покрытия на отм.+67,760 в осях "6,А"

2. Расчет плит с вертикальной поперечной арматурой производится из условия:

$$\frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} + \frac{M_x}{M_{b,x,ult} + M_{sw,x,ult}} + \frac{M_y}{M_{b,y,ult} + M_{sw,y,ult}} \leq 1$$

где $F_{sw,ult}$ предельное нормальное усилие, воспринимаемое поперечной арматурой расчетного поперечного сечения плиты

$M_{sw,x,ult}$ и $M_{sw,y,ult}$ предельные моменты, воспринимаемые поперечной арматурой расчетного контура поперечного сечения плиты

Предельное нормальное усилие $F_{sw,ult}$ определяется по формуле

$$F_{sw,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot U_s$$

где q_{sw} усилие в поперечной арматуре на единицу длины расчетного контура поперечного сечения плиты, расположенной равномерно по периметру " U_s " расчетного контура в пределах расстояния $1/2 \cdot h_0$ по обе стороны расчетного контура, определяемое по формуле:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_w}$$

где R_{sw} расчетное сопротивление поперечной арматуры, принимаемое равным $0,8 \cdot R_s$, но не более 300 МПа.

A_{sw} площадь сечения поперечной арматуры с шагом s_w , расположенная в пределах расстояния $1/2 \cdot h_0$ по обе стороны контура расчетного поперечного сечения плиты.

U_s периметр контура поперечной арматуры расчетного поперечного сечения плиты, расположенной на расстоянии $1/2 \cdot h_0$ от контура поперечного сечения колонны, определяемый так же как периметр U_b .

Предельные моменты $M_{sw,x,ult}$ и $M_{sw,y,ult}$ определяются по формулам:

$$M_{sw,x,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot W_{sw,x}, \quad M_{sw,y,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot W_{sw,y}$$

где $W_{sw,x}$ и $W_{sw,y}$ моменты сопротивления контура поперечной арматуры расчетного поперечного сечения плиты, принимаемые равными моментам сопротивления W_{bx} и W_{by}

Расположение поперечного армирования, шаги и отступы от поперечного сечения колонн должны удовлетворять условиям, показанным на рис. 2

Расчет на продавливание плиты покрытия на отм.+67,760 в осях "6,А"

