ЕРСМ Сибири
Engineering Procurement Construction Management

ООО «ЕРСМ Сибири»
660074, г. Красноярск,
ул. Борисова, 14 стр 2
оф. 606, а/я 21641
тел.: +7 (391) 205-20-24
e-mail: info@epcmsiberia.ru
www.epcmsiberia.ru

ИНН/КПП 2463242025/246301001
ОГРН 1122468065587
БИК045003731
ОКПО 10210537
р/с 40702810912030113472
Филиал ООО «Экспобанк»
в г. Новосибирске
к/с 30101810250030000731

Заказчик – ООО «ДЕВЯТЫЙ ВЕТРОПАРК ФРВ»

«Покровская ВЭС».

«Ветровая электрическая станция, внутриплощадочные автомобильные дороги».

Этап 4. «Покровская ВЭС»: ВЭУ №№ 1-4, 16-19 (код ГТП генерации GVIE0652) максимальной мощностью 36,4 МВт.

Раздел 4 «Здания, строения и сооружения, входящие в инфраструктуру линейного объекта»

Подраздел 2 «Конструктивные и объёмно-планировочные решения»

Проектная документация

ВЭС000107.356.2.1.4-ИЛО2-РР1

Расчет фундаментов ВЭУ №№1-4, 16-19

Изм.	№ док.	Подп.	Дата

2019

ООО «ЕРСМ Сибири»

Заказчик – ООО «ДЕВЯТЫЙ ВЕТРОПАРК ФРВ»

«Покровская ВЭС».

«Ветровая электрическая станция, внутриплощадочные автомобильные дороги».

Этап 4. «Покровская ВЭС»: ВЭУ №№ 1-4, 16-19 (код ГТП генерации GVIE0652) максимальной мощностью 36,4 МВт.

Раздел 4 «Здания, строения и сооружения, входящие в инфраструктуру линейного объекта»

Подраздел 2 «Конструктивные и объёмно-планировочные решения»

Проектная документация

ВЭС000107.356.2.1.4-ИЛО2-РР1

Расчет фундаментов ВЭУ №№1-4, 16-19

Изм.	№ док.	Подп.	Дата

Технический директор Лушников А.А.

Главный инженер проекта Бондарчук А.Н.

ОБЩЕСТВО С ОГРАНИЧЕННОЙ ОТВЕТСТВЕННОСТЬЮ ИНН 2463242025 "ЕРСМ Сибири" ОГРН 1122468065587 г. Красноярск

Взам. инв. №

Подп. и дата

Инв. № подл

2019

Содержание тома

1. Введение 4
2. Общие данные 5
2.1. Основные характеристики ВЭУ 5
2.2. Характеристика района строительства 6
2.3. Материалы 17
3. Нагрузки 18
3.1 Постоянные 18
3.2 Эксплуатация ВЭУ 18
3.3 Для расчета на выносливость 19
3.4. Коэффициенты надежности 19
3.5. Сочетания нагрузок 20
4. Расчет конструкций 22
4.1. Описание расчетной схемы 23
4.1.1. Конечно-элементная модель 23
4.1.2. Принятые размеры сечений 27
4.2. Расчеты конструкций 28
4.2.1. Расчет фундамента на свайном основании 28
4.2.1.1. Расчет несущей способности сваи 28
4.2.1.2. Расчет сваи на совместное действие вертикальной, горизонтальной сил и момента 34
4.2.1.3. Расчет основания, окружающего сваю 39
4.2.1.5. Расчет осадки свайного фундамента 40
4.2.2. Расчет сваи 41
4.2.2.1. По прочности и трещиностойкости 41
4.2.2.2. Расчет сваи по выносливости 43
4.2.3. Расчет ростверка 45
4.2.3.1. По прочности и трещиностойкости 45
4.2.3.2. Расчет ростверка по выносливости 56
4.2.3.3. Расчет на продавливание 61
4.2.4. Расчет жесткости фундаментов 64
5. Заключение 69

1. Введение

По техническому заданию на проектирование предусматривается строительство ветровой электрической станции установленной мощностью 50,05 МВт на территории Красноармейского муниципального района Самарской области.

Проект ветровой электрической станции реализуется с выделением 4х этапов работ. В данном томе даны решения по четвертому этапу.

В соответствии с Техническим заданием ВЭС имеет II (нормальный) уровень ответственности.

Настоящий отчет разработан на основании отчетов по результатам инженерно-геологических(ВЭС000107.356.2-ИГИ), инженерно-экологических (ВЭС000107.356.2-ИЭИ) и инженерно-гидрометеорологических изысканий (ВЭС000107.356.2-ИГМИ), выполненных ООО «ЕРСМ Сибири» в 2021 г.

2. Общие данные

2.1. Основные характеристики ВЭУ

Заданием на проектирование объекта: «Покровская ВЭС. Ветровая электрическая станция, внутриплощадочные автомобильные дороги» установленной мощностью 50,05 МВт в Самарской области предусматривается проектирование и строительство ветровой электрической станции установленной мощностью 50,05 МВт на территории Красноармейского муниципального района Самарской области. В данном томе рассматривается расчет ВЭУ №№ 1-4, 16-19 ветровых энергетических установок (ВЭУ);

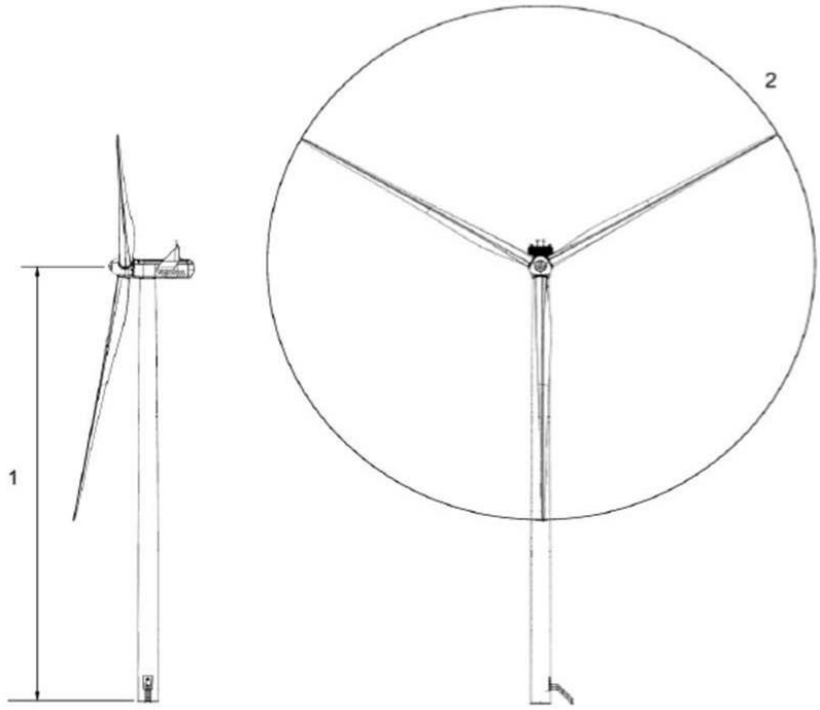


Рис. 4-1. Габариты конструкции

1 Высота ступицы 87 м **2** Диаметр: 126 м

Ветроэнергетические установки (ВЭУ) модели Vestas V126-4,55 МВт – технологическое оборудование, «башенного» типа. Трубчатая башня из стали высотой 84,6 м, включает подъемник для обслуживания. Высота до оси ротора 87 м. На башне устанавливается ветровая турбина. Все устанавливаемое оборудование сертифицировано. Фундамент ВЭУ – плитно-свайный, размер в плане составляет 18 м, свайное основание выполнено с применением

буронабивных железобетонных свай диаметром 1200 мм, с отметками опирания пяты от 18 до 25 м.

2.2. Характеристика района строительства

В административном отношении район работ находится в Красноармейском районе Самарской области близ сельского поселения Гражданский. Местоположение исследуемого участка работ приведено на рисунке Рисунок 1.

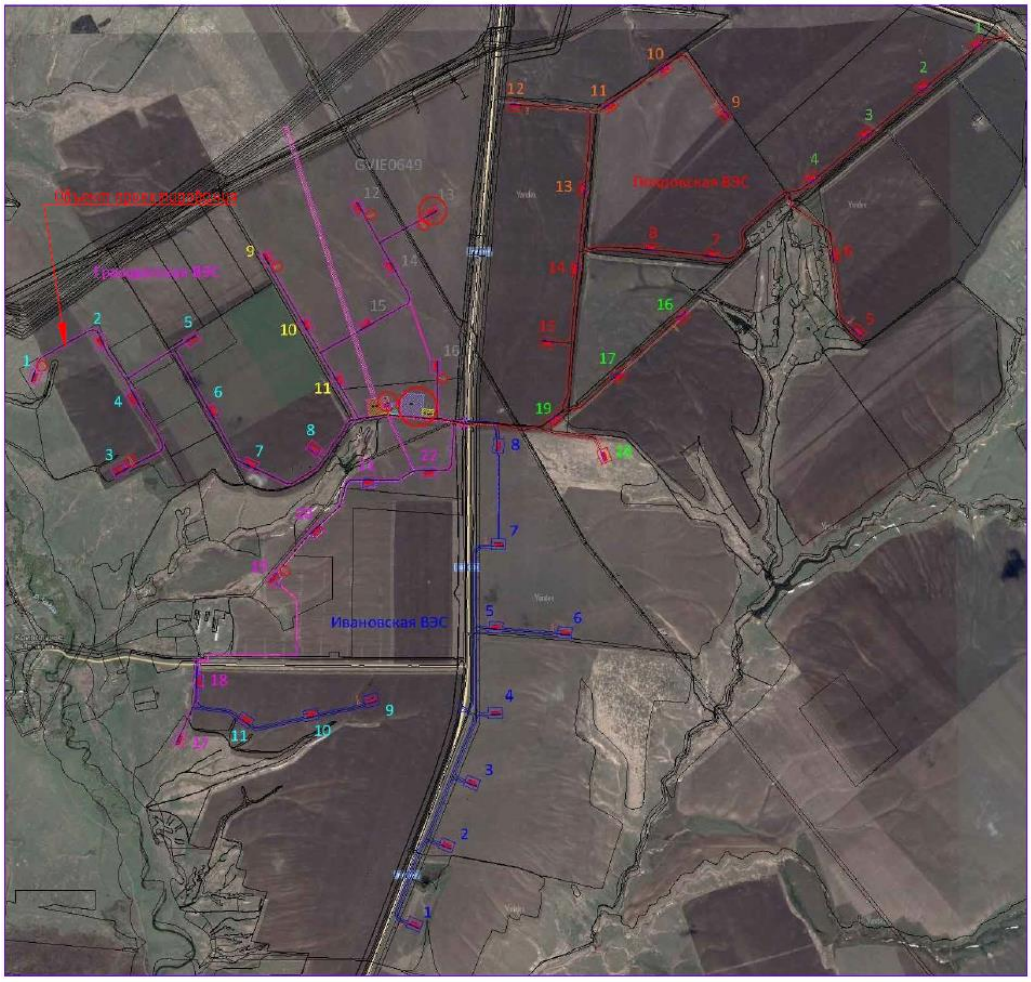


Рисунок 1. Участок проектирования.

Климатические условия

Климат территории умеренный континентальный. Зима холодная, лето жаркое. На рассматриваемой территории выделяются три климатические зоны: достаточного увлажнения (лесная), умеренного увлажнения (лесостепная), недостаточного увлажнения и засушливая (степная и полупустынная). Распределение осадков носит широтный характер. Зимой преобладают ветра южной четверти, летом преимущественно северные, северо-западные, отчасти западные. Средняя годовая температура воздуха равна плюс 4,7° С.

В соответствии с СП 131.13330.2018 рассматриваемая территория относится к климатическому подрайону III В для строительства. Зона сухая.

В соответствии ГОСТ 15150-69 климат района теплый умеренный.

Средняя годовая температура воздуха равна плюс 4,7 ° С, самого холодного месяца (февраль) минус 12,4 ° С, самого теплого (июль) плюс 21,2 ° САбсолютный максимум составил плюс 42,5° С (02.08.2010), абсолютный минимум – минус 47,3° С (21.01.1942).

Средняя минимальная температура воздуха наиболее холодного месяца минус 17,2 ° С; средняя максимальная температура воздуха наиболее теплого месяца плюс 27,6 ° С.

В соответствии с п.5.5.3 СП 22.13330.2016 нормативная глубина сезонного промерзания грунтов составит:

суглинки и глина 149 см;

супесь, пески мелкие и пылеватые 182 см;

пески гравелистые, крупные и средней крупности 195 см;

крупнообломочные грунты 221 см.

В течение всего года над изучаемой территорией преобладают ветра юго-западной четверти. Средняя годовая скорость ветра равна 2,7 м/с. Наибольшие значения скорости ветра в годовом распределении наблюдаются в декабре, январе и апреле.

В соответствии с СП 20.13330.2016 участок изысканий расположен в III

ветровом районе.

В соответствии с СП 20.13330.2016 участок изысканий расположен в III снеговом районе. Нормативное значение веса снегового покрова на 1 м2 горизонтальной поверхности земли составляет 1,5 кПа.

В соответствии с СП 20.13330.2016 участок изысканий расположен во II гололёдном районе. Нормативное значение толщины стенки гололёда, превышаемое в среднем один раз в 5 лет, на элементах кругового сечения диаметром 5 мм, расположенных на высоте 10 м над поверхностью земли, составит 10 мм.

Рельеф

Рассматриваемый район расположен на левобережье р. Волги (Заволжье) и представляет собой древнюю долину реки. С востока равнины Заволжья, южнее р. Камы, ограничивает Бугульминско-Белебеевская возвышенность, к югу от реки Большой Кинель – Общий Сырт, разделенный на множество увалов. Массив Бугульминско-Белебеевской возвышенности высотой 200-250 м, расчленен глубокими долинами рек. Общее падение высот Сыртового Заволжья происходит к югу и западу. Наибольшие высоты более 200 м наблюдаются в верховьях рек Малого и Большого Иргизов, Чапаевки и Бузулука. Сырты-увалы, расчлененные речными долинами, имеют асимметричные склоны: южные - крутые и короткие, северные - пологие и широкие.

Территория между долиной р. Волги и склонами Общего Сырта – слабоволнистая равнина (Сыртовая равнина Заволжья) с увалами. Широкие долины рек чередуются с плоскими увалистыми междуречьями, абсолютная высота которых обычно не превышает 160 м; в верховьях р. Чагры достигает 184 м. Центральная часть массива слабо волнистая, окраинная – более увалистая.

Долина реки Волги представляет собой систему террас: 1-я возвышается над поймой на 5 м, сложена песками, со старицами и грядами; 2-я отделяется

уступом 10-20 м, поверхность ровная, шириной на севере до 30 км; 3-я с волнистым рельефом, сложена суглинками и глинистыми песками.

Низменное Заволжье сложено мощным слоем сыртовых глин.

В геоморфологическом отношении участок изысканий расположен у подножья северо-западных склонов Каменного Сырта. Абсолютные отметки колеблются от 98,61м до 141,64.

Гидрологическая характеристика

Гидрографическая сеть района изысканий охватывает бассейны левобережных притоков р. Волги, впадающих в Куйбышевское, Саратовское и Волгоградское водохранилища. Наиболее крупными являются реки Большой Черемшан, Сок, Самара, Чапаевка, Малый Иргиз, Большой Иргиз.

Долины рек достаточно хорошо выраженные, обычно трапецеидальные, с широким пойменным дном. В отрогах Бугульминско-Белебеевской возвышенности долины более глубокие, с изрезанными оврагами склонами. К югу от бассейна р. Самары склоны долин пологие, постепенно сливающиеся с прилегающей местностью; в верховьях рек, берущих начало с отрогов Общего Сырта, долины имеют четкие очертания. Реки в основном характеризуются небольшими уклонами, менее 3‰; в возвышенных районах 5‰-10‰.

Склоны Сыртов и окраинные части Сыртовой равнины изрезаны глубокими и узкими лощинами. При нарушенном дерновом покрове встречаются растущие овраги глубиной до 10-15 м с высокими и обрывистыми склонами. В целом, эрозионный размыв и смыв поверхности протекает слабо, густота овражно-балочной сети не превышает 0,4 км / км2.

Озера представлены преимущественно старицами на древних поймах больших рек.

Наиболее благоприятные условия подземного стока в реки отмечаются для бассейнов, расположенных на западных склонах Бугульминско-Белебеевской возвышенности и Общего Сырта, где грунтовые воды

приурочены соответственно к верхнепермским глинисто-карбонатным отложениям казанского яруса и в средне- и верхнеюрских карбонатных отложениях; глубина залегания 10-20 м; коэффициент подземного стока 2-7%.

На территории Сыртовое Заволжье грунтовые воды приурочены к плиоценовым песчано-глинистым отложениям, глубина залегания часто менее 3 м. Первый постоянный водоносный горизонт характеризуется коэффициентом подземного стока менее 1%.

Участок изысканий расположен на правобережье р. Чагра, в верхнем её течении.

Нагрузки

Согласно приложению Е, СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия» для участка изысканий принимаются следующие районы:

По расчетному значению веса снегового покрова – III (карта 1)

По давлению ветра – IV (карта 2г).

По толщине стенки гололеда – III (карта 3а).

Геологическое строение площадки

Из описанных в геолого-литологическом разрезе слоёв в лаборатории изучались все грунты, залегающие до глубины 40,00 м. На основании анализа результатов статистической обработки показателей физико-механических свойств ГОСТ 20522-2012 и в соответствии с классификацией грунтов по ГОСТ 25100-2011 выделены следующие ИГЭ:

в пределах слоя-П – ИГЭ не выделялся;

в пределах слоя-1 выделен ИГЭ - 1 – суглинок тяжелый пылеватый твердой консистенции просадочный, незасоленный, ненабухающий; ρ = 1,80 г/см3, Еприд. = 23,5МПа, Евод.=13,0МПа, φ = 24 0, С = 13кПа;

в пределах слоя-3 выделен ИГЭ - 3 – суглинок тяжелый пылеватый полутвердой консистенции непросадочный, незасоленный ненабухающий; ρ = 1,95 г/см3, Е = 24,5 МПа, φ = 210, С = 21 кПа;

в пределах слоя-3а выделен ИГЭ – 3а – суглинок легкий пылеватый полутвердой консистенции непросадочный, незасоленный ненабухающий; ρ = 2,02 г/см3, Е = 24,3 МПа, φ = 23 0, С = 19 кПа;

в пределах слоя-5 выделен ИГЭ-5 - глина легкая пылеватая твердой консистенции непросадочная, незасоленная, ненабухающая; ρ = 1,95 г/см3,

Е = 25,6 МПа, φ = 19 0, С = 53кПа;

в пределах слоя-6 выделен ИГЭ-6 – песок мелкий средней плотности однородный малой степени водонасыщения; е = 0,60,

Е = 30,8МПа, φ = 34,20;

в пределах слоя-7 выделен ИГЭ – 7 – суглинок легкий песчанистый твердой консистенции непросадочный, незасоленный ненабухающий; ρ = 1,92 г/см3, Е = 21,5 МПа, φ = 24 0, С = 28 кПа.

В пределах слоев 2,4,6а инженерно-геологический элементы не выделялись в связи с небольшой мощностью и локальным редким распространением в пределах площадок изысканий.

Ведомость нормативных и расчетных показателей свойств грунтов приведена в таблице 2.

