

П.А. Коновалов, д-р техн. наук, проф. ОСНОВАНИЯ  
И ФУНДАМЕНТЫ

РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ

ЗДАНИЙ 4-е издание, переработанное и  
дополненное Москва 2000

П.А. КОНОВАЛОВА Автор монографии - профессор, доктор  
технических наук, П. А. Конова

лов, заведующий лабораторией

“Основания и фундаменты на слабых  
грунтах” НИИОСП им. Н.М. Герсе-

ванова Госстроя РФ, Заслуженный

деятель науки и техники России, лауреат

Государственной премии СССР,

премии Совета Министров СССР и

Узбекистана. Профессор П. А. Коно-

валов - автор 11 книг и более 200

печатных работ. Его книги переведе-

ны на английский и вьетнамский

языки. Работы П. А. Коновалова

опубликованы в США, Индии, Таиланде, Франции, Японии, Финляндии

Италии и других странах. Широко известны монографии

“Основания и фундаменты реконструируемых зданий”, “Деформации

зданий”, “Основания и фундаменты резервуаров”, “Намывные грунты

как основания сооружений”, “Основания и фундаменты на заторфован-

ных грунтах”, “Строительство сооружений на заторфованных террито-

риях”, написанные им лично или в соавторстве с другими специалистами

и. Он - один из составителей Справочника проектировщика

“Основания, фундаменты и подземные сооружения”, многих СНиПов,

ГОСТов, Инструкций и Рекомендаций по испытаниям грунтам и проек-

тированию оснований и фундаментов. П. А. Коноваловым основано и развито новое направление в

строительстве - фундаменты на заторфованных основаниях ^ и сделан

весомый вклад в проблему совершенствования процесса усиления осно-

ваний и фундаментов деформировавшихся, аварийных и реконструиро-

ванных зданий. Он является членом президиума Российского нацио-

нального комитета по механике грунтов и фундаментостроению.

ПРЕДИСЛОВИЕ В перечне основных строительных работ, сопутствующих всякой рекон-

струкции, наибольшие затруднения вызывают работы, связанные с усилением

фундаментов и упрочнением их оснований. В этой области строительства не

было и нет стандартных приемов, которыми могли бы пользоваться проекти-

ровщики и строители. В каждом конкретном случае требуется учет не только

региональных инженерно-геологических условий, но и накопленного отечест-

венного и зарубежного опыта. В настоящей работе автор попытался обобщить

опыт реконструкции зданий и сооружений не только для случаев, когда не тре-

бовалось проведение усиления оснований и фундаментов, но и для случаев,

когда усиление и упрочнение оснований и фундаментов оказывалось не-

обходимым. Рассмотрен вопрос повышения давлений на грунты оснований, обжатых

нагрузкой от эксплуатируемых сооружений, предполагаемых к надстройке или

реконструкции с повышением нагрузок без усиления оснований и фундаментов.

На основе анализа опыта надстройки и реконструкций различных сооружений в

разнообразных инженерно-геологических условиях регламентируется порядок

обследования конструкций здания, объем и состав инженерно-геологических

изысканий и работ по обследованию фундаментов, состав технического заклю-

чения о возможности повышения давлений на грунты оснований, основные

требования к технике безопасности и т.п. При изложении особенностей проектирования оснований и фундаментов

реконструируемых зданий предлагается новый способ вычисления расчетного

(допускаемого) давления на грунты оснований, обжатых длительно действо-

вавшей нагрузкой. Рекомендуемый способ дает высокий экономический эффект

при проектировании и реконструкции сооружений, так как при его использовании

во многих случаях исключается необходимость проведения чрезвычайно

трудоемких работ по искусственному упрочнению грунтов оснований или уве-

личению размеров фундаментов. В четвертом издании книги значительно расширен материал, посвящен-

ный опыту реконструкции в условиях, когда требуется упрочнение оснований

или усиление фундаментов. Раздел 4.5, посвященный геомониторингу, написан к.т.н. Н.С. Никифоро-

вой, а глава 4, посвященная инженерно-геологическим исследованиям и об-

следованию фундаментов при реконструкции ^ составлена при участии к.т.н. В.П.

Коновалова. Автор приносит благодарность канд. техн. наук Н.С. Никифоровой,

Ф.Ф. Зехниеву, В. П. Коновалову, оказавшим автору помощь в подготовке руко-

писи к печати, а также выражает признательность д-ру техн. наук, проф. М.Ю.

Абелеву, проф. Ж.-П. Маньяну (Франция) за ценные замечания, сделанные ими

при рецензировании рукописи. 4

## Глава 1. ПРИЧИНЫ ПРОВЕДЕНИЯ РАБОТ

### ПО УПРОЧНЕНИЮ ОСНОВАНИЙ И УСИЛЕНИЮ

ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ

1. Деформации строящихся и эксплуатируемых зданий

Работам по реконструкции зданий и сооружений всегда предше-

ствует этап исследований, на котором выявляется не только состояние

грунтов их оснований, фундаментов и надфундаментных конструкций,

но также характер и величины их осадок за период строительства и экс-

плуатации. В тех случаях, когда величины общих или неравномерных

осадок зданий оказываются значительными, необходимо выявить их

причины. От этого будет зависеть в дальнейшем поведение под воздей-

ствием дополнительных нагрузок основания реконструируемого здания. НИИ оснований и подземных сооружений в последнее время про-

водится большая работа по наблюдению за осадками зданий и сооруже-

ний различного назначения в разнообразных инженерно-геологических

условиях. Наиболее интенсивные исследования в этом направлении бы-

ли выполнены Р.А. Токарем, Д.Е. Польшиным, К.Е. Егоровым, Ю.М.

Абелевым, В.В. Михеевым, Н.Я. Рудницким, ПИ. Брайтом и др. Анализ

этих материалов позволяет отметить, что основные закономерности раз-

вития деформаций зданий и сооружений могут быть сведены к следую-

щему: 1) осадка сооружений, вызванная уплотнением грунтов основания

под действием нагрузки, и время ее стабилизации зависят от вида и со-

стояния грунтов основания, а также от темпов роста давления при

строительстве. Деформации песчаных оснований зданий и сооружений,

а также оснований, сложенных глинистыми грунтами твердой конси-

стенции, практически можно считать закончившимися в период строи-

тельства. Процесс стабилизации осадок фундаментов на глинистых

Фунтах с показателем текучести  $IL = 0$  протекает длительное время, по-

этому допускается принимать величину осадки за период строительства

в размере 50% полной осадки; 2) осадка в период строительства связана с ростом нагрузок. По

мере увеличения скорости возрастания нагрузок доля осадки в этот пе-

риод будет уменьшаться; 3) неравномерность осадок зданий в основном возникает в период

строительства. Максимальная разность в осадках зависит от средней

осадки. С ростом средней осадки разность осадок увеличивается и стре-

мится к своей предельной величине, определяемой жесткостью здания; 4) фактические осадки зданий и сооружений составляют обычно

25-30% расчетных и только в отдельных случаях достигают 70-80%.

Исключение составляют здания, возведенные на толще слабых водона-

сыщенных грунтов, где по данным Б. Д. Васильева, Б. И. Далматова,

С. Н. Сотникова и др., фактические осадки превышают не только рас-

четные, но в ряде случаев и предельно допустимые по нормам. На осно-

ве натуральных и модельных исследований также выявлено, что чем быст-



рее возводится сооружение, тем больше должны быть ожидаемые де-

формации. Поэтому при быстрых темпах строительства, когда уплотне-

ние отстает от роста давлений, следует учитывать возможное увеличе-

ние деформаций. Один из экспериментов по исследованию деформации оснований

зданий выполнен НИИ оснований и подземных сооружений и Управле-

нием Моспроект-1 в Москве в 58-м квартале Фили-Мазилова. Два оди-

наковых крупноблочных пятиэтажных жилых дома серии 1-510 (корпу-

са № 17 и 18) на одной площадке были построены на фундаментах раз-

личной ширины. Основания фундаментов - мелкие и пылеватые пески с

$e = 0,7 - 0,71$ ,  $W = 5,4 - 8\%$ ,  $S_r = 0,2 - 0,3$ ;  $\rho = 1,63 * 1,7$  т/м<sup>3</sup>. Модуль

деформации для песков  $E = 30$  МПа, для суглинков  $E = 8$  МПа. При расчетах для корпуса № 17 (кривая 1 на рис. 1) было принято

расчетное сопротивление  $R = 0,25$  МПа. Ширина подошвы фундаментов

наружных стен в нем составляла 1,4 м, внутренней продольной стены -

2м. Расчетные осадки при этом были равны соответственно: = 6,3

мм,  $\delta^*_{\text{в}} = 9,2$  мм. Для корпуса № 18 (кривая 2) ширина подошвы фун-

даментов наружных стен была принята равной 0,6 м, внутренней про-

дольной стены - 0,8 м, при этом давление на грунты оснований состав-

ляло 0,45 МПа (расчетное сопротивление, подсчитанное по СНиП2.02.01-83\* было равно  $R = 0,3$  МПа). Ожидались следующие осадки

фундаментов: для наружных стен  $\delta^*_{\text{н}} = 21,3$ , для внутренних -  $\delta^*_{\text{в}} = 34,6$

мм. Фактические осадки оказались меньше (см. рис. 1). По результатам

опыта сделаны такие выводы. фактические осадки зданий за период наблюдения были на 70%

менее расчетных; увеличение осадок не пропорционально уменьшению ширины по-

дошвы. Так, при уменьшении ширины подошвы в 2,5 раза осадки уве-

личивались на 10 - 15%, т.е. при значительном сокращении ширины

подошвы получается небольшое увеличение осадок (при расчете осадки

по методу послойного суммирования). Причиной значительных де-

формаций зданий и сооружений, тре-

бующих усиления или упрочения осно-

ваний и фундаментов не только в пери-

од реконструкции, но и в период обыч-

ной эксплуатации, являются как ошибки

допущенные при изысканиях, проекти-

ровании, строительстве и эксплуатации,

так и объективные факторы (изменение

геологических условий, динамические и

сейсмические воздействия и т.п.). Выполнение больших объе-

мов изыскательских работ в новых 5-этажных зданиях в идентичных

микрорайонах, застраиваемых типовых грунтовых условиях от времени

выми зданиями, приводило подчас к спешному и неполному изучению особенностей инженерно-

геологических и гидрогеологических условий площадок строительства.

Недостаток информации о физико-механических свойствах грунтов ос→

нований восполнялся при этом использованием различных таблиц ха→

рактических характеристик грунтов, которые в обобщенном виде определяют свойства

той или иной разновидности грунтов для всей территории страны или

для отдельного региона, но не дают полного представления о деформа→

ционных и прочностных свойствах грунта конкретной площадки. Такая практика приводит к ошибкам и серьезным последствиям,

как это было, например, на строительстве пятиэтажного жилого дома в

Туле. Типовой (серия 1р-447с-29) пятиэтажный, шестисекционный, 96-

квартирный кирпичный жилой дом с продольными несущими стенами,

подвалом и магазином в первом этаже, возведенный на 90% до плит

совмещенной кровли, обрушился в одной из секций на высоту всех пяти

этажей (рис.2). Обследование аварийного здания и изучение проектной

документации показало следующее. Сборные железобетонные прерывистые фундаменты, заложенные

относительно пола подвала на 20 см, просели в середине здания по на-

ружной оси В до 54 см и сместились внутрь подвала до 70 см. Бетонная

подготовка подвала отсутствовала. По длине здания смещения и осадки

фундаментов были неравными. Указанные деформации привели к обра-

зованию в подвале валов выпирания грунта шириной 1,2-1,5 м и высо-

той 0,6-1,0 м. По средней оси Б максимальные осадки фундаментов со-

составили 54 см со смещением в сторону оси А до 20 см (рис. 2, а, б, в, г, д).

Валы выпирания располагались здесь по обе стороны стены подвала. По оси А

осадок и смещений фундаментов отмечено не было. Рис. 2. Вид аварийного

пятиэтажного дома в г. Туле (а) и

его аварийные деформации (б, в,

г, д) 1 - обрушившийся участок стены;

2 - отклонение стены; 3 - выпор грунта; 4 - подвал; 1-14 (в кружках) поперечные

оси здания б) 8

Вследствие неравномерной деформации фундаментов под про-

дольными стенами жесткая коробка здания повернулась в поперечном

направлении вокруг линии, проходящей по оси фундаментов В. При

этом отклонение верхней части стены здания от линии цоколя составило

55-60 см. В наружных стенах здания отмечались большие трещины. Основной причиной аварийных деформаций дома явилась непра-

вильная оценка изыскателями свойств грунтов основания. Воспользо-

вавшись значениями прочностных характеристик грунта, приведенными

в СНИПе на проектирование оснований, изыскатели не учли, что эти

таблицы распространяются только на четвертичные отложения. В осно-

вании же аварийного дома находились глинистые грунты нижнекамен-

ноугольных отложений, обладающие резко выраженной способностью к

снижению прочностных и увеличению деформационных свойств при

обнажении и увлажнении. Завышенные изыскателями прочностные свойства грунтов осно-

вания не были критически оценены проектировщиками. Они, в свою

очередь, приняли на эти грунты расчетное сопротивление  $R = 0,5$  МПа и

привязали дом на сборных прерывистых железобетонных фундаментах

шириной  $b = 0,8$  м по осям  $b_1$  и  $b_2 = 1$  м по оси Б с раздвижкой блоков

фундамента  $c = 10$  ч-  $15$  см. Давление под подошвой фундаментов по

проекту, как правило, не превышало  $0,47$  МПа. На момент аварии дав-

ление на грунты основания составляло  $0,35$  МПа. На всех рядом распо-

ложенных типовых домах в аналогичных грунтовых условиях расчетное

сопротивление принималось равным  $0,25$  МПа и деформации их нико-

гда не достигали предельно допустимых значений. К ошибкам изыскателей и проектировщиков добавились ошибки

во время строительства. Плохая планировка грунта вокруг здания и на-

личие уклона поверхности к нему привели к прониканию в подвал дож-

девой воды через недостаточно уплотненную обратную засыпку и к пе-

реувлажнению основания. Стена подвала при отсутствии бетонной под-

готовки пола стала работать по схеме подпорной стенки с небольшим

заглублением передней грани и повышенным горизонтальным давлени-

ем увлажненного грунта обратной засыпки на ее заднюю грань. Проек-

тировщики не учли возможности изменения расчетной схемы работы

подвала во время строительства, как этого требуют нормы. В связи со

значительными повреждениями конструкций здание пришлось разо-

бать. Наряду с неправильной оценкой свойств грунтов при изысканиях

нередки случаи, когда оказываются невыявленными сильносжимаемые

слои глинистых грунтов и особенно погребенных торфов или заторфо-



ванных грунтов. Оказавшись в основании зданий и сооружений, даже за

пределами границы сжимаемой толщи, они могут вызвать длительные

по времени и значительные по величине неравномерные осадки. В практике изыскательских работ для жилых зданий малой и

средней этажности глубина разведочных скважин обычно не превышает

8-10 м. Это считается достаточным для того, чтобы охарактеризовать

свойства грунтов и провести необходимые расчеты основания и фунда-

ментов. Однако такой подход не оправдал себя при привязке зданий и

сооружений на так называемых заторфованных территориях, которые

имеют в составе грунтовых слоев растительные остатки (относительное

содержание которых по массе от минеральной части  $10t > 0Д$ ), в том

числе слои, прослойки или линзы погребенного торфа. Через год после сдачи в эксплуатацию трехэтажное кирпичное

здание стало претерпевать возрастающие во времени неравномерные

осадки. Изучение технической документации показало, что в основании

здания залегает мощная толща моренных тугопластичных слабосжи-

маемых суглинков с расчетным сопротивлением  $R = 0,2$  МПа. Давление

по подошве его фундаментов не превышало  $R = 0,18$  МПа. Качество

выполнения надфундаментных конструкций не вызвало замечаний. Вме-

сте с тем рост осадок здания продолжался, поэтому было решено про-

вести дополнительные инженерно-геологические исследования. Пробу-

рив скважину глубиной 15 м (ранее глубина скважин не превышала 8

м), обнаружили линзу погребенного неразложившегося торфа толщиной

от 6 м и более, широко развитую в плане. Не выявленное на стадии изы-

сканий наличие сильносжимаемого грунта и была причиной деформа-

ций здания (рис.3). В связи с возможностью повторения подобных ситуаций в

“Пособии по проектированию оснований зданий и сооружений” (М.:

Стройиздат, 1986) предусматривается при обнаружении отдельных

выработками слоев, прослоек или линз заторфованного грунта или по-

гребенного торфа назначать дополнительные изыскания с целью опре-

деления их толщины и размеров в плане. При этом глубина выработок

должна быть не менее ширины здания, но не более 20 м. Дополнительные требования к изысканиям в районах распро-

странения различных разновидностей слабых грунтов были введены

впоследствии в СНиП 1.02.07-87 "Инженерные изыскания для строи-

тельства", в СНиП 11-02-96 и "Инженерные изыскания для строительства". 10

Основные положения" и Свод правил для обоснования проектной подго-

товки строительства. Незначительный объем выработок и непродуманное расположе-

ние их в пределах контура сооружения также может стать причиной не-

правильной оценки грунтов основания, а вследствие этого потери здани-

ем эксплуатационной пригодности. Примером этого могут служить не-

равномерные и длительные осадки жилого трехэтажного кирпичного

дома в Пскове. Во время изысканий скважинами, пробуренными вокруг

здания, было установлено, что толща грунтов оснований сложена водо-

насыщенными грунтами, в верхней части с высоким содержанием рас-

тительных остатков и органических включений с модулем деформации

$E \ll 4$  МПа. На глубине 9 - 12 м была обнаружена кровля известняка.

Проектировщиками было решено устроить здание на ленточных фунда-

ментах, укладываемых на уплотненной песчаной подушке толщиной в 1

м. Во время строительства и первого периода эксплуатации каких-

либо проявлений опасных деформаций здания не отмечено. Но спустя

несколько лет по фасаду здания и особенно его торцам стали появляться

прогрессирующе раскрывающиеся трещины. Вскоре осадки здания в 1,5- 2 раза превысили предельное

значение. Наметился отрыв правого угла

здания. Максимальная ширина раскрытия трещин достигла 40 мм. Гео-

дезическими наблюдениями осадок было установлено, что они со вре-

менем не затухали. В целях безопасности жители из дома были выселе-

ны. Для выявления причин деформаций здания местной изыскатель-

ской организацией были проведены большие дополнительные инженер-

но-геологические изыскания. Тогда-то и установили, что здание нахо-

дится непосредственно над разрушенной крепостной стеной Срединного

города, а фундаменты фасадной стены здания находятся на обратной

засыпке крепостной стены. При первичных изысканиях скважины попа-

ли именно в толщу обратной засыпки этой стены, представленной орга-

номинеральными насыпными грунтами (рис. 4). По всей вероятности, в

первый период эксплуатации здания шло обжатие насыпного грунта под

песчаной подушкой и осадки здания были равномерными. Но после то-

го, как верхняя толща основания уплотнилась, стало ощущаться влияние

материала жесткой кладки крепостной стены, находящейся всего в 1-1,5

м от подошвы фундамента. Осадки фундаментов, расположенных на

обратной засыпке, еще продолжались, а в средней части здания уже за-

тухали. Это обстоятельство и было причиной неравномерных осадок<sup>11</sup>

здания, сопровождавшихся обилием трещин у оконных проемов, в мес-

тах примыкания поперечных стен к продольным, отрывом правого угла

здания. По предложению автора фундаменты здания были усилены бу-

роинъекционными сваями. Эти сваи прорезали

верхнюю толщу сжимае-

мых грунтов и заглубля-

лись в подстилающий

слой известняка. Длина

свай в среднем составляла 14 м, шаг свай был равен 1,6 - 2,0 м, а их диаметр

не превышал 169 мм. Рис. 3. Инженерно-геологический разрез основания

деформировавшегося здания

1 - моренные тугопластичные суглинки; 2 - торф Рис. 4. Деформации жилого трехэтажного дома в г. Пскове

1 - крепостная стена из известняка и плитняка; 2 - известняк

- - скважины на стадии изысканий; о - скважины на стадии обследования

Стремление проектировщиков к разработке

экономных решений фундаментов естественно и понятно. Стоимость работ, связанных с устройством фундаментов, в сред-

нем составляет 10% стоимости всего здания. В сложных инженерно-

геологических условиях эта цифра может возрасти в 1,5-2 раза. Однако

экономичность решений, связанных с устройством оснований и фунда-

ментов, не должна достигаться за счет снижения их надежности, как

произошло при сооружении одного из предприятий в Новгороде. Под площадку строительства был отведен пойменный участок р.