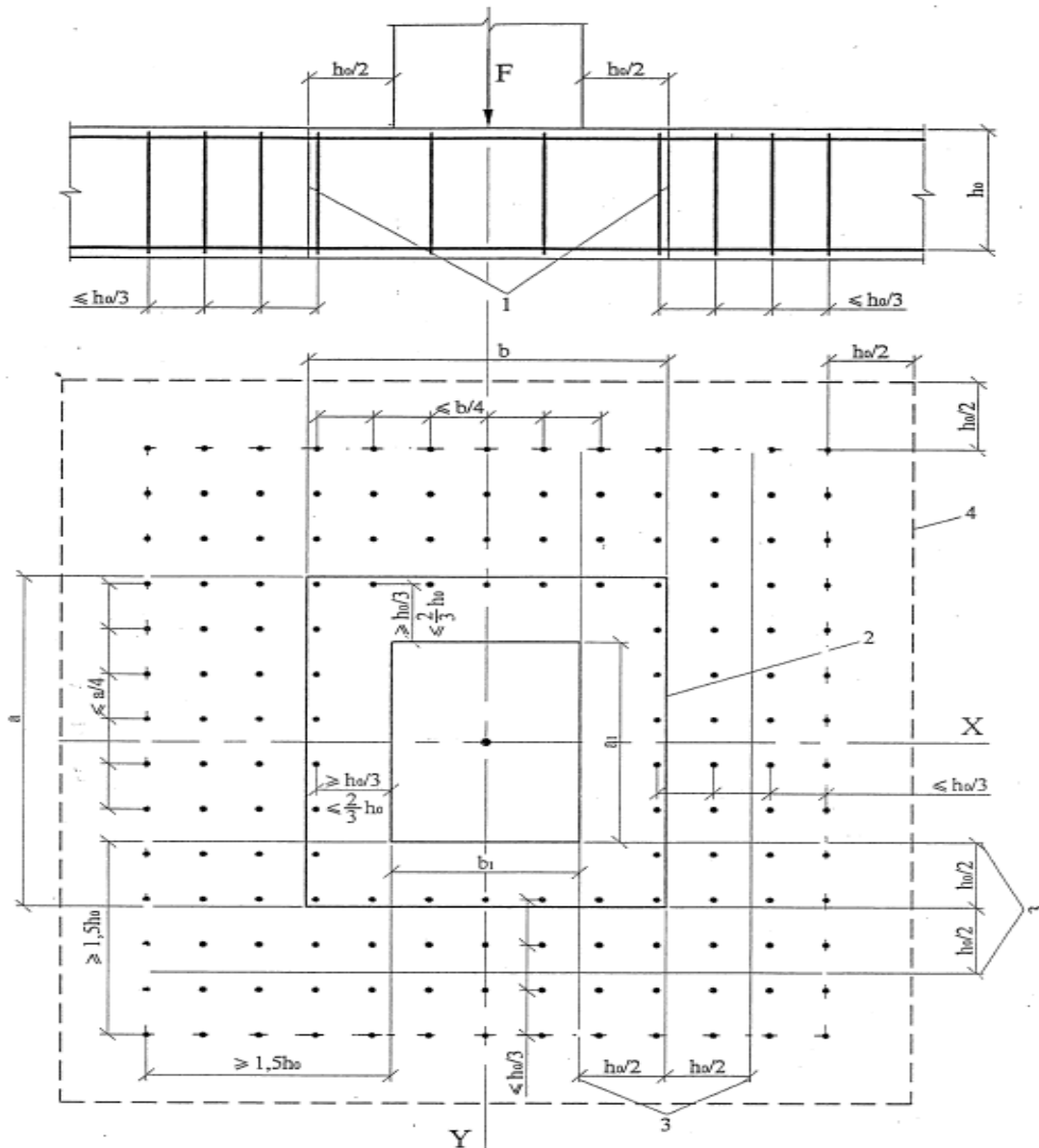


Рис. 2. Схема для расчета железобетонных плит с вертикальной равномерной распределенной поперечной арматурой на продавливание.

Исходные данные для расчета плиты перекрытия на продавливание с учетом поперечного армирования:

$\phi =$	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td style="text-align: center;">8</td></tr><tr><td style="text-align: center;">А400</td></tr></table> мм	8	А400	- диаметр используемой поперечной арматуры
8				
А400				
		- класс поперечной арматуры		
$s_w =$	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td style="text-align: center;">60</td></tr></table> мм	60	- расстояние между стержнями в направлении параллельном сторонам расчетного контура. Принимается не более 1/4 длины стороны расчетного контура.	
60				
$R_{sw} =$	2.854 т/см ²	- расчетное сопротивление поперечной арматуры		
$1/3 \cdot h_0 =$	0.068 м	- минимальное расстояние до первого стержня от расчетного контура колонны		
$A =$	0.503 см ²	- площадь 1 стержня используемой поперечной арматуры		
$n =$	1	- количество стержней, расположенных в каждую сторону от расчетного сечения, учитываемых в расчете		
$n_1 =$	57 шт	- общее количество стержней, учитываемых в расчете		

Расчет на продавливание плиты покрытия на отм.+67,760 в осях "6,А"

Далее находим значения из вышеописанных формул

- 1) $A_{sw} = 0.503 \text{ см}^2$
- 2) $U_s = 2.420 \text{ м}$
- 3) $q_{sw} = 23.928 \text{ т/м}$
- 4) $W_{bx} = 0.488 \text{ м}^2$
- 5) $W_{by} = 0.488 \text{ м}^2$
- 6) $F_{sw,ult} = 46.325 \text{ т}$
- 7) $M_{sw,x,ult} = 9.342 \text{ т} \cdot \text{м}$
- 8) $M_{sw,y,ult} = 9.342 \text{ т} \cdot \text{м}$
- 9) $F_{b,ult} + F_{sw,ult} = 98.667 \text{ т}$
- 10) $M_{b,x,ult} + M_{sw,x,ult} = 19.898 \text{ т} \cdot \text{м}$
- 11) $M_{b,y,ult} + M_{sw,y,ult} = 19.898 \text{ т} \cdot \text{м}$

Суммарное значение усилий $F_{b,ult} + F_{sw,ult}$ принимается не более $2 \cdot F_{b,ult}$. Поперечную арматуру учитывают в расчете при $F_{sw,ult}$ не менее $0,5 \cdot F_{b,ult}$. Поперечная арматура учитывается в расчете при толщине плиты не менее 180 мм.

