

Рис.6 – Эпюры горизонтальных давлений грунта при узких полосовых нагрузках

зонтального давления грунта σ_a в случае узкой площадки нагружения ($\bar{q}_0 = 10$, $b_{\min} \leq 0,146$, $\varphi = 30^\circ$) при представлении полосы распределенной и сосредоточенной нагрузками ($\bar{b} = 0,01; \neq \bar{Q} = 1,46$).

Как видно из полученных результатов, обе схемы, представленные «узкой» нагрузкой, дают практически одинаковые эпюры горизонтальных давлений. Если же использовать существующие практические методы [1], то, как указывалось выше, результаты расчета по этим методам существенно отличаются.

- 1.Клейн Г.К. Строительная механика сыпучих тел. – М. Стройиздат, 1977. – 256 с.
- 2.Лучковский И.Я. Взаимодействие конструкций с основанием. Библиотека журнала ИТЕ. Т.3. – Харьков: ХГПУ. 2000. – 264 с.

Получено 12.01.2010

УДК 62.543 : 642.012

В.Я.ЖИЛЯКОВ, А.Н.ШАПОВАЛОВ, кандидаты техн. наук
Харьковская национальная академия городского хозяйства

НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДЕФОРМИРОВАНИЯ СИСТЕМЫ «КРУГЛАЯ СВАЯ – РОСТВЕРК» ПОД ВОЗДЕЙСТВИЕМ ВЕРТИКАЛЬНЫХ И ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ НАГРУЗОК

Приведен анализ натурных испытаний фундамента на одиночной бурунабивной свае на действие вертикальной и горизонтальной нагрузок, даны рекомендации по

устройству фундаментов на одиночных буронабивных сваях.

Наведено аналіз натурних випробувань фундаменту на одиночній буронабивній palі на дію вертикального й горизонтального навантажень, даються рекомендації щодо влаштування фундаментів на одиночних буронабивних palях.

The analysis of natural tests of the base on single буронабивной piles on action of vertical and horizontal loadings is resulted, recommendations about the device of the bases on single буронабивных piles are made.

Ключевые слова: сваи, испытания натурные.

В современной практике строительства используются одиночные сваи, служащие одновременно и ростверком для опирания на них колонн или других частей здания, однако экспериментальных исследований по работе этих свай на вертикальные и горизонтальные нагрузки недостаточно [1-3].

При проектировании двух аналогичных по конструкции складских корпусов в Киеве и Харькове (стальной четырехпролетный каркас с пролетами по 21 м) были предложены два различных варианта конструкций фундаментов под колонны зданий.

В г.Киеве в качестве фундаментов под колонны каркаса использовались стандартные столбчатые фундаменты, выполненные из монолитного железобетона класса В20. Такой выбор был обоснован гидрогеологическими условиями площадки, в основном, высоким уровнем грунтовых вод и наличием в конструкции каркаса здания шести типов сечений колонн, что экономически не оправдывало применение типовых сборных железобетонных фундаментов.

В г.Харькове на площадке строительства аналогичного здания уровень грунтовых вод находился на 10 м ниже планировочной отметки. Заказчиком было принято решение использовать такие конструкции фундаментов под колонны, при которых можно достичь наибольшей экономии бетона и выполнить устройство фундаментов в максимально сжатые сроки. Был предложен вариант использования в качестве фундамента под колонну одиночную буронабивную сваю ($d=800$) с низким ростверком (высота ростверка 450 мм, размер в плане 1200x1200 мм).

Если определение несущей способности такой конструкции от воздействия вертикальной силы не вызывает особых трудностей, то расчет на действие горизонтальных нагрузок практически не освещен в литературе. При большой высоте проектируемого здания (15 м) даже незначительные углы поворота фундамента могли привести к большим отклонениям верха колонн и нарушить условия нормальной эксплуатации здания.

Для получения наиболее правдоподобных величин отклонения верха фундамента при действии на него различных факторов было проведено натурное испытание конструкции «фундамент-колонна». Была разработана специальная программа и предложена методика проведения испытаний названной конструкции.

В июне 2009 г. Харьковским НИИНТИЗом предложенная методика была одобрена и непосредственно на строительной площадке складского корпуса по ней выполнены натурные испытания. Для проведения испытаний была изготовлена укороченная ($L=1,5$ м) стальная колонна из двух швеллеров №30 с базой и оголовком, выполненными по чертежам запроектированной для каркаса колонны. В натуральную величину был изготовлен фундамент под колонну, состоящий из буронабивной сваи и ростверка с анкерными болтами ($d=24$) для крепления колонны.