Волхов, представляющий собой комплекс напластований (суммарной

толщиной 7 м) водонасыщенного заторфованного грунта, торфа или ила,

перекрытых в некоторых местах слоем насыпного грунта толщиной в 1

м. Вместо того, чтобы применить в данных условиях свайные фунда-

менты, которые полностью прорезали бы толщу сильносжимаемых

грунтов и опирались бы на более прочные нижележащие слои, про-

ектировщики решили использовать более дешевые ленточные и одиноч-

ные фундаменты на песчаной подушке с весьма незначительной ее тол-

щиной - от 1,2 до 2,5 м. Даже предварительный прогноз осадок фунда-

ментов на таком основании заставлял ожидать значительных деформа-

ций. Однако на практике все оказалось намного хуже. Производство работ по устройству песчаной подушки велось с

большими нарушениями: песок отсыпался на высоту всего слоя без уп-



лотнения, часть работ велась в зимнее время и в песчаную подушку по-

падал снег и т.д. Даже спустя несколько лет при определении нами

плотности песка в подушке с помощью зондирования в шести определе-

ниях из 20 песок оказался рыхлым. В дополнение ко всему к устройству

фундаментов на подготовленной таким образом площадка строители

приступили, не дожидаясь стабилизации осадок торфа под действием

веса насыпи. Расстояние от уровня подошвы фундамента до кровли тор-

фа или заторфованного грунта для подавляющего числа сооружений

предприятия составляло 1,3-2,3 м, т. е. было равным или несколько

большим ширины фундамента. В таких условиях дополнительное дав-

ление на кровлю слабых грунтов превышало их расчетное сопротивле-

ние, что не замедлило сказаться на величинах общей и неравномерной

осадок сооружений и состоянии их надфундаментных конструкций. По-

сле 12-16 лет эксплуатации средние осадки трех корпусов предприятия

составили соответственно 260; 310 и 550 мм. Развитие осадок этих зда-

ний во времени показано на рис. 5. В кирпичных стенах зданий, особенно в цокольной их части и да-

лее вверх на высоту 1,5-2,5 м, вследствие значительных неравномерных

осадок развились трещины с раскрытием кверху. Разработка шурфа

показала, что эти трещины прослеживаются и в монолитном ленточном

фундаменте. После систематических расшивок и затирок трещины вновь

появлялись. Конструкции некоторых зданий пришлось неоднократно

усиливать и ремонтировать. На основе анализа характера развития оса-

док зданий во времени за последние 5 лет было установлено, что стаби-

лизация их наступит еще не скоро. Ежегодный прирост осадок составля-

ет в среднем 10 мм без увеличения их неравномерности. Несмотря на

сравнительно большую изученность вопросов, связанных с проектиро-

ванием, строительством и эксплуатацией зданий и сооружений на на-

сыпных грунтах, до сих пор большинство таких зданий претерпевает

значительные неравномерные деформации, достигающие до аварийных.

Особенно часто это происходит в тех случаях, когда проектировщики не

предусматривают необходимых конструктивных мероприятий в возво-

димых зданиях или вообще пренебрегают наличием насыпных грунтов.<sup>13</sup>

а)б)Рис. 5. Зависимость осадок зданий № 1 (а) и 2 (б) предприятия в г. Новгороде

на заторфованных основаниях во времени

пунктиром обозначен контур залегания слоя торфарт!VtoO40KO200280J60S,mmp, МПаОюо200т400300600S. мм

При изысканиях под двухэтажное здание котельной в г. Орехово-

Зуево на глубине 1,5 м был встречен слой насыпных грунтов толщиной

в 1 м, представляющий собой смесь строительного и бытового мусора с

включением органических остатков. Ниже повсеместно залегали аллю-

виальные пески, мелкие и средней крупности, плотные с толщиной слоя

5-8 м. В отношении насыпных грунтов в отчете по инженерно-

геологическим изысканиям было отмечено, что основанием фундамен-

тов они служить не могут. Однако, несмотря на это, в чертежах по при-

вязке подошва плитных фундаментов котлов все-таки устанавливалась

непосредственно на насыпные грунты. Строители заложили фундаменты

согласно проекту, не вызвав для освидетельствования грунтов основания

в котловане представителя проектной или изыскательской организации. Через год в кирпичной кладке бортов в местах примыкания к

котлам появились трещины с шириной раскрытия до 10 мм, вызванные

отрывом просевших на 50 мм фундаментов котлов. Фундаменты насос-

ных агрегатов накренились, а их чугунные станины треснули. Причиной

таких деформаций явилось интенсивное замачивание насыпных грунтов

на всю глубину их залегания вследствие неисправности водоводов. Это

повлекло за собой самоуплотнение насыпных грунтов. Просадке грунтов

основания способствовало и вибрационное воздействие работающих

вблизи котлов не отцентрированных насосных агрегатов. Так ошибка, допущенная при проектировании, стала причиной

временного прекращения эксплуатации котельной и проведения допол-

нительных дорогостоящих мероприятий по усилению фундаментов. При

возведении зданий на насыпных грунтах необходимо тщательно учиты-

вать специфические особенности последних, заключающиеся в неоднो-

родности состава грунтов, неравномерной сжимаемости, возможности

самоуплотнения от действия собственного веса, при воздействии вибра-

ции от работающего оборудования, изменении гидрогеологических ус-

ловий, замачивании. Ошибки в период строительства, особенно при возведении зданий

и сооружений в сложных инженерно-геологических условиях, не раз

были причиной проведения работ по упрочнению оснований или усиле-

нию фундаментов. В одном из районов массовой застройки Москвы был

возведен 12-этажный крупнопанельный дом с конструктивной схемой в

виде несущих поперечных стен. По материалам изысканий с поверхно-

сти здесь залежали насыпные грунты толщиной 3,5-4,0 м, которые под-

стилались аллювиальными отложениями - суглинками, торфами, сапро-

пелями, обладающими низкой несущей способностью и высокой дефор-

мативностью. Ниже, на глубине 10-18 м, располагалась мощная толща

песка. Проектом было предусмотрено устройство свайного фундамента с

длиной свай 12 м. В связи с различной глубиной залегания кровли пес-

чаного слоя концы свай под частью здания были заглублены в песок, а в

другой части вследствие плохой изученности площадки оказались в са-

мой середине слоя сапропеля. Уже в процессе строительства стали проявляться неравномерные

осадки здания в поперечном направлении. Например, по одной на осей

через 2 мес. с начала строительства осадки составили 4,7 и 2,2 см, что

соответствует перекосу поперечника в 0,002. В дальнейшем неравно-

мерность осадок продолжала увеличиваться. Уточненные по мере на-

растания осадок прогнозы показали, что разность деформаций попереч-

ника может достичь 12-13 см или 0,012, что значительно превышает

допускаемое СНиП 2.02.01-83\* значение. Неравномерные осадки вызвали скручивание здания и появление

значительных дополнительных усилий во внутренних и наружных пане-

лях, а также в узловых соединениях между панелями. Все это привело к

необходимости проведения дополнительных работ по усилению фунда-

ментов здания (см. главу 7). В последнее время участились случаи проявления значительных

общих и неравномерных осадок эксплуатируемых зданий в связи с не-

допогружением свай до проектных отметок. Причиной этого главным

образом является неправильная подборка сваебойного оборудования.

Следует, однако, отметить, что недопогружение свай неоднократно от-

мечалось при застройке намывных территорий. Обычно намыв песка

гидромеханизированным способом осуществляют на затопляемые пой-

мы рек или заболоченные участки с целью поднятия отметок и подго-

товки надежного основания сооружения. Перед намывом полагается удалять с поверхности территории

торф, ил, сапропели или проводить топографическую съемку с целью

оконтуривания в плане заболоченных мест. Чаще всего ни то, ни другое

не делается. В результате сильносжимаемые грунты оказываются под

толщей плотно уложенных намывных песков. Проектировщики, как

правило, стремятся прорезать сваями эти грунты с тем, чтобы снизить

расчетную осадку зданий или сооружений. Однако строителям не всегда



удается реализовать проектное решение. Нами [1] уже отмечалось, что в

процессе погружения свай обычным сваебойным оборудованием (на-

пример, дизель-молотом) при приближении ее острия к погребенному

слою торфа наступает момент, когда энергия удара молота будет гасить-

ся упругой деформацией торфяного слоя. Далее, несмотря на продол-

жающуюся забивку, свая в грунт погружаться не будет. Обычно у таких

свай разрушаются головы, строители, приняв это состояние за 'отказ',

производят их срубку/В результате оказывается, что нагрузка от здания переносится не-

допогруженными сваями практически на кровлю сильносжимаемых

слоев. Именно поэтому здания и сооружения претерпевают сверхнорма-

тивные осадки, обуславливающие нарушение их нормальной эк-

сплуатации и необходимость последующей реконструкции. Так, в част-

ности, произошло с 9-этажным крупнопанельным жилым зданием на

намывной территории г. Нижний Новгород. Торец этого здания (№ 7) за 5 лет эксплуатации получил осадку, в 7,1 раз превышающую норматив –

ную. Неравномерный характер осадки стал причиной появления трещин

в его конструкциях (см. главу 7). Осадка машины бумагоделательной фабрики близ г. Иматра

(Финляндия) в результате недопогружения свай составила 150 мм. Для

выправления образовавшегося крена потребовались проведение слож –

ных работ и большие затраты (см. главу 7). Аналогичная картина наблюдалась при строительстве 14-

этажного жилого кирпичного дома с подвалом и техническим этажом,

расположенного в пределах засыпанной поймы р. Неглинка в г. Москве.

В период инженерно-геологических изысканий в трех из шести пробу –

ренных скважинах в пятне застройки по глубине было установлено на –

личие линз и прослоек водонасыщенного среднеразложившегося торфа с

толщиной слоя от 0,7 до 3,4 м. Фундаментами дома согласно проекта

являлись железобетонные сваи длиной 10-12 м и поперечным сечением

30 x 30 см. Забивка свай велась финским гидравлическим молотом

ЮННТАН с весом ударной части молота 5,0 т. Журналы забивки свай

свидетельствовали о том, что глубина их погружения составляла 5,3 -

10,3 м (а по проекту 10-12 м). К моменту возведения 9-го этажа в цоколе

и кладке первого этажа появились трещины, ширина развития которых

постепенно увеличивалась. Еще до начала строительства, ознакомив

шись с материалами изысканий и рабочими чертежами нулевого цикла

здания, НИИОСП предсказал аварийное развитие деформаций будущего

здания и рекомендовал запретить выполнение фундаментов по этому

проекту. Однако этим предупреждением московские проектировщики

пренебрегли. Последующее развитие неравномерных деформаций зда

ния подтвердило наше предположение о наличии недобитых свай. Есте

ственно, что забивка свай в лидерные скважины или устройство бурона-

бивных свай вместо забивных избавило бы здание от неравномерных

осадок.2 — 345417

Запрещение отвода сельскохозяйственных земель для строитель-

ных целей и необходимость освоения территорий, ранее считавшихся

непригодными для строительства, заставило использовать в качестве

оснований водонасыщенные глинистые грунты или органоминеральные

грунты (в том числе илы, заторфованные грунты), отличающиеся дли-

тельным уплотнением под нагрузкой. Обладая очень низкими коэффи-

циентами фильтрации и большой сжимаемостью, эти грунты предпо-

деляют большую осадку возводимых на них зданий и сооружений, для-

щуюся десятилетиями. Но не в этом состоит главная их особенность.

Если на основание, сложенное такими грунтами, сравнительно быстро

передать внешнюю нагрузку, то в них может возникнуть так называемое

нестабилизированное состояние в результате образования избыточного

давления в поровой воде. Вследствие этого явления такие грунты можно

условно рассматривать как идеально связанные. Несущую способность

оснований такого рода определяет только значение удельного сцепления

грунта с. Если при расчете оснований не учесть нестабилизированное

состояние грунтов, согласно СНиП 2.02.01-83\*, то это может привести к

потере их несущей способности, сопровождающейся выпором грунта из-

под подошвы фундамента и серьезной деформацией надфундаментных

конструкций. Характерным примером такого рода деформаций могут явиться

аварийные деформации жилого пятиэтажного шестисекционного 56-

квартирного дома с техническим подпольем и магазином на первом

этаже в Сумгаите. Несущие стены здания продольные, фундаменты

сборные железобетонные с шириной по наружным осям 1,4 м, а по

средней оси 2,4 м. Основанием фундаментов служили сильносжимаемые

заиленные водонасыщенные глинистые грунты с коэффициентом пористости

$e = 1,1$ ;  $\phi = 13^\circ$ ;  $c = 0,02$  МПа. Расчетное сопротивление на эти

грунты было принято равным  $R = 0,15$  МПа. Давление на уровне подошвы

фундамента в среднем составляло  $p = 0,13$  МПа. Когда здание было завершено в основных конструкциях до пятого

этажа включительно, кроме перекрытий, примерно на двух третях здания

были обнаружены развивающиеся деформации его коробки с креном в

сторону оси Л. За деформациями было установлено инструментальное

наблюдение, строительные работы были прекращены, а вокруг здания

отведена безопасная зона (рис.6 и рис.7). Через 10 сут. наблюдений

фундаменты по оси Л просели на 61-92 см и здание получило отклонение

ние от вертикали в сторону этой оси на 122 см (рис. 8, а и б). Осадки

фундаментов оказались неравномерными не только в поперечном на-18

правлении, но и по длине, вследствие чего конструкции коробки дефор-

мировались с небольшим кручением в продольном направлении. Про-

цесс развития осадок одной из частей здания во времени показан на рис.8. в.Рис. 7. Вид накренившегося дома в г. СумгаитеРис.7. Вид накренившегося

жилого дома со стороны левого

торца2\*19

а)Рис. 8. Деформации жилого дома вследствие потери устойчивости грунтов основанииНесмотря на значительный крен здания, разрушений несущих

конструкций надземной части не было обнаружено. Это объясняется ее

высокой жесткостью, обусловленной наличием поэтажных антисейсми-

ческих железобетонных поясов. Вскрытие шурфов у наружных стен, а

также осмотр технического подполья показали, что стены технического

подполья и фундаментные блоки получили тот же крен, что и стены зда-

ния. В подполье вдоль продольных и поперечных стен обнаружены валы

выпирания грунта, достигшие перекрытий, а в некоторых местах пере-

ломившие их (рис. 8, б). Давление на уровне подошвы фундамента в

момент аварии в среднем составило  $p = 0,12$  МПа. Согласно СНиП 2.02.01-83\*, вертикальная составляющая силы

предельного сопротивления  $p_i$ , кН/м, основания, сложенного медленно

уплотняющимися водонасыщенными грунтами, находящимися в неста-

билизированном состоянии, для ленточных фундаментов определяется

по формуле (206)

$p_{i,} = b [q + (1 + \gamma - a + \cos a) c_i]$ , (1) где  $b$  - приведенная ширина фундамента, м;  $q$  - пригрузка с той сторо-

ны фундамента, в направлении которой действует горизонтальная, со-

ставляющая нагрузки, кПа;  $c$  - удельное сцепление грунта, кПа;  $p =$

3,14;  $a$ -угол. При вертикальном вдавливании ( $a = 0$ ) формула записывается

следующим образом:  $P_i = b [q + (\gamma + 2) c_i] = \gamma (5/4 c_j + q)$ . Предельное сопротивление основания  $R_{np} > kPa, R_{np}$



$= 5,14 \text{сг} + q$ . (2) Тогда для рассматриваемого случая  $R_{пр} = 5,14 \cdot 20 + 1,7 \cdot 16 = 130 \text{ кПа}$ . Таким образом, можно констатировать, что аварийные деформации

дома произошли вследствие того, что проектировщики не учли возможности

возникновения нестабилизированного состояния грунтов основания.

Впоследствии здание было восстановлено методом подъема. В

качестве фундаментов использованы стальные трубчатые сваи, заданные

отдельными звеньями под продольные стены здания (см. гл. 7). Непредвиденное возникновение нестабилизированного состояния

основания 9-этажного

здания в г. Пушкин под С.-Петербургом было причиной еще одной

крупной аварии, произошедшей в 1974 г. Здание состояло из трех неравных частей, разделенных осадочными

швами: двух пятиэтажных и девятиэтажной. Девятиэтажная часть

здания была основана на ленточных сборных фундаментах под поперечными

речные несущие кирпичные стены. Кладка стен здания была армирована

на Здание имело подвал высотой 2 м. Заглубление фундаментов относительно

сительно пола подвала составляло около 0,5 м. Давление под подошвой

фундаментов, принятое проектным институтом, было равно 3,0 кгс/см<sup>2</sup>.

Нормативное давление на грунты основания составляло  $R = 3,5$  кгс/см<sup>2</sup>. В качестве несущего слоя использовалась водонасыщенная слоистая

глина твердой консистенции ( $W_L = - 0,05$ ;  $e = 0,7$ ;  $\sigma_{H1} = 0,26$  кгс/см<sup>2</sup>;

$\Phi = 19^\circ$ ). Котлован отрывался в апреле 1972 г., летом велась укладка

фундаментов посуху. Промораживание грунтов под фундаментами в

зиму 1972 - 1973 г г. не наблюдалось, так как подвал был перекрыт и

засыпан песком. Наземная часть 9-этажного дома возводилась с декабря

1972 г. по август 1973 г. Геодезические наблюдения за осадками 9-

этажного корпуса с августа 1973 г. показали, что скорость их развития

достигала 8 мм в сутки. К июню 1974 г. полная осадка корпуса состави-

ла у оси 5 - около 100 см, а у оси 15 - 200 см. Валы выпора грунта из-

под фундаментов у этих осей были по высоте, примерно, аналогичны их

осадке и взломали бетонный пол в подвале (см. рис. 9). Рис. 9. Характер деформации аварийного 9-этажного дома в г. Пушкин. Значительные деформации 9-этажной части в осях 3-15 нача-

лись после возведения третьего этажа, то есть при давлении около 1,3

кгс/см<sup>2</sup>. Минимальная несущая способность основания по СНиП 2.02.01-83\* была равна  $q_{пр} = 1,38$  кгс/см<sup>2</sup>. Полная нагрузка от 9 этажей

на грунты основания передавалась в течение восьми месяцев после за-

вершения работ нулевого цикла. Быстрые темпы нагружения грунтов

основания привели к его нестабилизированному состоянию, когда все

нормальные напряжения воспринимались поровой водой, а внутреннее

трение не реализовалось. Вследствие этого явления сопротивление сдви-

гу глинистых грунтов оказывалось минимальным и равным только

удельному сцеплению. Несколько слов о восстановлении рассматриваемого

дома, надфундаментная часть которого практически не пострадала.