Проверяем условия:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{а) } h \geq 180 \\ \text{б) } F_{b,ult} + F_{sw,ult} \leq 2 \cdot F_{b,ult} \\ \text{в) } F_{sw,ult} \geq 0,5 \cdot F_{b,ult} \end{array} \right.$$

а) $h = 240 \geq 180$ - условие выполняется

б) $F_{b,ult} + F_{sw,ult} = 98.67 \text{ т}$
 $2 \cdot F_{b,ult} = 104.68 \text{ т}$
 $98.67 \leq 104.68$ - условие выполняется

Следовательно $F_{b,ult} + F_{sw,ult} = 98.67 \text{ т}$

в) $0,5 \cdot F_{b,ult} = 26.17 \text{ т}$
 $F_{sw,ult} = 46.32 \text{ т}$
 $26.17 \leq 46.32$ - условие выполняется

12) $\frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} = 0.201$

13) $\frac{M_x}{M_{b,x,ult} + M_{sw,x,ult}} = -0.192$

14) $\frac{M_y}{M_{b,y,ult} + M_{sw,y,ult}} = 0.832$

Проверяем условие: $\frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} + \frac{M_x}{M_{b,x,ult} + M_{sw,x,ult}} + \frac{M_y}{M_{b,y,ult} + M_{sw,y,ult}} \leq 1$

$0.840 \leq 1.00$ - условие выполняется

Расчет на продавливание плиты покрытия на отм.+67,760 в осях "Б,А"

Выводы:

В ходе расчета были получены следующие результаты:

- 1.583 - Коэффициент использования сечения плиты перекрытия без использования дополнительного поперечного армирования. Требуется установка дополнительного поперечного армирования, увеличение толщины плиты, либо увеличение класса бетона
- 0.840 - Коэффициент использования сечения плиты перекрытия с использованием дополнительного поперечного армирования. Условие прочности выполнено.

7. ВЫВОД

Выполнен расчёт основных несущих конструкций каркаса здания «Жилой дом (стр.№5) с административными помещениями и встроенным детским садом на участке 2-го этапа 1 очереди микрорайона Западный луч в Центральном районе г. Челябинска». Оси 6-7:

1. Расчет пространственного каркаса на действие собственного веса его конструкций, полезной нагрузки, снега и ветровой и температурной нагрузки. По результатам расчетов получены усилия в основных несущих элементах; определено требуемое количество арматуры в них, обеспечивающих несущую способность и устойчивость.

2. Выполнены расчеты и оценка жесткости зданий на действие расчётных нагрузок.

3. Выполнены расчеты плит перекрытий и покрытий здания.

4. Выполнена проверка и подбор армирования несущих элементов здания, исходя из условий прочности, жесткости и трещиностойкости (согласно требований действующих строительных норм и правил).

Основными несущими конструкциями каркаса служат следующие конструктивные элементы: фундаментная плита по буронабивным сваям-стойкам, монолитные железобетонные стены и сборные колонны, монолитные железобетонные перекрытия и покрытия. Каркас представляет собой пространственную систему; жёсткость и устойчивость которой обеспечивается вертикальными элементами в виде монолитных железобетонных стен и колонн, объединённых горизонтальными дисками перекрытий. Узел крепления свай с фундаментной плитой - жесткий. Узел крепления стен/колонн с плитами перекрытия и покрытия - жесткий.

Фундаментная плита - б= 800мм. Бетон В30 F150 W8. Сваи – Ø880мм. Бетон В25 F150 W8.

Монолитные стены подземной части - б= 250, 300мм. Бетон В30 F150 W8.

Монолитные диафрагмы жесткости - б= 250, 300мм. Бетон В25 F100 W4.

Колонны – сечением 800х500мм (армирование 10d32+2d28), 800х400мм (армирование 10d32+2d28), 600х400мм (армирование 6d32+4d25) и 400х400мм (армирование 8d25; 8d28; 4d25). Бетон В30, В35 F100 W4.

Плиты перекрытия над цокольным этажом - б= 240мм. Бетон В30 F150 W8.

Плиты перекрытия над 1 и 2 этажом - б= 240мм. Бетон В30 F100 W4.

Плиты перекрытия типовых этажей - б= 200мм. Бетон В30 F100 W4.

Плиты покрытия - б= 240мм. Бетон В30 F100 W4.

На основании выполненных расчётов и анализа напряжённо – деформированного состояния конструкций здание удовлетворяет требованиям прочности и деформативности. Максимальная расчётная осадка здания в осях «1-11» составляет 8,94мм; в осях «12-20» 8,49мм, что не превышает максимально допустимого значения 150 мм; относительная разность осадок основания фундамента в осях «1-11» составляет 0,001; в осях «12-20» составляет 0,0009, что не превышает максимально допустимого значения 0,003 для данного типа конструкций в соответствии с СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений» Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*.

Армирование конструкций жилого дома №5 принимать на основании выполненного расчёта, с выполнением конструктивных требований. Армирование принимать по максимальным значениям арматуры.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	269-ЕП-2018-КР1-РР	Лист
							333
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата		

Ускорение колебаний перекрытий здания при действии пульсационной составляющей ветровой нагрузки составляет $a_{c, \text{фактич}} = 0,0728 \text{ м/с}^2$, что не превышает величины допустимой величины $a_{c, \text{max}} = 0,08 \text{ м/с}^2$.

