

ИСПЫТАНИЕ СВАЙ СТАТИЧЕСКОЙ ВДАВЛИВАЮЩЕЙ НАГРУЗКОЙ ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ НАЦИОНАЛЬНОГО ТЕАТРА ДРАМЫ В ГОРОДЕ ГОРНО-АЛТАЙСКЕ

Б.М. Черепанов

Производство работ при реконструкции Республиканского национального театра драмы в г. Горно-Алтайске (рисунок 1) ведется в условиях сейсмического воздействия 9 баллов по шкале МСК-64.

Согласно инженерно-геологическому разрезу, выполненному ЗАО «Горно-Алтайдорпроект» в 2004 году, грунтовое основание площадки реконструкции национального театра драмы характеризуется следующим образом:

1-й слой – насыпной грунт, представленный галькой, гравием и строительным мусором с суглинком мощностью 2-3 м;

2-й слой – погребенная почва - глина гумусированная, полутвердой и тугопластичной консистенции мощностью от 1,5 до 3,5 м;

3-й слой – суглинки тяжелые слоистые мягкопластичной и текучепластичной консистенции мощностью от 2 до 6,5 м;

4-й слой – суглинки щебенистые мягкопластичные мощностью от 2,5 до 6 м;

5-й слой – галечниковый грунт с супесчаным заполнителем (до 35%) мощностью 2,5-3 м;

6-й слой – скальный грунт зоны А – аляскитные граниты и гранит-порфиры средне- и мелкозернистые, сильновыветрелые;

7-й слой – скальные грунты зоны Б – аляскитные граниты и гранит-порфиры средне- и мелкозернистые, трещиноватые, выветрелые.

Абсолютные отметки поверхности площадки изменяются от 297,4 до 299,2 м.

Несущими грунтами основания свайных фундаментов должны были являться суглинки щебенистые мягкопластичные с показателем текучести $I_L = 0,5$ (инженерно-геологический элемент № 4) при абсолютной отметке нижних концов всех забивных свай, равной 286,95 м.



Рис. 1. Общий вид национального театра драмы в г. Горно-Алтайске во время реконструкции

Из-за неравномерности залегания слоев грунта в пределах строительной площадки сваи не всегда опирались на щебенистые грунты.

Для обеспечения устойчивости здания театра драмы после реконструкции, в том числе и при сейсмических воздействиях, несущей способности существующих свайных

ИСПЫТАНИЕ СВАЙ СТАТИЧЕСКОЙ ВДАВЛИВАЮЩЕЙ НАГРУЗКОЙ ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ НАЦИОНАЛЬНОГО ТЕАТРА ДРАМЫ В ГОРОДЕ ГОРНО-АЛТАЙСКЕ

фундаментов оказалось недостаточно. При рассмотрении различных вариантов усиления фундаментов был предложен для проектирования самый экономичный и рациональный в данном случае вариант – фундаменты на сваях вдавливания. Предполагалось вдавливать существующие сваи с целью заглубления их в более прочный грунт (щебенистый суглинок) не менее чем на 1 м. Несущая способность сваи в этом случае, по расчетам проектировщиков, увеличивалась до 640 кН. Для подтверждения результатов расчета было принято решение о задавливании и испытании шести опытных свай.

Погружение свай производилось с помощью предварительно проградуированной гидравлической станции. Нагрузка при погружении свай повышалась постепенно с доведением до максимальной в течение 3-5 минут. Максимальная величина вдавливающей нагрузки составляла 780 кН. В результате действия вдавливающей нагрузки сваи №73, 91, 151, 165, 181 не изменили своего первоначального проектного положения. Исключение составила свая № 40, которая в результате вдавливания переместилась вниз на 330 мм.

Перед испытанием под ростверком вокруг опытной сваи отрывался шурф шириной

около 1,5 м и глубиной от низа ростверка также около 1,5 м. Участок ствола сваи под ростверком вырубался на величину, достаточную для установки домкрата (примерно 50-70 см). На выровненную поверхность сваи по слою цементно-песчаного раствора состава 1:2 устанавливался металлический оголовок. Путем предварительного «поджатия» его домкратом обеспечивалось плотное заполнение раствором всех полостей (горизонтальных и вертикальных). Арматура сваи приваривалась к плите оголовка.

Испытания свай статическими нагрузками проводились в соответствии с требованиями ГОСТ 5686-94 [1]. Нагрузка на опытные сваи передавалась ступенями домкратом типа ДГ-200 (рисунок 2).