Таблица 1. Нормативные и расчетные характеристики грунтов

Номер ИГЭ, характеристика грунтов по ГОСТ 25100-2011		Влажность, %	Плотность грунта ρ , г\см/3	Плотность грунта в сухом состоянии ρ_d , г/см3	Плотность частиц грунта ρ_s,г/см^3	Пористость n , %	Коэффициент пористости e, д.ед.	Степень влажности Sr, д.ед.	Пластичность			Консистенция		Угол внутреннего трения, φ, градус	Удельное сцепление C ,Мпа	Модуль деформации E, Мпа	
									Предел текучести W_L, %	Предел пластичн., W_P %	Числопластичн. J_P, %	При природной влажности I_L	При водонасыщ.I_L			при природной влажности	при водонасыщении
ИГЭ - 1 - Суглинок тяжелый пылеватый твёрдой консистенции просадочный незасоленный ненабухающий	Кол.опред.	207	207	207	207	207	207	207	207	207	207	207	207	27	27	169	169
	Норм.знач	18.9	1.80	1.51	2.70	43.91	0.787	0.652	33.7	19.6	14.1	-0.05	0.68	24	0.013	23.5	13.0
	Ср.кв.откл.	2.76	0.08			2.66			2.28	1.13				5.39	0.003	4.37	2.09
	Коэф.вар.	0.15	0.04			0.06			0.07	0.06				0.22	0.23	0.19	0.16
	min	12.8	1.62	1.34	2.69	38.31	0.621	0.416	29.0	16.9	12.0	-0.45	0.16	19	0.010	14.9	7.1
	max	25.2	1.91	1.66	2.71	50.46	1.018	0.814	38.7	22.2	16.8	0.24	1.41	42	0.027	37.0	20.2
	alfa=0,85	18.7	1.79											23	0.012	22.9	12.6
	alfa=0,95	18.6	1.79											22	0.012	22.7	12.6
ИГЭ - 3 - Суглинок тяжелый пылеватый полутвёрдой консистенции непросадочный незасоленный ненабухающий	Кол.опред.	420	420	420	420	420	420	420	420	420	420	420	416	77	77		123
	Норм.знач	21.7	1.95	1.60	2.70	40.72	0.689	0.851	36.2	21.7	14.5	0.00	0.27	21	0.021		24.5
	Ср.кв.откл.	2.21	0.05			2.18			2.18	1.43				3.18	0.004		5.74
	Коэф.вар.	0.10	0.03			0.05			0.06	0.07				0.15	0.19		0.24
	min	10.3	1.80	1.42	2.69	30.91	0.447	0.619	30.0	18.0	12.0	-0.64	-0.18	12	0.010		13.0
	max	28.2	2.06	1.86	2.71	47.34	0.899	1.080	40.5	25.3	17.0	0.25	0.76	39	0.037		37.1
	alfa=0,85	21.6	1.95											21	0.021		23.9
	alfa=0,95	21.5	1.95											20	0.020		23.6
ИГЭ - 5 - Глина легкая пылеватая твёрдой консистенции непросадочная незасоленный ненабухающая	Кол.опред.	236	236	236	236	236	236	236	236	236	236	236	236	61	61		82
	Норм.знач	21.9	1.95	1.60	2.72	41.08	0.699	0.851	41.8	23.3	18.6	-0.07	0.14	19	0.053		25.6
	Ср.кв.откл.	2.01	0.05			2.04			2.78	1.47				2.90	0.009		5.15
	Коэф.вар.	0.09	0.03			0.05			0.07	0.06				0.15	0.17		0.20
	min	15.4	1.86	1.47	2.71	33.97	0.514	0.617	37.3	20.2	16.0	-0.39	-0.26	16	0.019		14.1
	max	28.2	2.09	1.79	2.74	46.06	0.854	0.994	55.7	30.1	25.6	0.21	0.49	39	0.070		34.2
	alfa=0,85	21.8	1.95											19	0.052		25.1
	alfa=0,95	21.7	1.94											18	0.051		24.7

Таблица 1. Нормативные и расчетные характеристики грунтов

ИГЭ-6 Песок мелкий средней плотности однородный малой степени водонасыщения	Кол.опред.	202			202												
	Норм.знач	6.9	1.76*	1.65*	2.64	37.5*	0.60*	0.30*						34.2**			30.8**
	Ср.кв.откл.	1.85															
	Коэф.вар.	0.27															
	min	1.8			2.64												
	max	12.2			2.64												
	alfa=0,85	6.8															
	alfa=0,95	6.7															
ИГЭ - 7 - Суглинок легкий пылеватый твёрдой консистенции непросадочный незасоленный ненабухающий	Кол.опред.	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	14	14		16
	Норм.знач	15.1	1.92	1.67	2.68	37.86	0.611	0.666	25.9	16.1	9.8	-0.11	0.71	24	0.028		21.5
	Ср.кв.откл.	2.40	0.07			1.90			2.42	1.22				0.91	0.004		2.17
	Коэф.вар.	0.16	0.04			0.05			0.09	0.08				0.04	0.14		0.10
	min	11.6	1.82	1.56	2.67	33.42	0.502	0.504	20.6	13.3	7.3	-0.42	0.02	22	0.021		17.5
	max	20.1	2.04	1.79	2.69	41.75	0.717	0.859	29.2	18.4	11.8	0.22	1.49	26	0.032		25.3
	alfa=0,85	14.7	1.91											24	0.027		20.9
	alfa=0,95	14.5	1.90											24	0.026		20.4
ИГЭ-3а Суглинок легкий пылеватый полутвердой консистенции непросадочный незасоленный ненабухающий	Кол.опред.	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	8	8		6
	Норм.знач	18.2	2.02	1.71	2.68	36.40	0.574	0.848	28.4	17.9	10.5	0.02	0.33	23	0.019		24.3
	Ср.кв.откл.	2.52	0.04			2.29			1.39	0.78				0.74	0.210		6.23
	Коэф.вар.	0.14	0.02			0.06			0.05	0.04				0.03	11.13		0.26
	min	14.9	1.93	1.59	2.68	33.33	0.500	0.740	26.5	16.7	9.5	-0.26	0.03	22	0.017		17.3
	max	23.1	2.07	1.79	2.69	40.73	0.687	0.944	31.0	19.3	11.7	0.44	0.74	24	0.021		33.3
	alfa=0,85	17.6	2.01											23	0.018		21.3
	alfa=0,95	17.2	2.00											23	0.017		19.2

Подтопление

Из экзогенных инженерно-геологических процессов в пределах исследуемой территории отмечаются возможное развитие следующих процессов:

Согласно СП 11-105-97 ч. II прил. И участки установки ВЭУ 1-3,16-18 при проектируемых глубинах заложения фундаментов имеют следующие критерии: по наличию процесса подтопления – I (подтопленные), по условиям развития процесса – I-А (подтопленные в естественных условиях), по времени развития процесса – I-А-1 (постоянно подтопленные).

Согласно СП 11-105-97 ч. II прил. И участки установки ВЭУ 4, 19 при проектируемых глубинах заложения фундаментов имеют следующие критерии: по наличию процесса подтопления – III (неподтопляемые), по условиям развития процесса – III-А (неподтопляемые в силу геологических, гидрогеологических, топографических и других естественных причин), по времени развития процесса – III-А-1 (подтопление отсутствует и не прогнозируется в будущем).

Плоскостной смыв возможен в пределах всего участка изысканий и прилегающих территориях. Основными факторами активизации указанного процесса является снятие дерна в результате хозяйственной деятельности человека.

Фоновая сейсмическая интенсивность по картам ОСР 2016г (СП 14.13330.2018) в соответствии с картой А – менее 6 баллов, Б - менее 6 баллов, С – 7 баллов по шкале MSK-64. При естественной влажности грунты ИГЭ –1-3,3а,5,6,7 относятся ко II категории грунтов по сейсмическим свойствам.

Сейсмичность

Сейсмическая интенсивность в баллах шкалы MSK-64 принимается по СП 14.13330.2014 «Строительство в сейсмических районах» на основе комплекта карт общего сейсмического районирования территории ОСР-2016.

Фоновая сейсмическая интенсивность по картам ОСР 2016г (СП 14.13330.2018) в соответствии с картой А – менее 6 баллов, Б - менее 6 баллов,

С – 7 баллов по шкале MSK-64. При естественной влажности грунты ИГЭ –1-3,3а,5,6,7 относятся ко II категории грунтов по сейсмическим свойствам.

Специфические грунты.

На площадке строительства к специфическим грунтам отнесены просадочные грунты ИГЭ-1.

Просадочные грунты представлены суглинком тяжелым желто-бурым, макропористым, пылеватым от твердой до полутвердой консистенции с редкими включениями карбонатов и корнями растений,.

Вскрыты в местах в местах установки ВЭУ 3, 5-10, 12-16, 19, 20, являются основанием для линейных сооружений (автомобильные дороги, кабельные линии и ВОЛС).

Интервал распространения составляет от 0,30-0,70м до 1,30-20,60м. Мощность просадочной толщи составляет от 0,70м до 20,10м.

Просадочные грунты представлены:

ИГЭ - 1 – суглиноком тяжелым пылеватым твердой консистенции просадочным, незасоленным, ненабухающим; ρ = 1,80 г/см3, Еприд. = 23,5МПа, Евод.=13,0МПа, φ = 24 0, С = 13кПа.

Грунтовые воды

При бурении скважин на участке изысканий грунтовые воды были вскрыты на участках установки ВЭУ 1-3, 5-12 установились на глубине 2,00-7,90м (абс.отм. 125,31-142,72м). Распространение грунтовых вод в пределах площадки изысканий отражено в таблице 2.

Таблица 2 – Распространение грунтовых вод в пределах площадок ВЭУ

№ ВЭУ	№ скважин	УГВ	абс.отметки
1	2,2д1,2д2	5.50-6.00	136.26-137.12
2	3,3д1.3д2	4.80-6.10	127.03-128.37
3	4,4д1,4д2	3.10-5.20	137.40-139.38
16	17,17д1,17д2	6.50-6.60	137.68-137.94
17	19.19д1,19д2	3.00-4.20	131.65-132.97
18	12,12д1,12д2	4.50-4.60	125.83-126.09

Грунтовые воды ненапорные. Водовмещающими породами являются грунты ИГЭ 3,5,6а. Региональный водоупор не вскрыт.

Сезонное колебание уровня подземных вод по региональным данным составляет 1,00-1,50 м. Общего подъема уровня грунтовых вод не ожидается.

Грунтовые воды не содержат агрессивной углекислоты. Неагрессивны по содержанию едких щелочей (Na++K+ - 235 мг/л) и магнезиальных солей (Mg 669 мг/л), по водородному показателю (pH 6,8) и бикарбонатной щелочи (HCO3- 1,23мг-экв/л). По содержанию хлоридов (CL- 1584мг/л) к арматуре железобетонных конструкций неагрессивны при постоянном погружении и среднеагрессивны периодическом смачивании. Грунтовые воды сильноагрессивны по содержанию сульфатов к маркам W4, W6, W8, неагрессивны к марке W10-W14 и W16-W20 бетонов на портландцементе по ГОСТ 10178, ГОСТ 31108. Слабоагрессивны по содержанию сульфатов к маркам W4, неагрессивны к марке W6, W8, W10-W14, W16-W20 бетонов на портландцементе по ГОСТ 10178, ГОСТ 31108 с содержанием в клинкере C^3S не более 65%, C^3A - не более 7%, C^3A+C^4AF - не более 22% и шлакопортландцементу. К остальным цементам и маркам неагрессивны.

2.3. Материалы

Таблица 3 - Материалы фундамента

Обозначение характеристики	Значение	Примечание
Бетон В35		
E_b	34500 МПа	модуль упругости
R_b	19,5 МПа	сжатие осевое (призменная прочность)
R_{bt}	1,30 МПа	растяжение осевое (расчетное)
R_{bn}	25,5 МПа	сжатие осевое (призменная прочность)
$R_{bt,ser}$	1,95 МПа	растяжение осевое (нормативное)
Бетон В40		
E_b	36000 МПа	модуль упругости
R_b	22,0 МПа	сжатие осевое (призменная прочность)
R_{bt}	1,4 МПа	растяжение осевое (расчетное)
R_{bn}	29,0 МПа	сжатие осевое (призменная прочность)
$R_{bt,ser}$	2,1 МПа	растяжение осевое (нормативное)
Арматура класса А240		
E_r	200000 МПа	модуль упругости
Rs,n	240 МПа	нормативное значение сопротивления
Rs	210 МПа	расчетное значение сопротивления
Rs,x	170 МПа	расчетное значение сопротивления хомутов и отогнутых стержней
Арматура класса А500С		
E_r	200000 МПа	модуль упругости
Rs,n	500 МПа	нормативное значение сопротивления
Rs	435 МПа	расчетное значение сопротивления
Rs,x	300 МПа	расчетное значение сопротивления хомутов и отогнутых стержней

3. Нагрузки

3.1 Постоянные

1. Собственный вес ВЭУ – учитывается в нагрузках, выданных поставщиком ВЭУ (см. Приложение 1).

2. Собственный вес грунта на уступах фундамента.

$$q_{\text{гр}} = \gamma_{\text{гр}} \cdot h$$

$\gamma_{\text{гр}} = 1{,}6 \cdot \frac{\text{т}}{\text{м}^3}$ – удельный вес грунта

h – высота грунта засыпки.

3.2 Эксплуатация ВЭУ

Нормативные нагрузки в уровне обреза фундамента приняты согласно исходных данных выданных поставщиком оборудования Vestas (Приложение 1).

Расчетные значения нагрузок получены:

$$F_d = \gamma_f \cdot F_k$$

Где:

F_d - расчетное значение нагрузки;

γ_f - коэффициент безопасности принимается согласно Приложения 1;

F_k - нормативное значение нагрузки.

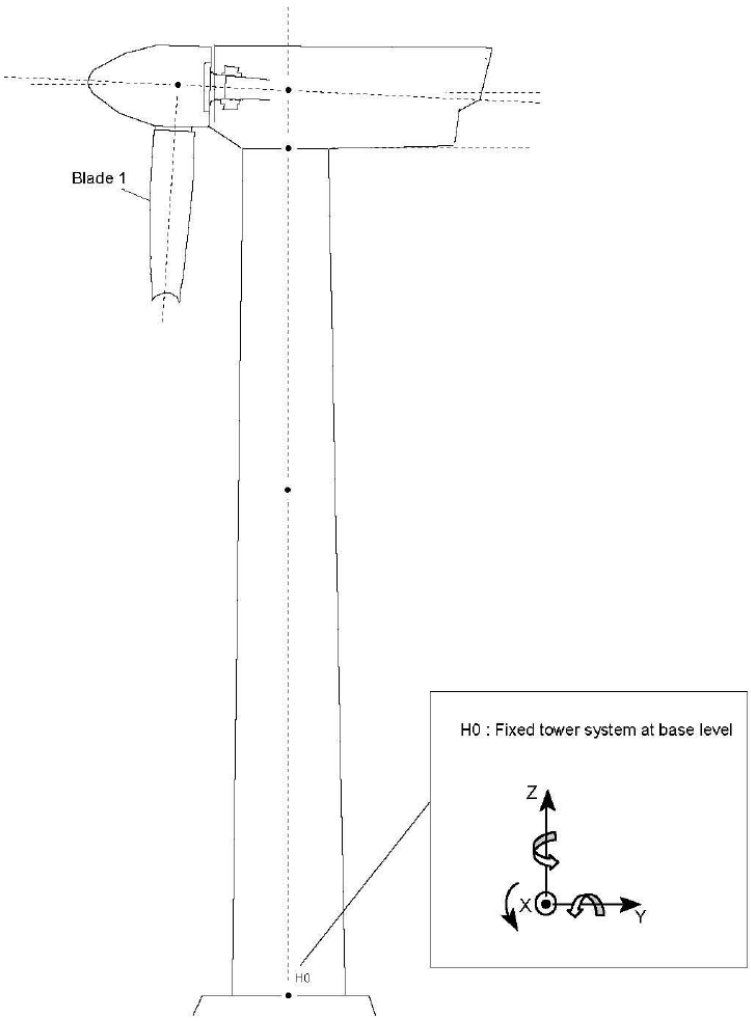


Рисунок 1 – Система координат

3.3 Для расчета на выносливость

Нагрузки приняты согласно Приложения 1 «Нагрузки на фундамент».

3.4. Коэффициенты надежности

I. Коэффициент надежности к собственному весу грунта:

- при учете нагрузки, как неблагоприятная – 1,15,

- при учете нагрузки, как благоприятная – 0,9.

II. Коэффициенты к нагрузкам приняты согласно ГОСТ Р 54418.1-2012 (МЭК 61400-1:2005), СП 20.13330.2016 и Приложения 1 «Нагрузки на фундамент».

γ_f – коэффициент надежности

III. γ_m - коэффициент безопасности для материала – учитывается действующими нормами РФ.

IV. γ_n - коэффициент безопасности учитывающий последствия отказа.

Согласно п. 7.6.1.2 ГОСТ Р 54418.1-2012 фундамент относится к элементам 2-го класса (не предохраняемый элемент конструкции, отказ которого может привести к отказу основных частей ВЭУ). Парциальный коэффициент безопасности учитывающий последствия равен:

- для расчета по прочности и трещиностойкости 1,0;
- для расчета на усталостное разрушение 1,15.

3.5. Сочетания нагрузок

Расчетные сочетания усилий и перемещений от всех видов нагрузок выполняются в программном комплексе SCAD Office см. рисунок 2, 3.

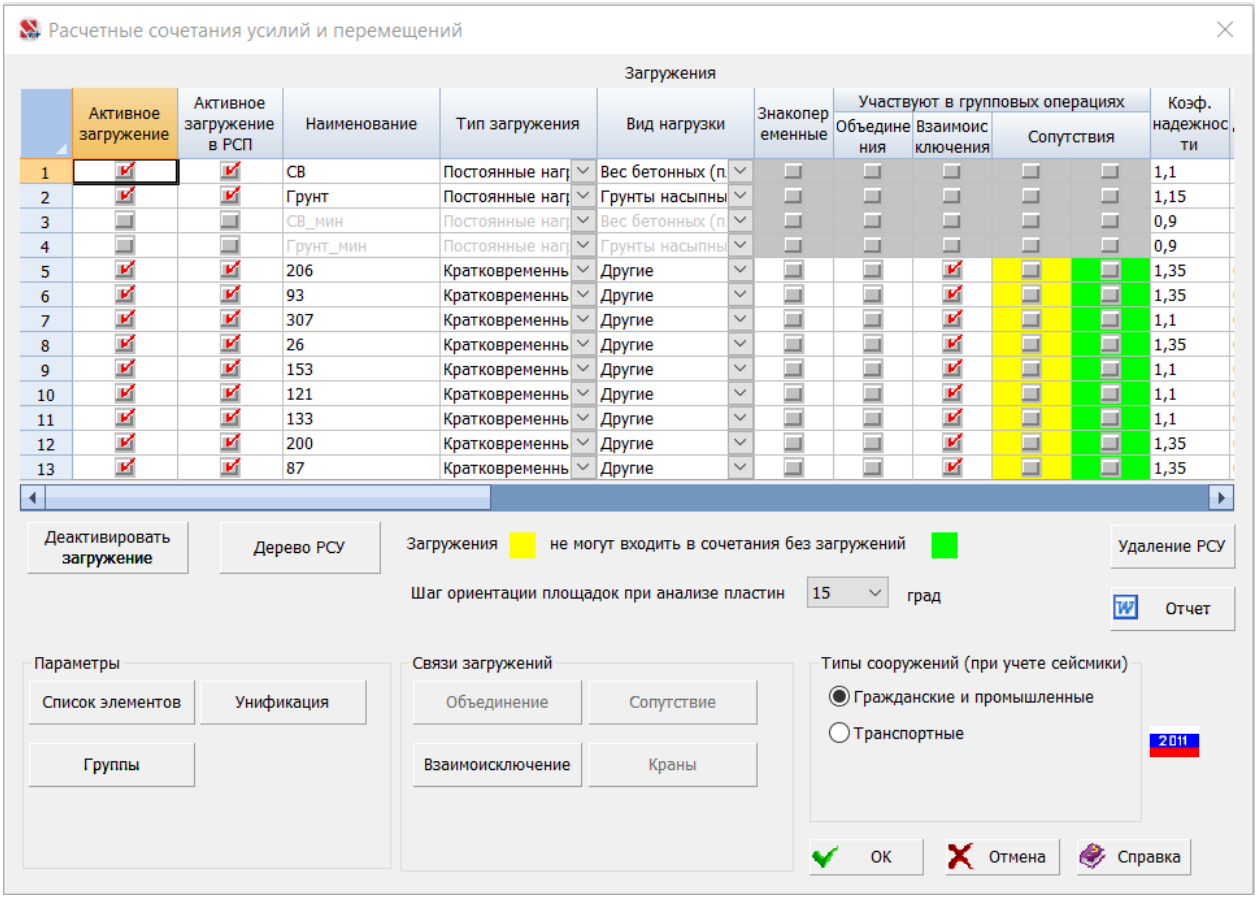
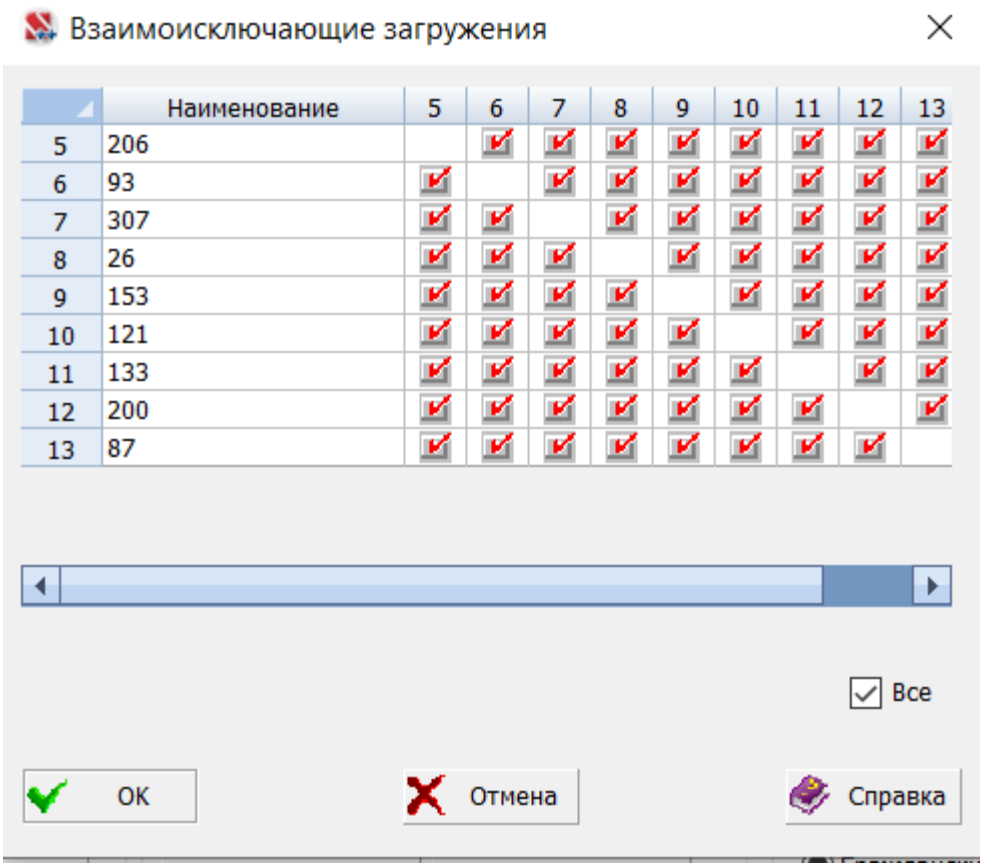


Рисунок 2 - Расчетные сочетания усилий и перемещений



	Наименование	5	6	7	8	9	10	11	12	13
5	206		✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
6	93	✓		✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
7	307	✓	✓		✓	✓	✓	✓	✓	✓
8	26	✓	✓	✓		✓	✓	✓	✓	✓
9	153	✓	✓	✓	✓		✓	✓	✓	✓
10	121	✓	✓	✓	✓	✓		✓	✓	✓
11	133	✓	✓	✓	✓	✓	✓		✓	✓
12	200	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓		✓
13	87	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	

Рисунок 3 - Взаимоисключающие загружения

4. Расчет конструкций

В представленном отчете выполнен расчет свайного основания и ростверка ВЭУ №1-4 16-19.

Конструкция фундамента разработана для опирания на него ветровой установки. Сопряжение башни ВЭУ и фундамента выполнено с помощью анкерного устройства заводской готовности.

Фундамент установки имеет свайное основание. Сваи – буронабивные. Ростверк ВЭУ состоит из плитной части и пьедестала.

Плитная часть в плане круглой формы, по высоте переменного диаметра от 18000 мм в основании до 5700 мм в вершине. В поперечном сечении высота плитной части изменяется от 1500 мм (у края) до 3955 (в центре).

Пьедестал ростверка в плане круглой формы, диаметром 5700 мм. Высота составляет 3955 мм.

В связи с высокой агрессивностью грунтов и возможным появлением грунтовых вод в зоне ростверков, для них принят бетон B40 F150 W10 по ГОСТ 22266-2013.