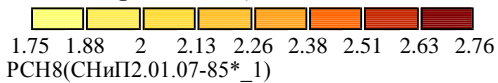
Инв. № подл.	Подпись и дата					Взам. инв. №	
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	269-ЕП-2018-КР1-РР	Лист
							334

8. Приложения.

8.1. Расчёт деформационного шва между плитами перекрытия.

Горизонтальные перемещения плит перекрытия в зоне деформационного шва в осях «11-12,А-Д» на отм. -0,080:

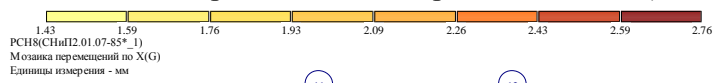
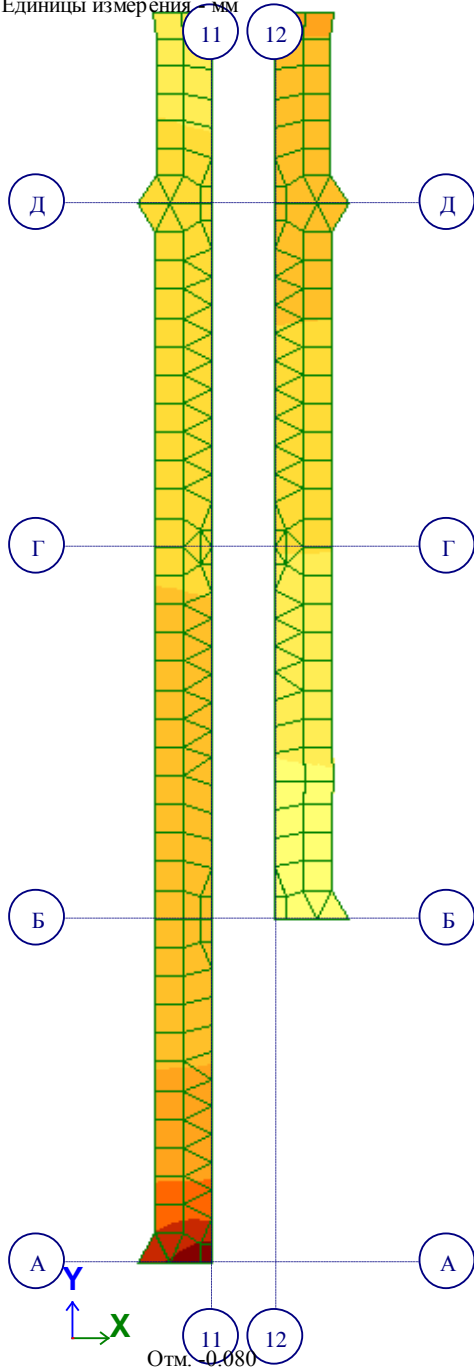
Указаны перемещения для сочетания нагрузок с учетом ветра слева (РСН8), как наиболее неблагоприятные (максимальные абсолютные значения горизонтальных перемещений по X):