Здесь мог быть использован метод, примененный при восстановлении [22]

дома в г. Сумгаите, где под фундамент были задавлены составные сваи

(сваи "Мега"), после чего на домкратах дом был поднят и выправлен

[27]. Дальнейший рост осадок мог быть существенно замедлен, например,

заполнением подвала песчаным грунтом. Вместо этого было принято

решение о сносе дома после подрывных работ, результаты которых

представлены на рис. 10, и возведении нового дома на свайном фунда-

менте. Рис. 10. Вид аварийного дома в г. Пушкин Ленинградской обл. При реконструкции сложившихся районов, а также при увеличе-

нии плотности их застройки устройство фундаментов около существующих

щих зданий приводит к их неравномерным деформациям, сопровожда-

дающимся появлением в стенах трещин, особенно в местах примыкания

новых сооружений (рис. 11). По данным Санкт-Петербургского Госу-

дарственного Архитектурно-Строительного Университета из 128 зданий

в С.-Петербурге, около которых устраивались новые сооружения, 80%

имеют серьезные деформации вплоть до аварийных [2]. Аналогичная

картина вырисовывается в Таллинне, Тюмени и других городах. При-

чины этих деформаций могут заключаться как в изменении напряженно-

деформированного состояния оснований эксплуатируемых зданий, так и

в технологических воздействиях на него при производстве строительных

работ (вибрация при разработке котлована и погружении шпунта и свай, 23

нарушение устойчивости откосов котлованов, промораживание грунта,

суффозия, разрушение фильтрацией воды). Рис. 11. Деформации эксплуатируемых зданий при возведении

новых зданий

вблизи них (а) или при примыкании к ним новых зданий  
(б) Во избежание опасного воздействия  
пристраиваемого здания или

сооружения следует осуществлять планировочные,  
конструктивные и

технологические мероприятия. Перечень этих  
мероприятий приведен в

ТСН 50-302-96 "Устройство фундаментов гражданских  
зданий и соору-

жений в Санкт-Петербурге и на территориях,  
административно подчи-

ненных Санкт-Петербургу" (С.-П., 1997г.), составленные  
С Пб. ГАСУ,

АО ЛенНИИпроектом, ВНИИГСом, МГСН 2-07-97  
"Основания, фунда-

менты и подземные сооружения" (М., 1998г.),  
составленные НИИОС-

Пом. Серьезные деформации эксплуатируемых зданий и  
сооружений

иногда с аварийными последствиями могут вызвать  
изменение гидро-

геологических условий площадки. Здесь в равной  
степени могут ока-

заться опасными как понижение уровня подземных вод,  
так и их повы-

шение. Общеизвестно, что в современном городе на территории про-

мышленного предприятия со временем прокладываются все новые под-

земные коммуникации (водопровод, канализация, отопление, связь и т.

п.), как правило, играющие также и дренирующую роль. В некоторых

случаях они способствуют осушению водонасыщенных грунтов основа-

ний, исчезновение взвешивающего влияния которых вызывает самоуп-

лотнение грунта и дополнительную осадку сооружений. Если здание или сооружение было устроено на деревянных сваях,

то обнажение их голов сопровождается интенсивным гниением древесины-

ны с последующим смятием под нагрузкой и значительной неравномер-

ной осадкой здания. Такое явление наблюдалось в здании Малого театра

в Москве, когда р. Неглинка была заключена в трубу и уровень подзем-

ных вод в основании здания резко понизился. Гниение свай здесь было

весьма интенсивным, начались неравномерные осадки, приведшие к

деформациям кирпичной кладки стен (рис. 12). Только подведение под

стены здания буронабивных свай приостановило его осадки. Рис. 12. Головы сгнивших деревянных свай, извлеченных из-под здания Там же, на берегу р. Неглинка в XIX веке было построено здание,

в котором сейчас размещается театральное Щепкинское училище. Об-

следование его подземной части, выполненное в 1993 г. из-за опасных

для эксплуатации здания деформаций его надфундаментных конструк-

ций, показало, что оно устроено на узких ленточных фундаментах. В

основании этих фундаментов залегает толща сильносжимаемых водона-

сыщенных грунтов. Таким образом, его большие неравномерные осадки

вполне объяснимы. Неясным осталось только одно обстоятельство, по-

чему эти осадки не проявлялись ранее. В конце концов удалось выяс-

нить, что здание первоначально было устроено на деревянных сваях,



которые вследствие резкого понижения грунтовых вод сгнили. Остался

лишь каменный свайный ростверк, который впоследствии был принят

нами за ленточный фундамент. Аналогичное явление наблюдалось в Хельсинки, когда в цен-

тральной его части стали сильно деформироваться и терять свою экс-

плуатационную пригодность капитальные кирпичные здания старой по-

стройки и Шведский театр, имеющие большую архитектурную цен-

ность. Все они были возведены на деревянных сваях, погруженных в

водонасыщенные слабые грунты. Однако по мере укладки в городе

большого числа различных инженерных коммуникаций уровень под-

земных вод постепенно понизился, что привело к обнажению голов де-

ревянных свай и их гниению. Под все здания к настоящему времени подведены железобетон-

ные ("Мега") или стальные ("Туставсберг", "Бьюрстрем") многосекци-

онные сваи. Осадки этих зданий в настоящий период полностью стаби-

лизировались. Подъем уровня подземных вод также может привести к большим

деформациям зданий. В наибольшей степени это проявляется, когда их

основания оказываются сложенными лессовыми просадочными (осо-

бенно II типа) грунтами. В обычном состоянии при естественной влаж-

ности и глубоком уровне подземных вод такие основания зданий и со-

оружений надежны. Но по мере того, как уровень подземных вод начнет

подниматься вследствие утечек из коммуникаций и каналов, а также

полива сельскохозяйственных земель, грунты теряют свои просадочные

свойства. Большинство солей, содержащихся в грунтах, растворяется,

грунт утрачивает свою структуру и превращается в слабый сильно-

сжимаемый водонасыщенный фонт. Подобная деградация лессов при-

водит к сверхнормативным осадкам существующих зданий, для которых

чаще всего требуется проведение срочных мероприятий по усилению

фундаментов. Такие явления уже отмечались в Ташкенте, Душанбе,

Волгодонске и т. д. Следует отметить, что, например, в Среднеазиатских республиках

подъем уровня подземных вод - явление неслучайное, а закономерное в

связи с поливным характером их земледелия. Наблюдения, выполненные

известным узбекским ученым К.М. Джумаевым, показали, что

здесь средняя скорость подъема уровня подземных вод составляет 0,3-1

м/год, достигая в Ферганской долине максимальных значений, равных 3,7 м/год. Это обстоятельство необходимо обязательно учитывать при

реконструкции жилых, гражданских и промышленных зданий и соору-

жений. В набухающих грунтах замачивание может повлечь за собой

подъем сооружений, как правило, вызывающий неравномерные дефор-

мации его надфундаментных конструкций. Осадки оснований и сопутствующие им деформации существуют

в зданиях довольно часто вызываются динамическим воздействием

при забивке свай или шпунта во время пристроек или строительных ра-

бот при усилении и реконструкции. Колебания массива основания, осо-

26

бенно сложенного песчаными грунтами, вызывают их дополнительное

уплотнение и осадку фундаментов. При несоблюдении правил производ-

ства сваебойных работ вблизи существующих объектов, последние мо-

гут полностью утратить свою эксплуатационную пригодность. Не зату-

хающие во времени деформации зданий с обильным трещинообразова-

нием в его конструкциях вызывают различные источники промышлен-

ной сейсмике - молоты, компрессоры, вибраторы, взрывы и т. п. Так, в частности, в одном из районов г. Братска 28 жилых пяти-

этажных эксплуатируемых домов при обследовании были признаны

аварийными в связи с обилием опасных трещин в несущих конструкци-

ях. Осадки фундаментов не были этому причиной, так как в основании

залегала мощная толща слабосжимаемых алевролитов (окаменелых су-

песей). Так как вскрытие котлованов в таких грунтовых условиях было

затруднено, строители производили в них массовые взрывы на выброс,

что по техническим условиям производства работ в этом районе было

совершенно недопустимо. Эти взрывы оказывали на смонтированные

конструкции крупнопанельных зданий воздействие, аналогичное сейс-

мическому. А здания на этот вид воздействий не были рассчитаны. Вредное воздействие на здание оказывает его близкое располо-

жение к подземным трассам метрополитена. Весь этот неполный перечень возможных причин возникновения

деформаций существующих зданий и сооружений необходимо учиты-

вать в проектах реконструкции с тем, чтобы после упрочнения основа-

ний или усиления фундаментов исключить всякую возможность их по-

вторения. 2. Рост нагрузок при надстройке и реконструкции Реконструкция жилых, общественных и промышленных зданий

производится с целью устранения их физического и морального износа и

сопровождается усилением или заменой отдельных конструкций либо

изменением размеров зданий (надстройкой, пристройкой). При выпол-

нении этих видов работ здания могут быть переоборудованы под здания

с другим назначением. В процессе капитального ремонта и реконструк-

ции зданий могут осуществляться: замена междуэтажных перекрытий, перемычек, колонн, прогонов,

балконов, элементов лестничных клеток, крыш, покрытий, газоходных и

вентиляционных каналов и тому подобных конструкций сборными или

сборно-монолитными железобетонными конструкциями;<sup>27</sup>

перебивка этажей и оконных проемов (в зданиях с высотой по-

мещений 3,5-5,2 м) с целью получения дополнительных этажей; при

этом помещения в реконструированном здании будут иметь меньшую

высоту; устройство мансард; замена мансардных помещений и высоких чердаков дополни-

тельным этажом за счет небольшого наращивания стен; надстройка дополнительных этажей над зданиями без реконст-

рукции или с перестройкой расположенных ниже помещений; углубление подвалов с устройством в них дополнительных под-

земных помещений. Основным типом междуэтажных перекрытий в жилых и общест-

венных зданиях дореволюционной постройки было перекрытие по дере-

вянным балкам с накатом из пластин. Шаг деревянных балок в среднем

составлял 107 см. Стропила готовились из бревен. Лестничные ступени

выполнялись каменными, реже железобетонными или металлическими,

укладываемыми по косоурам из прокатных металлических балок. В ма-

лоэтажных кирпичных зданиях лестницы часто устраивались деревян-

ными. В некоторых общественных зданиях перекрытия представляли

собой кирпичные своды по металлическим балкам (рельсам, двутаврам

и пр.). В случае нарушения монолитности сводов при реконструкции и

необходимости устройства новых перекрытий на прежней отметке ме-

таллические балки используют в качестве жесткой арматуры ребристо-

монолитных перекрытий. Применение тяжелых железобетонных элементов вместо дере-

вянных и металлических - одна из причин увеличения постоянной на-

грузки на основания и фундаменты реконструируемых зданий. Сниже-

ния этой нагрузки можно достичь использованием легких бетонов на

естественных и искусственных заполнителях. Так, при замене деталей

из бетона на пористых заполнителях из автоклавного ячеистого бетона

их масса уменьшается на 0,4-0,5 т на 1 м<sup>3</sup> и снижается расход арма-

туры. Перспективными для снижения нагрузки на фундаменты рекон-

струируемых зданий являются клееные деревянные конструкции. Они

имеют малую массу', высокую удельную прочность и жесткость, корро-



зионностойки, легко обрабатываются и могут быть изготовлены любых

форм и размеров. При надстройке зданий вес несущих конструкций и ограждающих

строительных конструкций также создает дополнительную нагрузку к 28

ранее действовавшей постоянной нагрузке на фундаменты. В ряде слу-

чаев новая нагрузка превышает существовавшую на 30-50%. Поэтому

число надстраиваемых этажей или в конечном итоге возможность ре-

конструкции зданий с повышением нагрузок определяется несущей спо-

собностью оснований фундаментов и прочностью конструкций или кир-

пичной кладки первого этажа. Наряду с ростом постоянных нагрузок на фундаменты реконст-

руируемого здания увеличиваются и временные нагрузки (длительно

действующие и кратковременные). Так, при реконструкции и модерни-

зации ряда промышленных предприятий, воздвигнутых в дореволю-

ционный период и в годы первых пятилеток, было заменено устаревшее

оборудование, увеличено число станков и плотность их расстановки,

вследствие чего повысились длительные нагрузки.

Переоборудование

капитальных жилых зданий под здания с другим назначением (книго-

хранилища, счетно-вычислительные станции, архивы, лаборатории и т.

д.) привело к значительному возрастанию длительно действующих вре-

менных нагрузок на перекрытия. Увеличению кратковременных нагрузок на конструкции про-

мышленных зданий способствует установка более мощных мостовых и

подвесных кранов, тельферов и погрузчиков, а также использование при

реконструкции и капитальном ремонте кранов, опирающихся на конст-

рукции здания. В зависимости от состава учитываемых при проектировании на-

грузок различают основные сочетания нагрузок, включающие в себя

постоянные, длительные и кратковременные нагрузки, и особые сочета-

ния, состоящие из постоянных, длительных, возможных кратко-

временных и одной из особых нагрузок. К особым относятся нагрузки,

возникновение которых возможно лишь в исключительных случаях

(сейсмические, аварийные и т. п.). Расчет оснований зданий и сооруже-

ний, в том числе реконструируемых с увеличением нагрузок производят

по двум группам предельных состояний: 1) по несущей способности и 2)

по деформациям (осадки, прогибы и пр.), создающим препятствия для

нормальной эксплуатации зданий. При этом расчет оснований по несущей

способности выполняют на основное сочетание нагрузок, а при на-

личии особых нагрузок и воздействий - на основное и особое сочетание.

Расчет оснований по деформациям должен производиться на основное

сочетание нагрузок. Как указывалось, капитальный ремонт или реконструкция экс-

плуатируемых зданий практически всегда связаны с повышением нагру-

зок на основания и фундаменты. Если расчет этих зданий проводить

таким же образом, как и расчет оснований и фундаментов новых зда-

ний, то может оказаться, что в большинстве случаев при реконструкциях

потребуется усиление оснований и фундаментов. Однако работы по уси-

лению конструкций чрезвычайно трудоемки, сложны и длительны. Из-

вестны случаи, когда неправильно выполненное усиление оснований и

фундаментов при повышении на них нагрузок приводило к возникнове-

нию неравномерных осадок реконструированных зданий и нарушению

их нормальной эксплуатации. Опыт реконструкции жилых, общественных и промышленных

зданий в ряде городов страны (Москве, С.-Петербурге, Львове, Минске.

Рязани ит. д.) показал, что повышение нагрузок возможно без упрочне-

ния грунтов оснований или усиления фундаментов, если использовать

резервы несущей способности грунтов. Дело в том, что прежними нор-

мами или методами проектирования оснований и фундаментов преду-

смагивались значительно меньшие нагрузки, чем позволяла их фак-

тическая несущая способность. Кроме того, за время эксплуатации со-

оружения фунты основания под действием нагрузки от фундаментов

уплотняются и приобретают новые свойства. Количественная оценка

степени улучшения прочностных и деформативных свойств этих грунтов

позволяет вскрыть дополнительные резервы для повышения нагрузок на

грунты основания без упрочнения. И только в тех случаях, когда указан-

ных выше резервов повышения несущей способности основания окажется-

ся недостаточно, необходимо проектировать усиление или замену суще-

ствующего фундамента. Если эти меры окажутся малоэффективными,

следует провести специальные работы по усилению грунтов оснований. Для выявления резервов в несущей способности грунтов основа-

ний, обусловленных заниженными требованиями норм, представляется

целесообразным изучить и проанализировать ранее применявшиеся ме-

тоды проектирования оснований, а также значения допустимых старыми

нормами давлений на основные разновидности грунтов. Это необходимо

и потому, что реконструкции или капитальному ремонту с повышением

нагрузок подвергаются главным образом здания и сооружения дорево-

люционной или довоенной постройки. Кроме того, анализ опыта над-

стройки большого числа зданий и изучение свойств грунтов их основа-

ний, длительно уплотнявшихся под нагрузкой от фундаментов, позво-

ляют с высокой степенью достоверности вводить повышающие коэффи-

циенты к несущей способности, определенной для грунтов ненарушен-

ной структуры.30

3. Нормирование давления на грунты оснований Давления на грунты оснований и размеры фундаментов зданий в

дореволюционный период в нашей стране не регламентировались. Не

было также общегосударственных и обязательных для всех застройщи→

ков норм проектирования и строительства. Допустимое давление на

грунт обычно устанавливалось на основе:использования опыта строительства на соседних участках;

испытания грунтов пробной нагрузкой;теоретических формул предельного давления на грунты основа→

ний с введением понижающего коэффициента запаса.Однако очевидно, что достоверное значение допустимого давле→

ния на грунты оснований могло быть установлено только при совмест→

ном рассмотрении результатов, полученных перечисленными методами.

Ни одному из этих методов предпочтения отдавать было нельзя. Из-за

фактически бесконтрольного строительства зданий частными подряд→

ными конторами размеры фундаментов и давления по их подошве на→

значались самыми различными в зависимости от квалификации специа→

листов, их личного опыта, узко экономических интересов и в лучшем

случае на основании результатов проведения испытаний грунта. Не слу→

чайно, что в литературе того времени можно встретить такие различные

рекомендации значений допускаемого давления, как 0,15 МПа на плот→

ные песчаные и глинистые грунты - в одной работе и 1,0 МПа на плот→

ные крупные сухие пески - в другой. Таблицы допустимых давлений на грунты впервые появились в

ведомственных нормах транспортных строителей незадолго до октябрь→

ского переворота. В зависимости от влажности и плотности они изменя→

лись в широком диапазоне: от 0,05 до 0,5 МПа - для глины, от 0,05 до 0,38 МПа - для песка. В 1926 г. были утверждены общесоюзные Временные техни→

ческие условия и нормы проектирования железобетонных сооружений.

Они включали следующие значения давлений, МПа, на основания (при

глубине заложения фундамента 1,5-4 м), которые не допускалось пре→

вышать для грунтов: гравия и крупного песка 0,6 плотных грунта и песка 0,4 сухого малоуплотненного



песка 0,2 слабого глинистого грунта 0,1 илистого грунта 0,0531

При заложении фундамента на глубину 5 м допустимые давления

повышались на 0.05 МПа, а более 5м- дополнительно по 0,025 МПа на

каждый метр. В 1932 г. утверждены ' Нормы для устройства оснований и Zalo-

жения фундаментов 41 (ОСТ 4543), в которых допустимые давления на

грунты основания дифференцированы по видам грунтов и их состоянию.

В нормы включено около 60 значений допустимых давлений: по три для

каждого вида грунта в зависимости от степени его влажности и по два

для некоторых видов грунта в зависимости от толщины его слоя под

подошвой фундамента. Максимальное допустимое давление на глини-

стые грунты увеличено до 0.6 МПа, что выше, чем в прежних рекомен-

тациях. Из этих норм значения допустимых давлений для песчаных грун-

тов с толщиной слоя в 1 м в маловлажном и насыщенном водой состоя-

нии указаны далее в табл. 1. При толщине слоя песка в 2 м допускаемое

давление увеличивалось на 0,025-0,05 МПа (кроме крупного песка, для

которого приведенное значение дано для слоя толщиной 4 м). Таблица 1 Допустимые давления на грунты, МПа Песок Плотные Средней плотно-

сти Плотные Средней плотно-

сти Плотные Средней плотно-

сти По нормам 1932 г. По нормам

1938-1962 гг. По нормам

1974-1983 гг. Средней крупности 0,3-0,150,225  
-0,10,350,250,50,4 Мелкий ма-

ловлажный 0,20,150,30,20,40,3 Мелкий

влажный и

насыщенный

водой 0,10,050,250,150,30,2 Примечание. В графах норм 1932 г. наименьшие значения относятся к

грунтам при степени их влажности  $S_r > 0,67$  и наибольшие - при  $S_r < 0,33$ .