Армирование фундаментов предусмотрено отдельными стержнями класса А500С и А240. Диаметры арматуры приняты в соответствии с расчетами. Схема армирования принята радиально - диаметральная.

Верхний обрез фундамента в соответствии с заданием на 300мм поднят над отметкой планировки.

Центры свай фундамента ВЭУ расположены по окружности диаметром 16000. Сваи имеют диаметр 1200 мм, полная длина свай принята в зависимости от геологических условий площадок от 18 м до 25 м.

Бетон свай принят бетон B35 F150 W10 по ГОСТ 22266-2015. Арматура свай – А500С, А240.

В соответствии с геологическими изысканиями, в качестве несущего грунта основания принят грунт ИГЭ-5 (глина легкая пылеватая твёрдая) для ВЭУ 1-4, 17, 18;

грунт ИГЭ-3 (Суглинок тяжелый от твердого до полутвердого) для ВЭУ 16, 19.

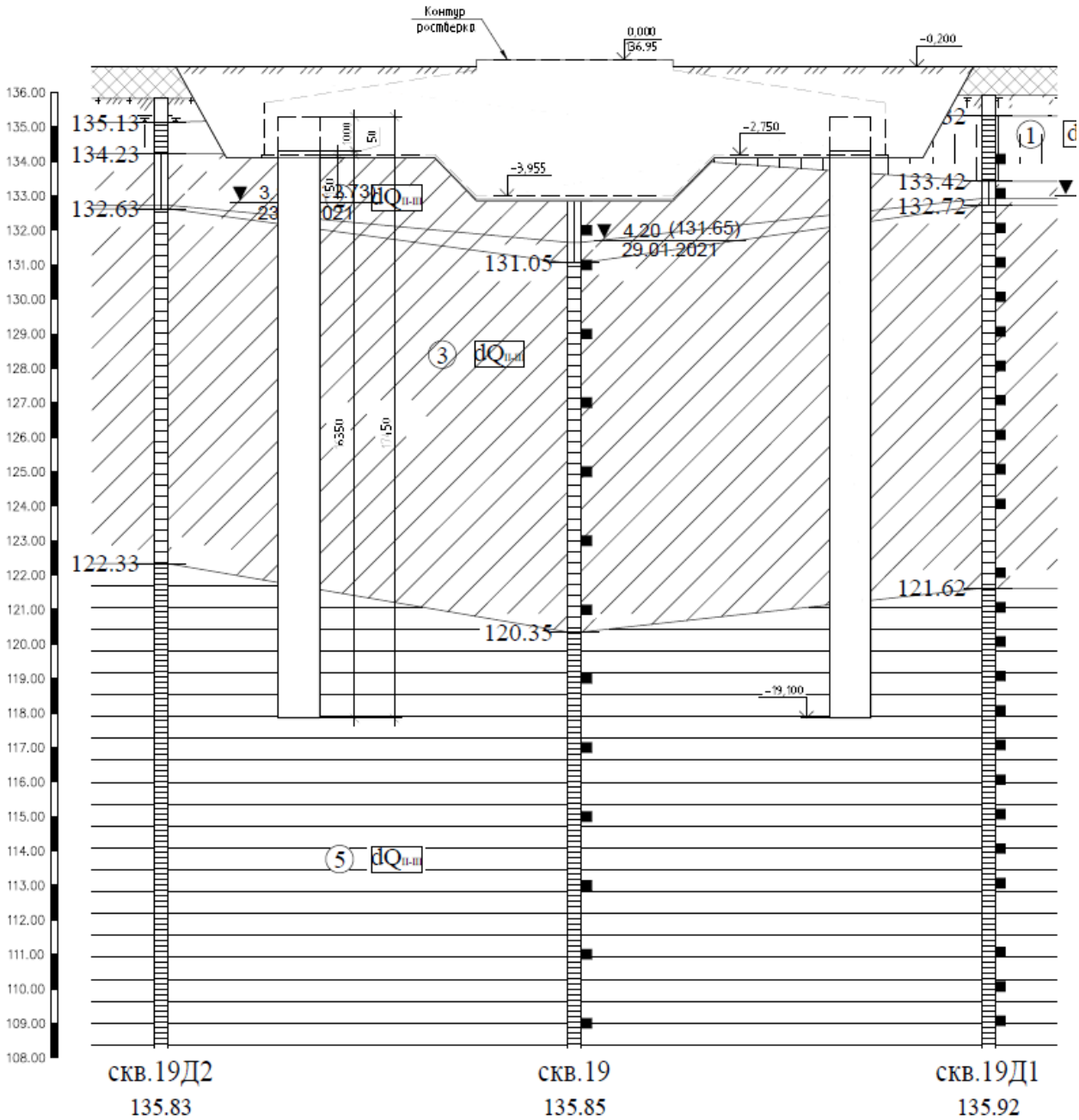


Рисунок 4 – Инженерно-геологический разрез ВЭУ 18

4.1. Описание расчетной схемы

4.1.1. Конечно-элементная модель

Башня ВЭУ жестко крепится на монолитный свайный фундамент с помощью анкерной корзины установленной в тело ростверка и надежно в нем закрепленной. Конструктивная схема сооружения – свободный вверху жесткий стержень защемленный в фундаменте, с неуравновешенной массой ветроустановки в верхнем сечении. Пространственная неизменяемость и

поперечная жесткость ВЭУ обеспечена собственными техническими параметрами и надежностью закрепления фундамента в грунте. Установка совместно с анкерной корзиной сертифицирована, чем подтверждена ее техническая прочность и надежность. Для разработки фундаментов сопроводительная документация на установку содержит нагрузки, передаваемые на фундамент в различных сочетаниях, на основании которых запроектированы фундаменты.

Пространственная расчетная схема представляет собой пластинчато-стержневую модель фундамента. Сваи замоделированы элементами 5 типа пространственный стержень, ростверк элементами 44 типа 3-х угольными и 4-х угольными КЭ оболочки. Расчетная схема фундамента с указанием назначенных жесткостей представлена на рисунке 5.

Нагрузки от установки прикладываются в точке, находящейся на 200 мм выше поверхности обреза фундамента (в соответствии с заданием поставщика установки) и передаются на жесткую вставку через твердое тело. С помощью применения жесткой вставки моделируется распределение нагрузки от ВЭУ на анкерную корзину, а затем на тело ростверка.

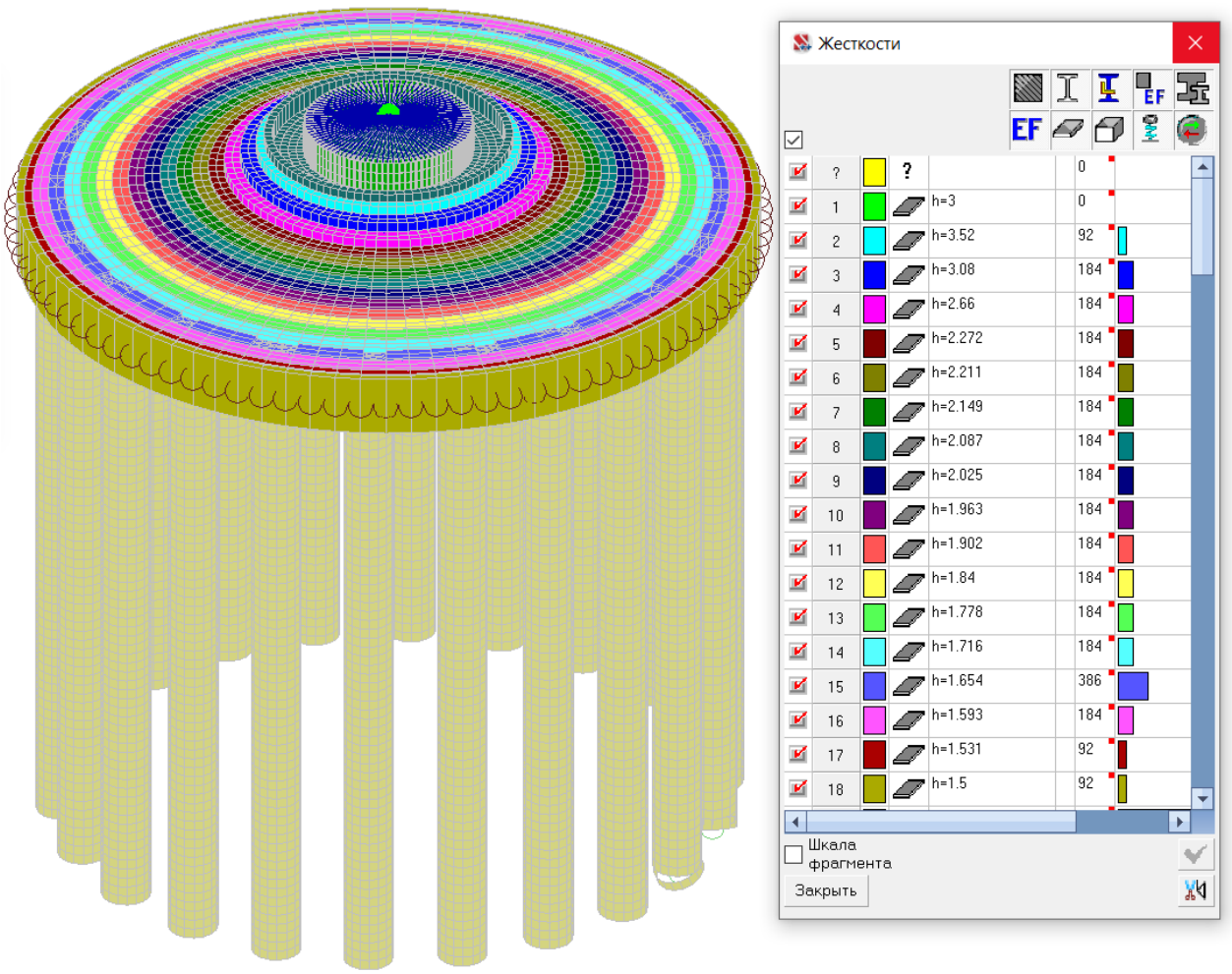


Рисунок 5 - Расчетная схема фундамента с назначенными жесткостями

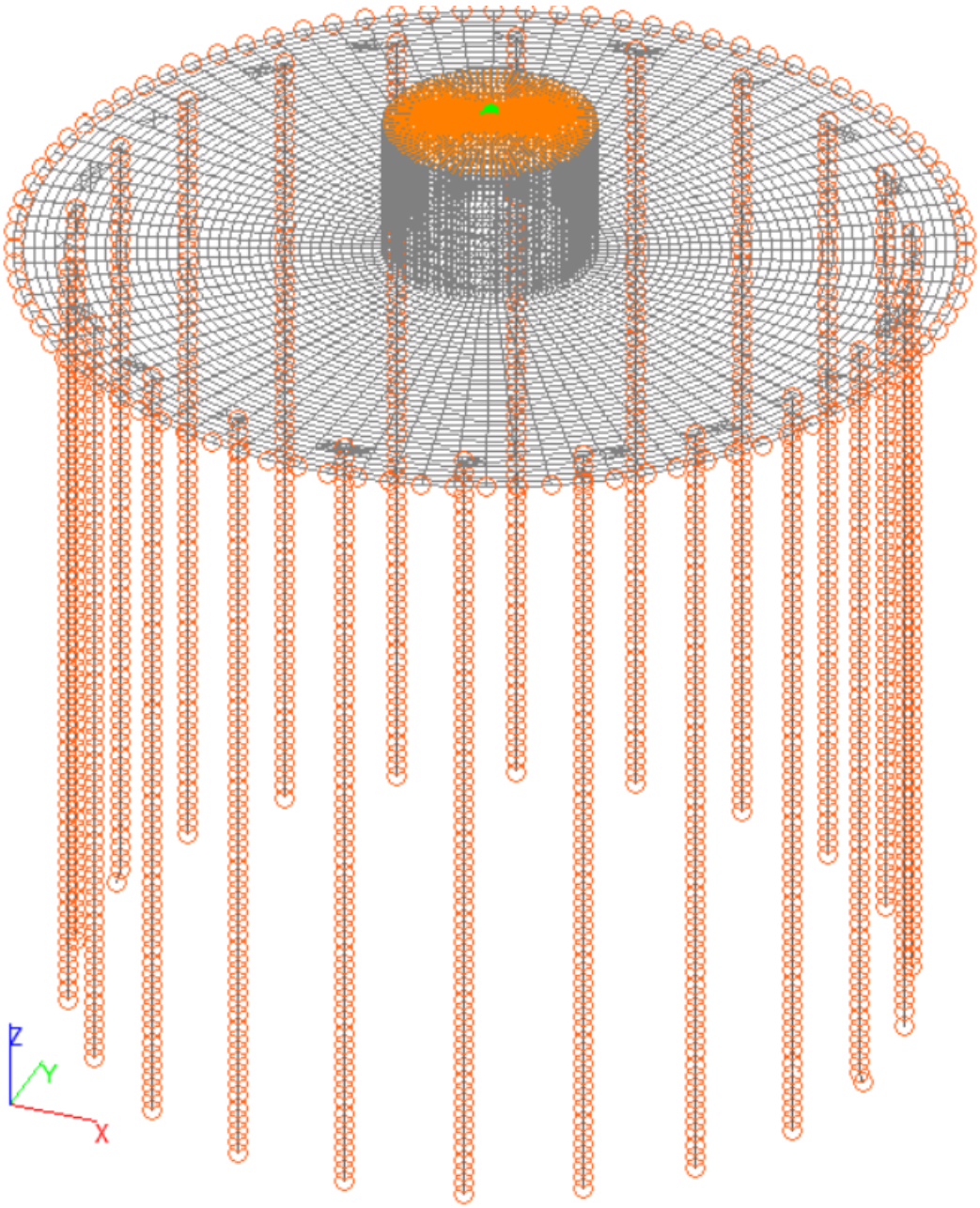
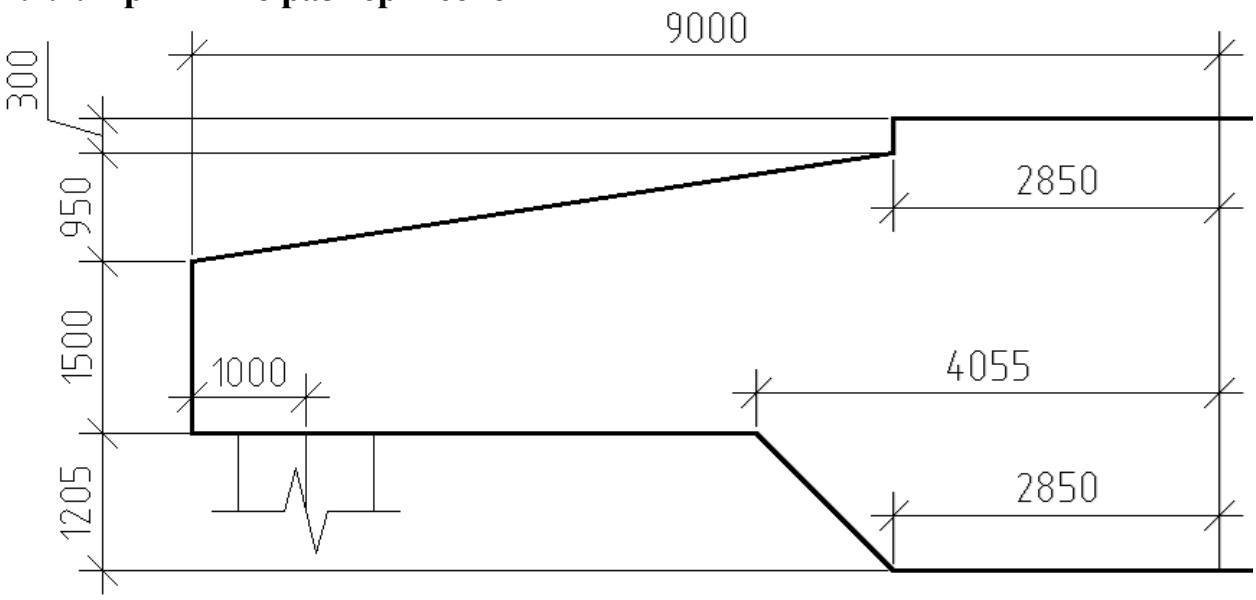


Рисунок 6 - Расчетная схема с использованием связей конечной жесткости

4.1.2. Принятые размеры сечений



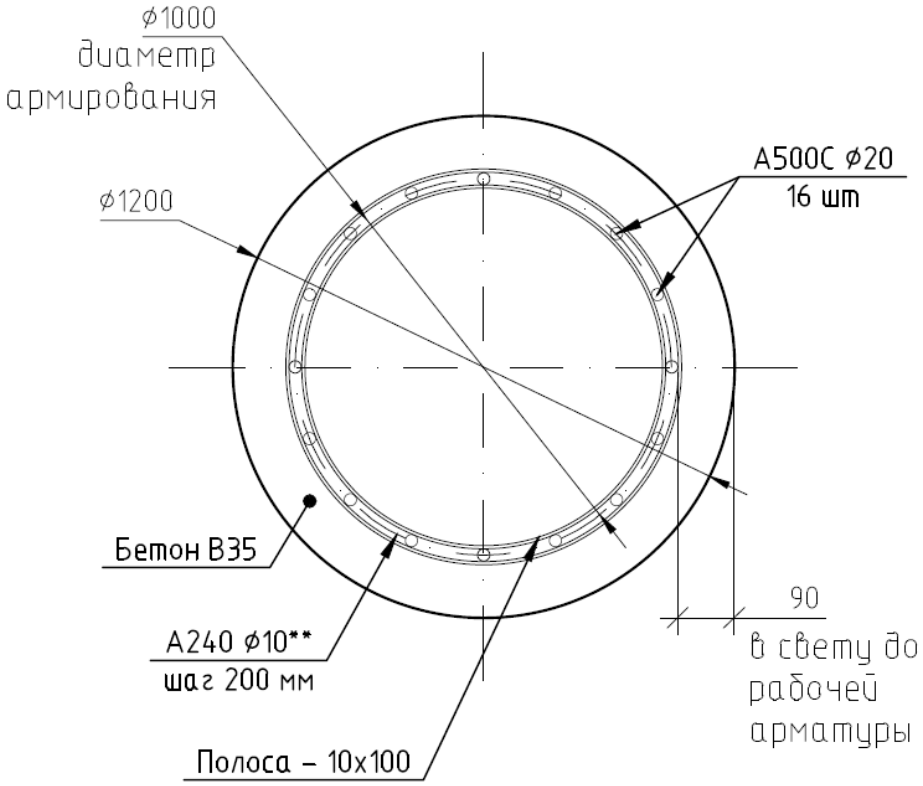


Рисунок 7 – Расчетные сечения жб ростверка и буронабивной сваи

4.2. Расчеты конструкций

4.2.1. Расчет фундамента на свайном основании

4.2.1.1. Расчет несущей способности сваи

Расчет представлен для фундамента ВЭУ №18. Результаты расчета по несущей способности свай ВЭУ 1-4, 16-19 сведены в таблицу.

Определение несущей способности сваи ВЭУ 18

$d = 1{,}2$ м - диаметр (сторона) сваи

$h = 19{,}1$ м - глубина заложения нижнего конца сваи

$l_{св} = 16{,}35$ м - длина сваи от подошвы ростверка

$A = 1{,}131$ м^2 - площадь поперечного сечения сваи

$u = 3{,}77$ м - периметр поперечного сечения сваи

$R =$ 2010 кПа - Расчетное сопротивление грунта под нижним концом буровой сваи (п 7.2.7 СП 24.13330.2011)

Описание слоёв грунта:

Общее количество слоёв грунта по геологической скважине, пройденные сваей, их толщины, м, а также показзатель текучести от подошвы ростверка:

$h_{сл0} =$

1	12,6
2	3,75

$IL =$

1	0
2	0

Коэффициент условий работы отдельных пройденых сваями слоёв грунта (по табл. 7.6 СП 24 13330.2011)

$\gamma_{cf} =$

1	0,7
1	0,6

Коэффициент условий работы грунтов основания по боковой поверхности сваи (п.6.6.1 табл. 6 СП 26.1330.2012)

Коэффициент условий работы грунтов основания по боковой поверхности сваи (п.6.6.1 табл. 6 СП 26.1330.2012)

$\gamma_{ср_f} =$

1	1
2	1

Определение несущей способности сваи по боковой поверхности

Описание слоев грунта в пределах длины сваи с учетом разбивки их толщин на величину не превышающую 2м

Толщины слоёв грунта в пределах длины сваи

$h_{сл}$ =

2
2
2
2
2
2
2
2
0,35

м

Расстояния от планировочной поверхности до центров тяжести слоев

$h_{цт_сл}$ =

2,65
4,65
6,65
8,65
10,65
12,65
14,65
16,65
17,825

м

Расстояния от планировочной поверхности до подошвы сваи

$h_{под}$ = 18,9 м

Показатель текучести слое

IL =

0
0

Коэффициент условий работы слоев грунта

γ_{cf} =

0,7
0,6

Коэффициент условий работы слоев грунта (п. 6.6.1 табл. 6 СП 26.13330.2012)

$\gamma_{ср_f}$ =

1
1

Расчетные сопротивления по боковой поверхности сваи (по табл. 7.3 СП 24.13330.2011)

f_i =

65
65
65
65

кПа

$\gamma_{c_сж}$ = 1 - коэффициент условий работы сваи: в случае опирания ее на глинистые грунты со степенью влажности Sr<0,85 и на лесовые грунты - γc=0,8; в остальнх случаях - γc=1,0 (п. 7.2.2 СП 24.13330.2011)

γ_{c_0} = 0,8 - коэффициент условий работы (табл. 2 СП 26.13330.2012)

$\gamma_{c_выд}$ = 0,8 - коэффициент условий работы сваи в грунте: для свай погружаемых в грунт на глубину менее 4м, γ_c = 0,6; на глубину 4м и более γ_c = 0,8 – для всех сооружений, кроме опор воздушных линий электропередачи, для которых коэффициенты принимают в соответствии с разделом 14 (п.7.2.5 СП 24.13330.2011)

$\gamma_{R.R}$ = 1 - коэффициент условий работы грунта под нижним концом сваи принимают 1 во всех случаях, за исключением свай с камуфлетными уширениями и буроинъекционных свай

γ_{c_g} = 1,4 - для любых сооружений при любом виде ростверка и висячих свай и сваях стойках, воспринимающих выдергивающую нагрузку, коэффициент принимают в зависимости от числа свай в фундаменте. Коэффициент равен 1,4 при количестве свай более 20.