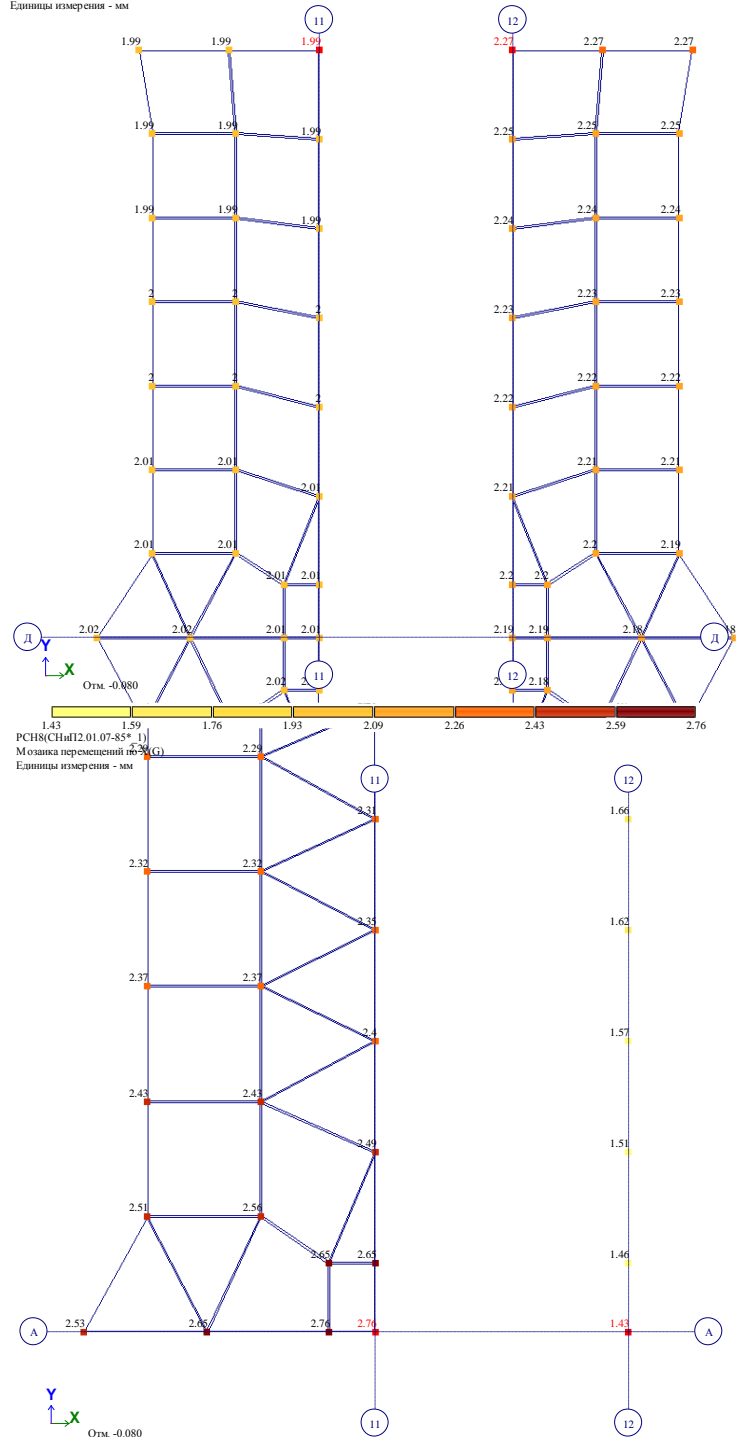
РСН8(СНиП2.01.07-85*_1)

Изополя перемещений по X(G)

Единицы измерения - мм



РСН8(СНиП2.01.07-85*_1)
Мозаика перемещений по X(G)
Единицы измерения - мм



Проектируемый размер деформационного шва между плитами перекрытий равен 40мм.

Максимальная разность горизонтальных смещений участков плит перекрытия составляет в осях «11-12,Д»: $1,99\text{мм} - 2,27 = -0,28\text{мм} < 40\text{мм}$;

в осях «11-12,А»: $2,76\text{мм} - 1,42 = 1,33\text{мм} < 40\text{мм}$.

Следовательно, размер деформационного шва, равный 40мм обеспечивает компенсацию расчетных горизонтальных перемещений плит перекрытия в зоне стыка.