При глубине заложения фундаментов более 2 м значения до-

пускаемых давлений повышались на 0,2 МПа на каждый добавочный

метр глубины (т. е. примерно на 0,04 МПа против 0,01 МПа по нормам

1926 г.). При глубине менее 2 м значения давлений понижаются на 0,05

МПа на каждый недостающий метр, но не менее 50% исходного значе-

ния. Влияние подвала на допустимые давления в нормах не учитыва-

лось. что позволяло назначать их, исходя из глубины заложения подош-

вы фундамента от дневной поверхности. На основе обширных исследований, а также массовых обсле-

дований старых зданий Москвы, выполненных в 30-х годах, Все-

союзный институт оснований (ныне НИИ оснований и подземных со-

оружений) разработал нормы ОСТ 9004-38. В них указывалось, что

допустимое давление на грунты основания должно определяться на ос-

нове изысканий, лабораторных исследований и пробных нагрузок с уче-

том местных условий строительства и чувствительности зданий к нерав-

номерным осадкам. Упоминание в нормах пробных нагрузок и осадок было прин-

ципиально важным, так как испытания этими нагрузками считались

наиболее надежным способом назначения допустимых давлений. При

определении таким способом давлений осадки находятся в пределах

линейной зависимости от давления, а их значения не будут превышать

1-3 см. Применять приводимые в этих нормах табличные значения до

пустимых давлений разрешалось лишь для однородных геологических

напластований. В рассматриваемых нормах допустимые давления не

зависели от толщины слоя грунта под подошвой фундамента. Таблич

ные значения допустимых давлений для глин и суглинков были остав

лены в пределах норм 1932 г., однако грунты не подразделяли по плот

ности сложения и вместо степени их влажности в расчетах стали ис

пользовать характеристику консистенции грунтов (твердая и пластич

ная). Впервые в нормах появилось понятие супеси и классификация ее

как песков по степени плотности и влажности. Также впервые в нормах

были выделены пылеватые пески, при этом с теми же значениями до

пускаемых давлений, что и для супеси. Указанные в нормах 1938 г. значения допустимых давлений для

песков всех видов остались без изменений во всех последующих нор

мах: НИТУ 6-48, НИТУ 127-55 (как расчетные сопротивления) и СНиП

П-Б.1-62 (как нормативные давления) для возведения здания III и IV

классов. Введенные в действие с 1975 г. СНиП И-15-74 на проектирование

оснований зданий и сооружений отличались от предыдущих норм тем,  $3 \text{ — } 3454 \text{ ЗЗ}$

что в них были увеличены условные расчетные давления на пески всех

видов, кроме пылеватых влажных и насыщенных водой. В СНиП 2.02.01-83 (табл. 1) значения условных расчетных сопротивлений для

песков всех видов и глинистых грунтов остались прежними. Не измени

лись они также при разработке очередной редакции СНиП 2.02.01-83\*,

которая главным образом уточнила и углубила некоторые принципы

проектирования фундаментов в особых грунтовых условиях. В нормах 1938 г. уточнено влияние глубины заложения на допус-

тимые давления и впервые оговорено, что можно превышать эти давле-

ния на 25% по наиболее нагруженному ребру внецентренно нагружен-

ных фундаментов. В них также впервые указано на необходимость рас-

чета осадок сооружений I класса и дана предельно допустимая разность

осадок соседних опор. В 1941 г. для строительства в условиях военного времени были

разработаны нормы (У-21-41), упрощающие нормы 1938 г., однако таб-

личные значения допустимых давлений оставались прежними, вводи-

лись лишь повышающие коэффициенты на ширину фундамента более 2

м. При ширине 10 м принимался коэффициент 2, при ширинах 10 и 2 м

коэффициент определялся по интерполяциям. Давление на грунты осно-

ваний под подошвой зданий и сооружений для всех случаев реконструк-

ции разрешалось увеличивать до значений, превышающих допустимое

давление по нормам проектирования для нового строительства на 40%.

Однако оговаривалось, что повышение возможно, если в существующем

здании не наблюдаются трещины от неравномерных осадок. В нормы 1948 г. (НиТУ 6-48) по сравнению с нормами 1938 г.

внесен ряд изменений: исключена оговорка для области применения

табличных значений допустимых давлений (распространены на грунты

неоднородных оснований); указано, что табличные значения допусти-

мых давлений даны для фундаментов шириной 0.6 -1м; приведены

повышающие коэффициенты на ширину фундамента более 1 м; диффе-

ренцированы допустимые давления для глинистых грунтов, в том числе

и для супеси, по коэффициентам пористости. Но принципиально новым

в этих нормах было то, что прежние значения допустимых давлений

отнесены к случаю воздействия на фундаменты лишь основных сочетаний

нагрузок. Для основных и дополнительных (кратковременных) со-

четаний нагрузок указаны более высокие значения допустимых давлений

(на 0,02 - 0,05 МПа), а в случае действия на фундамент также и

особых сочетаний нагрузок разрешено повышение давлений до 0,03 - 0,1

МПа.

Введение в нормы указаний о необходимости учета характера и

состава действующих нагрузок было правильным, однако, при этом сле-

довало учитывать не только допустимые давления, но и возможное по-

явление недопустимых деформаций. Поэтому нормами 1955 г. (НП

127-55) подобная зависимость допустимых давлений от нагрузок (на-

званных на этот раз "расчетными сопротивлениями") отменена. В них



заложены основы расчета оснований по второму предельному состоянию

(по деформациям): составлены таблицы предельных деформаций

оснований для различных зданий и сооружений. При ширине фундамен-

тов более 3 м расчетное сопротивление грунта основания ставилось в

зависимость от прочностных характеристик грунта  $\sigma_{ср}$  и  $\sigma_{с}$ , а также от

размеров фундамента (однако для фундаментов меньших размеров, ха-

рактерных для массового строительства, сохранены табличные значения

расчетных сопротивлений грунта). Изменен признак, по которому пески

разделялись на плотные, средней плотности и рыхлые. Вместо показате-

ля относительной плотности по Терцаги, пески разделялись на группы

по коэффициенту пористости. В СНиП Н-Б.1-62 расчет по второму предельному состоянию (де-

формациям) получил дальнейшее развитие. При этом принято, что рас-

четные осадки не должны превышать предельных значений, приводи-

мых в этих нормах, а среднее давление по подошве фундамента (от

нормативных нагрузок) не должно превышать нормативного давления

на грунты оснований. Табличные значения нормативных давлений  $R_0$ , равные расчет-

ным сопротивлениям норм 1955 г., использовались в новом СНиПе для

назначения предварительных размеров фундаментов зданий и сооруже-

ний I и II классов и окончательных размеров фундаментов зданий и со-

оружений III и IV классов. Данные можно было использовать для фун-

даментов с шириной подошвы 0,6-1,5 м и глубиной заложения 1-2,5 м

независимо от наличия в проектируемом здании подвала. Поправок на

иную ширину и глубину заложения фундаментов не вводилось. Вместо

этого в СНиП Н-Б.1-62 включена формула для определения норматив-

ного давления на основание  $R_H = (A_h + B_h) \rho_0^4 D_c \sqrt{3}$   
(3) где  $L, B, D$  - безразмерные коэффициенты, зависящие от нормативного

угла внутреннего трения  $\varphi$ :  $b$  - меньшая сторона  
прямоугольной подошвы

$b$  - ширина подошвы фундамента, м;  $h$  - глубина заложения фундамента,  
м. от природного уровня

уровня грунта или от планировки срезкой до подошвы  
фундамента;  $\gamma$  -

плотность, г/см<sup>3</sup>, грунта, залегающего выше отметки  
заложения фундамента;  $c$  -

нормативное удельное сцепление грунта,  
МПа/м<sup>2</sup>, для глин

или нормативный параметр линейности для песков,  
залегающих непосредственно

под подошвой фундамента. Под  
нормативным давлением на основании понималось  
среднее

давление по подошве фундамента, при котором под его  
краями образуются

зоны местного нарушения прочности основания  
глубиной в  $1/4$

ширины фундамента. Превышение указанного  
нормативного давления

делает невозможным ведение расчета осадок  
оснований зданий и сооружений

осадок по формулам норм, выведенных в  
соответствии с законами

теории упругости. Как показала практика проектирования, нормативное давление,

вычисленное по приведенной формуле, практически всегда оказывается

выше прежних допустимых давлений и расчетных сопротивлений. Особенно большие расхождения в значениях отмечались в случаях глубокого

заложения фундаментов, на грунтах с большими углами внутреннего

трения или удельным сцеплением, что позволило полнее использовать

несущую способность грунтов оснований. Влияние подвала на нормативное давление учитывалось специальной формулой, аналогичной

формуле (3) и отличающейся от нее только вторым членом. Положительным в нормах 1962 г. было то, что предельное значение деформаций оснований допускалось устанавливать с учетом влияния на напряженное состояние конструкций зданий осадок, горизонтальных смещений, поворотов и деформаций тела фундаментов и условий

заложения фундаментов, на грунтах с большими углами внутреннего

трения или удельным сцеплением, что позволило полнее использовать несущую способность грунтов оснований. Влияние подвала на нормативное давление учитывалось специальной формулой, аналогичной формуле (3) и отличающейся от нее только вторым членом. Положительным в нормах 1962 г. было то, что предельное значение деформаций оснований допускалось устанавливать с учетом влияния на напряженное состояние конструкций зданий осадок, горизонтальных смещений, поворотов и деформаций тела фундаментов и условий

заложения фундаментов, на грунтах с большими углами внутреннего трения или удельным сцеплением, что позволило полнее использовать несущую способность грунтов оснований. Влияние подвала на нормативное давление учитывалось специальной формулой, аналогичной формуле (3) и отличающейся от нее только вторым членом. Положительным в нормах 1962 г. было то, что предельное значение деформаций оснований допускалось устанавливать с учетом влияния на напряженное состояние конструкций зданий осадок, горизонтальных смещений, поворотов и деформаций тела фундаментов и условий

заложения фундаментов, на грунтах с большими углами внутреннего трения или удельным сцеплением, что позволило полнее использовать несущую способность грунтов оснований. Влияние подвала на нормативное давление учитывалось специальной формулой, аналогичной формуле (3) и отличающейся от нее только вторым членом. Положительным в нормах 1962 г. было то, что предельное значение деформаций оснований допускалось устанавливать с учетом влияния на напряженное состояние конструкций зданий осадок, горизонтальных смещений, поворотов и деформаций тела фундаментов и условий

заложения фундаментов, на грунтах с большими углами внутреннего трения или удельным сцеплением, что позволило полнее использовать несущую способность грунтов оснований. Влияние подвала на нормативное давление учитывалось специальной формулой, аналогичной формуле (3) и отличающейся от нее только вторым членом. Положительным в нормах 1962 г. было то, что предельное значение деформаций оснований допускалось устанавливать с учетом влияния на напряженное состояние конструкций зданий осадок, горизонтальных смещений, поворотов и деформаций тела фундаментов и условий

вий эксплуатации зданий. В СНиП II-15-74, как и в НитУ 127-55. введены поправочные ко

эффициенты к значениям нормативного давления для фундаментов,

имеющих ширину  $1 \text{ м} < b < 1 \text{ м}$  и глубину заложения  $2 \text{ м} < h < 2 \text{ м}$ . Об

ласть использования табличных значений условных расчетных давлений

остается той же, что и для нормативных давлений и в СНиП Н-Б. 1-62. Существенно по изменилась в СНиП И-15-74 по сравнению со

СНиП Н-Б. 1-62 и формула для определения расчетного давления на ос

нование. В нее введены величины, позволяющие более четко учитывать

наличие подвала, а также условия работы здания или сооружения во

взаимодействии с основанием:  $K = \text{ШцА} \rho_{\text{н}} + B \rho_{\text{п}} + D \rho_{\text{с}} - \rho'_{\text{н}} h_{\text{н}}$ , (4)36

где  $m_1$  и  $m_2$  - коэффициенты условий работы соответственно грунтового основа

ния и здания или сооружения во взаимодействии с основанием;  $k_n$  - коэффици

ент надежности;  $h$  - глубина заложения фундамента от уровня планировки срез

кой или подсыпкой, м;  $\rho'_p$  осредненная (по слоям) расчетная плотность грун

та, залегающего выше отметки заложения фундамента, г/см<sup>3</sup>;  $\rho_c$  - то же, но залегающего ниже подошвы фундамента г/см<sup>3</sup>;  $\sigma_c$  - расчетное удельное сцепле

ние грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, МПа;  $l_{г0}$  -

глубина до пола подвала, м; при отсутствии подвала принимается  $h_0 = 0$ . В действующих ныне СНиП 2.02.01-83\* расчетное сопротивление

грунта основания  $R$  определяется по формуле  $R = h^k [M_r k_z b^m \rho'_p + M_q d^i \rho'_p + (M_q - i) d^m \rho'_p + M_{csp}]$  (5) где  $T_{c7}$  и  $T_{c2}$  - коэффициенты условий работы;  $k$  - коэффициент, принимаемый

равным 1, если прочностные характеристики определены непосредственно ис

пытаниями, и равным 1,1, если они приняты по таблице;  $M_r$ ,  $M_d$ ,  $M_c$  - коэффи

циенты, зависящие от угла внутреннего трения;  $k_2$  - коэффициент, зависящий от ширины подошвы фундамента  $b \setminus \rho_p$  - осредненная расчетная плотность грун

тов, залегающих ниже подошвы фундаментов (с учетом взвешивающего дейст

вия воды);  $\rho'_p$  - то же, залегающих выше подошвы;  $d$  - глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведен

ная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала;

$d_h$  - глубина подвала - расстояние от уровня планировки до пола подвала;  $s_c$  -

расчетное удельное сцепление грунта, залегающего непосредственно под по-

дошвой фундамента. По своей структуре формула для определения расчетного  $s_c$

противления грунта по нормам 1983 г. практически несущественно от-

личается от формулы норм 1974 г. Вместе с тем в ней теперь учтено

взвешивающее влияние воды для грунтов оснований и введен корректи-

рующий коэффициент  $k_z$ , который учитывает влияние зон пластических

деформаций в основании фундаментов в зависимости от различной ши-

рины их подошвы. Кроме того, несколько повысилось значение услов-

ного расчетного давления на галечниковые и гравелистые грунты. В отечественных нормах допустимые давления (расчетные  $s_c$

противления, нормативные давления и т. п.) на грунты подвергались

изменениям и даже в ряде случаев значительно увеличивались, однако.<sup>37</sup>

как правило, они не превышают зарубежных (особенно для песчаных

грунтов). Вместе с тем в России существуют более высокие допустимые

давления на пластичные и мягкопластичные грунты, которые по нормам

ряда стран вообще не допускается использовать в качестве оснований.

Опыт строительства зданий и сооружений на указанных грунтах под-

твердил обоснованность рекомендаций отечественных норм. Значения расчетных давлений на грунты оснований, содержа-

щиеся в нормах России и других стран, приведены в табл. 2 (по состоя-

нию на 1983 г.). Из табл. 2 видно, что возможно дальнейшее повышение нор-

мативного давления на песчаные и глинистые грунты различной конси-

стенции (от твердой до тугопластичной). Естественно, его можно реали-

зовать только после тщательного анализа опыта строительства при по-



вышенных давлениях. Такая работа, в частности, для инженерно-

геологических условий Москвы выполнена в 1965-1971 гг. Результатом

ее явился выпуск "Указаний по проектированию оснований и фундамен-

тов жилых зданий при повышенных нормативных давлениях на грунты

для инженерно-геологических условий г. Москвы", разработанных НИИ

оснований и подземных сооружений с участием Управления Моспроект-

1. Практика подтвердила возможность использования положений, при-

веденных в Указаниях, не только в Москве, но и в других городах с ана-

логичными грунтовыми условиями. Несмотря на большой отечественный опыт реконструкции, в на-

стоящее время не существует республиканских или ведомственных норм

и правил по проектированию оснований и фундаментов при реконструк-

ции зданий. Вместе с тем НИИОСП и ряд других организаций по заданию

Правительства Москвы и Москомархитектуры недавно разработали

впервые Московские городские строительные нормы  
МГСН 2-07-97

“Основания и фундаменты и подземные сооружения” М.  
1998г., введен

ные в действие с 1998г., а также сопутствующие им  
“Рекомендации по

проектированию и устройству фундаментов и  
подземных сооружений

при реконструкции гражданских зданий и исторической  
застройки” М.

1998г. В этих документах достаточно широко и полно  
освещены методы

реконструкции усиления оснований и фундаментов,  
изложены принципы

инженерных изысканий и задачи обследования грунтов  
и фундаментов

реконструируемых зданий, порядок усиления оснований  
и фундаментов

мелкого заложения, а также порядок и особенности  
усиления свай и

свайных фундаментов. Много внимания уделено  
закреплению грунтов и

фундаментов, используемым для этого материалам,  
особенностям про-38

39 мягко-пластичные 0,1-0,3

0,1-0,4

0,1-0,4

0,1-0,4

0,1-0,40-0,1200Д-0,4

0,12-0,30Д0,0250пластичные0,17-0,450,15-0,50,15-0,50,15-0,50,15-0,50,08-0,20,050,0750,090,04Допустимые давления на грунта оснований, МПаглинистыелугопластичные0,21-0,530,18-0,550,18-0,550,18-0,550,15-0,3од0,25-0,680,1250,390,081полутвердые0,25-0,6

0,2-0,6

0,2-0,6

0,2-0,6

0,2-0,60,25-0,450,2! 0,3

0,175

-0,15-0,3твердые0,25-0,6

0,2-0,6

0,2-0,6

0,2-0,6

0,2-0,60,35-0,450,350,25-0,60,3-0,81|1 0,6

0,225-0,3

0,59

0,3-0,51средней

крупности,

мелкие и

пылеватые0,1-0,35

0,1-0,35

0,1-0,35

Од-0,5

0,1-0,5Од-0,4

0,15-0,25

Од-0,3 5

0,15-0,40,15-0,3

0,15-0,25

0,09-0,29

Од-0,2!песчаныекрупные0,35-0,45

0,35-0,45

0,35-0,45

0,5-0,6

0,5-0,60,2-0,5

0,35

0,35-0,45

0,3-0,650,3-0,4

0,15-0,25

0,29-0,39

' Од-0,3;галечни-ковые,гравий0,35-0,6

0,3-0,5

0,3-0,5

0,3-0,5

0,35-0,60,3-0,6

0,5

0,4-0,6

0,45-0,780,15-0,25

0,39-0,69

! 0,3-0,4СтранаРоссия

ОСТ 9000-4-38

НиТУ 127-55

СНиП И-Б.1-62

СНиП И-15-74

СНиП

2.02.01.83

Польша

Чехия

Румыния

Венгрия

США:

Сан-Франциско

Чикаго

Бостон

ФранцияТ аблица 2

40мягко-пла-стич-ные0000,050000,050; 0

0,05! 01п ласти ч-

ньге0

0,04

0,04

0,05-0,11

0,05

0

0,25

0,1

0,11-0,21

До 0,10,02 Допустимые давления на грунты оснований,  
МПа глинистые и тугопластичные 0,1-0,4

0,04-0,08

0,1

0,11-0,22

0,2

0,1-0,2

0,25

0,2-0,5

0,22-0,37

$j \cdot 0,2 - 0,4$  и  $o, ij \cdot 0,05$  полутвердые 0,2-0,7

0,08-0,15

0,2

0,22-0,44

0,2-0,3

0,2-0,4

0,25-0,6

0,2-0,6

0,33-0,55

-0,20,1 твердые 0,2-0,7

0,15-0,3

0,4

0,44-0,66

0,2-0,3

0,3-0,5

0,25-0,6

0,2-0,6

0,44-0,73

■ 0,3-0,6

0,3

| 0,2средней

крупности,

мелкие и

пылеватые0,15-0,55

до 0,7

0,15-0,6

0,05-0,44

0,1-0,2

0,1-0,4

0,25-0,6



0,1-0,29

0,1-0,22

| 0,2-0,3

| 0,1-0,3

j 0,1-0,3песчаныекрупные0,35-0,55

до 0,8

0,2-0,8

0,11-0,44

0,3

0,3

0,25-0,6

0,2-0,39

0,1-0,22

0,3-0,6

0,1-0,3

0,1-0,3г алеч пич

ковые,

гравий0.4-0,85

до 0,8

0,2-0,8

0,22-0,66

0,4

0,3-0,5

0,25-0,6

0,34-0,49

0,1-0,22

0,3-0,6

0,1-0,3

0,3-

0,6\СтранаЮгославияШвецияГерманияАнглияНорвегияДанияИспанияЮОРАвстралияБразилияКанадаЯпонияПримечание. В последней графе нуль обозначает недопустимость строительства в подобных грунтовых условиях.Продолжение табл.2

изводства работ, контролю качества, порядку проектирования и составу

проекта реконструкции, мониторингу реконструируемых зданий и т.п.Практически одновременно в С.-Петербурге вышли Территори-

альные строительные нормы "Устройство фундаментов гражданских

зданий и сооружений в Санкт-Петербурге и на территориях административ-

тивно подчиненных Санкт-Петербургу" (ТСН 50-302-96). В них деталь-

но рассмотрены вопросы проектирования оснований, фундаментов возле

существующих зданий, а также при реконструкции и пр. Таким образом, при необходимости республиканские нормы мо-

гут быть составлены на основе опыта использования вышеназванных

нормативных документов в условиях г. г. Москвы, С.-Петербург и др. В 30-е годы при выявлении возможности надстроек зданий при-

нимался следующий ряд допущений: давление на уровне подошвы фундаментов после надстройки не

превышает допустимое (расчетное, нормативное) по нормам проектиро-

вания оснований новостроек: толщина однородного грунтового слоя в основании здания или

сооружения достаточно велика: грунты основания не размываются подземными и другими вода-

ми; сжимаемость оснований невелика и равномерна в плане. Новое давление на грунты оснований, уплотнившихся под воз-

действием длительной нагрузки от здания, рассчитывали по допустимо-

му (расчетному, нормативному) давлению (с повышающими коэффици-

ентами 1,1-1.5 в зависимости от вида грунта),  
принятому<sup>7</sup> для нового

строительства. В эти же годы в С.-Петербурге работала  
Постоянная комиссия по

изучению возможности повышения давлений на грунты  
оснований экс<sup>7</sup>

плуатируемых зданий в зависимости от срока службы  
сооружения.

Практика работы постоянной комиссии позволила  
сделать вывод, что

повышение нагрузок по сравнению с действовавшими  
возможно для

грунтов: глинистых - на 20-30%, песков средней  
крупности - на 40-60%

и крупных песков - до 100%. Одновременно в  
литературе того времени

по ремонту зданий рекомендовалось более осторожно  
подходить к на<sup>7</sup>

значению максимальных повышающих коэффициентов,  
и иногда даже

предлагалось считать, что новые давления должны  
быть не более допус<sup>7</sup>

каемых нормами давлений, а для гарантии даже  
меньше Опыт строи<sup>7</sup>

тельства и реконструкции во время войны доказал  
возможность исполь<sup>7</sup>

зования более высоких давлений.41

С 1947 г. в транспортном строительстве допускалось увеличивать

давление на фундаменты до 25%, если они прослужили не менее 20 лет

и не имеют дефектов. СНиП П-Б.1-62 также разрешалось повышать до

пустимое давление на грунт под существующими фундаментами до 20%

при достаточной их прочности. В СНИПах 1974 и 1983 гг. конкретных рекомендаций по уве

личению возможного расчетного давления на грунты оснований экс

плуатируемых зданий не дается. Таким образом, в нормативных доку

ментах на проектирование оснований зданий и сооружений отсутствуют

конкретные и детальные рекомендации, на основе которых можно было

бы установить, когда и насколько допустимо увеличивать давления на

грунты оснований под существующими фундаментами. В то же время

успешный опыт надстроек без усиления фундаментов и искусственного

упрочнения грунтов основания показывает, что давление на грунты ос

нований почти всегда можно повышать и при этом в весьма существен

ных границах. Е. В. Поляков (1972 г.) и В. К. Соколов [3], обобщая большой

опыт реконструкции жилых зданий, предлагали определять сопротивле

ние грунтов основания с учетом его опрессовки во время эксплуатации,

руководствуясь результатами всестороннего обследования состояния

существующего сооружения и свойств грунтов его основания. Для пред

варительных расчетов, определяющих возможность надстройки зданий,

новое допускаемое давление на уплотненные грунты основания  $R'$  они

рекомендуют определять по формуле  $R = k R_H$ . (6) где  $k$  - коэффициент увеличения сопротивления грунта, завися

щий от отношения  $p^0/R_H$  (здесь  $p^0$  - фактическое давление на грунты ос

нований до надстройки, МПа);  $R_H$  - нормативное (расчетное) сопротив

ление грунта основания, определяемое как для нового строительства,

МПа. Значения коэффициента  $k$  приведены ниже:  $p_0/\#1$  1 0,9 0,8 0,7 0,6 0,5 0,4 0,3 0,2 0,1 0

$k$  1,5 1,45 1,4 1,35 1,3 1,25 1,2 1,15 1,1 1,05

1 Коэффициент увеличения сопротивления грунта  $k$  применяется

при следующих условиях: 42

срок службы надстраиваемого здания не менее 3 лет - для песка -

ных грунтов, 5 лет - для супесей и суглинков и 8 лет - для глин; здание не должно иметь трещин, деформаций и прочих показате -

лей неравномерной осадки. Если новое фактическое давление  $p'$  оказывается больше  $R'$ , то

рекомендуется расширение подошвы, искусственное усиление оснований

или облегченные надстройки. При введении повышающих коэффициен -

тов к значению допустимого давления при проектировании фундаментов

реконструируемых зданий (исходя только из срока их службы и факти -

ческого давления на грунты оснований до реконструкции), несмотря на

простоту к наглядность, не решается полностью  
проблема безопасной

эксплуатации здания, так как при этом не учитываются  
возможные де-

формации. Кроме того, не принимаются в расчет  
предельно допустимые

осадки для данного типа реконструируемого здания, а  
также его способ-

ность сопротивляться неравномерным  
осадкам. Дальнейшая разработка методики  
проектирования оснований ре-

конструируемых зданий должна вестись с учетом  
указанных обстоя-

тельств и базироваться на принципе расчета оснований  
по двум группам

предельных состояний (несущей способности и  
деформациям), со-

здающим препятствия для нормальной эксплуатации  
зданий. С этой

целью необходимо исследовать состояние оснований и  
фундаментов

большой группы реконструированных зданий, чтобы  
выявить следую-

щие закономерности: изменение давлений на грунты  
оснований после реконструкции



зданий, полноту использования при проектировании прочностных и де-

формационных свойств грунтов основания; сущность процессов, происходящих в грунтах основания при де-

тельной их загрузке: фактическое уплотнение грунтов в основании реконструируемых

зданий; деформации здания до реконструкции и после нее, а также их до-

лю от предельно допустимых деформаций зданий.

## Г л а в а 2. СОСТОЯНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ<sup>1</sup>. Влияние срока службы зданий на износ их фундаментов В настоящей главе представлены результаты исследований (вы-

полненные совместно с А. Г. Ройтманом) состояния оснований и фунда-

ментов гражданских зданий различного срока службы и этажности, под-

вергавшихся надстройке. На рис. 13 показана диаграмма, построенная по результатам ана-

лиза этажности надстраиваемых зданий и числа надстроенных этажей

за 1931 - 1941 гг. и послевоенный период в Москве. Из сравнения сле-

дует, что если раньше надстраивались один-два этажа, то в послевоен-

ные годы преобладает надстройка трех этажей. Этому способствовало

совершенствование методов расчета оснований и накопление опыта ре-

конструкции. До 1941 г. в основном надстраивались 2-4 этажные дома,

в послевоенные годы начинают появляться надстройки 5-6-этажных

зданий. В последнее время осуществляются надстройки даже семиэтаж-

ных зданий (ввиду малочисленности на диаграмме они не показаны),

что связано с повышением уровня механизации работ и широким вне-

дрением лифтов. Рис. 13. Диаграмма этажно-

сти реконструированных

зданий в Москве

а - за 1931-1941 гг.; б - за

послевоенный период; I -

этажность до надстройки; П -

число надстроенных этажей (4, 5, 6) Лл

Известны случаи,

когда дома в Москве

надстраивались за пери-  
од эксплуатации два ж-  
ды. Так. 2-этажный дом  
№ 16 А на Верхней  
Красносельской ул. над-  
строен в общей сложно-  
сти пятью этажами: сна-  
чала двумя, а затем тре-  
мя. Четырнадцать этажами  
надстроены трехэтажные  
дома: ул. Ермоловой, д.4 (надстроен один, затем  
еще три этажа); Цветной  
бульвар, д. 32 (дважды  
надстраивался двумя этажами), Раушская наб., д. 8  
(надстроено три  
этажа, а затем еще один). Имеются данные о  
трехкратной надстройке зданий. Примерами  
такого смелого эксперимента могут служить  
одноэтажный дом № 6 по  
ул. Тверской, надстроенный шестью этажами (сначала  
одним, потом

тремя и еще двумя этажами), и двухэтажное здание по Никитскому

бульвару (д. 8/3), надстроенное четырьмя этажами (одним, двумя и сно-

ва одним этажом). Известны примеры надстроек в нашей стране четы-

рехэтажных домов четырьмя и даже семью этажами. В Москве преимущественно надстраиваются здания со сроком

эксплуатации до 50 лет. При этом преобладающий срок службы над-

страиваемых зданий составляет 20-30 лет (37% надстроенных строе-

ний). Исключение представляет 2,5 - этажное здание московской мэ-

рии, которое было построено в 1782 г. по проекту арх. М.Ф. Казакова, в

предвоенные годы (в 1939 г.) было передвинуто на 13,6 м вглубь квар-

тала при расширении ул. Тверская (тогда ул. Горького), а в 1944 - 1946

г. надстроено двумя этажами (арх. Д.Н. Чечулин) без усиления его

фундаментов (рис. 15). Здание мэрии в 1997 - 1998 г. г. претерпело влияние строящегося

Рядом подземного сооружения для стоянки автомашин.  
И в этот период

не возникало необходимости в усилении  
фундаментов. Кроме того, исключение представляет  
здание Старого Гостиного

Двора, построенного в конце XVIII века арх. Д. Кваренги,  
и надстроен-4510 30 50 70 90

Срок эксплуатации до надстройки, годы Рис. 14.  
Диаграмма сроков эксплуатации над-

страиваемых здании в Москве

ного 1 -2 этажами в период его большой реконструкции,  
когда все зда-

ние было пересажено на сваи. а) Рис. 15. Здание  
городской мэрии (Моссовета) в г. Москве

а - до надстройки; б - после надстройки (46б)

Достаточно высок процент (около 8%) надстройки  
жилых домов

со сроком эксплуатации до 10 лет. Обычно считается,  
что надстройка

целесообразна, когда оставшийся срок эксплуатации  
здания составляет

не менее 20-25 лет. При этом одним из решающих  
факторов, опреде-

ляющих возможность реконструкции здания с  
повышением нагрузок,

является состояние его фундаментов. Износ материала фундамента в

значительной степени зависит от срока его службы. Анализ материалов обследования фундаментов более 800 строе-

ний в Москве, выполненный Мосжилниипроектom, показывает (рис. 16),

что износ фундаментов ( происходит интенсивно в первый период экс-

плуатации (20-30 лет) и затем после 90-100 лет службы здания. Это под-

тверждается и данными по С.-Петербургу. Например, для зданий со

сроком службы 90-130 лет средний износ фундаментов в 1930 г. состав-

лял около 20%, в 1960 г. около 30%, т е. за 30 лет износ увеличился на

10%. Для зданий, построенных в 20-30-х годах, износ фундаментов в

1960 г. составил 16-18% (рис. 17). При износе стен и фундаментов на

60% реконструкция здания нецелесообразна. ГОД СТРОИТЕЛЬСТВА Рис. 16. Зависимость физического износа фундаментов жилых домов от време-

ни 1 - по данным Мосжилниипроекта в Москве по состоянию на 1970 г.; 2 - по

данным Б.М. Колотилкина в Санкт-Петербурге по  
состоянию на 1960 г. 471821 1КЗ1 1841 1861 1871 1881  
1891 1901 1911 1921 1931 1941 1951 1961

1830 1840 1850 1860 1670 1880 1890 1900 1910 1920  
1930 1940 1950 1960 1970

а)б)Рис. 17. Зависимость физического износа стен и  
фундаментов эксплуатируемых

зданий по данным Б.М. Колотилкина

а - износ стен; б - износ фундаментов; 1, 2, 3 и 4 - по  
состоянию на 1930, 1940, 1949 и 1960 гг. Основными  
видами разрушений фундаментов являются механи-

ческие повреждения и коррозия. Причиной  
механических повреждений

фундаментов может быть неравномерная осадка  
здания, способствующая

появлению трещин и изломов в фундаментах. Как  
правило, статическая

нагрузка от веса сооружения на фундаменты  
даже при некоторых

перегрузках не приводит к полному разрушению  
фундаментов, а только

снижает их жесткость, сопровождающуюся  
образованием и развитием

трещин. Но динамические воздействия - вибрация  
механизмов, влияние

транспорта, ударные нагрузки от промышленного оборудования, а также

от забивки свай или шпунта вблизи эксплуатируемых зданий - могут

вызвать расслоение бутобетонной кладки и выкрашивание раствора из

ее швов, растрескивание бетонных или железобетонных фундаментов.

Причинами коррозии материала фундамента обычно являются: агрессивное воздействие подземных и сточных промышленных

вод (для бутовых фундаментов из рваного камня на растворе, а также

для бетонных и железобетонных фундаментов); блуждающие токи, вызывающие коррозию арматуры и разруше-

ние бетона в железобетонных фундаментах; 481951  
1931 1911 1891 1871 1851 1831 1811 1791

1960 1940 1920 1900 1880 1860 1840 1820 1800 Год  
СТРОИТЕЛЬСТВА

колебание уровня подземных вод, приводящее к обнажению де-

ревянных свай и загниванию их в месте примыкания к ростверку. Случаи гниения и разрушения свай с последующей аварией



деформацией зданий неоднократно наблюдались в Москве, Петербурге,

Риге и других городах при резком понижении подземных вод, вызван-

ном строительством линий метрополитена, прокладкой подземных ком-

муникаций и другими причинами. Однако когда деревянные сваи посто-

янно находятся в воде, срок их службы составляет 150-200 лет и, следо-

вательно, их наличие в фундаментах не может быть причиной запреще-

ния надстройки или реконструкции зданий с увеличением нагрузок. Как правило, фундаменты зданий имеют настолько хорошее со-

стояние, что позволяют надстройку в несколько этажей без их усиления.

Исследование причин строительных аварий показало, что ими чрезвы-

чайно редко является недостаточная несущая способность материала

фундаментов эксплуатируемых зданий или их износ. Обычно уже при

визуальном обследовании зданий, намечаемых к реконструкции или

надстройке, можно определить прочность материала фундамента. При-

менение электрофизических и ультразвуковых методов позволяет полу-

чить более достоверные данные. Как показал опыт обследований, запрещение надстройки или ре-

конструкции зданий было вызвано в основном: наличием в здании бутовых фундаментов, выполненных на из-

вестковом, цементно-известковом или цементном растворе; низкой прочностью раствора (в 12% зданий) или значительным

его выщелачиванием (в 18% зданий); механическим повреждением фундаментов (в 2% зданий).

Состояние фундаментов и сроки службы зданий промышленных

предприятий зависят от специфических условий эксплуатации. обследо-

вание (В. И. Феклин, В. К. Шаламов, 1976 г.) более 20 действующих

предприятий алюминиевой промышленности (Уральского, Братского,

Днепровского, Сумгаитского алюминиевых заводов и т.п.) позволило

выявить две группы причин, влияющих на продолжительность службы

фундаментов промышленных сооружений. Одна из них связана с раз-

рушением материала подземной части здания, другая - с деформациями

основания. В 38 случаях преждевременного разрушения фундаментов

42.1% было вызвано причинами первой группы, 50% - второй и только

7.9% - другими причинами. Чаще всего материал фундаментов разру-

шается в результате попадания на него агрессивных технологических

растворов: кислот, щелочей, смазочных материалов и масел и т.п. Попе-

ременное замораживание и оттаивание грунта вызывает сильную корро-4 — 3454 49

зию бетонных фундаментов под холодильными установками. Повреж-

дению материала фундаментов нередко связано также с нарушением

режима работы оборудования, его динамическими воздействиями, вли-

нием электрокоррозии. Все эти обстоятельства необходимо учитывать

при подготовке к реконструкции промышленных сооружений, техноло-

гический процесс которых предусматривает использование агрессивных

растворов. Опыт эксплуатации зданий позволил установить расчетные

сроки эксплуатации фундаментов, принятые в зависимости от категории

здания (табл. 3). Таблица 3  
Конструкция здания  
Срок службы для зданий категорий,  
годы  
Фундамент 150 120 100  
Стена 150 120 100  
Перекрытия 150 100 50  
Однако усредненные сроки эксплуатации не являются техниче

скими сроками службы фундаментов. В нормальных условиях эксплуа

тации физико-механические качества материалов, из которых выполнен

фундамент, за расчетный срок практически изменяются мало, поэтому

расчетный срок эксплуатации не характеризует долговечность фунда

ментов. 2. Конструктивные параметры фундаментов  
Обобщение опыта реконструкции гражданских зданий позволило

выявить некоторые закономерности в назначении размеров фундамен

тов, глубины их заложения, плотности размещения фундаментов в пре

делах пятна застройки. Аналогичных исследований и обобщений для

фундаментов промышленных зданий провести не удалось в связи с

большим разнообразием их конструкций, вызванных особенностями

технологии производства. На давление под подошвой фундаментов оказывает влияние ряд

параметров, относящихся к самим фундаментам и к надфундаментным

конструкциям. Размеры фундаментов (ширина  $B$  и глубина заложения  $H$ )

в практике проектирования часто назначались только в зависимости от

вида грунтов без учета его физических и механических характеристик и

конструкций зданий (чувствительность к осадкам или к их неравномерности)  $\rightarrow 50$

ности). При проектировании надстроек, когда выявляются и используют

ются все резервы несущей способности оснований, детальное изучение

размеров фундаментов и их взаимного расположения становится осо

бенно важным. Глубина заложения подошвы фундаментов в эксплуатируемых

зданиях имеет большой разброс, но чаще всего она определяется глуби-

ной сезонного промерзания и оттаивания грунтов, конкретными усло-

виями участка (необходимостью проходки насыпных грунтов, примыка-

ния к соседним строениям и т.п.). В отдельных случаях наблюдается большой разброс в глубине за-

ложения фундаментов внутренних стен и столбов от уровня пола подва-

ла, причем нередко встречается значительное заглубление, более 1 м.

Для условий Москвы средняя глубина заложения подошвы фундаментов

от уровня пола подвала довольно стабильна (табл. 4), хотя известно, что

в песках заглубление несколько больше, чем в глинистых грунтах (рис.