$\gamma_{ср_R} = 1$ - коэффициенты условий работы грунтов основания под нижним концом сваи (п. 6.6.1 СП 26.13330.2012)

Предельное сопротивление сваи на сжимающую нагрузку (ф. 7.8 СП

$$F_{d_{сж}} = \gamma_{с_сж} * \gamma_{c_0} * \left[\gamma_{R.R} * \gamma_{cp_R} * R * A + u * \sum_i \left(\gamma_{cp_f_i} * \gamma_{плот_{f_i}} * \gamma_{cf_i} * f_i * h_{сл_i}\right)\right] = 402{,}8 \quad т$$

Предельное сопротивление сваи на выдергивающую нагрузку (ф. 7.11 и 7.14 СП 24.13330.2011)

$$F_{d_{выд}} = \gamma_{с_выд} * \gamma_{c_0} * u * \sum_i \left(\gamma_{cp_f_i} * \gamma_{плот_{f_i}} * \gamma_{cf_i} * f_i * h_{сл_i}\right) = 203{,}800 \quad т$$

Определение массы сваи:

$$G_{св_сж} = 1{,}1 * 2{,}5 \frac{т}{м^3} * A * l_{св} = 49{,}762 \quad т$$ - масса при сжатии

$$G_{св_рас} = 0{,}9 * 2{,}5 \frac{т}{м^3} * A * l_{св} = 40{,}714 \quad т$$ - масса при растяжении

Расчетная нагрузка на сваю при вдавливание

$$N_{сж} = \frac{F_{d_{сж}}}{\gamma_{c.g}} = 287{,}7 \quad т$$ - (ф. 7.2 СП 24.13330.2011)

Расчетная нагрузка на сваю, увеличенная на значение ее собственного веса (на выдергивание)

$$N_{выд} = \frac{F_{d_{выд}}}{\gamma_{c.g}} + G_{св_рас} = 145{,}6 \quad т$$ - (ф. 7.2 СП 24.13330.2011)

Для подтверждения несущей способности свай на сжимающую и выдергивающие нагрузки рекомендуется провести статические испытания свай.

Для определения усилий в головах свай для каждого фундамента в программном комплексе SCAD Office выполнена отдельная расчетная схема с заданием грунтовых условий соответствующих рассчитываемому фундаменту. В виду того, что конструкция сооружения идентична и происходит изменение только грунтовых условий, усилия в головах свай приведенные являются максимальными, так как он имеет наихудшие грунтовые условия для работы свай, как по несущей способности, так и по устойчивости основания окружающего сваю.

Определение усилий в головах свай выполнено в программном комплексе SCAD Office.

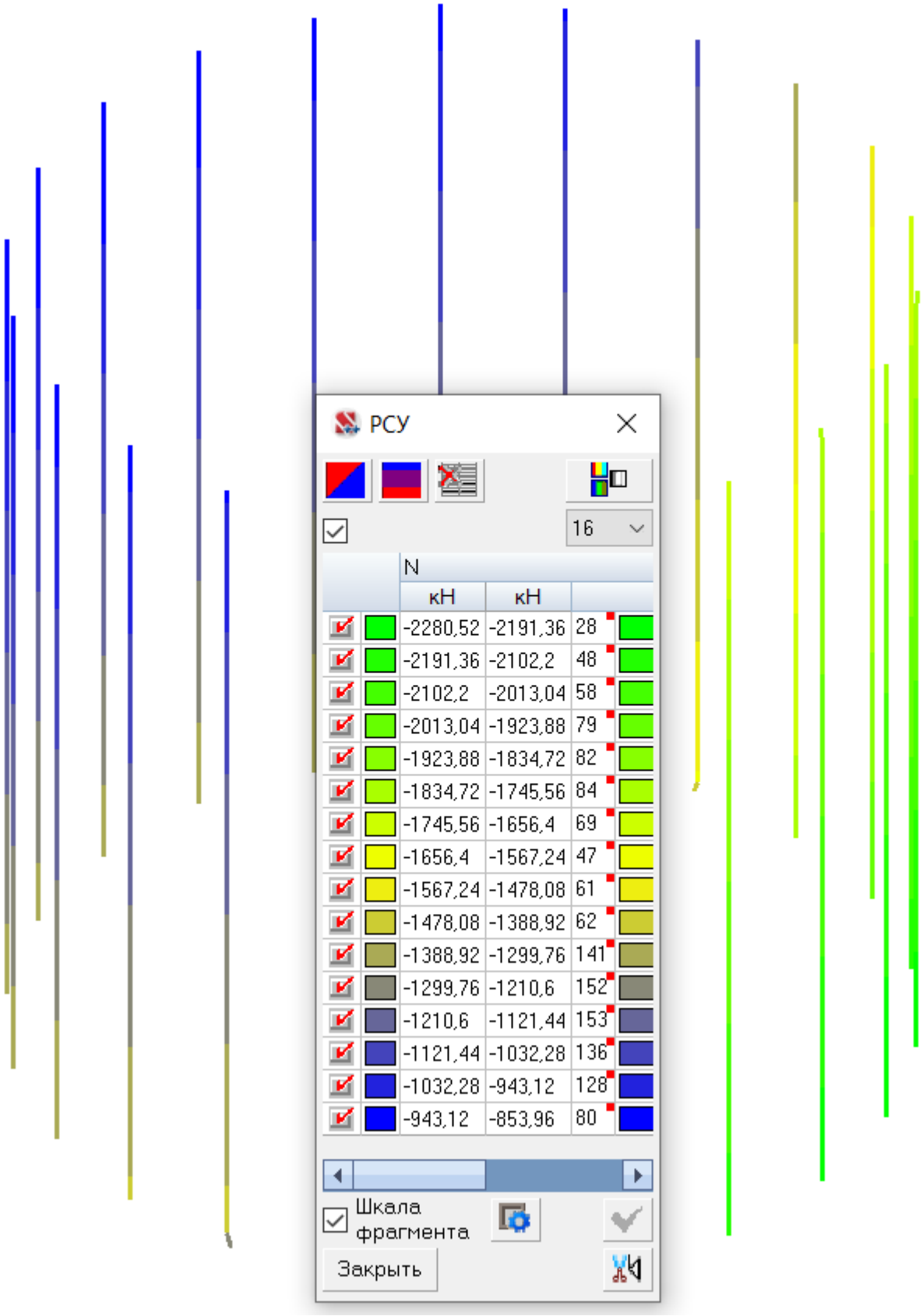


Рисунок 8. РСУ максимальных продольных усилий в головах свай

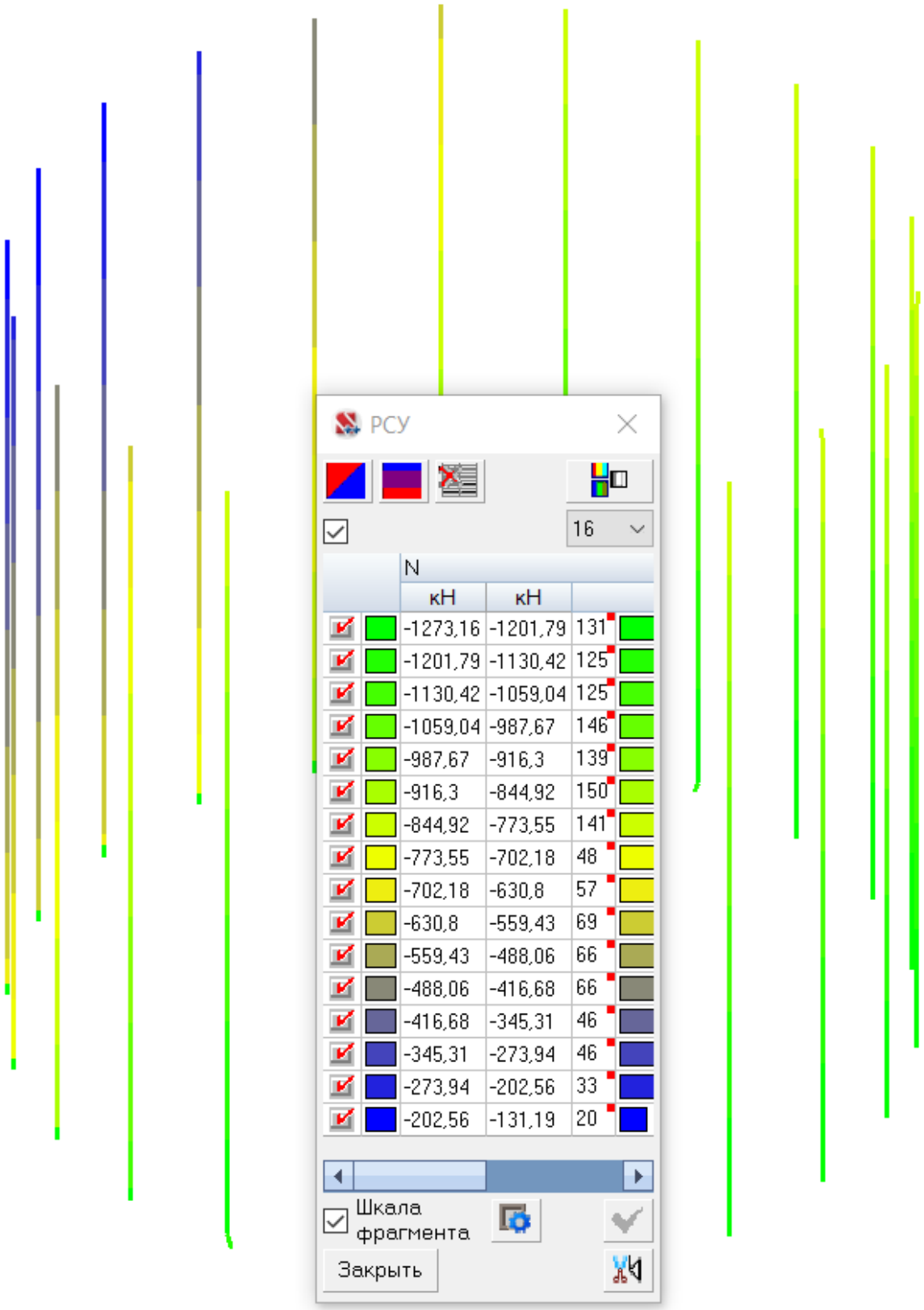


Рисунок 9. РСУ минимальных продольных усилий в головах свай

Максимальная вертикальная нагрузка на голову сваи составляет -228,0 т.

Минимальная вертикальная нагрузка на голову сваи составляет -13,1 т.

Таблица 5 - Сводная таблица несущей способности свай по грунту

ВЭУ	Отметка пяты сваи, м	Диаметр сваи, м	Несущая способность сваи по грунту		Расчетные усилия в сваях	
			$N_{сжат,}$	$N_{выд,Т}$	$N_{сжат,Т}$	$N_{выд,Т}$
1	20	1,2	262,2	113,7	-228,0	-13,1
2	18	1,2	248,1	112,4	-228,0	-13,1
3	20	1,2	265,6	117,1	-228,0	-13,1
4	18	1,2	254,9	119,2	-228,0	-13,1
16	18	1,2	249,7	114.0	-228,0	-13,1
17	20	1,2	289,2	149,7	-228,0	-13,1
18	19	1,2	287,7	145,6	-228,0	-13,1
19	25	1,2	344,2	169,7	-228,0	-13,1

Несущая способность свай посчитана без учёта их веса, т.к. вес свай учтён в действующих расчетных усилиях.

4.2.1.2. Расчет сваи на совместное действие вертикальной, горизонтальной сил и момента

Для данного вида расчета выбрана сваи фундамента, имеющие максимальную результирующую поперечную силу и момент.

Усилие	Значение,т
N	-228
Mx	61,2
My	-27,7
Qy	56,4
Qx	30,9

Ввод расчетных данных для опредееления усилий в свае

Продольные усилия в сваях в уровне подошвы ростверка:

N_{cd}= -228 т

Поперечные усилия в свае в уровне подошвы ростверка

Q_x= 30,9 т Q_y= 56,4 т

Момент в свае в уровне подошвы ростверка:

M_x= 61,2 т M_y= -27,7 т

Определение нагрузок на сваю

Уровень ответственности = "Нормальный"
Тип фундамента = "Однорядный"

d= 1,2 м - диаметр

Глубина, до которой определяется коэффициент пропорциональности:

h_m = 3,5·d+1,5м= 5,7 м - (ф.Д.4, СП 50-102-2003)

$n_{гр}$ = 1 - количество слоев грунта на глубине h_m

Понижающий коэффициент (Приложения В, п.В.5 СП 24.13330.2011)

α_i = 0,57988

$K = 6000 \ \frac{кН}{м^4}$ - коэффициент пропорциональности по табл. В.1, СП 24.13330.2011

Класс бетона = В35

$E_b = 34500$ МПа - модуль упругости бетона, (табл.6.11, СП 63.13330.2012)

$I = \frac{\pi \cdot d^4}{64} = 10{,}174 \times 10^6 \ см^4$ - момент инерции поперечного сечения сваи

$b_p = \begin{cases} (d + 1м) & \text{if } d \geq 0{,}8 \text{ м} \\ (1{,}5d + 0{,}5м) & \text{if } d < 0{,}8 \text{ м} \end{cases}$ - условная ширина сваи, м, принимаемая равной: для свай-оболочек, а также свай-столбов и набивных и буровых свай с диаметром стволов от 0,8 м и более $b_p = (d + 1)$ м, а для остальных видов и размеров сечений свай $b_p = (1{,}5d + 0{,}5)$ м; п.Д.3, СП 50-102-2003

$b_p = 2{,}2$ м

$\alpha_\varepsilon = \sqrt[5]{\frac{K \cdot b_p}{E_b \cdot I}} = 0{,}3274 \ \frac{1}{м}$ - коэффициент деформации (ф.Д.8, СП 50-102-2003)

<u>Расчеты свай по предельным состояниям двух групп следует выполнять с использованием значений приведенной глубины погружения сваи в грунт</u>

$l = 14{,}35$м l и z - действительная глубина погружения сваи (ее нижнего конца) в грунт и действительная глубина расположения сечения сваи в грунте, соответственно отсчитываемые от поверхности грунта при высоком ростверке или от подошвы ростверка при низком ростверке, м;

$l' = l \cdot \alpha_\varepsilon = 4{,}69795$ приведенная глубина погружения сваи в грунт

$l_0 = 0$ м длина участка сваи, м, равная расстоянию от подошвы ростверка до поверхности грунта под ростверком;

Опирание сваи = опирание сваи на дисперсный грунт

$A_0 =$ 2,441
$B_0 =$ 1,621
$C_0 =$ 1,751

-безразмерные коэффициенты, принимаемые по табл.Д.2 СП 50-102-2003

$$\varepsilon_{HH} = \frac{1}{\alpha_\varepsilon{}^3 \cdot E_b \cdot I} \cdot A_0 = \quad 0{,}198 \ \text{x}\, 10^{-4} \cdot \frac{\text{м}}{\text{т}}$$

- горизонтальное перемещение сечения, от силы H0=1 (ф.Д.14, СП 50-102-2003)

$$\varepsilon_{MH} = \frac{1}{\alpha_\varepsilon{}^2 \cdot E_b \cdot I} \cdot B_0 = \quad 0{,}043 \ \text{x}\, 10^{-4} \cdot \frac{1}{\text{т}}$$

- угол поворота сечения, от силы H0=1 (рис.Д.2,а,ф,Д.15 СП 50-102-2003)

$$\varepsilon_{HM} = \varepsilon_{MH} = \quad 0{,}043 \text{x}\, 10^{-4} \cdot \frac{1}{\text{T}}$$

- горизонтальное перемещение сечения, от момента M0=1 (рис.Д.2.б СП 50-102-2003)

$$\varepsilon_{MM} = \frac{1}{\alpha_\varepsilon \cdot E_b \cdot I} \cdot C_0 = \quad 0{,}152 \ \text{x}\, 10^{-5} \cdot \frac{1}{\text{т} \cdot \text{м}}$$

- угол поворота сечения, от момента M0=1 (ф.Д16 СП 50-102-2003)

Поперечная сила в свае в уровне подошвы ростверка

$$Q_в = -\sqrt{(Qx)^2 + (Qy)^2} = \quad 64{,}3100 \ \text{т}$$

Расчетный момент заделки Mf, учитывающий при расчете свай, имеющий жесткую заделку в ростверк, обеспечивающий невозможность поворота головы сваи

$$M_f = -\sqrt{(Mx)^2 + (My)^2} = \quad 67{,}1769 \ \text{т} \cdot \text{м}$$

Определение усилий M,N,Q по длине свай

$$i = 1 \ldots \left(\frac{1}{0{,}1 \cdot \text{м}} + 1 \right)$$

$$z_i = \sum_{i=2}^{i} (\ 0{,}25 \ \text{м})$$

Шаг сечений сваи = 0,25 м

$$z'_i = z_i \cdot \alpha_\varepsilon = \quad 0{,}08185$$

- приведенная глубина расположения сечения сваи в грунте

$z^{i^T} =$

1	2	3	4	5	6	7	8
0,066	0,033	0,066	0,099	0,132	0,165	0,198	0,231

Начальные параметры поперечной силы и момента:

$H_0 = Q_в = 64{,}310$ т - расчетное значение поперечной сил в рассматриваемом сечении

$M_0 = Q_в \cdot l_0 + M_f = 67{,}177$ т · м - расчетное значение изгибающего момента в рассматриваемом сечении сваи (п.Д.5 П50-102-2003)

Начальные перемещения

$\psi_0 = H_0 \cdot \varepsilon_{MH} + M_0 \cdot \varepsilon_{MM} = 0{,}00038$ - угол повора сваи (ф.Д.13 СП 50-102-2003)

$u_0 = H_0 \cdot \varepsilon_{HH} + M_0 \cdot \varepsilon_{MH} = 0{,}00156$ м - горизонтальное перемещение сваи (ф.Д.12 СП 50-102-2003)

Определение расчетного значения горизонтального перемещения сваи в уровне верха сваи и угла её поворота

$$u_p = u_0 + \psi_0 \cdot l_0 + \frac{M_0 \cdot {l_0}^2}{4 \cdot E_b \cdot I} = 0{,}001564 \text{ м}$$

- расчетное значение горизонтального перемещения сваи (ф.Д.10 СП 50-102-2003)

$$\psi_p = \psi_0 + \frac{M_0 \cdot l_0}{6 \cdot E_b \cdot I} = 0{,}00038$$

- расчетное значение угла поворота сваи (ф.Д.11 СП 50-102-2003)

Изгибающий момент и поперечная сила по длине сваи:

безразмерные коэффициенты A,B,C,D, принимаемые по табл.Д.3 СП 50-102-2003

Расчетный изгибающий момент, действующий на глубине z в сечении сваи (ф. Д.21 СП 50-102-2003)

$$M_{z_i} = {\alpha_\varepsilon}^2 \cdot E_b \cdot I \cdot u_0 \cdot A_3 - \alpha_\varepsilon \cdot E_b \cdot I \cdot \psi_0 \cdot B_3 + M_0 \cdot c_3 + \frac{H_0}{\alpha_\varepsilon} \cdot D_3$$

Расчетная поперечная сила, действующая на глубине z в сечении сваи

$$Q_{z_i} = {\alpha_\varepsilon}^3 \cdot E_b \cdot I \cdot u_0 \cdot A_4 - {\alpha_\varepsilon}^2 \cdot E_b \cdot I \cdot \psi_0 \cdot B_4 + \alpha_\varepsilon \cdot M_0 \cdot c_4 + H_0 \cdot D_4$$

Расчетное давление на грунт по контакту с боковой поверхностью сваи, возникающего на глубине z (ф.Д.19 СП 50-102-2003)

$$\sigma_{z_i} = \frac{K}{\alpha_\varepsilon} \cdot \left(u_0 \cdot A_1 - \frac{\psi_0}{\alpha_\varepsilon} \cdot B_1 + \frac{M_0}{{\alpha_\varepsilon}^2 \cdot E_b \cdot I} \cdot C_1 + \frac{H_0}{{\alpha_\varepsilon}^3 \cdot E_b \cdot I} \cdot D_1 \right)$$

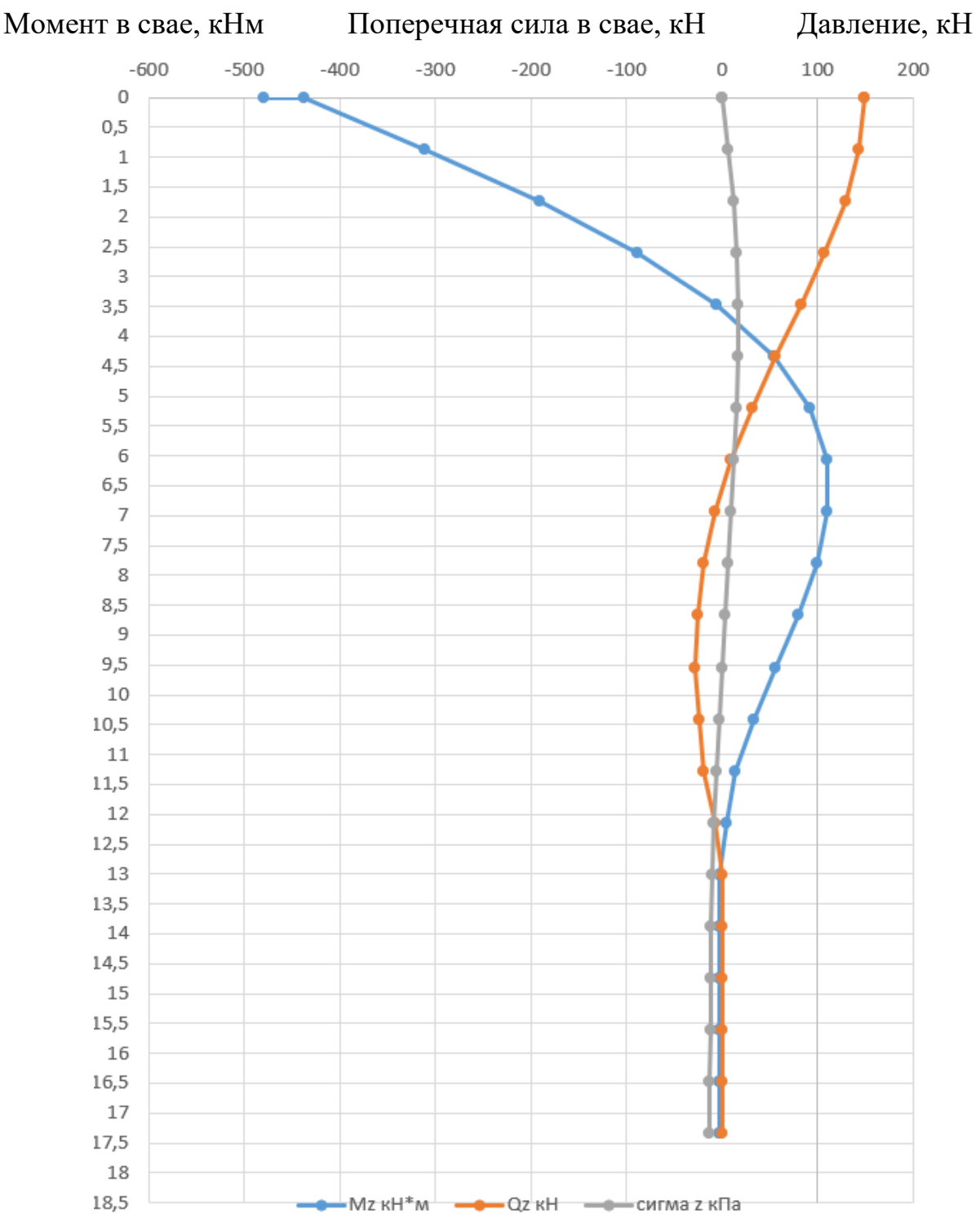


Таблица 6 - Усилия в голове сваи

4.2.1.3. Расчет основания, окружающего сваю

Для данного вида расчета выбрана свая фундамента, имеющая максимальную результирующую поперечную силу.