Взам. инв. №

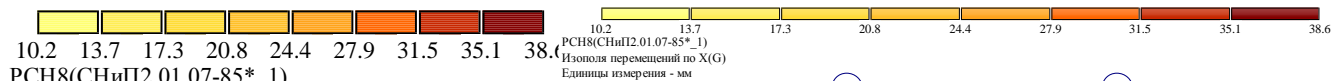
Подпись и дата

Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

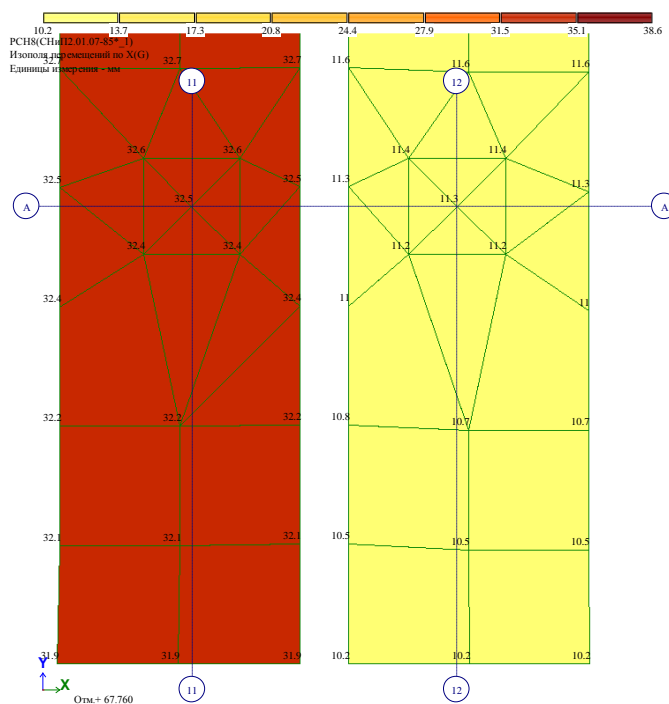
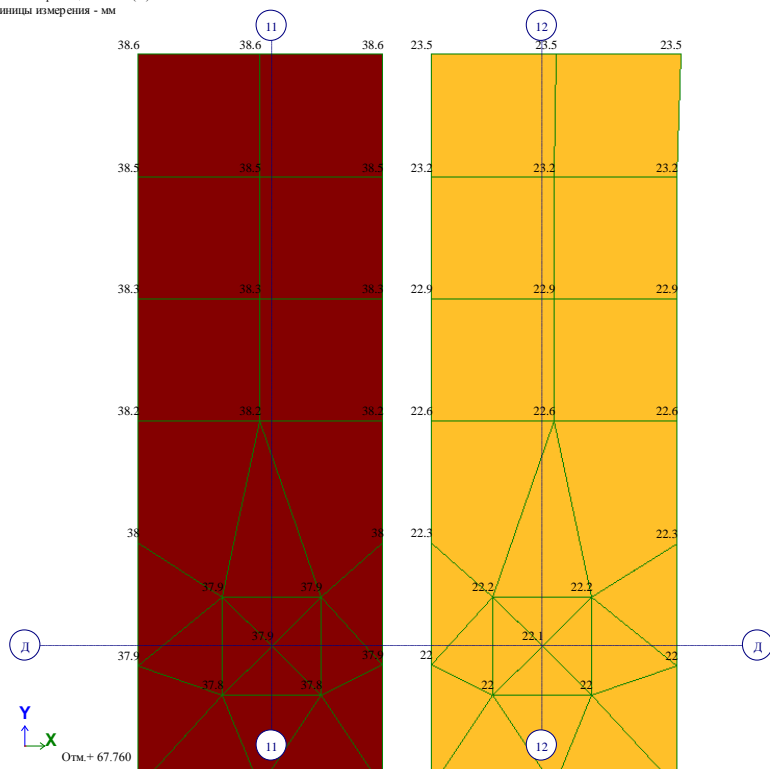
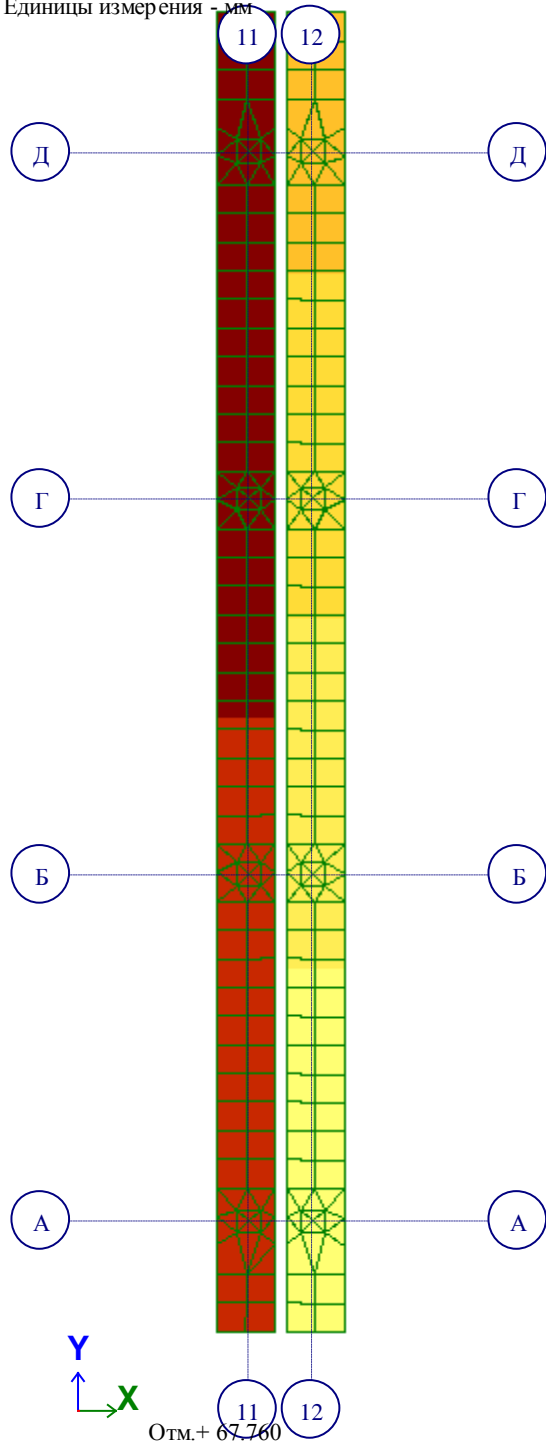
Горизонтальные перемещения плит покрытия в зоне деформационного шва в осях «11-12,А-Д» на отм. +67,760:

Указаны перемещения для сочетания нагрузок с учетом ветра слева (РСН8), как наиболее неблагоприятные (максимальные абсолютные значения горизонтальных перемещений по X):



Изополя перемещений по X(G)

Единицы измерения - мм



Проектируемый размер деформационного шва между плитами покрытий равен 40мм.