Предварительно домкрат был проградуирован на прессе. Домкрат устанавливался на подготовленный (см. выше) оголовок сваи. Шток домкрата упирался через стальной лист на цементно-песчаном растворе в плоскость подошвы ростверка. Величина ступени нагрузки, передаваемой на опытную сваю, составляла примерно 100 кН (10 тс). Каждая последующая ступень нагрузки прикладывалась после условной стабилизации осадки сваи на предыдущей ступени.



Рис. 2. Общий вид опытной сваи при испытании вдавливающей нагрузкой

Осадка опытных свай измерялась двумя индикаторами часового типа ИЧ-50 с ценой деления 0,01 мм, которые закреплялись на неподвижной реперной основе. За условную

стабилизацию осадки сваи была принята скорость ее осадки, не превышающая 0,1 мм за последние 2 часа наблюдений. Общий вид

свай в процессе испытаний показан на рисунке 2.

Нагрузка на сваи доводилась до расчетной нагрузки по проекту, равной 780 кН (78 тс). После проведения испытаний опытные сваи включались в работу путем установки в распор между металлическим оголовком сваи и подошвой ростверка вертикальных пластин толщиной 20 мм и усиленных ребрами жесткости. После установки пластин гидравлический домкрат разгружался и убирался с головы сваи (рисунок 3).

Нагрузка при испытании всех шести свай, как указывалось выше, доводилась до расчетной нагрузки, определенной проектом для испытаний - до 780 кН (78 тс). Эта нагрузка превышает в 1,22 раза расчетную нагрузку (64 тс) на сваю, предусмотренную проектом усиления. Недопустимых деформаций ростверка, трещин в кирпичной кладке стен при нагружении опытных свай не зафиксировано.

При анализе графиков зависимостей осадки сваи от нагрузки $S = f(P)$, полученных в результате испытаний, видно, что характер графиков имеет, в основном, плавный вид (рис. 4). Величины осадок свай колеблются в пределах от 2,17 мм (опыт №6 - свая №181) до 9,01 мм (опыт №1 - свая №40). Перепад на графике зависимости осадки от нагрузки зафиксирован только в первом опыте при ис-

пытании сваи №40 при приложении нагрузки равной 500 кН (50 тс). Следует отметить, что именно эта свая была единственной, которая получила дополнительную деформацию при предварительном вдавливании гидравлической станцией.

Несмотря на перепад на графике, нельзя сказать, что произошло непрерывное возрастание осадки, т.к. уже через 3 часа наступила стабилизация и величина осадки на этой ступени составила 8,53 мм. При последующих ступенях нагрузки (при суммарной нагрузке равной соответственно 66, 70 и 78 тс) были зафиксированы незначительные деформации - 0,01; 0,04 и 0,06 мм.

Согласно п. 5.5 СНиП 2.02.03-85 [2] если нагрузка при статическом испытании свай на вдавливание не доведена до нагрузки, вызывающей непрерывное возрастание их осадки без увеличения нагрузки, то за частное значение предельного сопротивления сваи F_u следует принимать нагрузку, под воздействием которой испытываемая свая получит осадку, равную $S = \xi S_{u,mt}$ (где, S - осадка испытываемой сваи; $S_{u,mt}$ - предельное значение осадки здания по СНиП 2.02.01-83*; ξ - коэффициент перехода от предельного значения средней осадки фундамента к осадке сваи).



Рис. 3. Общий вид опытной сваи после проведения испытаний вдавливающей нагрузкой

**ИСПЫТАНИЕ СВАЙ СТАТИЧЕСКОЙ ВДАВЛИВАЮЩЕЙ НАГРУЗКОЙ
ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ НАЦИОНАЛЬНОГО ТЕАТРА ДРАМЫ В ГОРОДЕ ГОРНО-АЛТАЙСКЕ**

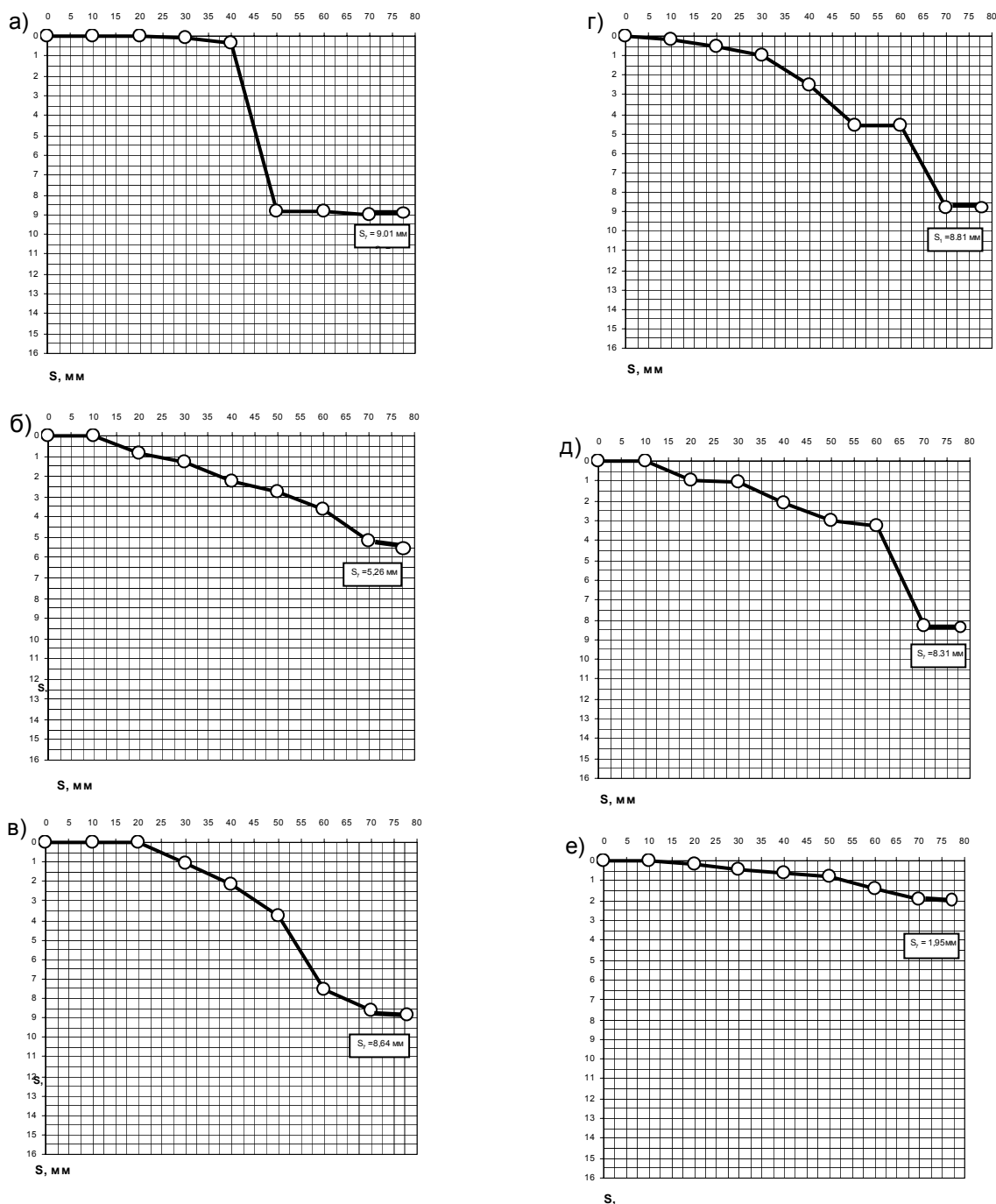


Рис. 4. Графики зависимостей осадки опытных свай от нагрузки $S = f(P)$ в результате испытаний статической вдавливающей нагрузкой: а) свая №40; б) свая №73; в) свая № 91; г) свая №151; д) свая №165; е) свая №181

Учитывая, что, в нашем случае, при $\xi=0,2$ и $S_{u,mt} = 8$ см осадка $S = 16$ мм можно констатировать, что ни в одном из шести опытов не была достигнута предельная нагрузка.

На основании проведенных исследований по испытанию свай статическими нагрузками можно сделать следующие выводы:

1. При вдавливании свай № 73, 91, 151, 165, 181 гидравлической станцией не было зафиксировано вертикальных деформаций.

Сваи не изменили своего первоначального проектного положения. Это говорит о том, что эти сваи, очевидно, опираются своими концами на инженерно-геологический элемент №4 – щебенистый суглинок и обладают достаточной несущей способностью. Свая №40 в результате вдавливания переместилась вниз на 330 мм и в конечном итоге также стала передавать давление на более надежный грунт.

2. В результате экспериментальных исследований установлено, что после погружения свай гидравлической станцией в щебенистый суглинок (инженерно-геологический элемент №4) предельное нормативное со-

противление и несущая способность опытных свай достигает более 780 кН (78 тс), что превышает в 1,22 раза расчетную нагрузку 640 кН (64 тс) на сваю, предусмотренную проектом усиления.

ЛИТЕРАТУРА

1. ГОСТ 5686-94. Грунты. Методы полевых испытаний сваями /ИПК, Издательство стандартов, 1996. – 51 с.
2. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты / Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 1998. – 48 с.