Расчет устойчивости основания, окружающего сваю, должен производиться по условию ограничения расчетного давления z, оказываемого на грунт боковыми поверхностями свай.

$\eta_1 = 1$ – коэффициент, равный единице, кроме случаев расчета фундаментов распорных сооружений (например, распорных пролетных строений), в которых следует принимать равным 0,7 (п. Д.6, СП 50-102-2003)

$M_t = 0$ – момент от временных расчетных нагрузок в уровне низе свай

$M_c = 1$ – момент от постоянных расчетных нагрузок в уровне низа свай

$n' = 4$ – коэффициент, принимаемый n' =2,5, за исключением случаев расчета:
а) особо ответственных сооружений, для которых $l' \leq 2{,}5$ n, принимают равным 4 и при $l' > 5$ =2,5 (при промежуточных значениях l' значение n, определяют интерполяцией)
б) фундаментов с однорядным расположением свай, работающих на внецентренно приложенную вертикальную сжимающую нагрузку, для которых следует принимать n' = 4 независимо от l'
(п.Д.6, СП 50-102-2003)

$$\eta_2 = \frac{M_c + M_t}{n' \cdot M_c + M_t} = 0{,}25$$

– коэффициент, учитывающий долю постоянной нагрузки в суммарной нагрузке (ф.Д.18, СП 50-102-2003)

$\xi = 0{,}3$ - коэффициент, принимаемый равным при забивных сваях и сваях-оболочках 0,6, а при всех остальных видах свай 0,3 (п.Д.6, СП 50-102-2003)

Расчетные характеристики грунта по 1-й группе пред. сост.

$\gamma_1 = 1{,}95 \cdot \frac{т}{м^3}$

$\varphi_1 = 21\ ^\circ$

$c_1 = 0{,}021 \cdot МПа$

Глубина от поверхности грунта или подошвы ростверка при низком ростверке, на которой определяется расчетное давление на грунт (п.Д.6, СП 50-102-2003)

$z_1 = 2{,}6 \cdot м$

$z_2 = 2{,}6 \cdot м$

Приведенная глубина, на которой определяется расчетное давление на грунт

$z'_1 = z_1 \cdot \alpha_z = 0{,}851196$

Предельное давление на грунт (ф.Д.17 СП 50-102-2003)

$$\sigma 1_z = \frac{4 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{\cos(\varphi_1)} \cdot (\gamma_1 \cdot z_1 \cdot \tan(\varphi_1) + \xi \cdot c_1) = 27{,}59474 \text{ кПа}$$

Расчетное давление на грунт (ф.Д.19 СП 50-102-2003)

$$\sigma 1_z = \mathrm{K} \cdot \frac{Z'_1}{\alpha_\epsilon} \cdot \left[u_0 \cdot A_{1_1} - \frac{\psi_0}{\alpha_\epsilon} \cdot B_{1-1} + \frac{M_0}{(\alpha_\epsilon{}^2 \cdot E_b \cdot I)} \cdot \mathrm{C}_{1-1} + \frac{\mathrm{H}_0}{(\alpha_\epsilon{}^3 \cdot E_b \cdot I)} \cdot D_{1-1}\right] = 10{,}51507 \text{ кПа}$$

Вывод: расчетное давление сваи на грунт не превышает предельного значения.

4.2.1.5. Расчет осадки свайного фундамента

Расчет осадки выполнен для условного фундамента, согласно требований СП 24.13330.2011 и СП 22.13330.2016 с использованием программного комплекса "СтройЭкспертиза» Программа расчета оснований и фундаментов.

Результаты расчета
Тип расчета:
Расчет осадки свайного куста

1. - Исходные данные:

Тип фундамента:
Круглый

Способ расчета:
Расчет осадки

Исходные данные для расчета:

Размеры куста в осях свай вдоль X (b)	16 м
Длина сваи (L)	16,35 м
Диаметр (сторона) сваи	1,2 м
Расстояние между сваями	2,2 м
Количество свай	22 шт.

От поверхности до низа свай (d)	19,1 м
Диаметр подошвы условного фундамента (b)	18,5 м
Уровень грунтовых вод (Hv)	- м

Характеристики грунтов по слоям

Номер слоя	Тип грунта	Толщина, м	Модуль E	Ед.измерения
Слой 1	Суглинки	не определено	25600	кПа

Имеется котлован
Глубина котлована (hk) 2,65 м

Нормативная нагрузка на фундамент:

Обозначение	Величина	Ед.измерений	Примечания
N	3746	кН	
My	85373	кН*м	
Mx	0	кН*м	
q	0	кПа	

2. - Выводы:

Осадка основания S= 39,1 мм

Крен фундамента в направлении оси X= 0,00256
Крен фундамента в направлении оси Y= 0
Нижняя граница сжимаемой толщи (считая от подошвы) (Hc) 5,8 м

Расчет осадки выполнен по схеме линейно-деформируемого полупространства. Emid= 25600 (кПа) (Средний модуль деформации рассчитан пропорционально площадям эпюры вертикальных напряжений в грунте).

Максимальное значение осадки фундамента составляет 39,1 мм.
Предельная осадка 200 мм (Приложение Д СП 22.13330.2016).
Вывод: максимальные значения осадки фундаментов ВЭУ не превышают предельного.
Максимальное значение крена фундамента составляет 0,00256.
Предельный крен равен 0,0030 согласно требований поставщика ВЭУ.
Максимальные значения крена фундаментов не превышают предельного.

4.2.2. Расчет сваи

4.2.2.1. По прочности и трещиностойкости

Расчет свай по прочности и трещиностойкости выполнен в расчетной модели, созданной в программном комплексе SCAD Office. Для выполнения расчета свай по прочности и трещиностойкости предварительно заданы все геометрические размеры (размер сечения сваи, защитный слой, шаг арматуры и т.п.) и прочностные характеристики (класс бетона, класс продольной и поперечной арматуры). Расчет свай по прочности и трещиностойкости

выполнен для всех свай на все возможные сочетания. Коэффициент использования сечения сваи по прочности и трещиностойкости см. рис 10.

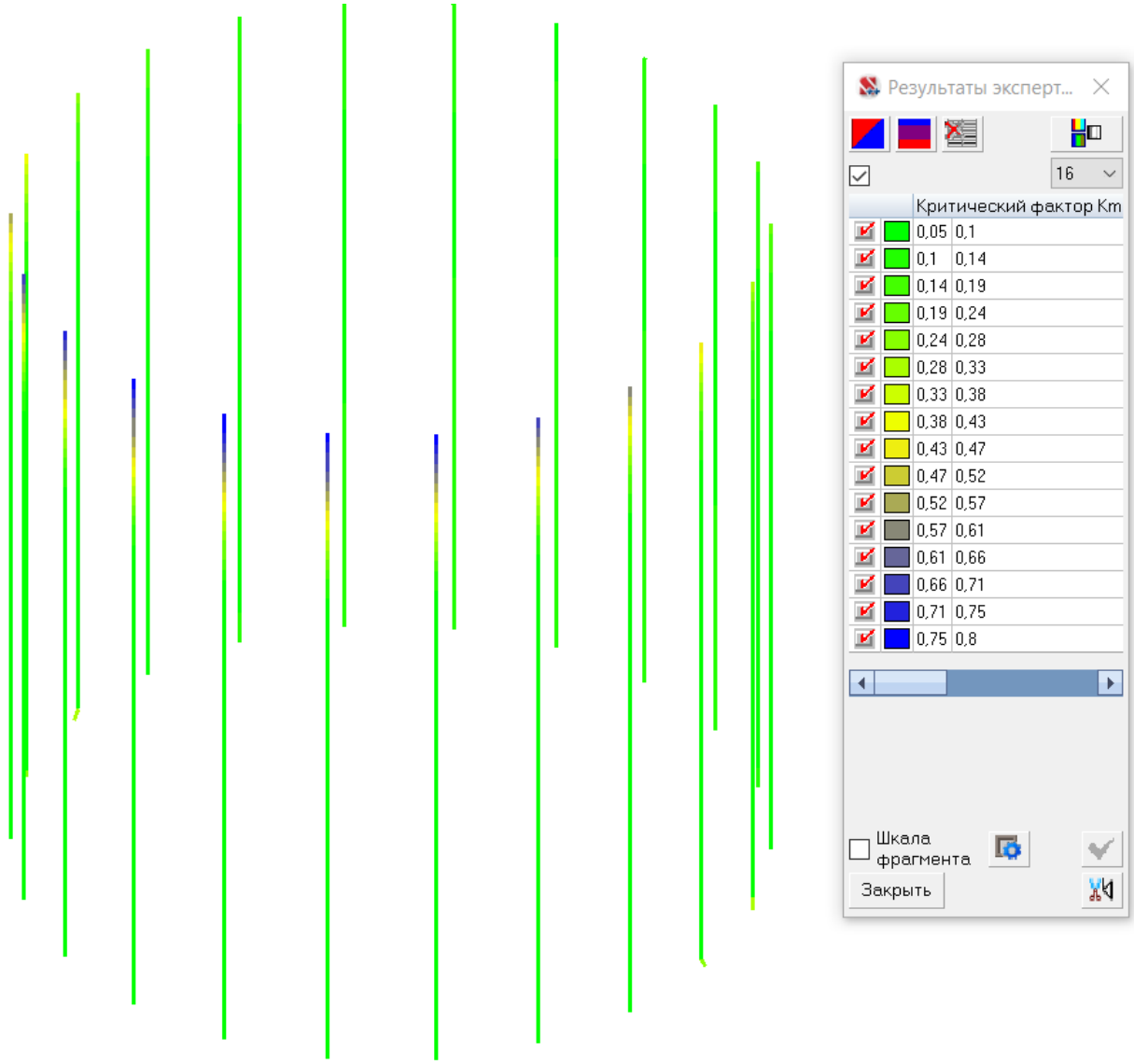
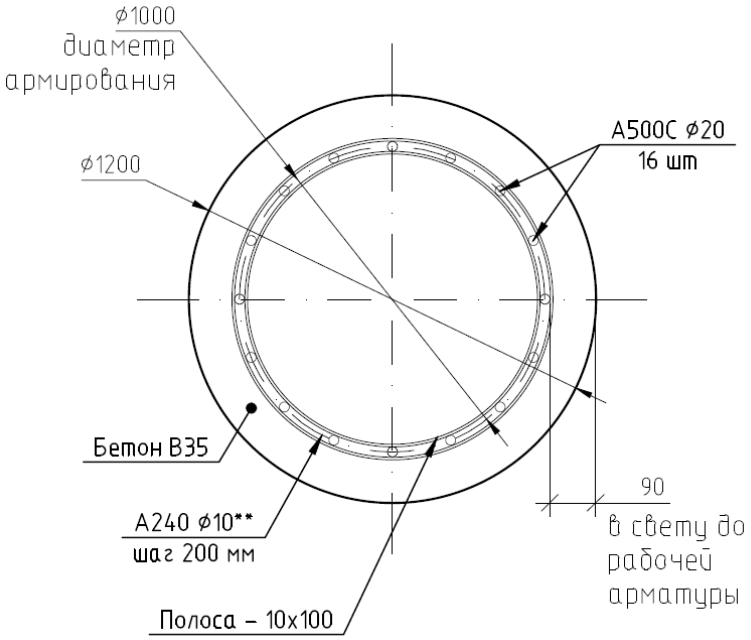


Рисунок 10. Коэффициенты использования сечения сваи D1200

Коэффициент использования 0,8 –Предельный момент сечения.

Согласно представленным расчетам принята свая (Бетон B35 F150 W10):



4.2.2.2. Расчет сваи по выносливости

Расчет выполнен согласно «Пособия по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов».

Таблица 7 - Усилия в сваях для расчета на выносливость.

Усилие	Значение	
	Выносливость	Выносливость
	max	min
N, т	-203,8	-51,3
Mx, т*м	27,9	-27,6
My, т*м	51,9	-15,7

В связи с сложным напряженно-деформированным состоянием сваи (сжатие с изгибом в двух плоскостях), расчет определения минимальных и максимальных напряжений в арматуре и бетоне выполнен с использованием деформационной модели (СП 63.13330.2018)

Минимальные (сжатие) напряжения в арматуре составляют -202 МПа.

Максимальные (растяжение) напряжения в арматуре составляют 138,7

МПа.

Коэффициент асимметрии цикла для арматуры: -0,68.

Минимальные напряжения в бетоне составляют -5,15 МПа.

Максимальные напряжения в бетоне составляют 6,1 МПа.

Коэффициент асимметрии цикла для бетона: -0,84

Условие прочности:

$\sigma_{s_max} < R_s \cdot \gamma_s \cdot \gamma_{s4}$

$\sigma_{b_max} < R_b \cdot \gamma_{b1}$

$\gamma_s = 0{,}36$ – коэффициент условий работы арматуры (таб. 36)

$\gamma_{s4} = 1$ – коэффициент при наличии сварных соединений (при контактной точечной сварке продольной и поперечной арматуры) (таб. 37)

$\gamma_{b1} = 1$ – коэффициент условий работы (таб.35)

$\sigma_{s_max} = 138{,}97$ $R_s \cdot \gamma_s \cdot \gamma_{s4} = 156{,}6$ МПа

$\sigma_{b_min} = 6{,}1$ $R_b \cdot \gamma_{b1} = 22$ МПа

$K_1 = \frac{\sigma_{s_max}}{R_s \cdot \gamma_s \cdot \gamma_{s4}} = 0{,}887$ – коэффициенты использования прочности арматуры по выносливости

$K_2 = \frac{\sigma_{b_min}}{R_b \cdot \gamma_{b1}} = 0{,}277$ – коэффициенты использования прочности бетона по выносливости

Вывод: напряжения в арматуре и бетоне сваи не превышают предельные.

4.2.3. Расчет ростверка

4.2.3.1. По прочности и трещиностойкости

Подбор армирования ростверка исходя из требований прочности и трещиностойкости, выполнен средствами программного комплекса SCAD Office. Расположение арматуры – радиальное и кольцевое.

Исходные данные:

Информация о группах армирования

Нормы проектирования: СП 63.13330.2018

Нормы по надежности: ГОСТ Р 54257-2010

Таблица 8 - Исходные данные

	Ростверк центр	**Ростверк**	**Свая**
Группа армирования пластин	+	+	-
Группа армирования стержней	-	-	+
Конструктивный элемент армирования стержней	-	-	-
Дополнительная группа			
Ребро плиты	-	-	-
Тип элемента	Оболочка	Оболочка	Сжато-изогнутый (растянутый)
Напряженное состояние	-	-	Косой изгиб
Расстояние до ц.т. арматуры, мм			
a1	1490	30	0,104
a2	410	178	0,104
a3	1490	40	-
a4	510	188	-
Максимальный процент армирования	10	10	10
Учитывать требования норм по минимальному проценту армирования	+	+	-
Статически неопределимая система	-	-	+
Коэффициент надежности по ответственности	1	1	1
Коэффициент надежности по ответственности (2-е предельное состояние)	-	-	-

	Ростверк центр	Ростверк	Свая
Дополнительные коэффициенты условий работы			
- нормальных сечений при сейсмике	0	0	0
- наклонных сечений при сейсмике	0	0	0
- бетона при особых (не сейсмических) воздействиях	1	1	1
- арматуры при особых (несейсмических) воздействиях	1,1	1,1	1,1
- коэффициент понижающий расчетное сопротивление	1	1	1
Коэффициенты расчетной длины			
- в плоскости $X_1 OZ_1$	-	-	-
- в плоскости $Y_1 OZ_1$	-	-	-
Расчетная длина, м			
- в плоскости $X_1 OZ_1$	-	-	3
- в плоскости $X_1 OY_1$	-	-	3
Случайный эксцентриситет, м			
- по Z_1	-	-	по нормам
- по Y_1	-	-	по нормам
Класс арматуры			
- продольной	A500	A500	A500
- поперечной	A500	A500	A240
Коэффициент условий работы арматуры			
- продольной	1	1	1
- поперечной	1	1	1
Максимально допустимый диаметр арматуры, мм			
- продольной	28	28	20
- поперечной	16	16	-
Учитывать заданное армирование			-
Учитывать минимальное армирование, d/s, мм/мм			
S_1	-	-	-
S_2	-	-	-
S_3	-	-	-
S_4	-	-	-
W_x	-	-	-
W_y	-	-	-

	Ростверк центр	**Ростверк**	**Свая**
Класс бетона	B40	B40	B35
Вид бетона	Тяжелый	Тяжелый	Тяжелый
Марка по средней плотности	-	-	-
Заполнитель легкого бетона	-	-	-
Условия твердения	Естественное	Естественное	Естественное
Коэффициент условий твердения	1	1	1
Коэффициенты условий работы бетона			
- учет нагрузок длительного действия γ_{b1}	0,9	0,9	0,9
- учет характера разрушения	1	1	1
- учет вертикального положения при бетонировании	1	1	0,85
- учет замораживания/оттаивания и отрицательных температур	1	1	1
Трещиностойкость	Ограниченная ширина раскрытия трещин	Ограниченная ширина раскрытия трещин	Ограниченная ширина раскрытия трещин
Режим влажности бетона	Естественная влажность	Естественная влажность	Естественная влажность
Допустимая ширина раскрытия трещин, мм			
- непродолжительное раскрытие	0,4	0,4	0,4
- продолжительное раскрытие	0,3	0,3	0,3
Учитывать сейсмические воздействия при расчете по второй группе предельных состояний			

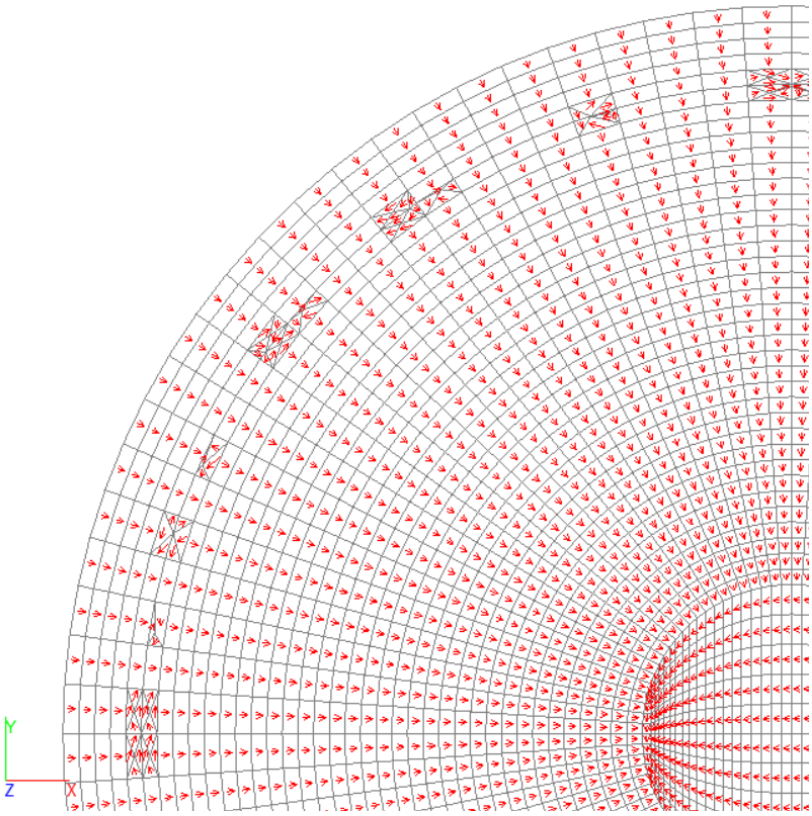
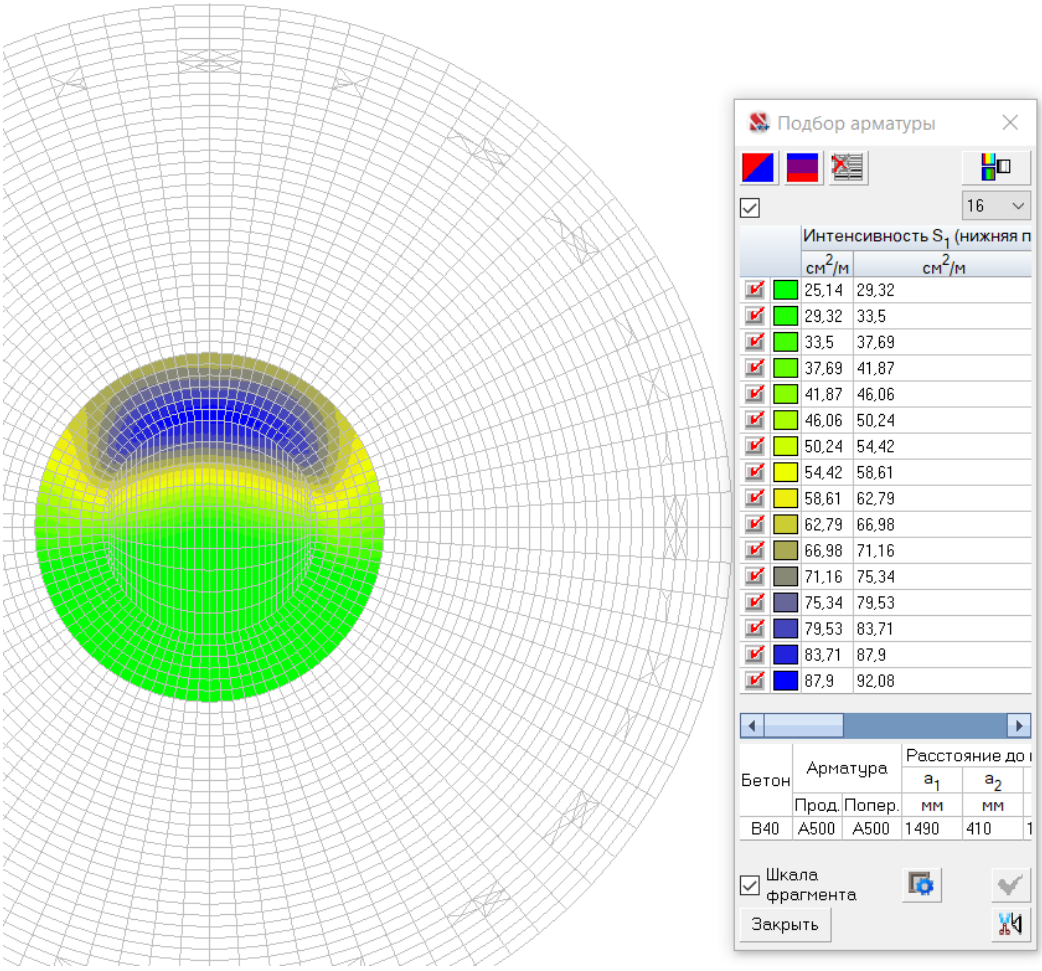


Рисунок 11. Схема направления выдачи усилий и направления армирования в ростверке (фрагмент ростверка)



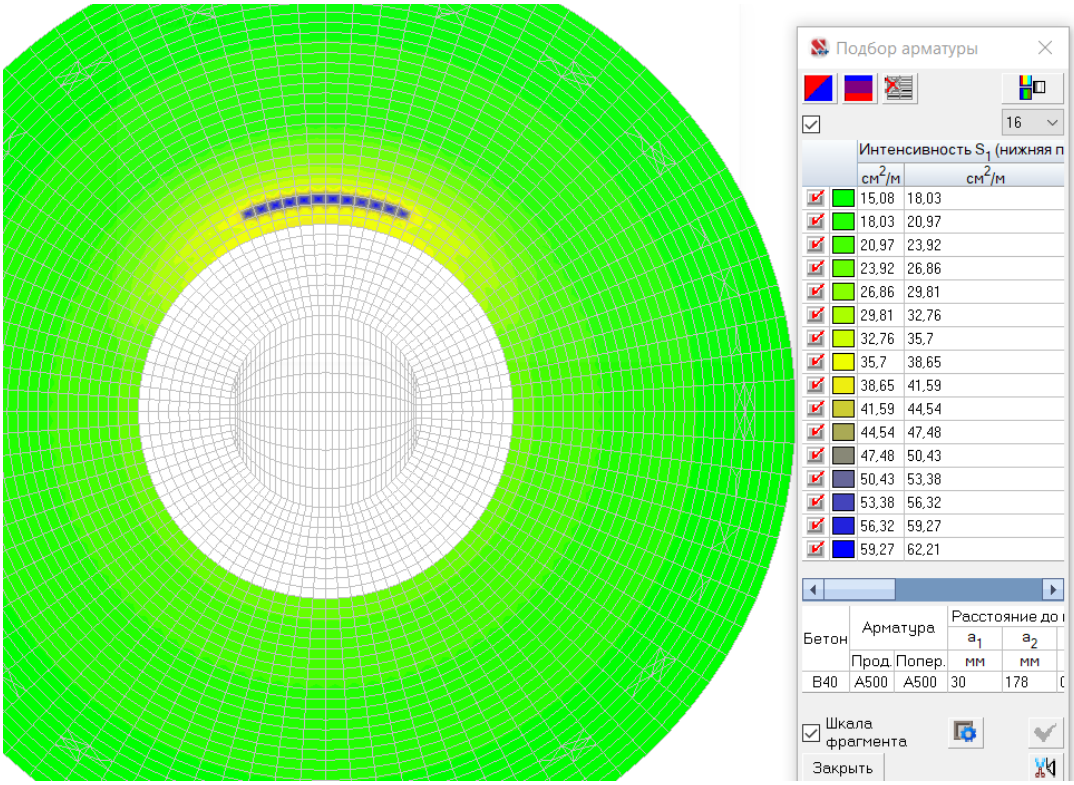
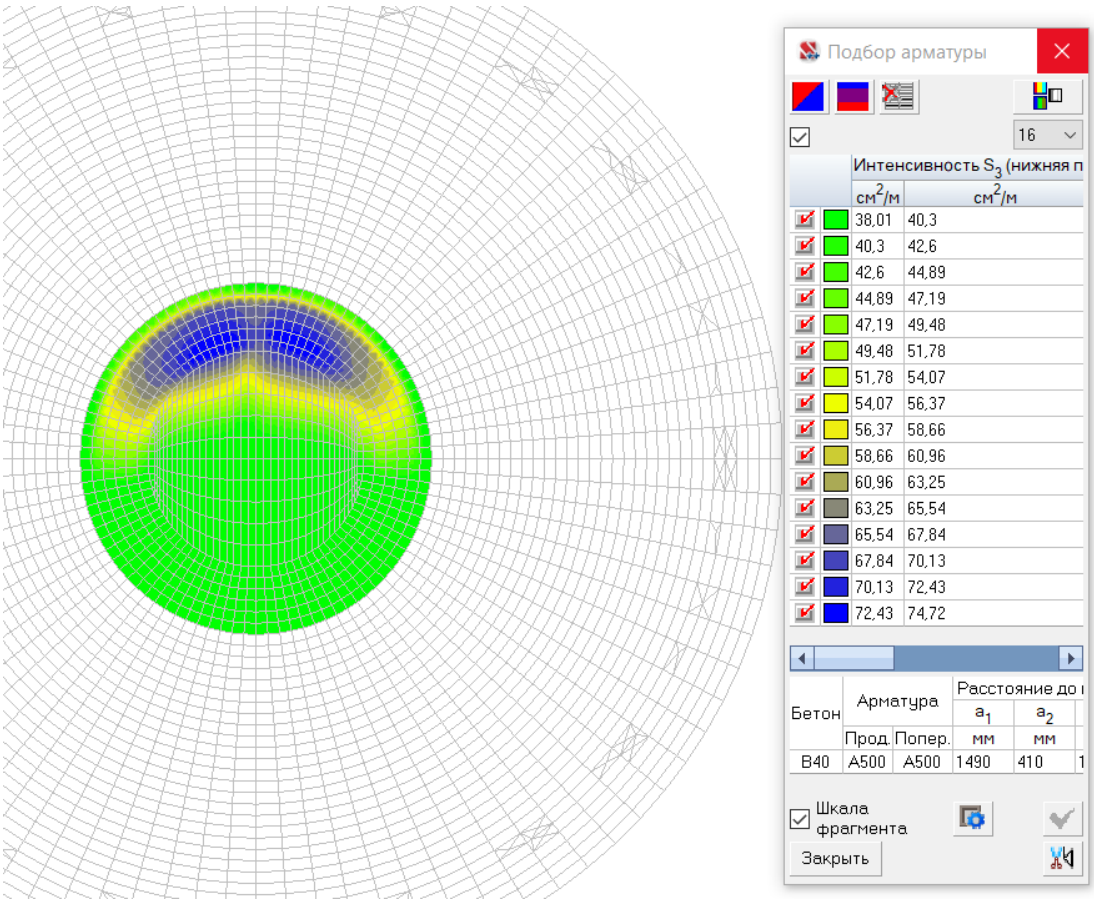


Рисунок 12. Изополя радиального армирования ростверка понизу



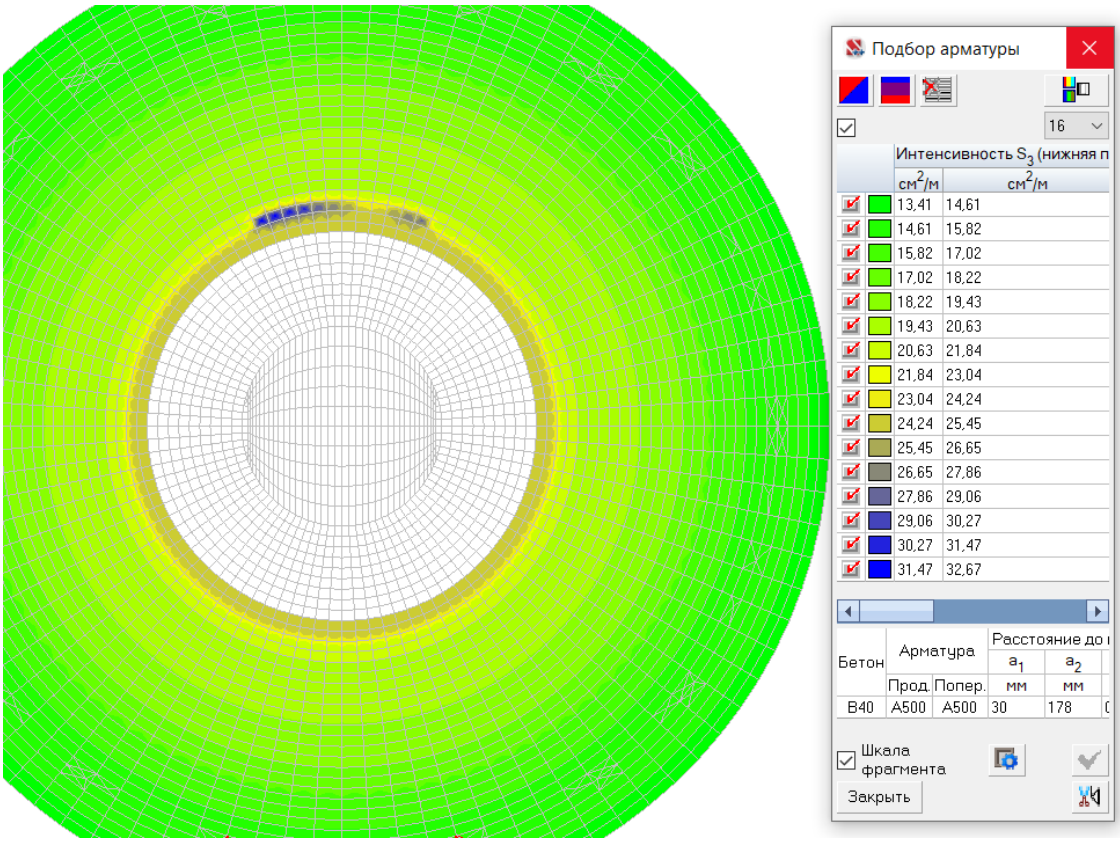
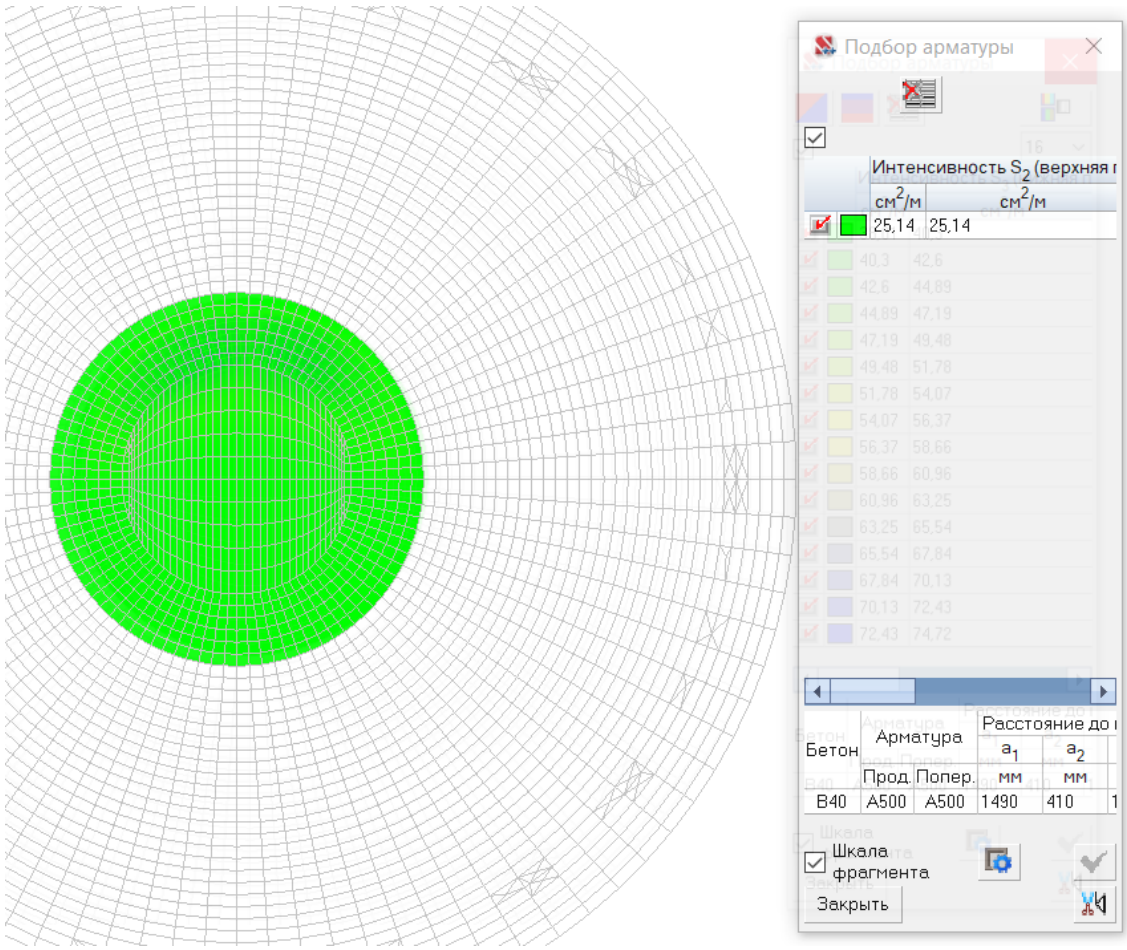


Рисунок 13. Изополя диаметрального армирования ростверка понизу



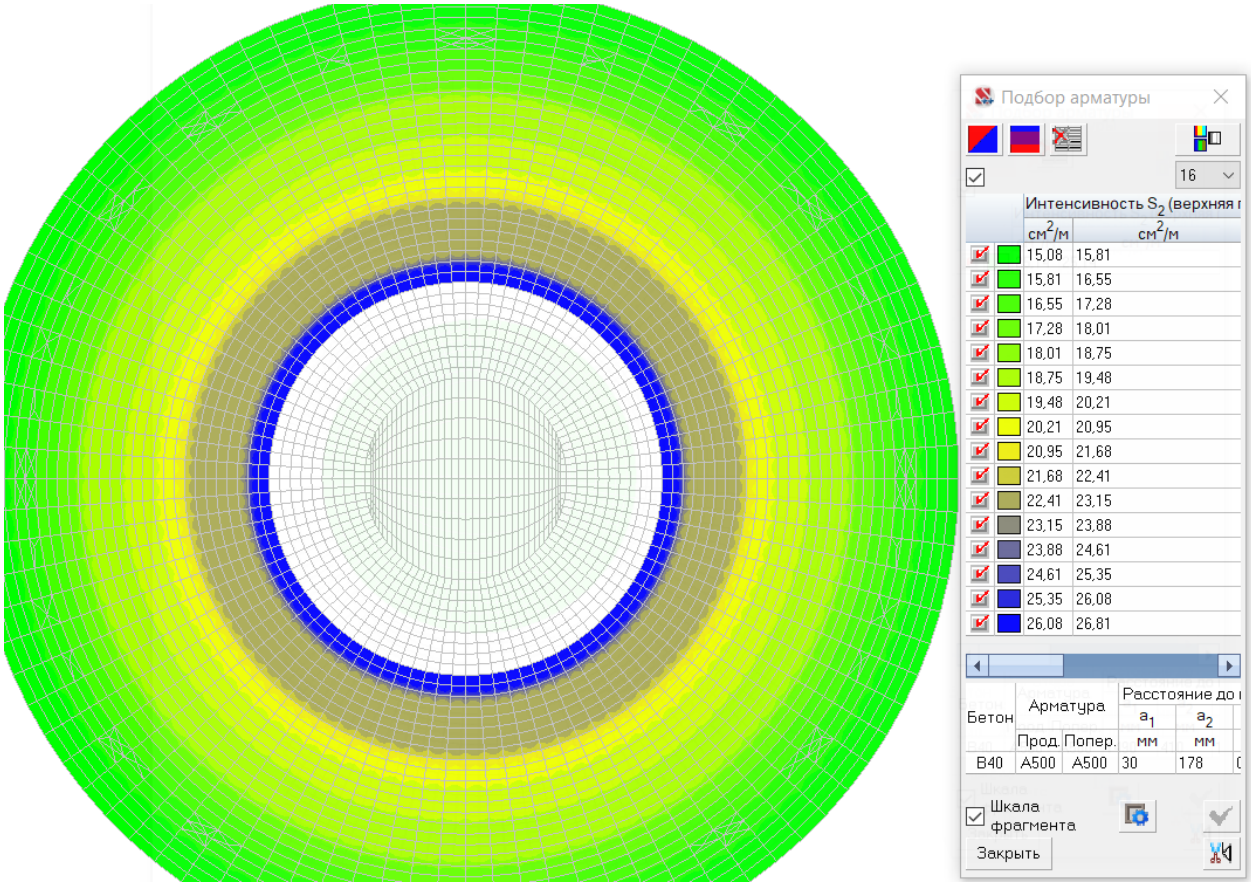
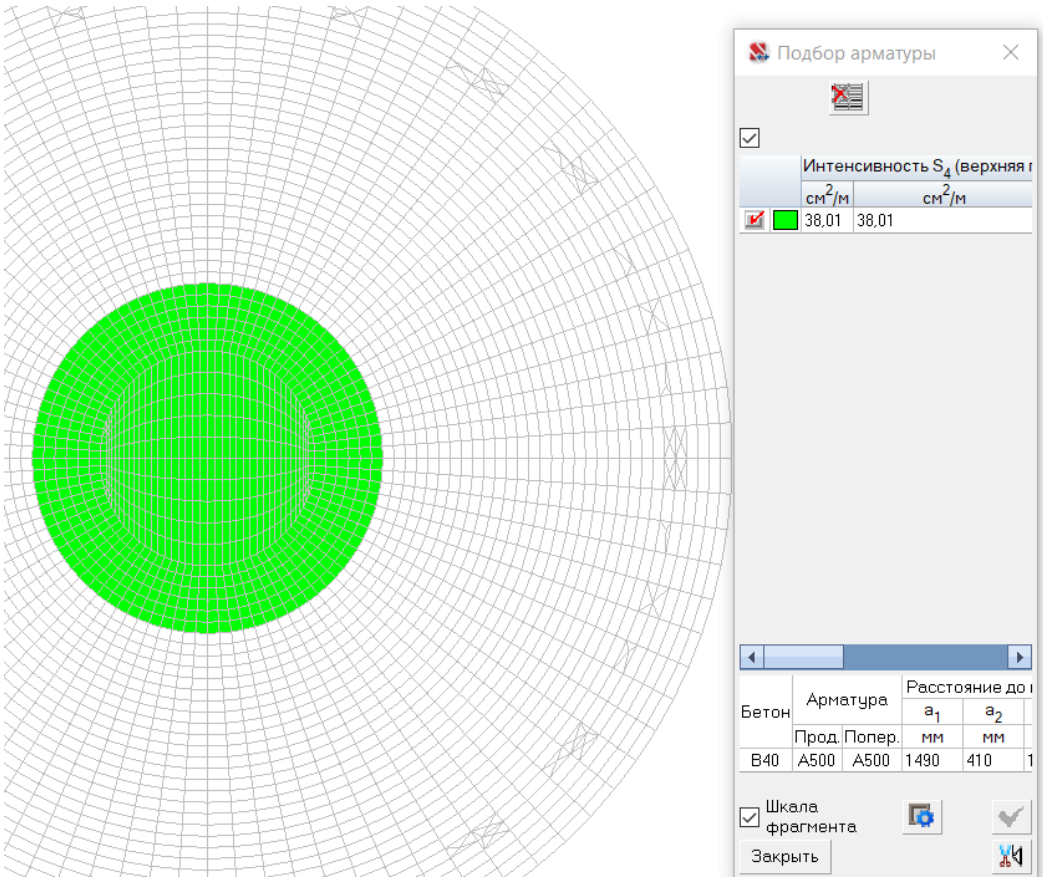


Рисунок 14. Изополя радиального армирования ростверка поверху



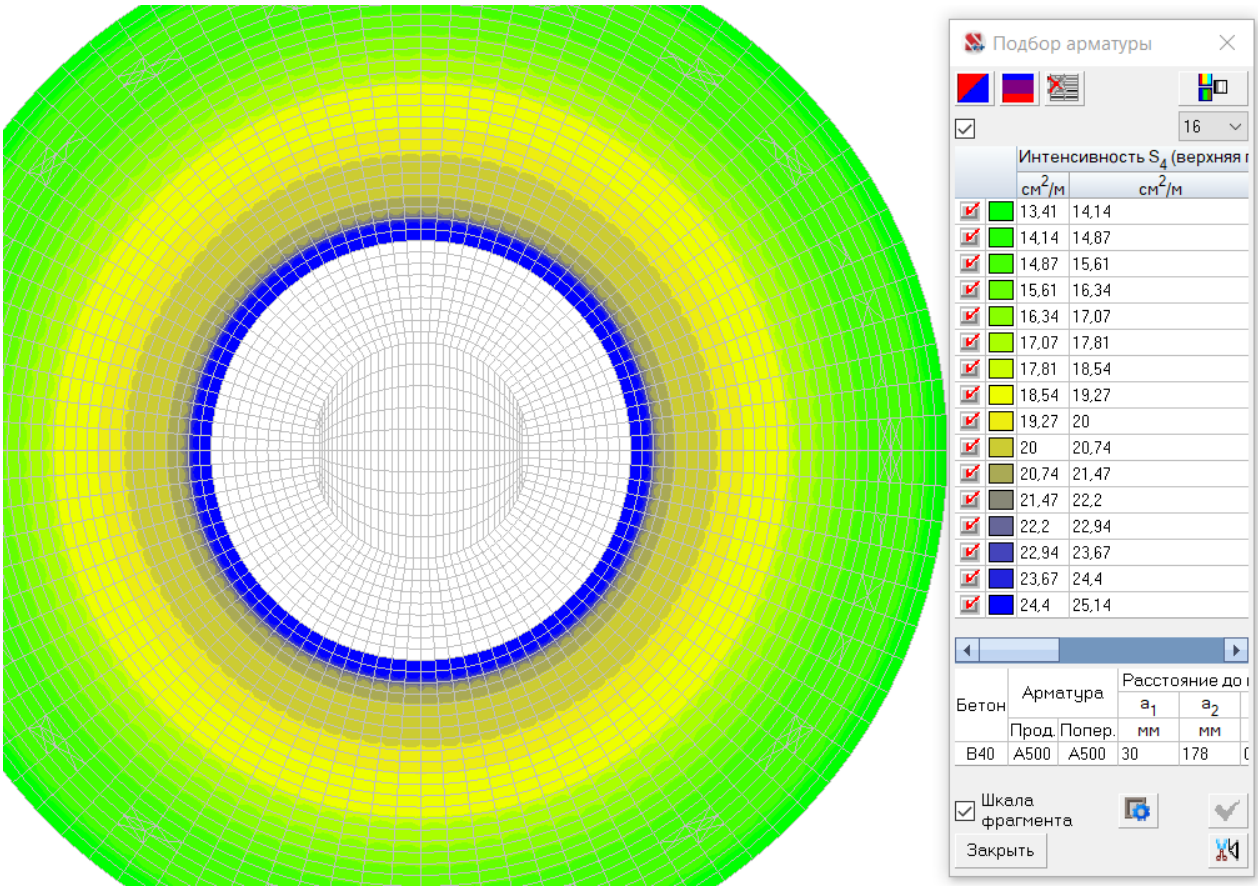
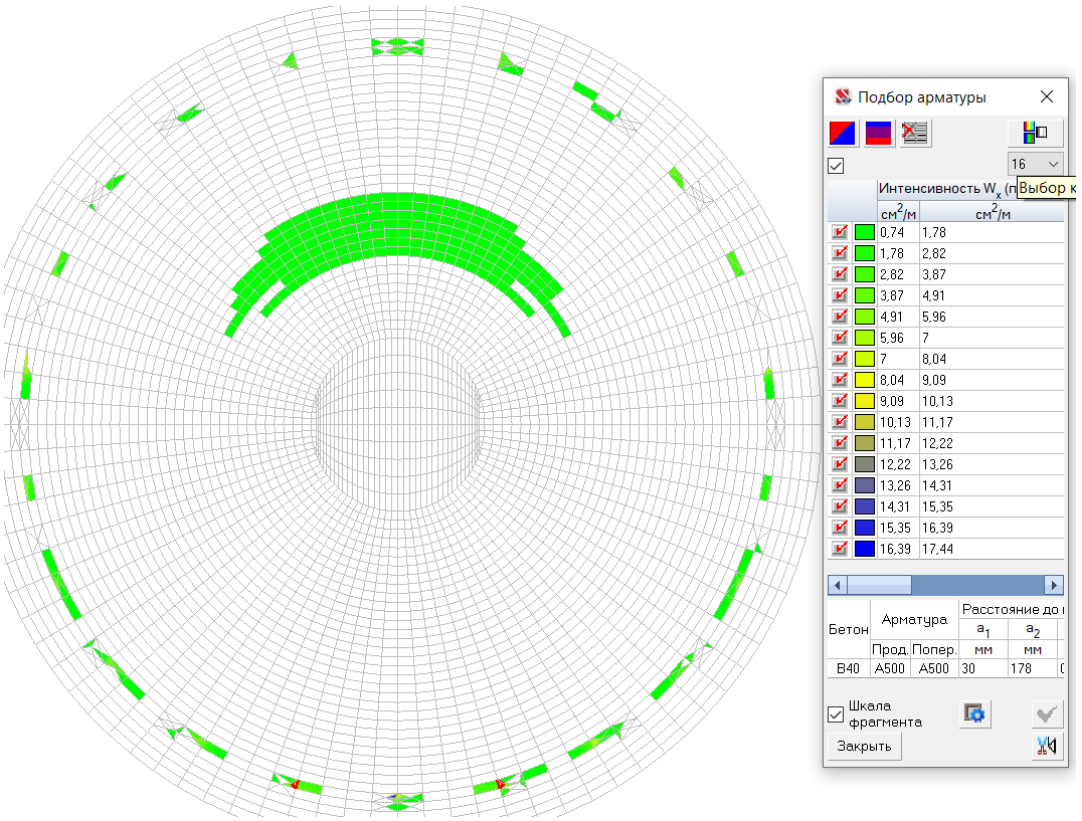


Рисунок 15. Изополя диаметрального армирования ростверка поверху



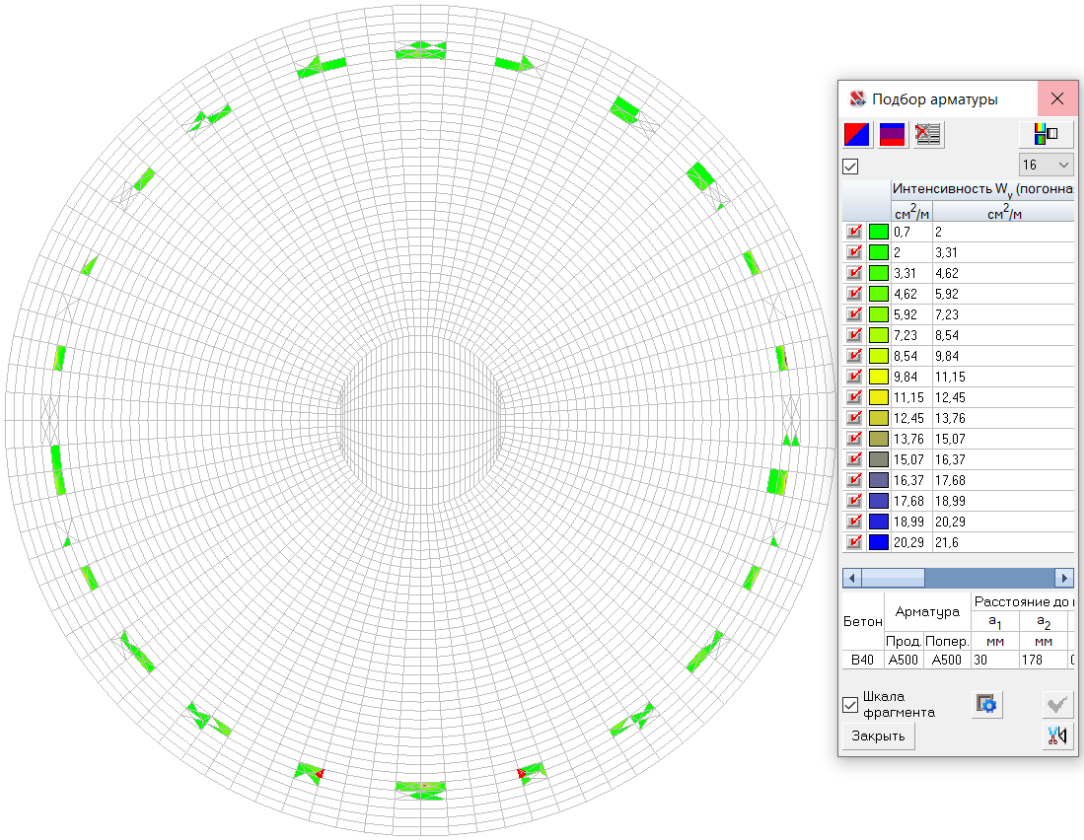


Рисунок 16. Изополя поперечного армирования ростверка

В связи с радиальным расположением стержней армирования верхней и нижней сеток и соответственно постоянно изменяющимся шагом, подбор количества стержней на 1 м.п. сечения ростверка выполнен исходя из сравнения требуемой и фактической площади армирования сечения. Расчетные сечения см. рисунок 16. Для подбора необходимого количества стержней на 1 м.п. сечения ростверка в программном комплексе SCAD Office выполнен расчет требуемой площади армирования см. рисунок 12-16. Результаты подбора количества стержней на 1 м.п. сечения сведены в таблицы 9...12.

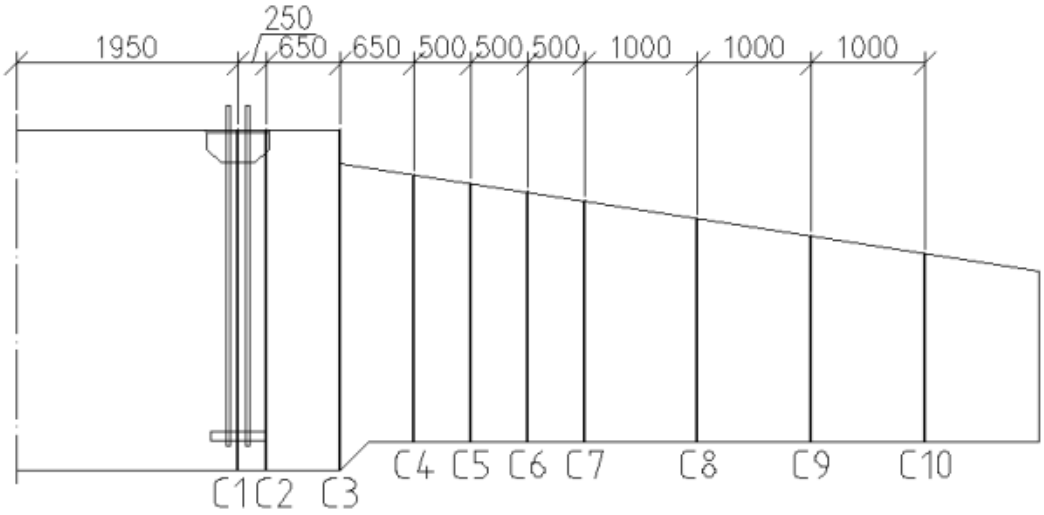


Рисунок 17. Схема расположения сечений ростверка при расчете по прочности и трещиностойкости

Таблица 9 - Радиальное армирование снизу

Номер сеч	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10
Кол-во рядов	3	3	3	3	3	3+1	2+1	1+1	1+1	1+1
Диаметр и кол-во стержней в ряду	d25x8 d25x8 d25x8	d25x7 d25x7 d25x7	d25x10 d22x5 d22x5	d25x9 d22x5 d22x5	d25x8 d22x4 d22x4	d25x7 d22x4 d22x4 d12x7	d25x6 d22x3 d12x6	d25x5 d12x5	d25x5 d12x4	d25x4 d12x4
Фактическая площадь армирования	117,8	103,9	87,1	82,19	69,68	72,7	47,94	30,2	28,9	24,16
Требуемая площадь армирования	94,58	94,58	81,56	59,92	63,01	30,06	27,06	25,59	24,7	18,08

Таблица 10 - Диаметральное армирование снизу

Номер сеч	С1	С2	С3	С4	С5	С6	С7	С8	С9	С10
Кол-во рядов	3	3	3	3	2	2	2	1	1	1
Диаметр и кол-во стержней в ряду	d25x8	d25x6,6	d25x6,6	d25x,6	d25x6,6	d25x6,6	d25x9	d25x6,6	d25x6,6	d25x6,6
Фактическая площадь армирования	147,8	121,9	121,9	121,9	81,3	81,3	55,4	40,6	32,4	32,4
Требуемая площадь армирования	142,32	120,53	56,23	54,22	53,6	48,88	43,07	35,17	27,28	14,12

Таблица 11 - Радиальное армирование сверху

Номер сеч	С1	С2	С3	С4	С5	С6	С7	С8	С9	С10
Кол-во рядов	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1
Диаметр и кол-во стержней в ряду	d25x8 d20x6	d25x7 d20x5	d25x11 d20x4	d25x9 d20x3	d25x8	d25x7	d25x6	d25x5 d12x5	d25x5 d12x4	d25x4 d12x4
Фактическая площадь армирования	58,1	50,1	66,6	53,6	39,3	34,4	29,5	30,2	29,1	24,16
Требуемая площадь армирования	41,64	34,86	49	33,46	29,02	23,67	19,97	18,2	16,52	13,48

Таблица 12 - Диаметральное армирование сверху

Номер сеч	С1	С2	С3	С4	С5	С6	С7	С8	С9	С10
Кол-во рядов	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Диаметр и кол-во стержней в ряду	d25x6,6	d25x6,6	d25x6,6	d25x6,6	d25x6,6	d22x6,6	d22x6,6	d22x6,6	d20x6,6	d20x6,6
Фактическая площадь армирования	32,4	32,4	32,4	32,4	32,4	25,1	25,1	25,1	20,74	20,74
Требуемая площадь армирования	30,18	29,12	26,06	22,91	22,33	22,17	21,5	20,83	16,8	20,09

4.2.3.2. Расчет ростверка по выносливости

Горизонтальная арматура

Согласно п.1.10 Пособия к СНиП 2.03.01-84 «Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры» расчет на действие многократно повторяющейся нагрузки, в том числе на выносливость, выполняется в соответствии с рекомендациями «Пособия по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов»

b = 1000 мм – ширина сечения

h = 3955 мм – высота сечения

Определение максимальных напряжений в арматуре

$d_s = 25$ мм – диаметр растянутой арматуры

$d'_s = 25$ мм – диаметр сжатой арматуры

$n_s = 7$ – количество растянутых стержней

$n'_s = 21$ – количество сжатых стержней

$A_s = n_s \cdot \frac{\pi \cdot d_s^2}{4} = 34{,}34$ см^2 – площадь растянутой арматуры

$A'_s = n'_s \cdot \frac{\pi \cdot d'^2_s}{4} = 103{,}031$ см^2 – площадь сжатой арматуры

$a_s = 410$ мм – расстояние от грани до центра тяжести растянутой арматуры

$a'_s = 1490$ мм – расстояние от грани до центра тяжести сжатой арматуры

$M_{max} = 384{,}5$ т*м – расчётный момент в сечении

$M_{min} = -39{,}8$ т*м

$h_0 = h - a_s = 354{,}5$ см – рабочая высота сечения

α = 10 – коэффициент приведения арматуры к бетону, принимаемый по табл.34 пособия

$S_b = \frac{b \cdot x'^2}{2} = 190475{,}5974$ см^3 – статический момент сжатой зоны бетона

$S_S = A_s \cdot (h_0 - x')$ 10055,1 см^3 – статический момент растянутой арматуры

$S'_S = A'_s \cdot (x' - a'_s)$ -8992,439 см^3 – статический момент сжатой арматуры

$S_b - \alpha \cdot S_s + \alpha \cdot S'_s = 2{,}040E\text{-}01$ см^3 – равенство для определения высоты сжатой зоны бетона

$$f(x') = \frac{b \cdot x'^2}{2} - \alpha \cdot A_s \cdot (h_0 - x') + \alpha \cdot A'_s \cdot (x' - a'_s) \qquad x' \longrightarrow \begin{pmatrix} 617{,}212439 \\ -891{,}962439 \end{pmatrix}$$

$x' = \max(f(x')) =$ 617,21 мм

$A_b = b \cdot x' =$ 6,172 x 10^3 · см^2 – площадь сжатой зоны бетона

$A_{red} = A_b + \alpha \cdot (A_s + A'_s) =$ 7,55 x 10^3 · см^2 – приведенная площадь сечения

$I_b = \frac{b \cdot x'^3}{12} =$ 1,959 x 10^6 · см^4 – момент инерции сжатого бетона

$I_s = \frac{\pi \cdot d_s^{\,4}}{64} =$ 1,917 см^4 – момент инерции растянутой

$I'_s = \frac{\pi \cdot d'^{\,4}_s}{64} =$ 1,917 см^4 – момент инерции сжатой арматуры

Момент инерции приведенного сечения относительно нейтральной оси:

$$I_{red} = I_b + b \cdot x' \cdot \left(\frac{x'}{2}\right)^2 + I'_s + A'_s \cdot \alpha \cdot (x' - a'_s)^2 + A_s \cdot \alpha \cdot (h_0 - x')^2 = 4{,}513 \text{ x } 10^7 \cdot \text{см}^4$$

$\sigma_{s_max} = \alpha \cdot \frac{M_{max}}{I_{red}} \cdot (h - x' - a_s) =$ 244,63 МПа – напряжение в арматуре

$\sigma_{b_max} = \frac{M_{max} \cdot x'}{I_{red}} =$ 5,157 МПа – напряжение в сжатом бетоне

<u>Определение минимальных напряжений в арматуре</u>

$d_s =$ 25 мм – диаметр растянутой арматуры

$d'_s =$ 25 мм – диаметр сжатой арматуры

$n_s =$ 21 – количество растянутых стержней

$n'_s =$ 7 – количество сжатых стержней

$A_s = n_s \cdot \frac{\pi \cdot d_s^{\,2}}{4} =$ 103,031 см^2 – площадь растянутой арматуры

$A'_s = n'_s \cdot \frac{\pi \cdot d'^{\,2}_s}{4} =$ 34,344 см^2 – площадь сжатой арматуры

$a_s =$ 1490 мм – расстояние от грани до центра тяжести растянутой арматуры

$a'_s =$ 410 мм – расстояние от грани до центра тяжести сжатой арматуры

M_{max} = -39,8 т*м – расчётный момент в сечении

M_{min} = 384,5 т*м

$h_0 = h - a_s =$ 247 см – рабочая высота сечения

α =10 – коэффициент приведения арматуры к бетону, принимаемый по табл.34 пособия

$S_b = \frac{b \cdot x'^2}{2}$ 3037,967 см³ – статический момент сжатой зоны бетона

$S_S = A_s \cdot (h_0 - x')$ 19137,093 см³ – статический момент растянутой арматуры

$S'_S = A'_s \cdot (x' - a'_s)$ 678,610 см³ – статический момент сжатой арматуры

$S_b - \alpha \cdot S_s + \alpha \cdot S'_s =$ -181546,9 см³ – равенство для определения высоты сжатой зоны бетона

$$f(x') = \frac{b \cdot x'^2}{2} - \alpha \cdot A_s \cdot (h_0 - x') + \alpha \cdot A'_s \cdot (x' - a'_s) \qquad x' \longrightarrow \begin{pmatrix} 607{,}5933404 \\ -882{,}3433404 \end{pmatrix}$$

$x' = \max(f(x')) \cdot см =$ 607,6 мм

$A_b = b \cdot x' =$ 6,08 x 10^3 · см² – площадь сжатой зоны бетона

$A_{red} = A_b + \alpha \cdot (A_s + A'_s) =$ 7,4 x 10^3 · см² – приведенная площадь сечения

$I_b = \frac{b \cdot x'^3}{12} =$ 1869208,59 см⁴ – момент инерции сжатого бетона

$I_s = \frac{\pi \cdot d_s^{\,4}}{64} =$ 1,917 см⁴ – момент инерции растянутой

$I'_s = \frac{\pi \cdot d'^{\,4}_s}{64} =$ 1,917 см⁴ – момент инерции сжатой арматуры

Момент инерции приведенного сечения относительно нейтральной оси:

$I_{red} = I_b + b \cdot x' \cdot \left(\frac{x'}{2}\right)^2 + I'_s + A'_s \cdot \alpha \cdot (x' - a'_s)^2 + A_s \cdot \alpha \cdot (h_0 - x')^2 =$4,316 x 10^7 · см⁴

$\sigma_{s_min} = \alpha \cdot \frac{M_{min}}{I_{red}} \cdot (x' - a'_s) =$ 17,263 МПа – напряжение в арматуре

$\sigma_{b_min} =$0,0 МПа – напряжение в сжатом бетоне

Определение коэффициента асимметрии цикла

$$p_s = \frac{\sigma_{s_min}}{\sigma_{s_max}} = \quad 0{,}0706$$

$$p_b = \frac{\sigma_{b_min}}{\sigma_{b_max}} = \quad 0{,}000$$

Материалы

Класс бетона В40 Класс арматуры А500

Характеристики

R_b = 22 МПа - расчетное сопротивление бетона сжатию, (СП 63.13330.2018 табл.6.8)

R_s = 435 МПа - расчетное сопротивление растяжению стали арматуры, (СП 63.13330.2018 табл.6.14)

$$\sigma_{s_max} < R_s \cdot \gamma_s \cdot \gamma_{s4}$$

$$\sigma_{b_max} < R_b \cdot \gamma_{b1}$$

γ_s =0,568 - коэффициент условий работы арматуры в соотвествии со СНиП 2.03.01-84* "Бетонные и железобентонные конструкции" табл. 25*

γ_{s4} = 1 - коэффициент при наличии сварных соединений

γ_{b1} = 0,700 - коэффициент условий работы (таб.35)

σ_{s_max} = 244,629 МПа $R_s \cdot \gamma_s \cdot \gamma_{s4}$ = 247,01 МПа

σ_{b_max} = 5,157 МПа $R_b \cdot \gamma_{b1}$ = 15,400 МПа

$$K_1 = \frac{\sigma_{s_max}}{R_s \cdot \gamma_s \cdot \gamma_{s4}} = \quad 0{,}990$$ – коэффициенты использования прочности арматуры

$$K_2 = \frac{\sigma_{b_max}}{R_b \cdot \gamma_{b1}} = \quad 0{,}335$$ – коэффициенты использования прочности бетона

Вывод: напряжения в основной арматуре не превышают предельные.

Наклонные сечения.

Расчет выполняется согласно п.3.59 и п.4.9 «Пособия по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов».

Расчет выполняется согласно п.3.59 и п.4.9 «Пособия по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов».

Поперечные усилия при расчёте на выносливость:

Q_{max} = 126,4 т*м

Приведенный статический момент:

S_{red_max} = $1{,}933 \times 10^5 \cdot см^3$

Приведенный статический момент:

I_{red_max} = $4{,}146 \times 10^7 \cdot см^4$

Касательные напряжения в бетоне (ф.189)

$$\tau_{xy_max} = \frac{Q_{max} \cdot S_{red_max}}{b \cdot I_{red\ max}} \quad 0{,}578 \text{ МПа}$$

$\gamma_{b1} =$ 0,75 - коэффициент условий работы (таб.35)

$\gamma_{b4} =$ 1 - коэффициент условий работы (п. 4.9)

Главные растягивающие напряжения (ф.185)

$\sigma_{mt_max} = \tau_{xy_max} =$ 0,578 МПа $\gamma_{b1} \cdot \gamma_{b4} \cdot R_{bt} =$ 1,050 МП

$$K_Q = \frac{\sigma_{mt_max} =}{\gamma_{b1} \cdot \gamma_{b4} \cdot R_{bt}} = 0{,}550$$ – коэффициенты использования прочности

Вывод: главные касательные напряжения не превышают предельные.

4.2.3.3. Расчет на продавливание

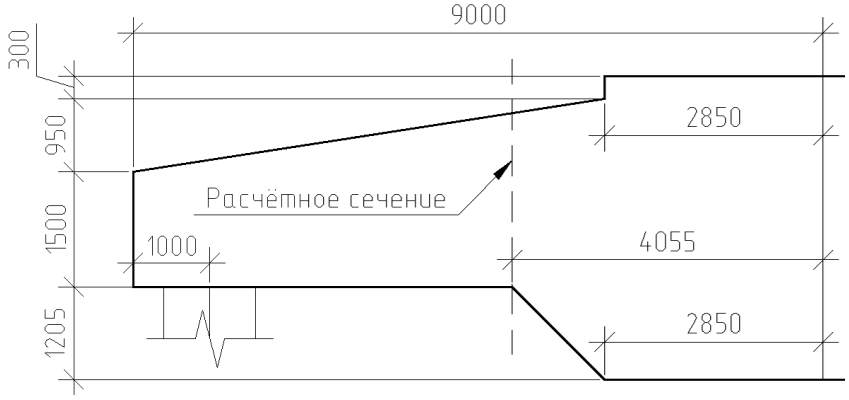


Рисунок 20. Схема определения расчетного сечения на продавливание

Верхний диаметр контура продавливания

$D = 5700$ мм

Расстояние до центра тяжести арматуры

$a = 1490$мм

Толщина ростверка

$H = 3955$ мм

Заделка сваи в ростверк

$b = 50$ мм

Рабочая высота сечения

$h_0 = H - a - b = 2415$ мм

Материалы

Класс бетона = 40 Класс арматуры = А500

Характеристики

$R_b = 22$ МПа – расчетное сопротивление бетона сжатию, (СП 63.133330.2018 табл. 6.8)

$R_{bt} = 1{,}4$ МПа – расчетное сопротивление бетона растяжению, (СП 63.133330.2018 табл. 6.8)

$E_s = 2 \times 10^5$ МПа – модуль упругости стали арматуры, (СП 63.133330.2018 п. 6.2.12)

$d = 7820$ мм – диаметр контура продавливания

$u = \pi * d = 24{,}55$ м – периметр контура продавливания

$A_b = u * h_o = 59{,}30$ м^2 – площадь боковой поверхости контура продавливания

Сосредоточенная сила от внешней нагрузки	Сосредоточенный изгибающий момент от внешней нагрузки	Коэфициент надежности
F = 385,66	M = 8754,3	Υ_f = 1,1
377,91	1975,2	1,35
384,64	8154,7	1,1
400,55	2630,88	1,35
385,66	1371,52	1,1
397,49	5406,56	1,1
388,31	7258,5	1,35
388,31	7250,38	1,35
т	т*м	

$\Upsilon_n = 1{,}1$ – коэффициент надежности по назначению (ответсвенности сооружнения, принимаемый равным 1.1, 1.0, 0.8 соответсвенно для сооружений I, II, III уровней ответственности (п. 10.1 ГОСТ 27751-2014)

$F_{b.ult} = R_{bt} * A_b = 8466{,}22$ т – предельная сосредоточенная сила воспринимаемая бетоном (ф. 8.88 СП 63.13330.2018)

$W_b = \frac{\pi * (D + h_0)^2}{4} = 51{,}695$ м^2 – момент сопротивления расчетного контура бетона для колонн круглого сечения (ф. 8.1.51 СП 63.13330.2018)

$M_{b.ult} = R_{bt} * W_b * h_0 = 17823{,}8$ т*м – предельный сосредоточенный момент, воспринимаемый бетоном (ф. 8.64 СП 63.13330.2018)

Условие прочности элемента без поперечной арматуры на продавливание при действии сосредоточенной силы и изгибающего момента (ф. 8.93 СП 63.13330.2018)

$$\frac{F * \Upsilon_f * \Upsilon_n}{F_{b.ult}} + \frac{M * \Upsilon_f * \Upsilon_n}{M_{b.ult}} \leq 1$$

Проверка условия с учётом требования п.8.1.46 ("При действии сосредоточенных моментов и силы в условиях прочности соотношение между действующими сосредоточенными моментами учитываемыми при продавливании и предельными моментами принимают не более половины соотношения между действющим сосредоточенным усилием и

$$\text{Условие} \left| \begin{array}{ll} \left(\frac{F_i * \Upsilon_f * \Upsilon_n}{F_{b.ult}} + \frac{M_i * \Upsilon_f * \Upsilon_n}{M_{b.ult}}\right) & \text{if } \frac{M_i * \Upsilon_f * \Upsilon_n}{M_{b.ult}} \leq 0{,}5 * \frac{F_i * \Upsilon_f * \Upsilon_n}{F_{b.ult}} \\ \left(\frac{F_i * \Upsilon_f * \Upsilon_n}{F_{b.ult}} + 0{,}5 * \frac{F_i * \Upsilon_f * \Upsilon_n}{F_{b.ult}}\right) & \end{array} \right.$$

$$\text{Использование} = \begin{pmatrix} 0{,}083 \\ 0{,}099 \\ 0{,}082 \\ 0{,}105 \\ 0{,}083 \\ 0{,}085 \\ 0{,}102 \\ 0{,}102 \end{pmatrix}$$

Максимальное значение коэффициента использования сечения – 0,105.

Предельное значение коэффициента использования сечения – 1,0.

Вывод: условие прочности ростверка без поперечной арматуры на продавливание выполняется.

4.2.4. Расчет жесткости фундаментов

Согласно п.6.6.3 СП 26.13330.20 Расчет колебаний свайных фундаментов машин следует производить по тем же формулам, что и для фундаментов на естественном основании, но при введении вместо значений массы, моментов инерции массы и жесткостей соответствующих им приведенных значений, определяемых по формулам (85)-(100).

Исходные данные:

$h_ф = 3{,}055$ – высота ростверка

$d = 1200$ мм – сторона сечения свай

$ЦТ_ф = 1355$ мм – расстояние от подошвы фундамента до центра масс фундамента

$ЦТ_{гр} = 2372{,}5$ мм – расстояние от подошвы фундамента до центра масс грунта

$ВЦТ_ф = 0$м – расстояние от центра масс фундамента до вертикальной оси проходящей через центр тяжести ростверка

$ВЦТ_{гр} = 0$м – расстояние от центра масс грунта засыпки до вертикальной оси проходящей через центр тяжести ростверка

$m_ф = 550\ м^3 * 2{,}5\ \frac{т}{м^3} =$ 1375 т – масса фундамента

$m_{гр} = 165{,}248\ м^3 * 1{,}6\ \frac{т}{м^3} =$ 264,397 т – масса грунта засыпки

$m_r = m_ф + m_{гр} =$ 1639,397 т – суммарная масса (фкндамент, грунт засыпки)

$h_2 = \frac{m_ф * ЦТ_ф + m_{гр} * ЦТ_{гр}}{m_r} =$ 1,519 м – расстояние от подошвы ростверка до центра масс машины с ростверком

Момент инерции массы ростверка относительно оси проходящей через общий центр тяжести перпендикуляно плоскости колебаний:

$\Theta_{\varphi_ф} = m_ф * (h_2 - ЦТ_ф)^2 =$ 37,027 $т * м^2$

Момент инерции массы зысыпки относительно оси проходящей через общий центр тяжести перпендикуляно плоскости колебаний:

$\Theta_{\varphi_гр} = m_{гр} * (h_2 - ЦТ_{гр})^2 =$ 192,56 $т * м^2$

Момент инерции массы всей установки (ростверка, засыпки, машины) относительно оси проходящей через общий центр тяжести перпендикуляно плоскости колебаний:

$\Theta_{\varphi_r} = \Theta_{\varphi_ф} + \Theta_{\varphi_гр} =$ 229,6 $т * м^2$

Момент инерции массы ростверка относительно оси проходящей через общий центр тяжести ростверка:

$\Theta_{\psi_ф} = m_ф * (ВЦТ_ф)^2 =$ 0 $т * м^2$

Момент инерции массы ростверка относительно оси проходящей через общий центр тяжести ростверка:

$\Theta_{\psi_гр} = m_{гр} * (ВЦТ_{гр})^2 =$ 0 $т * м^2$

Момент инерции массы всего фундамента (ростверка, засыпки) относительно оси проходящей через общий центр тяжести ростверка:

$\Theta_{\psi_r} = \Theta_{\psi_ф} + \Theta_{\psi_гр} =$ 0 $т * м^2$

$N = 22$ – количество свай

$n_{ряд} = 1$ – количество рядов свай

$N_{1\ ряд} = \frac{N}{n_{ряд}} =$ 22 – количество свай в 1 ряду

$l_{св} =$ 14,35 м – длина сваи

$m_р = 2{,}5\ \frac{т}{м^3} * \frac{\pi * d^2}{4} * l_{св} * N =$ 892,1682 т – масса части свай, заглублённых в гр

$m_0 =$ 0 – масса части свай выше поверхности грунта

$k' =$ 2 – коэффициент, принимаемый равным для свай:2 - для сплошных железобетонны 2.5 - для полых железобетонных; 3.5 - для деревянных (п. 6.6.3 СП 26.13330-2012

$l' = 0{,}2 * \left(1 + 4 * tanh\left(\frac{10м}{lсв}\right)\right) * lсв =$ 9,785 м – расчетная глубина (п. 6.6.3 СП 26.13330-2012)

$l_0 = 0$ – расстояние от подошвы ростверка до поверхности грунта,

$n_{гр} = 1$ – количество слоев грунта в пределах расчетной глубины

$c_р = \begin{pmatrix} 6\ x\ 10^4 \\ 6\ x\ 10^4 \\ 6\ x\ 10^4 \end{pmatrix} \frac{кН}{м^3}$ – удельные упругие сопротивления грунтов на боковой поверхности сваи в слоях в пределах расчетной глубины,

$l = \begin{pmatrix} 14 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$ м – толщины слоев грунта вдоль сваи в пределах расчетной глубины

$c_0 =$ 10000 $\frac{кН}{м^3}$ – коэффициент (п.6.6.3 СП 26.13330-2012)

$\beta'_z = k' * \frac{\sum_k (c_{pk} * l_k)}{c_0 * l_{св}} =$ 12 – коэффициент (п.6.6.3 СП 26.13330-2012)

$m_{z_red} = m_r + \beta'_z * m_p + m_0 =$ 12084,3 т – приведенная масса всей установки для вертикальных колебаний (ф. 85 СП 26.13330-2012)

$A_р = \frac{\pi * d^2}{4} =$ 1,130 $м^2$ – площадь поперечного сечения сваи

$E_b =$ 345500 МПа – модуль упругости материала сваи

$u = \pi * d =$ 3,768 м – периметр сваи

$$c_{p_m} = \frac{\sum_k (c_{pk} * l_k)}{l_{св}} = \quad 0{,}6 \ \text{x}\ 10^5 \ \frac{кН}{м^3}$$

$$\beta' = \sqrt{\frac{c_{p_m} * u}{E_b * A_p}} = \quad 0{,}024 \ \frac{1}{м}$$

$E = 24{,}5$ МПа – модуль деформации грунта под подошвой фундамента (свай) (в случае неоднородного основания значение принимается среднее в пределах снижаемой толщи)

$A_{10} = 10$ м^2

$b_0 = 1{,}2 * \frac{1}{м}$ – коэффициент, принимаемый для песчаных грунтов 1, для супесей и суглинков 1.2, для глин и крупнообломочных грунтов 1.5 (удваивает для забивных свай)

$A = A_p$ – площадь наибольшего поперечного сечения нижнего конца свай

$$C'_z = b_0 * E\left(1 + \left(\frac{A_{10}}{A}\right)\right) = \quad 2{,}9 \ \text{x}\ 10^5 \ \frac{кН}{м^3}$$

– коэффициент упругого равномерного сжатия грунта на уровне нижних конов свай (ф. 5 СП 26.13330-2012)

$$\alpha = \frac{C'_z}{E_b} = \quad 0{,}001 \ \frac{1}{м}$$

$$K'_{z_red} = N * E_b * A_p * \beta' * \frac{\beta' * \tanh(\beta' * l_{св}) + \alpha}{\beta' + \alpha * \tanh(\beta' * l_{св})} = \quad 7{,}341 \ \text{x}\ 10^7 \ \frac{кН}{м}$$

– (ф. 87 СП 26.13330-2012)

$$K_{z_red} = \frac{K'_{z_red}}{1 + \frac{K'_{z_red} * l_0}{N * E_b * A_p}} = \quad 7{,}34 \ \text{x}\ 10^7 \ \frac{кН}{м}$$

– (ф. 86 СП 26.13330-2012)

$$\beta'_x = 0{,}25 * \beta'_z$$

– (ф. 89 СП 26.13330-2012)

$m_{x_red} = m_r + \beta'_x * m_p + m_0 = 4250{,}62$ т – приведенная масса всей установки для горизонтальных колебаний (ф. 88 СП 26.13330-

Осредненный понижающий коэффициент (Приложение В, п. В.5 СП 24.13330.2011)

$\alpha_i = 0{,}54$

$$K = \begin{pmatrix} 6000 & *\alpha_i \\ 0 & *\alpha_i \\ 0 & \end{pmatrix} \frac{кН}{м^4}$$

– коэффициент пропорциональности слоев (табл. В.1 СП 24.13330.2011)

Приведённое значение коэффициента пропорциональности

$$K = \sum_{i=1}^{n_{гр}} \left[\frac{K_i * l_i * \left[2 * \left(\sum_{i=1}^{n_{гр}} l_i - \sum_{m=1} l_m\right) + l_i\right]}{\left(\sum_{i=1}^{n_{гр}} l_i\right)^2}\right] = \quad 1620 \frac{кН}{м^4}$$

$$I = \frac{\pi * d^4}{64} = 10{,}174 \text{ x } 10^6 \text{ см}^4$$ – момент инерции поперечного сечения сваи

$$bp = \begin{cases} (d + 1\text{м}) \text{ if } d \geq 0{,}8 \\ (1{,}5 * d + 0{,}5\text{м}) \end{cases}$$

$bp = 2{,}2$ м

– условная ширина сваи, м, принимаемая равной: для свай-оболочек, а также свай-столбов и набивных и буровых свай с диаметром стволов от 0.8 м и более bp=(d+1) м, а для остальных видов и размеров сечений свай bp (1.5d+0.5) м (п. В.4 СП

$\gamma_c = 3$ – согласно пояснению к ф. 91 СП 26.13330-2012

$$\alpha_\varepsilon = \sqrt[5]{\frac{K * bp}{\gamma_c * E_b * I}} = 0{,}128 \ \frac{1}{\text{м}}$$ – коэффициент деформации (ф. В.4 СП 24.13330.2011)

$\alpha' = 2 * \alpha_\varepsilon = 0{,}255$ – коэффициент упругой деформации системы "свая-грунт" (ф. 91СП 26.13330-2012)

$l = 22{,}9$ м – действительная глубина погружения сваи (её нижнего конца) в грунт, отсчитываемые от поверхности грунта при высоком ростверке или от подошвы ростверка при низким ростверке

$l' = l * \alpha' = 5{,}843$ м – приведённая глубина погружения сваи в грунт

<u>Опирание сваи : опирание на дисперсный грунт</u>

$A_0 = 2{,}441$

$B_0 = 1{,}621$

$C_0 = 1{,}751$

– безразмерные коэффициенты, принимаемые по таблице Д.2 СП 50-102-2003

Коэффициент для свай, защёмленных в ростверке (ф. 93 СП 26.13330-2012):

$$p = A_0 + \frac{1}{C_0 + l_0 * \alpha'} * \left[B_0 * [(l_0 * \alpha')^2 - B_0] + \frac{(l_0 * \alpha')^3}{3} * \left(C_0 + \frac{l_0 * \alpha'}{4}\right)\right] = 0{,}94$$

$$K_{x_red} = \frac{N * \alpha'^5 * E_b * I}{p} = 1{,}366 \text{ x } 10^7 \ \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$ – ф. 90 СП 26.13330-2012

$l_{1_{св_цт}} =$

1	2,472
2	4,702
3	6,472
4	7,608

– расстояние от оси четверти свай до горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента перпендикулярно

$l_{2_{св_цт}} =$

1	0
2	8

– расстояние от оси оставшихся свай до горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента перпендикулярно

$l_{св_вцт} =$

1	8
2	

– расстояние от оси ряда свай до вертикальной оси, проходящей через центр тяжести ростверка

Сумма квадратов расстояний от осей свай до горизонтальной оси (ф. 95 СП 26.13330-2012):

$$r_2 = \sum_{i=1}^{N} r_h^2 = 4 * \sum_{i=1}^{l_{1_{св_{цт}}}} \left(l_{1_{св_{цт_i}}}\right)^2 + 2 * \sum_{i=1}^{l_{2_{св_{цт}}}} \left(l_{2_{св_{цт_i}}}\right)^2 = 639{,}95 \quad м^2$$

Сумма квадратов расстояний от осей свай до горизонтальной оси (ф. 99 СП 26.13330-2012):

$$r_3 = \sum_{i=1}^{N} r_v^2 = N_{1ряд} * \sum_{i=1}^{l_{1_{св_{вцт}}}} \left(l_{1_{св_{вцт_i}}}\right)^2 = 1408 \quad м^2$$

Приведенный момент инерции массы всей установки относительно оси проходящей через

$$\Theta_{\varphi_red} = \Theta_{\varphi_r} + \beta'_z * m_р * r_2 + m_0 * r_3 = 6{,}68 \quad x\,10^6\, т * м^2$$ – ф. 95 СП 26.13330-2012

$$m_{\varphi_red} = m_{x_red} = 4250{,}62 \quad т$$ – ф. 94 СП 26.13330-2012

$$\Theta_{\varphi 0_red} = \Theta_{\varphi_red} + h_2^2 * m_r = 6{,}688 \quad x\,10^6 \quad т * м^2$$ – ф. 96 СП 26.13330-2012

$$K_{\varphi_red} = \frac{K_{z_red}}{N} * r_2 = 0{,}021\, x\,10^{11} кН * м$$ – ф. 97 СП 26.13330-2012

Приведенный момент инерции массы всей установки относительно вертикальной оси

$$\Theta_{\psi_red} = \Theta_{\psi_r} + \beta'_x * m_р * r_3 + m_0 * r_3 = 36{,}766 \quad x\,10^5 \quad т * м^2$$ – ф. 99 СП 26.13330-2012

$$m_{\psi_red} = m_{x_red} = 4250{,}62 \quad т$$ – ф. 98 СП 26.13330-2012

$$K_{\psi_red} = \frac{K_{x_red}}{N} * r_3 = 0{,}087 \quad x\,10^{10} \quad кН * м$$ – ф. 100 СП 26.13330-2012

Коэффициенты жесткости основания (п. 6.6.3 СП 26.13330-2012):

$K_\psi = K_{\psi_red} = 0{,}874 \quad x\,10^9 \quad кН * м$ – вращательная жесткость фундамента

$K_\varphi = K_{\varphi_red} = 0{,}021 \quad x\,10^{11}\, кН * м$ – горизонтально-вращательная жесткость фундамента

$K_x = K_{x_red} = 1{,}366 \quad x\,10^7 \quad \frac{кН}{м}$ – горизонтальная (поперечная) жесткость фундамента

Минимальное значение вращательной жесткости – 79 ГН*м/рад.

Действительное значение вращательной жесткости –1040 ГН*м/рад.

Минимальное значение поперечной жесткости – 44,9 МН/м.

Действительное значение поперечной жесткости – 16 230 МН/м.

Вывод: значения вращательной и поперечной жесткостей фундамента превышают минимальные требуемые значения.

5. Заключение

В отчете представлен расчет фундаментов ВЭУ на свайном основании с рекомендуемыми геометрическими параметрами. По результатам расчета сделаны следующие заключения:

1. В основании свай залегают следующие грунты:

ИГЭ - 3 – суглинок тяжелый пылеватый полутвердой консистенции непросадочный, незасоленный ненабухающий; ρ = 1,95 г/см3, E = 24,5 МПа, φ = 210, C = 21 кПа;

ИГЭ-5 - глина легкая пылеватая твердой консистенции непросадочная, незасоленная, ненабухающая; ρ = 1,95 г/см3, E = 25,6 МПа, φ = 19 0, C = 53кПа; Сваи – висячие. Количество свай на один фундамент составляет 22 штуки. Сечение d1200мм, длина от 14,35м до 20,35м, с жесткой заделкой в ростверк.

2. Армирование свай – А500 Ø20 мм, 16 штук.

3. Бетон свай принят В35 F150 W10 по ГОСТ 26633-2015, на портландцементе по ГОСТ 10178-85.

4. Методом выполнения буронабивных свай выбран метод вертикально перемещающейся трубы (ВПТ) под защитой обсадных труб.

5. Ростверк ВЭУ имеет круглую форму. Плита ростверка имеет диаметр от 18 м у подошвы и до 5,7 м в верхней части и переменную толщину от 1500 мм до 3655 мм изменение толщины происходит от краев к центру. Пьедестал выполнен диаметром 5700 мм и толщиной 3955 мм.

6. Армирование ростверков выполнено на основании расчетов по прочности, трещиностойкости и выносливости.

7. Арматура ростверка класса А500С и А240.

8. Бетон фундамента В40 F150 W10 по ГОСТ 26633-2015, на портландцементе по ГОСТ 10178-85.