Максимальная разность горизонтальных смещений участков плит покрытия составляет в осях «11-12,Д»: $38,6\text{мм} - 23,5 = 15,1\text{мм} < 40\text{мм}$;

в осях «11-12,А»: $31,9\text{мм} - 10,2 = 21,7\text{мм} < 40\text{мм}$.

Следовательно, размер деформационного шва, равный 40мм обеспечивает компенсацию расчетных горизонтальных перемещений плит покрытия в зоне стыка.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Взам. инв. №
						Инв. № подл.

8.2. Расчет кирпичного парапета.

Расчет кирпичной кладки участка парапета на действие ветровой нагрузки.

Исходные данные:

- высота кирпичной кладки парапета: 1280мм;
- толщина кирпичной кладки: 250мм;
- высота рассчитываемой конструкции от уровня земли: +71,660
- ветровой район: II (г. Челябинск);
- тип местности: Б;

Нормативная ветровая нагрузка на кирпичный парапет:

- согласно СП 20.13330.2016 (п. 11.2):

$$w_{\pm} = w_0 \cdot k \cdot (1 + \zeta) \cdot c_{p\pm} \cdot v_{\pm} = 30 \cdot 1,39 \cdot (1 + 0,72) \cdot 1,2 \cdot 0,75 = 64,6 \text{ кг/м}^2$$

- согласно СП 15.13330.2012 (п. 9.63):

$$w_{\pm} = w_0 \cdot k \cdot c = 30 \cdot 1,39 \cdot 1,4 = 58,38 \text{ кг/м}^2$$

Согласно информационному письму Минстроя РФ №9849-ОГ/08 от 19.03.2019, для расчета парапетов применяются положения СП 15.13330.2012.

Расчетная ветровая нагрузка на кирпичный парапет:

$$q_B = 58,38 \cdot 1,4 = 81,7 \text{ кг/м}^2$$

Собственный вес кирпичной кладки парапета из полнотелого кирпича со штукатуркой:

- кирпич КР-р-по 250x120x65/1НФ/150/2,0/50/ГОСТ 530-2012:

$$q_1 = 2,0 \cdot 0,25 \cdot 1,1 \cdot 1,28 \approx 0,704 \text{ т/м}$$

- штукатурка 20мм из цементно-песчаного раствора:

$$q_2 = 1,8 \cdot 0,02 \cdot 1,3 \cdot 1,28 \approx 0,06 \text{ т/м}$$

Итого: $q = 0,704 + 0,06 = 0,764 \text{ т/м}$

Момент в нижнем сечении парапета от ветровой нагрузки:

$$M = q_B \cdot 1,28 \cdot \frac{1,28}{2} = 81,7 \cdot 1,28 \cdot \frac{1,28}{2} = 0,067 \text{ тм}$$

Эксцентриситет для приведенной продольной силы:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0,067 \text{ тм}}{0,76 \text{ т}} = 0,088 \text{ м}$$

Удерживающий момент (с понижающим коэффициентом 0,9, см. п. 9.64 СП 15.13330.2012):

$$M_{уд} = N \frac{h}{2} \cdot 0,9 = 0,764 \cdot \frac{0,25}{2} \cdot 0,9 = 0,086 \text{ тм}$$

Опрокидывающий момент:

$$M_{опр} = M = 0,067 \text{ тм}$$

Так как $\frac{M_{уд}}{M_{опр}} = \frac{0,086}{0,067} = 1,28 > 1$, устойчивость парапета обеспечена.

Расчет кладки как для внецентренно сжатого участка кирпичной стены длиной 1м:

$$A = 0,25 \text{ м}^2 ; R = 1,8 \text{ МПа} ;$$

$$l_0 = 2 \cdot 1,28 = 2,56 \text{ м} ;$$

269-ЕП-2018-КР1-РР

Лист

337

Взам. инв. №

Подпись и дата

Инв. № подл.