На первом этапе был проведен эксперимент по определению несущей способности системы «свая – ростверк – колонна» на действие вертикальной нагрузки, на втором – были проведены испытания названной системы на действие горизонтальных нагрузок (схемы нагружения системы и расположения приборов контроля показаны на рис.1). Полученные данные о зависимости горизонтальных перемещений от величины горизонтальной нагрузки приведены на рис.2, график зависимости осадок системы от величины вертикальной нагрузки приведен на рис.3. При проведении испытаний нагружение проводилось гидравлическим домкратом с максимальным усилием 200 т.с. Испытания системы свая-ростверк на действие вертикальной и горизонтальной нагрузок проводились в соответствии с [4]. В качестве опоры (базы) домкрата при испытании вертикальной нагрузкой использовалась рама из стальных двутавров, соединенных с восьмью (закрученными в грунт) сваями-анкерами. Для опоры домкрата при испытании горизонтальной нагрузкой использовался нож бульдозера, масса которого составляла около 20 т.

Проведенные испытания показали следующее:

1. Несущая способность системы «свая – ростверк» составляет ~ 900 кН, величина осадки при этом равна 7,8 мм, что для проектируемого каркаса здания является допустимым, так как максимальная вертикальная нагрузка на фундамент под колонной составляет только 720 кН.

2. При максимальном значении горизонтальной силы на ростверк фундамента, согласно расчету равной 7,6 т.с., величина горизонтального отклонения верха колонны на высоте 15 м в результате поворота только фундамента (рис.2) составит: $7,6/3,5 \times 0,3 \times 15/1,1 = 8,88$ мм. От-

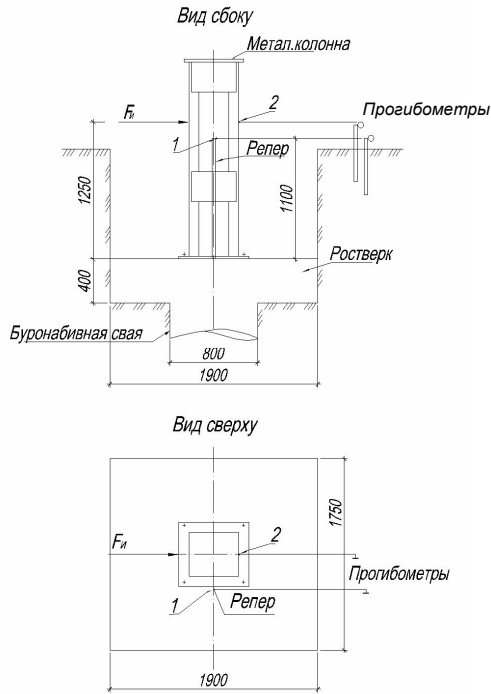


Рис.1 – Схема испытания системы «буронабивная свая – ростверк – металлическая колонна» горизонтальной нагрузкой

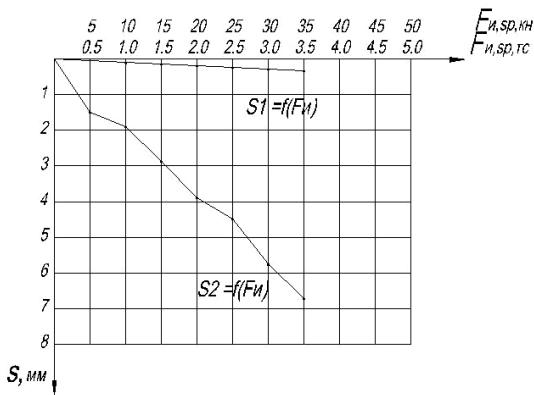


Рис.2 – График зависимости перемещения ростверка ($S1$) и металлической колонны ($S2$) от действия горизонтальной статической нагрузки

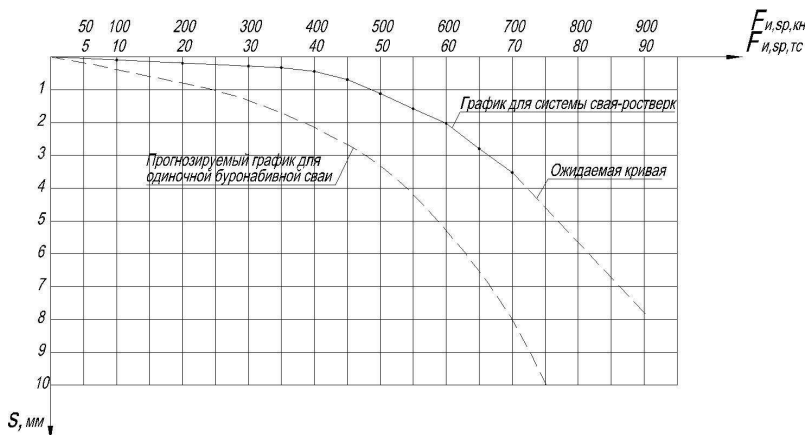


Рис.3 – График зависимости общей осадки системы «свая – ростверк» (S) от вдавливающей статической нагрузки (F_{II})

носительное отклонение колонны составит в этом случае $8,88/15000=0,0006$, что значительно меньше предельного значения, равного 0,001.