18). Таблица 4

Этажность	Глубина заложения подошвы от Средней глубины зданий пола подвала, для зданий, м	Заложения подошвы
На песках	2,0-2,6	3,0-3,6
На связанных для зданий	1,6-1,7	1,6-1,7
одной грунтовой этажности	0,6-1,0	0,6-1,0
м	2,0, 2,6, 3,0, 3,6	1,3, 1,6, 1,9, 2,4, 2,7

В табл. 4 приведены средние

значения нижнего и верхнего предела

глубины заложения подошвы фунда-  
ментов. Фактическая глубина заложения подошвы фундаментов от уровня пола подвала увеличивается с ростом давления. Рис. 18. Зависимость глубины заложения подошвы фундаментов от этажности здания

1 - на песках; 2 - на глинистых грунтах

1950 fSKO mo 1920 Ш 1900 1690

ГОД СТРОИТЕЛЬСТВА

Рис. 19. Зависимость глубины

заложения подошвы фундамен-

тов от года строительства здания

1 - 2 - глубина заложения соот-

ветственно минимальная и мак-

симальная

Рис. 20. Зависимость шири-

ны подошвы фундаментов

от этажности зданий

1 - 1 - на песках; 2 - 2 - на

глинистых грунтах; 3 -

средняя ширина подошвы;

заштрихованная область -

для глинистых грунтов Из рис. 19 видно, что минимальная

глубина заложения подошвы фундаментов

от уровня пола подвала принималась в по-

стройках 1881-1891 и 1911-1920 гг. В более

поздних постройках глубина заложения от

уровня пола подвала, разброс между наи-

меньшими и наибольшими глубинами за-

ложения увеличились. Заложение подошвы

фундамента относительно пола подвала в старых зданиях на глубине более 1 м было вызвано скорее строитель-

ными традициями, чем соображениями безопасности. В настоящее время

фундаменты жилых зданий закладывают ниже уровня пола на 0,3 -

0,5 м, при этом осадки фундаментов не возрастают, а несущая способ-

ность оснований не уменьшается. Ширина подошвы фундаментов на нагруженных и ненагружен-



ных участках зданий отличается незначительно. В 76% зданий это отли-

чие составляет 0,4 - 0,5 м. Несколько больший разброс (до 0,7 - 0,9 м)

наблюдается только в 6 - 7-этажных жилых зданиях. Для сравнения

укажем, что в типовых пятиэтажных домах (например, серии 1-115)52

разброс ширины подошвы составляет 0,4 м (1,6 м - для внутренних и 1,2 м - для наружных стен). Анализ ширины подошвы фундаментов для зданий различной

этажности (рис. 20) показывает, что на песчаных грунтах она больше,

чем на связанных (на 5 - 10%). Средняя ширина подошвы фундаментов

у зданий различных лет постройки (рис. 21) практически остается неиз-

менной, хотя разброс между наименьшими значениями ширины подош-

вы фундаментов зданий увеличился и толщина стен значительно

уменьшена. Рис. 21. Зависимость ширины по-

дошвы фундаментов и толщины стен

от года строительства зданий

1 - 1 - наибольшая и наименьшая

ширина подошвы фундамента; 2-2- наибольшая и наименьшая толщи

на стен Плотность размещения

фундаментов здания. Здания

старой постройки резко различа

ются по суммарной площади

фундаментов. Для характери

ки здания удобен показатель

плотности размещения фунда

ментов  $F_{\text{фн}}$  представляющий собой отношение суммарной площади

фундаментов здания  $F_{\text{ф}}$  к площади застройки  $F_{\text{Заст}}$ , выраженной в про

центах:  $F_{\text{ф}}/F_{\text{Заст}} \cdot 100\%$ . (7)заст Минимальная плотность размещения фундаментов для зданий со

ставляет 10 - 12%, максимальная достигает 120%, когда фундаментом

служит сплошная плита, выходящая за габариты здания в плане. Дан

ные о средней плотности размещения фундаментов  $F_{\text{ср}}$  по годам по

стройки. приведенные ниже, показывают, что эта величина для зданий,

построенных до 1950 г., постепенно снижается: 53,1860  
1880 1990 1920 1930 ГОД СТРОИТЕЛЬСТВА

Годы 1881- 1891- 1901- 1911- 1921- 1931- 1941-

1890 1900 1910 1920 1930 1940 1950

Fom, % 40,4 37,9 38,8 34,7 38,7 35,9 36,9 Следовательно,  
с накоплением опыта проектирования и строи-

тельства размеры фундаментов в зданиях  
уменьшались, а несущая спо-

собность грунтов оснований использовалась в большей,  
чем раньше,

степени. Анализ плотности размещения фунда-

ментов для зданий различной этажности (рис.

22) позволяет отметить следующее: плотность  
фундаментов для зданий на

глинистых грунтах оказалась меньше, чем для

зданий на песках; подавляющая часть надстраиваемых

зданий (от двух до пяти этажей включитель-

но) имеет суммарную площадь фундаментов,

равную 30 - 42% площади застройки (площа-

ди здания в плане). Рис. 22. Зависимость плотности  
размещения

фундаментов от этажности зданий

1 - на песках; 2 - на глинистых грунтах  
Учет расположения и взаимного влияния фундаментов в зданиях

имеет большое значение для характеристики работы оснований. При

удалении фундаментов друг от друга основания работают на каждом

участке самостоятельно и, наоборот, можно предположить, что при ка-

кой-то степени сближения фундаментов основание под всем зданием

работает совместно, и здание можно представить возведенным на плите.

Анализ картины распределения вертикальных напряжений по модели

двух близко расположенных фундаментов приводит к выводу, что ха-

рактер распределения напряжений оказывается таким же, как и для од-

ного фундамента с шириной, равной сумме ширин двух соседних фун-

даментов. Исследования развития осадок поверхности грунта вблизи зда-

ний, расположенных на мощной толще сильносжимаемых озерно-

ледниковых и послеледниковых отложений (С.-Петербург) позволили<sup>54</sup>

установить значительную распределительную способность слабых грун<sup>→</sup>

тов оснований, которую необходимо учитывать при реконструкции или

надстройке зданий. В процессе наблюдения за грунтовыми марками

вблизи двух одинаковых 12-этажных корпусов, устроенных на сплош<sup>→</sup>

ных фундаментных плитах с размером в плане 94 x 13,7 м со средним

давлением по их подошве 0,15 МПа, зафиксировано перемещение марок

и плит на расстоянии 32 м от здания, т.е. более чем на 2,3 ширины фун<sup>→</sup>

дамента. Если конечным слоем основания является сильносжимаемый

грунт, взаимовлияние фундаментов друг на друга также имеет свои осо<sup>→</sup>

бенности. Исследованиями установлено, что влияние слабого слоя в ос<sup>→</sup>

новании на осадку ленточных фундаментов отмечается до тех пор, пока

толщина верхнего более прочного слоя меньше (3 - 3,5) Б. С ростом его

толщины неоднородное основание ведет себя как однородное. Ширина

осадочной воронки, считая от кромки фундамента, при  $p = 0,1$  МПа и

расположении кровли слабого слоя по глубине до  $2,5 b$  составляла (4-5)

Ъ. В связи с медленной консолидацией слабого водонасыщенного слоя

увеличение ширины этой воронки может продолжаться. Взаимное влияние фундаментов в эксплуатируемых зданиях до

вольно частое явление, поэтому представляется целесообразным при

нять следующие допущения. Если в любой точке основания на опреде

ленном горизонтальном сечении суммарное давление от двух соседних

фундаментов составляет 70-90% давления под фундаментом, то такое

основание можно рассматривать как единое для условного фундамента,

ширина подошвы которого равна  $2b + a$ , или рассматривать фундамен

ты здания как фундаментную плиту с отверстиями. Установлено, что

такое суммарное давление характерно для зданий с плотностью фунда-

ментов более 50 - 60%, при этом нижний предел относится к большим

удельным давлениям. Плотность размещения фундаментов может характеризовать рас-

четную схему комплекса фундаментов здания: при  $F_{om} < 40\%$  взаимное влияние фундаментов не учитывается;

при  $F_{om} = 40 - 50\%$  учитывается дополнительная осадка рассчи-

тываемого фундамента от влияния соседнего; при  $F_{om} > 50 - 60\%$  фундаменты можно рассчитывать как плиту с

отверстиями. 55

### 3, Изменение давления на грунты оснований

после реконструкции зданий Рассматривая давление на уровне подошвы фундаментов экс-

плуатируемого здания, целесообразно анализировать средневзвешенные

давления  $p_{ср}$  для всего здания (для сокращения эти давления далее име-

ются как средние давления)  $p_{ср} = \sum p_i F_i / (ZF)$ , (8) где  $p_i$  - фактическое давление на различных участках фундаментов;  $F_i$  -

площадь фундаментов с давлением  $p_i$ ;  $F$  - суммарная площадь фунда-

ментов. Анализ давления на грунты оснований под подошвой фундамен-

тов эксплуатируемых зданий показывает следующее: средние давления для зданий одинаковой этажности не отличаются

ся большим разбросом; при прочих равных условиях для зданий с большим заглублением

фундаментов (от уровня планировки или пола подвала) характерно

большее давление; среднее давление в зданиях поздней застройки уменьшается; это

можно объяснить тем, что со временем конструкции здания облега-

лись. а ширина фундаментов оставалась прежней. Рис. 23. Зависимость среднего дав-

ления на основания от этажности

зданий 1 - на песках; 2 - на глинистых

грунтах Из рис. 23 видно, что среднее давление резко возрастает в четы-

рехэтажных строениях по сравнению с одно-двухэтажными. Допустимое дополнительное давление при надстройке увеличивается

ется неравномерно не только для зданий одинаковой этажности, над-

страиваемых различным числом этажей, но и для зданий различной



этажности, надстраиваемых одинаковым числом этажей. Возрастание  $\sigma_{\text{Л.о.з}}$

0,25

0.2

0,  $t_{50}, \sigma_{\text{Л.о.з}}$  2 3 4 5 6 п

Ар, % > 110 91-11071-9051-7031-5011-30 До  
10 Надстроен

ные и ре

конструи

руемые

здания, % 4 561628374

Среднее увеличение давления при надстройке на грунтах,

МПасуглинках тугопластичных 0,210,300,0943 полу-твердых 0,250,320,0728 твердых 0,210,320,1152 песках мелких и

пылеватых водонасыщенных средней плотности 0,180,250,0739 водо-насыщенных плотных 0,260,360,138 мало-влажных средней плотности 0,190,270,0842 мало-влажных плотных 0,250,350,140 песках средней

крупности средней плотности 0,210,260,0524 плотных 0,240,310,0730 песках крупных

и

гравелистых средней плотности 0,250,320,0728 плотных 0,230,320,0939 Давление Начальное  $p_1$  Конечное  $p_2$

$L_r L_r / p$ ], % Таблица 5

Таблица 659 Давление, МПа после надстройки  $P_{таx} / P_{тт} 2.34.13.02.42.4 P_{таx} \sim P_{min} 1.004.93.52.72.3 P_{таx} / P_{тт} 0.8/1.8 1.6 / 6.5$

1.8/5.3

1.9/4.6 1.6/3.9 до надстройки  $P_{min} / P_{таx} 2.13.3$

2.12.31.43  $P_{таx} \sim P_{min} 0.483.21.51.40.6 P_{min} / P_{таx}' 0,44/0.92 1.4/4.6$

1.3/2.8

1.1 /2.5 1.4/2 Грунты оснований Пески мелкие, сред-

ней крупности, сред-

ней плотности, влаж-

ные Пески мелкие, сред-

ней плотности, влаж-

ные Пески гравелистые,

плотные и средней

плотности Пески мелкие, сред-

ней плотности, водо-

насыщенные Песок средней круп-

ности, средней плот-

ности Адрес объекта Ново-Алексеевская ул.,

д. 48, корп. 21 Верхняя Красносель-

ская ул., д. 16а Ул. Малые Кочки, д. 9 Первая  
Мытищинская

ул., д. 13а Ул. Ефремова, д.4

60 Случаи, когда  $r_{тах} / r_{ср} > 1,4$ , относятся к зданиям  
на грунтах с

высокими нормативными (расчетными) давлениями  
(пески крупные и

средней крупности, суглинки тугопластичные,  
полутвердые и твердые) и

к зданиям с повышенной пространственной жесткостью  
или с большим

числом поперечных стен и поэтому высокой плотностью  
размещения

фундаментов. Корреляционную зависимость между  
неравномерностью давле-

ний и разбросом ширины подошвы или плотностью  
размещения фунда-

ментов установить не представляется возможным,  
однако качественно

такую взаимосвязь можно оценить следующим образом:  
при больших

значениях плотности размещения фундаментов даже  
значительные пре-

вышения средних давлений на отдельных участках не  
приводят к де-

формациям фундаментов и стен. На основании практических данных  $R_{\text{тах}} / \rho_{\text{ср}}$  Надстроенные

реконструиро→

ванные здания,

%1-1,1 1,11-1,2 1,21-1,3 1,31-1,4 1,4-1,5 >1,5

24,1 30,1 19,1 9,1 7,7 10 Таким образом, почти у половины обследованных зданий нерав→

номерность давлений по подошве фундаментов отличается в 1,5-2 раза.

Однако это не вызывает развития деформаций и трещин в надфунда-

ментной части, что можно объяснить либо ее высокой жесткостью, либо

неполным использованием несущей способности грунтов оснований. При надстройках эта неравномерность давлений увеличивается

или уменьшается. Увеличение неравномерности давлений часто объяс→

няется изменением схемы нагрузок, когда некоторые промежуточные

опоры при надстройке не используются. Уменьшением неравномерности

характеризуются случаи передачи нагрузки от надстроек на ранее менее

нагруженные конструкции. Примером увеличения неравномерности

давления могут служить материалы обследования пяти московских до-

мов (табл. 6). В обследованных зданиях деформаций не было ни до, ни после

надстройки, хотя одно из этих строений надстраивалось дважды (Верх-

няя Красносельская ул., д. 16а), а другое не имеет достаточной про-

странственной жесткости (Малые Кочки, д. 9). На этих объектах отме-

чено также превышение максимальных давлений под средним после

надстройки зданий:

Указанные соотношения показывают, что несущая способность

основания использовалась нерационально: в 30% зданий - менее чем на половину, в 14,3% строений - на

80%. В связи с этим в большинстве зданий давления на основания фун-

даментов могут быть значительно повышены; не во всех случаях надстроек можно учитывать эффект обжатия

грунтов весом здания. Так, при давлениях до 0,2-0,3 R7 обжатие грунта

основания несущественно. Исследования оснований ряда сооружений текстильной промышленности (Глуховский и Орехово-Зуевский комбинаты, комбинат

Красная Роза" и др.) со сроком службы до 115 лет показали, что давление

в начальной стадии их эксплуатации составляли 0,53-0,67, определенное по СНиП 2.02.01-83\* для грунта данного вида и размеров

Фундаментов. В результате последующих реконструкций давление по подошве фундаментов увеличилось в 2,1-2,7 раза и превысило расчетное  $\frac{R}{\gamma}$  надстроенных и реконструированных

зданий,  $\frac{R}{\gamma} = 0,2 - 0,31 - 0,41 - 0,51 - 0,61 - 0,71 - 0,81 - 1 > 1$

0,3 0,4 0,5 0,6 0,7 0,8 0,85 0,9 0,95 1,0 1,1 1,2 1,3 1,4 1,5 1,6 1,7 1,8 1,9 2,0 2,1 2,2 2,3 2,4 2,5 2,6 2,7 2,8 2,9 3,0 3,1 3,2 3,3 3,4 3,5 3,6 3,7 3,8 3,9 4,0 4,1 4,2 4,3 4,4 4,5 4,6 4,7 4,8 4,9 5,0 5,1 5,2 5,3 5,4 5,5 5,6 5,7 5,8 5,9 6,0 6,1 6,2 6,3 6,4 6,5 6,6 6,7 6,8 6,9 7,0 7,1 7,2 7,3 7,4 7,5 7,6 7,7 7,8 7,9 8,0 8,1 8,2 8,3 8,4 8,5 8,6 8,7 8,8 8,9 9,0 9,1 9,2 9,3 9,4 9,5 9,6 9,7 9,8 9,9 10,0

максимально допустимое отношение наибольшего давления к среднему

после надстройки можно принять равным 1,4.4.

Использование резервов в несущей способности оснований

при реконструкции. Как уже указывалось, при расчете оснований зданий в разные го-

ды применялись различные нормы. Поэтому основания зданий имеют

резервы прочности, которые могут быть использованы при надстройках

и реконструкциях. Для выявления таких резервов рассмотрим, как ис-

пользовались при расчете эксплуатируемых зданий различных лет по-

стройки параметры, регламентируемые СНиП 2.02.01-83\*. Степень использования расчетного сопротивления грунтов в

основаниях реконструируемых зданий. Результаты сравнения средне-

го давления до надстройки  $p_{ср}^o$  и расчетного сопротивления  $R$ ? по фор-

муле (7) СНиП 2.02.01-83\* приведены ниже:

Грунты Число надстроженных и реконструированных зданий

при разбросе  $R$  7, % оснований до 1011-2021-3031-4040 Пески 2618161921 Глинистые грунты 3422151118

Отношение расчетной осадки  $S_R$  при  $p = R$  к предельной  $S_{np-cp}$

оказалось для 70% зданий меньше 0,3 для 90% - менее 0,4: Приrost расчетных осадок при надстройке редко

был равен 3-4

см. а в большинстве случаев не превышал 2-2,5 см.  
Объекты, где рас-

четные осадки при  $p = R$  составляют 0,6-0,85 п/ср,  
являются исклю-

чениями. Прежде чем перейти к анализу  
неравномерности осадок эксплуа-

тируемых зданий в свете действующих норм,  
рассмотрим геометриче-

ские характеристики наружных продольных стен.  
Соотношение длины  $L$

и высоты  $H$  продольной стены характеризует  
конструктивную жесткость

здания. Этот показатель использовался еще в СНиП Н-  
Б.1-62 при выбо-

ре предельной средней осадки зданий, а в ныне  
действующих нормах

СНиП 2.02.01.83\* предопределяет коэффициент условий  
работы зданий

во взаимодействии с основанием при вычислении  
расчетного давления

на основание по формуле (5). В исследованных зданиях  
среднее значение  $L/H$  до надстройки

составляло 2,5, а после надстройки 1,5. В соответствии  
со СНиП Н-Б.1-



62 только за счет такого изменения конструктивной жесткости здания

можно было при проектировании надстройки повысить предельную

среднюю осадку еще на 2 см, т.е. надстроить еще один этаж без усиления

фундамента. Аналогичное изменение жесткости здания по СНиП

2.02.01.83\* влечет за собой увеличение расчетного сопротивления на 10-

20%. Таким образом, надстройка здания дополнительными этажами

положительным образом сказывается не только на увеличении жесткости

здания и его чувствительности к неравномерным осадкам, но при

определенных соотношениях  $L/H$  приводит к возможности увеличения

допустимого давления на грунты его основания. Изменение высоты здания при надстройке колеблется в широких

пределах: 631Г/Н1,11-1,21,21-1,31,31-1,41,41-1,51,51-1,6 Число обследованных

зданий, %511221122Sr ' Snp срОбщее

число об-

следо-

ванных

зданий, %0,1- 0,21- 0,31- 0,41- 0,51- 0,61- 0,7- >0,8

0,2 0,3 0,4 0,5 0,6 0,7 0,836 35 20 4,5 - 2,5 2 -

Продолжение Н'/Н1,61-1,71,71-1,81,81-1,91,91-22,01-  
2,1>2.1 Число обследо-

ванных зданий, %53-5И5 Низкие показатели  
конструктивной жесткости здания в случаях

неоднородного по сжимаемости основания служат  
причиной развития

трещин в его конструкциях. Обследование зданий до  
надстройки и после

нее с целью выявления в них трещин осадочного типа  
показало сле-

дующее: 1) до надстройки 20% зданий имели в  
наружных стенах незначи-

тельные трещины осадочного характера. Некоторые  
надстроенные после

войны дома имели трещины конструктивного  
происхождения или от

разорвавшихся вблизи них авиабомб. После надстройки  
эти здания на-

ходятся в удовлетворительном состоянии.  
Дополнительные осадки при

надстройках не вызывали появления новых трещин или дополнительно

го раскрытия имевшихся ранее. Более того, в некоторых зданиях, ошту

катуренных после надстройки, трещины не появлялись. Это свидетель

ствовало о том, что осадки таких зданий стабилизировались. Однако иногда после надстройки образовывались трещины оса

дочного характера, например, в зданиях по 2-й Бауманской ул., д. 7а и

на ул. Малые Кочки, д. 9. В обоих зданиях внутренние стены были уст

роены на столбчатых фундаментах. Такая конструктивная схема здания

чувствительна к неравномерным осадкам и характеризуется связанными

с ними трещинами. Опыт надстройки указанных зданий свидетельствует 64l /1 ■ L->Ce 7 ■ \*- 'Число обследо

ванных зданий, % >0,5 0,41-0,5 0,31-0,4 0,21-0,3 0,11-0,2 до 0,16 23 27 15 23 6В 16 % зданий высота после надстройки Н' в 2 раза превышает

первоначальную высоту. Другим показателем конструктивной жесткости здания является

абсолютная свободная длина продольной стены здания между его попе

речными стенами  $L_{ce}$ . Анализируя относительные значения  $L_{ce} / Z$ , мож-

но увидеть, что в более чем половине объектов (56%) свободная длина

участка продольной стены между поперечными стенами превышает 30%

всей длины стены. Абсолютная свободная длина продольной стены ме-

жду поперечными стенами  $L_{св}$  только в 12% зданий более 21м:

о необходимости более тщательного инженерно-конструкторского и ин-

женерно-геологического обследования здания перед реконструкцией, так

как в первом из них был отмечен большой разброс ширины подошвы

фундаментов (от 1 до 2,3 м) и глубины их заложения (от 0,7 до 3 м), а

также значительный уклон грунтовых напластований в основании. При

надстройке другого здания было выявлено резкое выклинивание слоев

пластичного глинистого грунта в основании фундаментов, различных по

сжимаемости, и близость уровня подземных вод. Несмотря на это, над-

стройка зданий была произведена без изменения конструкций фунда-

ментов;2) для зданий на песчаных грунтах характерен выгиб (для более

90% зданий), а для зданий на глинистых грунтах - прогиб (80%). При

надстройках неравномерность осадок по длине здания не меняет своего

очертания;3) относительные прогибы большинства надстроенных зданий на

практически однородных грунтах оказались близкими к рекомендован-

ным нормами (рис. 25);4) в большинстве объектов (97%) при надстройке выполнены ар-

мокирпичные, железобетонные или металлические распределительные

пояса поверху надстраиваемых стен. На некоторых объектах (18%) уст-

раивали дополнительные пояса поверху новых надстроенных стен. Поя-

са не применяли только при надстройке одно- и двухэтажных зданий

одним этажом.Рис. 25. Зависимость относитель-

ного прогиба от размеров стен1 - для надстроенных зданий, уси-

ленных армокирпичными поясами; 2 - для армированных кирпичных

стен (по СНиП); 3 - для неармированных стен (по СНиП); 4 - для

неармированных стен (по данным

НИИОСП) Таким образом, при проектировании надстройки необходимо

учитывать резервы в расчетном давлении на основания и в предельной

осадке. При расчете нового давления следует принимать во внимание

неравномерность осадок до надстройки и возможность увеличения ее

после надстройки здания. 5 — 3454 65

5. Опыт назначения допустимого давления на грунты оснований

после реконструкции Анализ технических заключений о состоянии зданий и сооруже-

ний, подлежащих надстройке или реконструкции с повышением нагру-

зок на грунты оснований, позволил установить, что допустимое давле-

ние на грунты оснований определялось ранее без системы в выборе са-

мого давления и повышающих коэффициентов к расчетному давлению

на основании, нормируемому для нового строительства. После выпуска СНиП Н-Б.1-62, а затем СНиП 2.02.01-83\* норма

тивное  $R_H$  и расчетное  $R$  сопротивления принимались по их табличным

значениям  $R_0$ . Новое давление рассчитывалось по данным таблиц с по

вышающим коэффициентом 1,1-2. Анализ давлений на грунты оснований надстроенных зданий по

казывает, что допустимое давление  $R_{m3}$ , МПа, предлагаемое в техниче

ских заключениях, для одинаковых грунтов имеет большой разброс:

для песков мелких и пылеватых, средней плотности

маловлажных 0,175-0,42 то же, водоносных 0,2-0,42 для песков средней крупности, средней плотности 0,2-0,5 то же, плотных 0,325-0,425 Такой разброс объясняется различными сочетаниями использо

ванных табличных данных и повышающих коэффициентов на обжатие

грунтов оснований. Поправка к  $R_0$  на ширину и глубину заложения фун

даментов, введенная в СНиП 2.02.01-83\* при назначении допустимого

давления на грунты основания, пока применяется очень редко. Из анализа отношения  $R_{m.3} / R_0$ , приведенного ниже, видно, что в

79% объектов рекомендованное нормативное давление  $R_{m.3}$  больше  $R_0$ , в

том числе в 33% зданий  $R_{m.3}$  превышает данные норм более чем на 50%:  $66 R_{m.3} - 1 R_0$

Число об-

следован-

ных над-

строенных

и реконст-

руирован-

ных зда-

ний, % 2 1,9 1,8 1,7 1,6 1,5 1,4 1,3 1,2 1,1 1 0,9

2 1 7 5 14 5 29 2 9 5 19 2

Рассматривая превышение фактического давления под подошвой

фундаментов над расчетным, рекомендуемом СНиП 2.02.01-83\*, можно

отметить, что основания имеют перегрузку: по значениям  $R_0$  - на сравнительно прочных грунтах ( $R_0 = 0,35 \sim 0,45$  МПа) фактическое давление на уровне подошвы фундаментов по-



сле надстройки не превышает расчетного, на грунтах со средней и низ-

кой несущей способностью ( $R_0 = 0,3 - 0,15$  МПа) превосходит его; но значения  $R_7$  - на грунтах всех видов, но для меньшего числа

зданий, поскольку при их реконструкции учтены заглубление и ширина

подошвы фундамента; тем не менее 57 - 64% объектов имеют средние

давления больше  $R_7$ . В среднем у 25% объектов  $r_{ср} > R_7$ , а у 40%  $r_{тах} >$

Лт.Рис. 26. Зависимость перегрузки осно-

ваний от ширины подошвы фундамен-

тов зданий 1 - на суглинках, твердых и полутвер-

дых; 2 - на песках средней плотности Перегрузка уменьшается при

увеличении ширины подошвы фунда-

ментов (рис. 26), но не зависит от

плотности их размещения. Значительный разброс перегрузок наблюда-

ется в пределах одного и того же здания. После надстройки зданий

средняя перегрузка  $r_{тах} / R_7$  для различных видов грунтов и конструкций

составляет 35 - 40% (табл. 8). В пределах одного здания в большинстве

случаев перегрузка оснований фундаментов внутренних стен и колонн

больше, чем перегрузка оснований наружных стен. Анализ перегрузки оснований фундаментов показал также сле-

дующее: в небольшом числе зданий до надстройки уже имелась перегрузка

по сравнению со значением  $R_7$ . Эта перегрузка не превышает 40%; для 55% зданий технические заключения рекомендуют более вы-

сокие давления, чем полученные по формуле (7) СНиП 2.02.01-83\* (т.е.  $R_7/R_m < \gamma_{567}$

Таблица 8 Грунты ос-

нования Число

обсле-

дован-

ных объ-

ектов Число

объек-

тов с

пере-

грузкой,

%Средняя перегрузка %, по сравнению

со значением R ?

наруж-ныхстенвнут-реннихстенколоннв сред-

нем

по зда-

ниюПесок сред-

ней крупно-

сти, средней

плотности

Пески мел-

кие, пылева-

тые:462047,539,731,839,7среднейплотности,маловлаж-  
ные10820,551,442,238,1средней

плотности и

плотные,

водоносные

Суглинки:15528,51860,735,7тугопла-стичные12638,431-  
34,7твердые и

полутвердые191040,745,126,537,4

б)Рис. 27. Результаты наблюдения осадок надстроенного административного здания (Большевицкая ул., 13).

а - эпюры осадок здания после надстройки; б - зависимость осадки надстроен-

ных зданий от времени; 1 - замеренные осадки до надстройки по результатам

нивелирования окон 1-го этажа; 2 - замеренные деформации при надстройке; 3 -

расчетная по СНиП дополнительная осадка при надстройке того, дана эпюра деформаций до надстройки по стене главного фасада.

Для этого были пронивелированы подоконники первого этажа. Там же

на схеме показано увеличение нагрузок на основание и средних осадок (90)

во времени. Данные о деформациях фундаментов по этим объектам

приведены в табл. 9.Рис. 28. Результаты наблюдения осадок надстроенного жилого дома

(Вадковский пер., 12) (706) б)

Адрес L/H fom Расчетная

осадка, см,

до надстрой-

ки по СНиП

приДополнительная

осадка, мм, при над-

стройкефактическомдавлении  $P =$   
 $P_{расчетная}$  измеренная Владковский

пер., д. 12

до надстройка

после надстрой-

киБольшевицкая

ул., д. 13

до надстройки

после надстрой-

ки  $9,1652,721,551,6$  ю- $41,65-10'40,75-10'5$

$0,87-10'311,64,62712,30,430,378.33.342$

столько средняя осадка, сколько неравномерность  
осадок, увеличиваю-

щаяся при надстройке. К сожалению, результаты  
наблюдений за деформациями реконст-

руируемых с повышением нагрузок зданий единичны.  
Те наблюдения за

деформациями Старого Гостиного Двора в Москве  
(СГД), которые

НИИОСП вел в течение почти пяти лет. не поддаются обобщению, так

как здание СГД за период реконструкции конструктивно видоизмени-

лось. Здание увеличило свою жесткость, изменило этажность, приобрело

другой тип фундамента и т.п., стало по ряду конструктивных показате-

лей иным, чем было до реконструкции. Следовательно, его осадки, про-

текавшие длительное время и особенно их неравномерность, характери-

зуют теперь совершенно другое здание. Государственный Исторический музей в Москве (ГИМ), за де-

формациями которого НИИОСП многие годы с небольшими перерыва-

ми вел наблюдения, за последние 4-5 лет имеет суммарное приращение

осадки до 4 мм, то есть около 1 мм в год, что очень похоже на

"вековую" осадку. Именно "вековой осадкой" характеризуются дефор-

мации многих длительно эксплуатирующихся сооружений г. Москвы.

Причем нагрузка на фундаменты ГИМа нельзя считать постоянной. Она

незначительно возрастала вследствие всякого рода встроек и преобразо-

ваний при ремонтах и реконструкциях. Такой же "вековой" осадкой ха-

рактерны деформации гостиницы "Москва", систематические инстру-

ментальные наблюдения за которой с 1936 г. вел проф. К.Ё. Егоров. Глава 3. ОСОБЕННОСТИ РАБОТЫ ОСНОВАНИЙ

ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ1. Природа упрочнения грунтаРаботу основания под действием длительных нагрузок от соору-

жений было бы неправильно характеризовать одним лишь процессом

уплотнения грунта, внешне проявляющимся в виде осадки сооружения.

Наряду с уплотнением грунта в основании происходят и более сложные

явления, приводящие к изменению прочностных свойств грунта. Уста-

новлено, что все процессы в основании как качественно, так и количест-

венно зависят от времени действия нагрузки, ее интенсивности и ряда

других факторов.72

Исследование природы деформаций глинистых грунтов показало,

что их прочность определяется прочностью и числом связей между сла-

гающими грунты частицами в единице объема. Эти связи между части-

цами рассматриваются как сцепление, разделяющееся на две части. Ту

часть сцепления, которая отображает способность частиц глинистого

грунта вступать во взаимодействие между собой вследствие проявления

молекулярных сил и интенсивность которой зависит от характера частиц

и расстояния между ними, называют первичным сцеплением. Вторая

часть сцепления показывает суммарное влияние на прочность грунта

многообразных процессов изменения физического состояния, минерало-

гического и химического состава грунта, протекающих в стадии диаге-

неза, и названа сцеплением упрочнения. Первичное сцепление при перемещении частиц сохраняется, по-

стоянно уменьшаясь при удалении частиц друг от друга (пучение, набу-



хание грунта) и возрастая при их сближении.  
Сцепление упрочнения в

процессе движения частиц проявляться не может,  
наоборот, движение

частиц может начаться лишь после устранения влияния  
сцепления уп

рочнения. Таким образом, несущая способность грунтов  
основания при

длительном обжати их нагрузкой повышается,  
вероятно, вследствие

увеличения лишь первичного сцепления. Однако  
сцепление между гли

нистыми частицами осуществляется в результате  
взаимодействия между

ними при непосредственном контакте в точках со  
слабыми или нулевы

ми гидратациями, но и под влиянием сил  
взаимодействия между по

верхностью частиц: катионами диффузных слоев и  
анионами почвен

ного раствора. Не исключено также участие в  
возникновении сцепления

ориентированных диполей воды, водородные концы  
которых могут соз

давать так называемые водородные связи, Участие  
диполей воды в об

разовании сил сцепления можно объяснить особенностями влияния связ-

занной воды на сцепление в грунте, а также анализом тиксотропных

явлений. Сцепление упрочнений подразделяется на тиксотропное и це-

ментационное. Первое из них является обратимым, второе - не-

обратимым. Обычно полагают, что упрочнение грунта вследствие увеличения

сцепления в основании сооружения происходит одновременно с его уп-

лотнением, а не после многих лет работы сооружения. При этом счита-

ется, что несущая способность глинистых грунтов может, достичь боль-

ших значений, если темпы повышения внешнего давления будут соот-

ветствовать темпам упрочнения грунтов. Однако анализ результатов

кратковременного обжатия грунтов штампами с интенсивностью давле-

ний 0.3-1 МПа, а также исследование состояния грунтов в основании<sup>73</sup>

длительно эксплуатирующихся зданий показывает, что плотность грун-

тов возрастает в среднем на 10-25%. При этом увеличиваются также

влажность и степень заполнения его пор водой, но незначительно. Все

это свидетельствует о том, что очень большого увеличения несущей спо-

собности грунтов основания после длительного обжатия их нагрузкой

ожидать не следует. Вместе с тем многочисленные эксперименты по

выявлению изменения прочностных свойств грунтов при уплотнении

показывают, что прочность грунта значительно увеличивается. При этом

установлено, что угол внутреннего трения ср просадочного макропорис-

того грунта при уплотнении практически не изменяется и уменьшается

лишь при повышении его влажности. В то же время удельное сцепление

возрастает в 2 - 3 раза. При замачивании просадочных грунтов, сопровождающемся на-

рушением их структурных связей, угол внутреннего трения уменьшается

в 1.5 раза, а удельное сцепление в 10 раз и более. После прекращения

просадки угол внутреннего трения постепенно  
восстанавливается,

удельное сцепление также увеличивается, но гораздо  
медленнее. Грунты с примесью растительных остатков и  
зоторфованные, ха→

характеризующиеся в естественном состоянии большой  
пористостью к

влажностному за счет гидрофильности органических  
веществ, при

длительном уплотнении под нагрузкой приобретают  
большее сцепление,

чем обычные грунты. При этом угол внутреннего трения  
в процессе уп→

лотнения остается постоянным. Эти качества  
рассматриваемых грунтов

объясняются отжатием рыхло связанной и свободной  
воды из пор грун→

та и водных оболочек вокруг органических и  
минеральных частиц грун→

та, уменьшением его пористости и увеличением  
площади контактов ме→

жду частицами. Сцепление может считаться величиной  
постоянной только в кри→

сталлически связываемых грунтах. В грунтах, где  
сцепление является

результатом развития молекулярного взаимодействия, оно зависит от

степени взаимного сближения частиц скелета друг с другом и определя-

ется в основном уплотнением скелета под действием сжимающих сил.

Очевидно, что в таких грунтах неизменность сцепления может быть со-

хранена только до тех пор, пока они подвергаются нагрузкам, не пре-

вышающим наибольшей из предшествующих нагрузок. При передаче на

грунт дополнительных нагрузок будет происходить новое сближение

грунтовых частиц с соответствующим возрастанием сцепления. Возрастание сцепления под действием увеличивающихся сжи-

мающих сил можно проследить по рис. 29, где показано изменение  $c_0 \rightarrow 74$

противления сдвигу при повторном дополнительном приложении нагру-

зок. Если сопротивление сдвигу  $\tau$  испытывать при отсутствии внешней

нагрузки ( $a = 0$ ), то его можно считать равным сцеплению  $c_0$ . После

приложения различных сжимающих нагрузок  $\sigma'_1$ ,  $\sigma'_2$ ,  $\sigma'_3$  \\\\ превышающих

первоначальное, получают другие его значения  $c_1$ ,  $c_2$ ,  $c_3$ . При упрочнении грунтов

загруженных оснований было

бы неправильно полностью

исключать возникновение или

повышение сцепления. Наибо-

лее вероятно возникновение

сцепления упрочнения при

строительстве на слабых грун-

тах (илах, заторфованных грун-

тах, малоуплотненных глинах и

т.п.). Исследованиями изме-

нения инженерно-геологичес-

ких свойств намытых песков

возрастом до 25 лет установлено,

что еще до полного завершения

уплотнения намытых песков от

действия собственного веса, на их свойства начинают оказывать влияние процессы упрочнения, роль

которых со временем все более увеличивается.  
Возникновение и рост

структурных связей объясняются физико-химическими процессами

взаимодействия между частицами. Исследования показали, что упроч-

нение песков возможно вследствие слипания кремнегелевых пленок, а

также участия в процессе упрочнения железистых, глинистых и других

соединений. Санкт-Петербургским государственным архитектурно-строитель-

ным университетом экспериментально доказано, что структурные связи

в глинистых грунтах нарушенной структуры восстанавливаются. Глини-

стые пасты выдерживали разные промежутки времени от момента под-

готовки образцов до начала испытания их в одомере. Так как образцы

находились в одомерах без обжатия, то изменение их деформационных

свойств не может объясняться проявлением первичного сцепления. Сле-

довательно, восстановление структурных связей было вызвано проявле-

нием сцепления упрочнения, возникшим за короткое время - 15 сут. Рис. 29. Возрастание сцепления при

повторном сжатии грунта

(по Н.Н. Орнатскому)<sup>75</sup>

Для сооружений, воздвигнутых на грунтах некоторых видов, на

пример на скрытопластичных глинистых грунтах, необходимо в процес

се их эксплуатации учитывать влияние на несущую способность основа

ний реологических свойств грунтов, в частности их ползучести. Так,

даже в случаях, когда нагрузка на грунт по подошве сооружения  $p < R$ ,

максимальное касательное напряжение  $\tau_{\max}$  в некоторых краевых зонах

основания превышает порог ползучести.  $\tau_{\max} < p \operatorname{tg}(\rho + \varphi)$ . В этих случаях

возникает деформация ползучести. Тем не менее, реологические процес

сы в грунтах наиболее распространенных видов и состояний при воздей

ствии на них вертикальной нагрузки от сооружения несущественно



вливают на несущую способность оснований и без  
большого ущерба мо-

гут не приниматься в расчет. Обычно при изучении  
длительной прочности глинистых грунтов

часто смешиваются два понятия, снижение прочности  
как процесса рео-

логии и упрочнение в процессе деформирования. Оба  
эти явления име-

ют место и не исключают друг друга. В практике  
проектирования новых

сооружений грунты оснований рассматриваются в  
статическом состоя-

нии и выявленные при изысканиях свойства грунтов  
считаются неиз-

менными. Однако известно, что после возведения  
зданий или сооруже-

ний состояние грунтов значительно  
изменяется. Устройство фундаментов и прокладка  
коммуникаций нарушают

гидрогеологические условия площадки застройки,  
обжатие грунтов ос-

нований нагрузкой от сооружения изменяет их физико-  
механические

свойства. Таким образом, в основании сооружений  
происходят измене-

ния: естественного напряженного состояния грунта под влиянием до-

полнительных (к природному) нагрузок от сооружения; природного сложения грунтов; естественного теплового режима и условий аэрации (из-за затем-

нения построек, наличия покрытий и т.д.); гидрогеологического режима участка (прокладка коммуникаций,

неизбежные потери воды из водопроводных сетей). В отличие от естественных сезонных эти изменения в грунтах ос-

нований следует отнести к техногенным, т.е. связанным с деятельностью

человека. Прогнозирование и учет изменений физико-механических

свойств грунтов оснований в период эксплуатации здания или сооруже-

ния должны осуществляться на стадии проектирования нового строи-

тельства или реконструкция. 76

2. Глубина сжимаемой толщи оснований Как известно, изменение пористости грунта и деформация его

слоев происходит в результате приращения напряжений по глубине мас-

сива грунта от внешней нагрузки. Зона распространения напряжений в

глубину массива грунта от нагрузки на его поверхности по теории упругости

гости не ограничена и стремится к бесконечности. Однако на большой

глубине напряжения от собственного веса грунта значительно превы-

шают приращения напряжений по глубине массива от внешней нагруз-

ки. Поэтому без большой погрешности можно допустить, что незначи-

тельное увеличение напряжений на определенной глубине практически

не вызывает уплотнения грунта. В связи с этим глубину сжимаемого

массива грунта под фундаментом в большинстве методов расчета осадок

ограничивают тем слоем, в котором деформации грунта незначительные

и поэтому могут не учитываться. Обычно эту глубину называют актив-

ной зоной основания или сжимаемой толщей основания. Были предложены различные расчетные приемы определения

глубины сжимаемой толщи основания для получения наиболее досто-

верных данных об ожидаемых осадках основания. Все известные рас-

четные приемы назначения глубины сжимаемой толщи грунта основа-

ния можно разделить на три группы. В первую группу включены прие-

мы, устанавливающие глубину сжимаемой толщи грунта из соотноше-

ния давлений на ее границе; во вторую - приемы, устанавливающие глу-

бину сжимаемой толщи из соотношения деформации слоев на ее грани-

це; в третью группу - прочие приемы, которые нельзя отнести к первым

двум группам. Во всех случаях давление грунтов основания и деформа-

цию его слоев определяют по теории линейно-деформируемого про-

странства. Отступления от этой теории оговорены нами специально. Первая группа приемов. Относящиеся к ней приемы определе-