Изм. Кол.уч Лист № док. Подп. Дата

$$\lambda_h = l_0/h = 2,56/0,25 = 10,2 ;$$

$$\lambda_{hc} = H/h_c = 1,28/(h - 2e_0) = 1,28/0,074 = 17,29 ;$$

$$N \leq m_g \cdot \varphi_1 \cdot R \cdot A_c \cdot \omega$$

$$A_c = A \left(1 - \frac{2e_0}{h}\right) = 0,25 \cdot 1 \left(1 - \frac{2 \cdot 0,088}{0,25}\right) = 0,074 \text{ м}^2$$

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,87 + 0,71}{2} = 0,79$$

$\varphi = 0,87$ (табл. 19 СП 15.13330.2012);

$\varphi_c = 0,71$ (табл. 19 СП 15.13330.2012);

$$m_g = 1 - \eta \frac{N_g}{N} \left(1 + \frac{1,2e_{0g}}{h}\right)$$

Учитывая то, что все вертикальные нагрузки на парапет длительные, и $e_{0g} = 0$, формула приводится к виду: $m_g = 1 - \eta = 1 - 0 = 1$

$\eta \approx 0$ (табл. 21 СП 15.13330.2012);

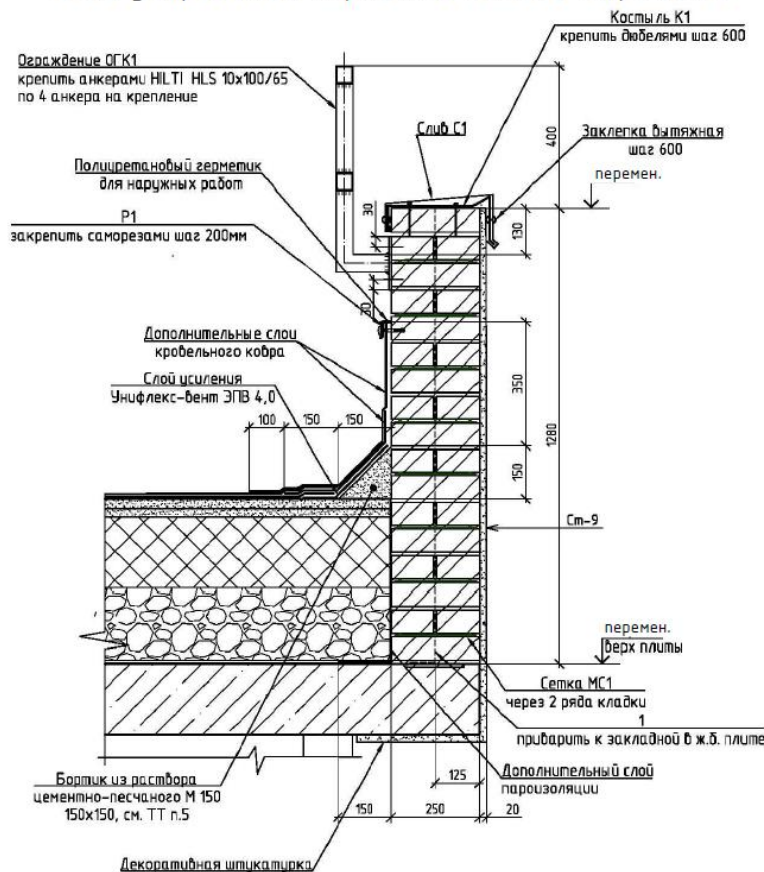
$$\omega = 1 + \frac{e_0}{h} = 1 + \frac{0,088}{0,25} = 1,35 < 1,45$$

Подставляя все значения, получаем:

$$N = 764 \text{ кг} \leq 1 \cdot 0,79 \cdot 18,3 \text{ кг/см}^2 \cdot 740 \text{ см}^2 \cdot 1,35 = 14442 \text{ кг}$$

Следовательно, условие прочности при внецентренном сжатии кладки обеспечено.

Узел устройства кирпичной кладки парапета



Поз.	Эскиз
1	

Взам. инв. №

Подпись и дата

Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

Расчет усилия в анкерах парапета (по п. 9.61 СП 15.13330.2012) на 1 п.м. кладки:

Принимаем в парапетах анкера с шагом 780мм.

Усилие действующее на 1 анкер:

$$N = \frac{M}{0.85 \cdot h_0} = \frac{0,067}{0.85 \cdot 0.125} \cdot 0,78 = 0,49\text{т}$$

Для анкеров из арматуры класса А400 диаметром 8мм ($R_s = 355\text{МПа} = 3,6\text{т/см}^2$;

$A_s = 0,503\text{см}^2$) максимально допустимое усилие в одном анкере:

$$N_{\text{макс}} = 0,503 \cdot 3,6 = 1,81\text{т}$$

Следовательно, прочность анкера обеспечена.

Изн. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №					Лист
			269-ЕП-2018-КР1-РР				
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата		