

УДК 624 153.525:681.3

DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-538-543

АНАЛИЗ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ НОРМАТИВНЫХ ДОКУМЕНТОВ ПРИ ЭКСПЕРТИЗЕ КОНСТРУКЦИЙ СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА

А. И. Субботин

Южно-Российский государственный политехнический университет (НПИ)
имени М.И. Платова, г. Новочеркасск, Россия

Аннотация. Приводится анализ применимости отдельных пунктов нормативной документации при проектировании свайного фундамента на примере данных экспертизы возведенных конструкций строящегося физкультурно-оздоровительного комплекса. На основании сравнения принятых проектных решений и результатов поверочного расчета в программном расчетном комплексе пространственной модели возведенных конструкций свайных фундаментов определяются основные причины, приведшие к появлению видимых дефектов в железобетонных строительных конструкциях ростверка.

Ключевые слова: расчет, свайные фундаменты, эксцентриситет, моменты, несущая способность сваи, заглубление сваи

ANALYSIS OF THE USE OF REGULATORY DOCUMENTS IN THE EXAMINATION OF PILE FOUNDATION STRUCTURES

A. I. Subbotin

Platov South-Russian State Polytechnic University (NPI), Novocherkassk, Russia

Annotation. The article provides an analysis of the applicability of individual points of regulatory documentation in the design of pile foundations, using the example of an examination of the constructed structures of a sports and recreation complex under construction. Based on a comparison of the adopted design solutions and the results of the verification calculation in the software calculation complex of the spatial model of the constructed structures of pile foundations, the main reasons leading to the appearance of visible defects in the reinforced concrete construction structures of the pile foundation are determined.

Keywords: calculation, pile foundations, eccentricity, moments, pile bearing capacity, pile depth

Введение

Строительство типовых объектов не всегда является простой задачей, так как грунтовые условия на месте возведения объекта диктуют свои условия, в связи с чем проектировщикам приходится принимать самостоятельные решения по связи отработанных конструктивных решений надземной части возводимого здания с индивидуальными конструкциями фундаментов. Строительство типовых зданий и сооружений за счет уменьшения объема проектирования и времени прохождения экспертизы значительно сокращает сроки возведения объектов. При этом конструктивные решения надземной части типовых проектов зданий и сооружений, как правило, тщательно отработаны и технически выверены.

Привязка же типовых объектов на местности сводится к разработке конструкций фундаментов, соответствующих геологическим условиям площадки строительства. Однако при проектировании фундаментов типовых или серийных зданий, зачастую, из-за сокращенного общего объема проектных работ, ускользают от внимания проектировщиков некоторые требования, влияющие на принимаемые конструктивные решения. Так при повторном применении проекта при строительстве физкультурно-оздоровительного комплекса в п. Орловский Орловского района Ростовской области, который ранее был построен той же строительной организацией в г. Аксае Ростовской области, изменились конструкции фундаментов — ленточные фундаменты были заменены на свайные конструкции. Перепроектирование с прохождением экспертизы не заняло много времени, но вот после начала возведения строительных конструкций надфундаментной части здания, которые не претерпели значительных изменений и отработаны при возведении аналогичного объекта двумя годами ранее, в железобетонных конструкциях стен подвала проявились вертикальные трещины (рис. 1), встревожившие строителей и заказчика.



Рис. 1. Трещины шириной раскрытия от $b = 0,1$ мм до $b = 0,3$ мм на всю высоту стены цокольной части спортивного зала

Основная часть

В связи с тем, что в основании фундаментов проектируемого ФОК залегают просадочные суглинки, подстилаемые макропористыми слабыми непросадочными суглинками, проектировщиками в соответствии с требованиями [1] было принято решение применения в конструкциях фундаментов

забивных железобетонных свай длиной 16 м С160.35-10, опирающихся на плотные непросадочные суглинки (рис. 2) и устроенные с шагом 6 м и 7 м по длине ростверка. Поверх линии свай (район спортивного зала) устраивается железобетонный балочный ростверк, высотой 600(h) мм и шириной 700 мм.

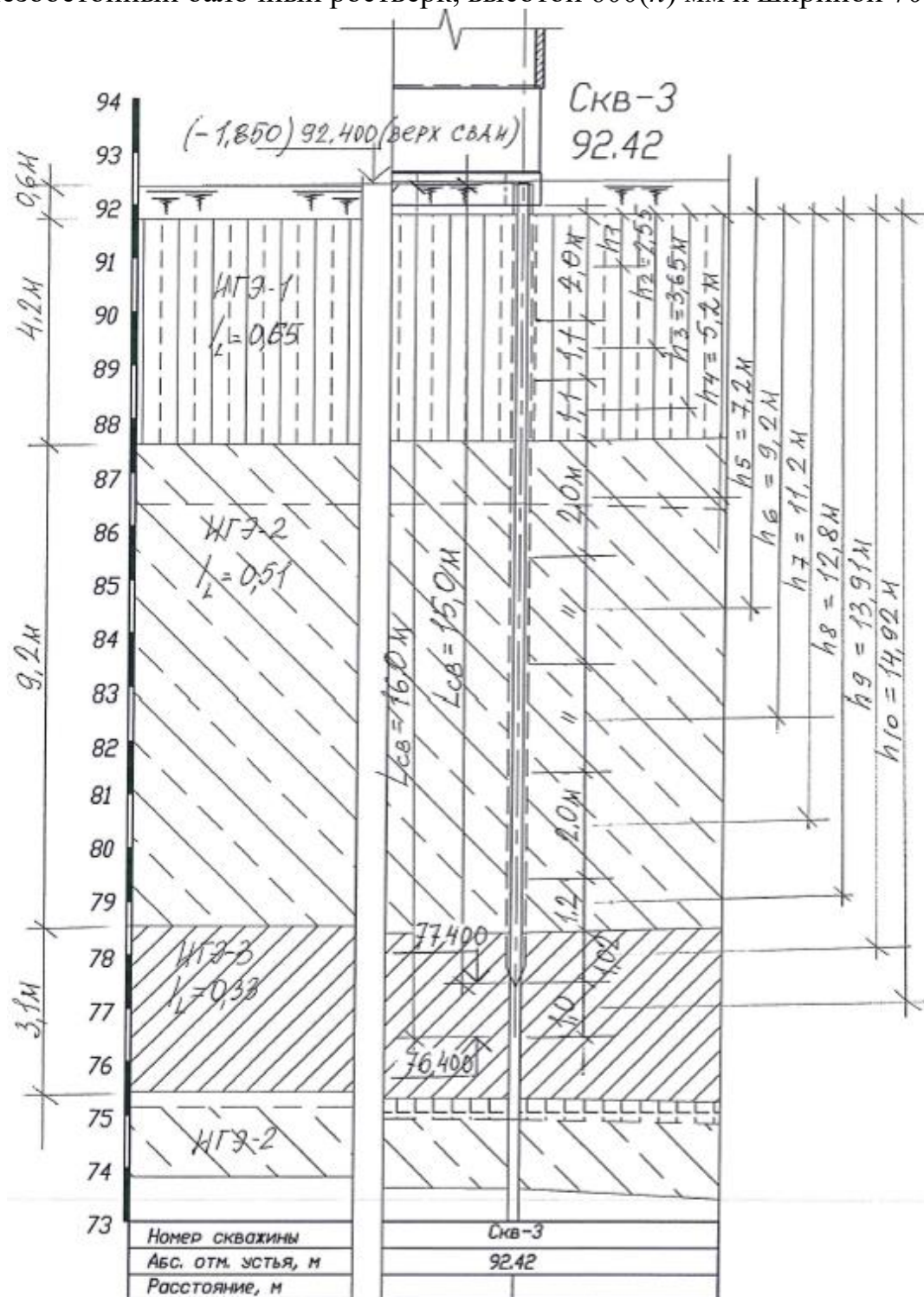


Рис. 2. Инженерно-геологический разрез проектируемого фундамента

Появление в ходе строительства в железобетонных конструкциях дефектов, снижающих их несущую способность, потребовало, на основании предписания государственного архитектурно-строительного надзора в соответствии с требованиями [2], проведения сплошного инструментального обследования. После проведения комплекса исследовательских работ в соответствии с разработанной программой по обследованию возведенных строительных и анализа выявленных дефектов были выполнены поверочные расчеты как надземных конструкций, так и конструкций свайных фундаментов.

Поверочный расчет несущей способности сваи, выполненный в соответствии с [3], установил, что несущая способность сваи по материалу составляет 144,3 т, а по грунту 74,4 т при итоговой нагрузке на сваю 36,6 т. В соответствии с п. 8.1 [3] свайные фундаменты следует выполнять одиночных свай, свайных лент и свайных кустов. Судя по всему, расчет по несущей способности и определил выбранное конструктивное решение с расположением свай кустами (из одной сваи) с шагом 6 м и 7 м по длине стен. Однако п. 8.13 [3], четко говорит, что «Расстояние между осями висячих забивных и вдавливаемых свай в плоскости их нижних концов должно быть не менее $3d$ (где d – диаметр круглого или сторона квадратного, или большая сторона прямоугольного поперечного сечения ствола сваи), а свай-стоек – не менее $1,5d$ », как и п. 8.13 [4], что в нашем случае составляет 1050–2100 мм, если считать сваю висячей, или 525 мм, если считать сваю стойкой, к чему располагает схема её расположения на инженерно-геологическом разрезе (рис. 1).

По руководству по проектированию табл. 8.20 [5], для одноэтажных промышленных зданий не применяются свайные кусты из одной сваи сечением 350×350 мм. Возможно применение буровых свай диаметром от 500 мм.

Кроме того, при количестве свай под стойку 1 шт. (при центральном опирании), свая конструктивно не в состоянии воспринимать момент усилий, возникающий при ветровых нагрузках.

При обследовании возведенных конструкций также установлено, что железобетонные стены подвала опираются на край ростверка (рис. 3), при рекомендуемом центральном опирании, что приводит к сложному напряженному состоянию ростверка, появляется эксцентриситет 0,2 м, в совокупности с нагрузкой дающий крутящий момент 3 КН·м на пог. метр. В перерасчете на длину пролета 7 м, крутящий момент составит 21 КН·м.

В связи с выявленными дефектами в монолитных конструкциях стен подвала и особенностями технических решений возведенных конструкций фундаментов, не отвечающих определённым пунктам нормативных документов, выполнен пространственный расчет конструкции ростверка на действие актуальных нагрузок в программном комплексе Structure Cad (рис. 4).

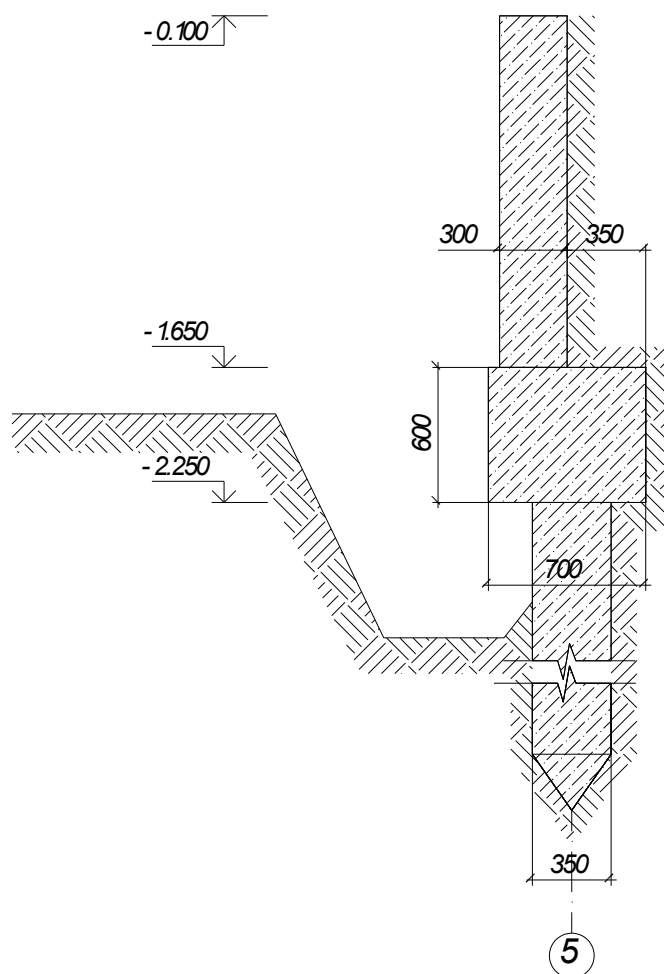


Рис. 3. Конструктивное решение опирания наружной стены на ростверк

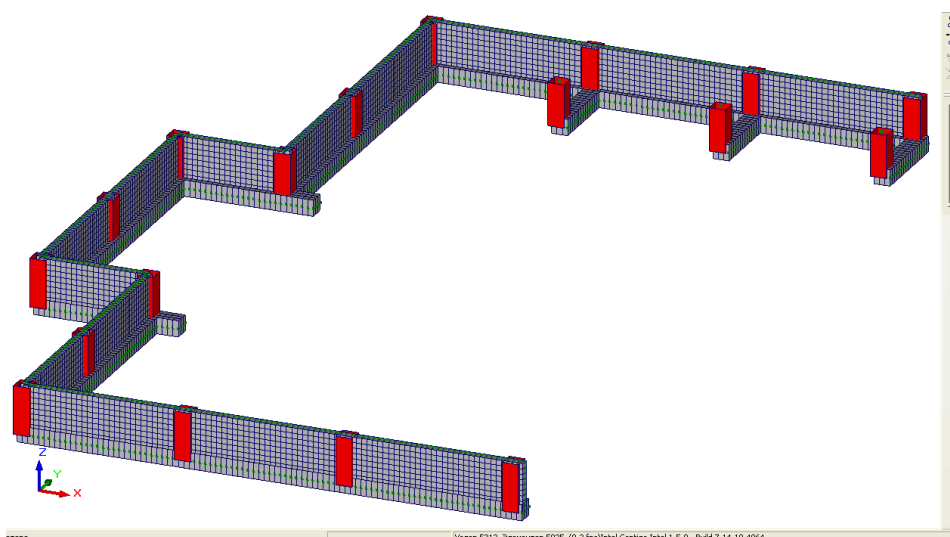


Рис. 4. Основная расчетная схема конструкции ростверка в программном комплексе *Structure Cad*

Результаты расчета представлены в виде таблицы с подбором арматуры ростверка и его сравнение с проектными решениями (табл. 1).

Таблица 1. Результаты расчета

	Продольная арматура по результатам SCAD, см ² по оси X. по оси Y	Принято по сорта- менту арматура, см ²	Проектное реше- ние арматура, см ²
Нижняя ос- новная сетка в пролете	<u>5,55 (3,60)</u> 5,55	<u>4Ø12 A500 A_s=4,52</u> <u>5Ø12 A500 A_s=5,65</u> (на пог. метр)	<u>2.5Ø10 A500</u> <u>A_s=1,96</u> <u>Не соответствует</u>
Нижняя сетка над свайей	<u>19,9 (12,9)</u> 5,55	<u>4Ø22 A500 A_s=15,20</u> <u>5Ø12 A500 A_s=5,65</u> (на пог. метр)	<u>4Ø16 A500</u> <u>A_s=8,04</u> <u>Не соответствует</u>
Верхняя ос- новная сетка в пролете	<u>13,93 (9,0)</u> 5,55	<u>4Ø18 A500 A_s=10,72</u> <u>5Ø12 A500 A_s=5,65</u> (на пог. метр)	<u>2.5Ø10 A500</u> <u>A_s=1,96</u> <u>Не соответствует</u>
Верхняя сетка над свайей	<u>16,2 (10,5)</u> 5,55	<u>4Ø20 A500 A_s=12,56</u> <u>5Ø12 A500 A_s=5,65</u> (на пог. метр)	<u>4Ø16 A500</u> <u>A_s=8,04</u> <u>Не соответствует</u>
Вертикаль- ные стержни в районе свай	<u>3,59+3,75 шаг стержней</u> <u>200 мм</u>	5Ø14 A500 A _s =7,69 плоские каркасы, шаг стержней 200 мм	5Ø12 A500 A _s =5,65 плоские каркасы, шаг стержней 200 мм <u>Не соответствует</u>

Анализируя данные табл. 1 видно, что в проекте ошибочно принято армирование ростверка каркасами с заниженным значением армирования. Принятая арматура повсеместно над свайей не в состоянии выдержать эксплуатационные нагрузки. Кроме того, в проекте отсутствует продольное непрерывное армирование ростверка.

Заключение

Совокупность неверных решений в принятии конструктивной схемы свайного фундамента с высокой несущей способностью, повлиявшей ошибочно на выбор шага свай 6 м и 7 м в совокупности с игнорированием нормативных требований в выборе шага свай, а также принятие внецентренного опирания стен на ростверк привело к развитию дефектов в стенах подвала еще на этапе их возведения.

Список источников

1. СП 22.13330.2016 «Свод правил. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*».
2. ГОСТ 31937-2024 «Здания и сооружения. Обследование зданий. Правила обследования и мониторинга технического состояния».
3. СП 24.13330.2021. «СНиП 2.02.03-85 Свайные фундаменты».
4. СП 50-103-2003 «Проектирование и устройство свайных фундаментов».
5. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика / Под ред. д-ра техн. наук, проф. Е. А. Сорочана. – М. – 1984.

© Субботин А. И., 2026