3. Согласно рис.2, максимальное отклонение верха колонны, вызванное растяжением анкерных болтов от действия изгибающего момента ($7,6 \times 1,25 = 9,5$ т.м), составит $6,8/0,3 \times 8,88 = 201,3$ мм. Такое отклонение является недопустимым согласно условиям нормальной эксплуатации здания. Для устранения чрезмерного отклонения верха колонны нами было принято решение о шарнирном сопряжении колонны с фундаментом: в результате отсутствия изгибающего момента, суммарное горизонтальное отклонение верха колонны составит всего 8,88 мм.

4. Представленная конструкция фундамента под колонну может быть рекомендована при сложных гидрогеологических условиях строительной площадки и в случае, когда требуется максимально сократить сроки производства работ по устройству фундаментов. В других случаях предложенная конструкция является малоконкурентоспособной, так как по сравнению со столбчатым фундаментом расход бетона и арматуры увеличивается (в проектируемых фундаментах увеличение объема бетона составило 15%, а увеличение массы арматуры – 42%).

1.Зинсу Коджо Люк. Методика расчета несущей способности буронабивных свай по результатам лабораторных испытаний грунтов: Дисс... канд. техн. наук: 05.23.02 / Киев. гос. техн. ун-т строительства и архитектуры. – К., 1997. – 126 с.

2.TC 250/SC7/PT1. PT Version “g”. Draft prEN 1997-1. «Eurocode 7: Geotechnical Design». Part 1: General Rules. – 166 p.

3.Шеменков М.Ю. Исследование взаимодействия горизонтально нагруженных фундаментов в вытрамбованных котлованах и их расчет с использованием зондирования // Известия КазГАСУ. – 2008. – №2 (10). – С.8-10.

4.ДСТУ Б В.2.1-1-95. Грунты. Метод полевых испытаний сваями.

Получено 26.01.2010

УДК 692.238 : 69.059.25 : 624.048

В.А.БАНАХ, канд. техн. наук, Е.В.ГРЕБЕНЮК, И.В.ГРЕБЕНЮК

Запорожская государственная инженерная академия

УСТРОЙСТВО НОВЫХ БАЛКОНОВ ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ И ОСОБЕННОСТИ ФОРМИРОВАНИЯ ИХ РАСЧЕТНЫХ МОДЕЛЕЙ

Обоснована необходимость совместного расчета конструкций устраиваемых при реконструкции зданий балконов и самого здания. Показана целесообразность использования деформированной схемы зданий, эксплуатируемых в сложных инженерно-геологических условиях, при формировании их расчетных моделей.

Обґрунтовано необхідність розрахунку разом конструкцій балконів, які влаштовуються при реконструкції будівель, і самих будівель. Показано доцільність використання деформованої схеми експлуатованих у складних інженерно-геологічних умовах будівель при формуванні їх розрахункових моделей.

The grounds of necessity of joint calculation of constructions of the balconies made during the reconstruction of buildings and common buildings are resulted. Expedience of the use of the deformed scheme of buildings exploited in difficult geological conditions during the forming of calculation models is shown.

Ключевые слова: реконструкция, расчетные модели, предварительные деформации, напряженно-деформированное состояние.

Реконструкция квартир существующих жилых зданий зачастую связана с устройством новых или расширением существующих балконов. Не акцентируя внимания на формально-правовых аспектах такой локальной реконструкции, необходимо обратить внимание на некоторые ее конструктивные особенности и необходимость моделирования работы новых конструкций совместно с конструкциями существующего здания в целом.

Результаты многочисленных обследований зданий и сооружений, эксплуатируемых в сложных инженерно-геологических условиях, подтверждают их деформированное состояние (наличие кренов и перекосов), присутствие трещин и дефектов. В этом случае необходимо осторожно подходить к реконструкции, связанной с пробивкой проемов, частичным изменением конструктивной схемы здания (пристройкой, надстройкой, устройством подвалов, новых балконов и других). Так как исходная геометрия конструктивной системы нарушена, меро-