ния сжимаемой толщи оснований не учитывают в расчете осадок соору-

жений сжатие тех слоев основания, где дополнительные вертикальные

давления от нагрузок на фундаменты составляют ту или иную постоян-

ную долю к от природного давления на кровле этих слоев. Согласно СНиП 2.02.01-83\* при определении осадок методом по-

слойного суммирования за сжимаемую толщу основания принимается

такая толща, ниже которой дополнительное давление не превышает 20%

природного давления. Если нижняя граница сжимаемой толщи заканчи-

вается в слое грунта с модулем деформации  $E < 5,0$  МПа, то в этом слу-

чае она ограничивается превышением в 10%.77

В ряде зарубежных стран широкое распространение получил спо-

соб американских инженеров, согласно которому граница сжимаемой

толщи находится на глубине, где наблюдается следующее условие:  $p_z < 0,1 p_0$  (9) где  $p_z$  - дополнительное давление на глубине от подошвы фундамента;  $p_0$  - до-

полнительное давление на уровне подошвы фундамента. В.М. Веселовский (1940 г.) при

определении глубины сжимаемой

толщи грунта рекомендует учитывать капиллярное давление в грунтах

рк. Как известно, капиллярное давление по отношению к грунтовому

скелету является внешней силой, приложенной на уровне менисков и

производящей сжатие скелета. По мнению автора, можно исключить из

расчета осадок участок, где капиллярное давление  $p_k$  равно или превышает

давление от собственного веса грунта  $p_b$  и дополнительное давле-

ние от веса сооружений  $p_v$ , так как глубина, на которой удовлетворяется

условие  $p_k = p_{b2} + p_v$  (Ю) считается границей сжимаемой толщи. На участках, где  $p_k > p_{b2}$ , при расчете осадок В.М. Веселовский

рекомендует уменьшать дополнительное давление от веса сооружения на

величину, равную  $p_k - p_{b2}$ . При  $p_k < p_{b2}$  способ расчета осадок, предла-

гаемый СНиП, остается без изменений. Как правило, при учете влияния

капиллярного давления в грунтах величина сжимаемой толщи грунта

уменьшается. Однако прием определения глубины сжимаемой толщи,

предложенный В.М. Веселовским, в практике проектирования не при-

меняется вследствие большой изменчивости капиллярного давления,

сложности и неточности способов его определения. П.Г. Кузьмин и В.И. Ферронский (1963 г.) пришли к выводу, что

основным недостатком большинства приемов определения глубины

сжимаемой толщи является пренебрежение значительными дополни-

тельными давлениями ниже границы сжимаемой толщи. Так, например,

при расчете осадок двух различных по площади фундаментов, имеющих

одинаковую суммарную нагрузку  $N$  для грунта с одними и теми же де-

формационными свойствами, на границе сжимаемой толщи исключают-

ся неравновеликие значения дополнительных давлений. Поэтому они

рекомендуют принимать границу сжимаемой толщи на глубине, где<sup>78</sup>

равны значения  $p_{>}$  и некоторая доля суммарной нагрузки на подошву

фундамента  $N$ , а именно: для ленточных фундаментов  $p_{>} = 0,1 N$ . (11) для квадратных фундаментов  $p_{>} \approx 0,06 N$ , (12) где  $p_{Z'}$  - дополнительное давление;  $N$  - суммарная нагрузка на подошву фунда-

мента. Для гидротехнических сооружений [4] толщина сжимаемого слоя

основания, сложенного из нескольких грунтов, при вычислении осадок

методом суммирования приближенно определяются из условия, что на

пряжения от внешней нагрузки на границе сжимаемого слоя не превы-

шают половины напряжений от собственного веса грунта основания, а

именно -  $0,5 \sigma_0$ . При этом бытовое давление грунта на границе сжи-

маемой толщи определяется без учета давления грунта, изъятото из кот-

лована. А.А. Ничипорович и Т.Н. Цыбульник (1961 г.) для гидротехниче-

ских сооружений при большой ширине основания считают возможным

установить глубину сжимаемой толщи по общим геологическим призна-



кам. В этом случае используют некоторые особенности компрессионных

кривых для плотных грунтов, отобранных с больших глубин. Как пра-

вило, при испытании этих грунтов на компрессионной кривой имеется

горизонтальный участок до значения  $p_a$ , называемого давлением набу-

хания. Значение  $p_a$  и определит глубину сжимаемой толщи основания,

так как естественно, что при  $p_a < p$ : деформации толщи будут равны ну-

лю. Вторая группа приемов. Ввиду того, что сжимаемость грунтов,

слагающих основание, может резко различаться, Н.Н. Маслов (1961 г.)

предложил при установлении глубины сжимаемой толщи исходить из

условия, что погрешность в определении осадки без учета сжатия глибо-

корасположенных горизонтов грунта не превышает 5%, т.е.  $\Delta L^* < 0,05L$ , (13) где  $\Delta S$  - пренебрегаемая часть общей осадки  $S$ . Однако способа определения

,угой погрешности автор не дает. В. А. Флорин (1948 г.) рекомендовал принимать за величину

сжимаемой толщи грунта (эффективную глубину сжатия) глубину, при

которой пренебрежение сжатием  
глубоко расположенных слоев основа

ния приводит к возникновению погрешности в величине  
расчетной

осадки, не превышающей заданной величины  $AS$ . При  
этом условно

считается, что на глубинах  $z > h_a$  коэффициент  
пористости грунта оста

ется постоянным и равным:  $e^* = e(h_a)$ . Тогда глубина  
сжимаемой толщи грунта для пространственной

задачи определяется из следующего выражения:  $1 + \frac{P}{\rho_0 A} = \frac{1 + e^*}{1 + e_0}$

$e^* = e_0 \left( 1 + \frac{P}{\rho_0 A} \right)^{\frac{1}{1 + e_0}}$  (14) где  $e_0$  -  
коэффициент бокового давления грунта;  $L$  - параметр  
компрес

сионной кривой;  $P$  - полная нагрузка на фундамент;  $\rho_0$  -  
плотность грунта осно

вания;  $AS$  - заданная погрешность в определении  
осадки;  $e^*$  - коэффициент по

ристости грунта, соответствующий по компрессионной  
кривой глубине  $h_a$ . При определении глубины  $h_a$   
величины  $P$ ,  $e_0$ ,  $A$ ,  $\rho_0$ ,  $e^*$  долж

ны быть заданы. Выбирая произвольно какое-либо  
значение  $e^*$  найдем

по формуле (14) величину  $I_a$ . Затем по заданной компрессионной зави-

симостие  $= A_{in} (\rho_s + P) + c$  (15) находится для значения  $P = \gamma_o h_a$  величина  $e^*$ . После этого величина  $I_a$

вторично определяется по формуле (14) с использованием полученного

значения  $e^*$ . Такой способ определения глубины сжимаемой толщи основания

трудоемок, а ее величина достигает чрезвычайно больших значений.

Так, в примере, приводимом В. А. Флориным, глубина сжимаемой тол-

щи под фундаментом размером 50 x 150 м, передающим на грунт дав-

ление 0,5 МПа, составляет свыше 300 м. Развивая основные особенности метода послойного суммирова-

ния для определения полной осадки моренных грунтов, Е.Ф. Винокуров

(1963 г.) предлагает принимать величину сжимаемой толщи основания

на глубине, где осадка слоя толщиной  $0,2b$  составляет 15% осадки пер-

вого слоя. Третья группа приемов. Х.Р. Хакимовым (1936 г.) был предло-

жен приближенный практический прием определения глубины сжимае-

мой толщии грунта. Приняв за основу метода гипотезу о пропорциональ

ности глубины сжимаемой толщии ширине загруженной площадки, X.P.

Хакимов использует результаты испытания грунтов статической нагруз

кой для определения величины по формуле, которая для плоской задачи

теории упругости имеет следующий вид:  $\sigma = \frac{2}{\pi} \frac{p_0}{h} \left[ \frac{z}{h} \sqrt{1 + \frac{z^2}{h^2}} + \arctg \frac{z}{h} \right]$ , (16)  $\sigma = \frac{2}{\pi} \frac{p_0}{h} \left[ \frac{z}{h} \sqrt{1 + \frac{z^2}{h^2}} + \arctg \frac{z}{h} \right]$ , (17)  $\sigma = \frac{2}{\pi} \frac{p_0}{h} \left[ \frac{z}{h} \sqrt{1 + \frac{z^2}{h^2}} + \arctg \frac{z}{h} \right]$ , (18)  $\sigma = \frac{2}{\pi} \frac{p_0}{h} \left[ \frac{z}{h} \sqrt{1 + \frac{z^2}{h^2}} + \arctg \frac{z}{h} \right]$

$S = S \left( 1 - \frac{z}{h} \right) \left[ 1 + \frac{z}{h} + \left( 1 - \frac{z}{h} \right) \arctg \frac{z}{h} \right]$ , (16)  $E \left( 1 - \frac{z}{h} \right) \left[ 1 + \frac{z}{h} + \left( 1 - \frac{z}{h} \right) \arctg \frac{z}{h} \right]$ , (17)  $2 \sin \alpha \left[ 1 + \frac{z}{h} + \left( 1 - \frac{z}{h} \right) \arctg \frac{z}{h} \right]$ , (18)  $E \left( 1 - \frac{z}{h} \right) \left[ 1 + \frac{z}{h} + \left( 1 - \frac{z}{h} \right) \arctg \frac{z}{h} \right]$  где  $2a$  - ширина фундамента или штампа;  $p_0$  - давление на грунт на уровне по

дошвы фундамента;  $h/z$  - отношение глубины сжимаемой толщии грунта к по

луширине фундамента, определяемое по таблице;  $\mu$  - коэффициент Пуассона;  $E$  - модуль деформации грунта, определяемый по компрессионной кривой. Величину левой части формулы (18), равную  $\sigma$  ( $h/z$ ,  $\alpha$ ), автор

предложил брать из результатов испытания грунтов пробной нагрузкой

штампами. При расчете осадок по методу эквивалентного слоя Н. А. Цы-

товича (1940 г.) глубина сжимаемой толщии грунта принимается равной

двойному эквивалентному слою, т.е.  $h_a = 2A \cdot c_0$ , (19) где  $A = (1 - \mu) / (1 - 2\mu)$  - безразмерный коэффициент, зависящий от коэффициента

бокового расширения  $\mu$  - безразмерный коэффициент, зависящий от

формы подошвы фундамента,  $\lambda$  - наименьший размер фундамента. По этому методу расчета глубина сжимаемой толщи не зависит от

нагрузки, передаваемой фундаментом на основание, глубины заложения

фундамента, геологических и гидрогеологических условий площадки. И.А. Розенфельдом (1963 г.) в основу предлагаемого приема оп

ределения глубины сжимаемой толщи грунта положена гипотеза, со

гласно которой модуль деформации увеличивается при увеличении на  $\Delta E = 345481$

пряжений в грунте вследствие упрочнения грунта. При этом принимает

ся, что на определенной глубине приращение модуля деформации  $E$  под

действием дополнительного давления  $p_2$  настолько незначительно, что

практически приближается к модулю деформации при  $p_2 = 0$ . Поскольку

теоретически не существует такой глубины, на которой  $p_z = 0$ , то за ве

личину сжимаемой толщи основания принимается такая условная глу

бина, на которой модуль деформации превышает на 1% его значение,

определенное при  $p_2 = 0$ . Исходя из указанных допущений, И.А. Розен-

фельд дает выражения для определения  $I_a$  с учетом деформационных

характеристик грунтов оснований фундаментов:

ленточных  $h_a = \frac{P}{O} \frac{b}{k} \cdot (20)$  прямоугольных  $h_b(p_0 - 0,005 \cdot K = ' (21)$  где  $b$  - начальный параметр кривой распределения сжимающих напряжений в

грунтовой толще для прямоугольных фундаментов, зависящий от отношения

сторон;  $k$  - показатель кривизны компрессионной кривой, являющийся прибли

женной характеристикой сжимаемости грунтов;  $B$  - ширина фундамента. Параметры  $\beta$  и  $k$  введены автором в предлагаемый способ расче

та осадок, называемый методом послойного интегрирования. Таким образом,  $h_a$  зависит от напряжения под подошвой фунда

мента, его размеров и характеристики сжимаемости грунта. По данному

способу  $h_a$  уменьшается с увеличением модуля деформации грунтов  $E$ . При расчете деформаций оснований фундаментов больших раз-

меров (ширина или диаметр более 10 м) с модулем деформации грунтов

$E > 100$  кгс/см<sup>2</sup> независимо от глубины залегания кровли малосжимае-

мого грунта используется расчетная схема основания в виде линейно-

деформируемого слоя конечной толщины, предложенная в свое время

К.Е. Егоровым и включенная в СНиП И-15-74 и СНиП 2.02.01-83\*.

Глубина сжимаемой толщ вычисляется по формуле:

$h_a = (h_0 + \gamma L) k_r$ , где  $h_0$  и  $\gamma$  - принимаются соответственно равными для оснований, сложенных

пылевато-глинистыми грунтами - 9 м и 0,15, песчаными грунтами - 6 м и 0,1;

$k_r$  - коэффициент, принимаемый равным:  $k_r = 0,8$  при среднем давлении под

подошвой фундамента  $p = 100$  кПа (1 кгс/см<sup>2</sup>);  $k_r = 1,2$  при  $p = 500$  кПа (5

кгс/см<sup>2</sup>), а при промежуточных значениях - по интерполяции. 82

К сожалению, в осуществленном и приведенном в книге анализе

различных способов определения на метод К.Е. Егорова не участвует в

связи с большими размерами фундаментов. В. Плагеманн, В. Лангер [27] для расчета осадок сооружений

предлагают принимать глубину сжимаемой толщи грунта основания

равной  $5B$  (где  $B$  - меньшая сторона фундамента), не учитывая таких

существенных факторов, как геологические и гидрогеологические усло-

вия площадки, глубина заложения фундамента и т.д. Их рекомендации

не имеют ни теоретического, ни экспериментального подтверждения.

Нами для сопоставления основных способов определения глубины сжи-

маемой толщи был проведен их анализ на конкретных примерах. Ни

рис. 30, в частности, дана зависимость глубины сжимаемой толщи грун-

та от размеров стороны квадратного фундамента  $h_a = f^*J \sim F$  при посто-

янном давлении  $p = 0,2$  МПа. Рис. 30. Зависимость глубины

сжимаемой толщи грунта от



размеров квадратного фунда-

мента  $h_a = f(V \sim F)$  1 - по В.А. Флорину; 2 - по

Плагеманну; 3 - по Н.А. Цыто-

вичу; 4 - по И.А. Розенфельду; 5 - по способу американских

инженеров; 6 - по Е.Ф. Вино-

курову; 7 - по СНиП 2.02.01-83; 8 - по СНиП П-16-76; 9 - по

П.Г. Кузьмину - В.И. Ферро-

нскому Во всех рассмотренных случаях плотность грунта  $\rho_0 = 1,9 \text{ т/м}^3$  и

глубина заложения фундамента  $H_f = 1,5 \text{ м}$ ; модуль деформации  $E = 10,0$

МПа, параметр компрессионной кривой  $A = 0,062$  и коэффициент пори-

стости  $e = 0,72$ ,  $f_j = 0,35$ . Для определения величины  $I_a$ , по В.А.

Флорину,  $AS = 5 \text{ мм}$ . Максимальные значения  $h_a$  по В. А. Флорину, получают при всех

исходных параметрах. По методу расчета Плагеманна-Лангера значение

$h_a$  4-10 раз больше значений  $z_a$ , определяемых соответственно по СНиП 2.02.01-83\* и СНиП П-16-76.

Промежуточное положение занимают зна-

чения  $h_a$ , подсчитанные по методу Н. А. Цытовича. По методу И.А. Ро-6\*83

зенфельда, значение  $h_a$  в 1,5-2 раза больше, чем по СНиП, а при 0,2

МПа оно приближается к значениям  $I_a$  по методу Н. А. Цытовича. По

СНиП 2.02.01-83\* глубина сжимаемой толщи всегда больше, чем по

СНиП И-16-76 для гидротехнических сооружений. В значительной степени на значение  $h_a$  при всех способах ее вы-

числения влияет ширина фундамента. По В. А. Флорину, значение  $h_a$  при

$b = 1$  м ( $p = 0,2$  МПа) составляет 5,5 м против 1,5-2 м по анализируе-

мым в данном случае Строительным нормам и правилам. Зависимость

значения  $h_a$  от ширины фундамента для большинства приемов расчета

линейная. В то же время по СНиПу эта зависимость нелинейная. Выполненный анализ показал, что значения  $h_a$  по СНиП 2.02.01-

83\* зависят от таких параметров, как давление по подошве фундамента,

его ширина, глубина заложения подошвы, соотношение сторон и т.д. и

соответствующие закономерности распределения напряжений по глубине

не основания. Кроме того, нами установлено, что различные расчетные

приемы определения глубины сжимаемой толщи грунта соответствуют

той или иной расчетной модели основания и методике вычисления коэф-

фициента осадки сооружения. Как правило, при разработке расчетных спо-

собов прогнозирования осадки сооружения появляются новые приемы

определения величины  $I_a$ . Поэтому их значения не эквивалентны глубине

сжимаемой толщи, которая подвергается детальным инженерно-

геологическим исследованиям для проектирования фундаментов соору-

жений. Однако глубина сжимаемой толщи, вычисленная указанным

способом, оказывается больше наблюдаемой в натуре. Это доказано

опытами, выполненными в полевых условиях. Широкие экспериментальные работы в этом направлении прове-

дены Х.Р. Хакимовым, К.Е. Егоровым, В.Н. Голубковым, П.И. Дра-

нишниковым, П.А. Коноваловым, Ю.Ф. Тугаенко, В.А. Кузьмицким,

Ю.И. Дуденко и другими исследователями. В НИИ оснований и подзем-

ных сооружений Х.Р. Хакимовым проведены натурные эксперименты с

целью исследования деформативности основания, сложенного мелкими

водонасыщенными песками с прослойкой торфа на пяти фундаментах:

два площадью по 8 м<sup>2</sup> (соотношение сторон 8:1 и 1:1), два площадью по

4 м<sup>2</sup> (соотношение сторон 1:1) и один площадью 15 м<sup>2</sup> (соотношение

сторон 1:1). Эксперименты показали следующее: при давлениях 0,2 - 0,3 МПа глубина сжимаемой толщи под

квадратными фундаментами составляет 2-2,5 Ъ (где Ъ - ширина по-

дошвы фундамента). В основании ленточных фундаментов она больше.

Изменение глубины сжимаемой толщи происходит пропорционально

ширине фундамента и нагрузке;84

осадка (при прочих равных условиях) пропорциональна квадрат-

ному корню из площади фундаментов; время образования осадки прямо пропорционально квадрату ли

нейных размеров фундаментов. Для изучения возможности повышения нагрузок на старые фун

даменты в Киевском инженерно-строительном институте П.И. Драниш-

никовым были проведены экспериментальные исследования изменения

плотности грунтов в основании группы разобранных зданий. Путем от

бора монолитов из-под подошвы фундамента и вне его через 30 см по

глубине анализировалось изменение плотности под действием длитель

но действовавшей нагрузки. На основе экспериментов установлено из

менение коэффициента пористости по глубине основания под воздейст

ствием длительной нагрузки от сооружения (рис. 31). Рис. 31. Изменение коэффициента пористости под фундаментами здания для

лессовидного суглинка,  $p = 0,22$  МПа (по П.И. Дранишникову) 1 - 18 - (в кружках) - точки отбора образцов грунта Коэффициенты пористости сравнивались для уплотненного по

глубине основания грунта (под фундаментом) и грунта ненарушенной

структуры (на расстоянии 5 м от фундамента).

Измерения проводились

на грунтах, находящихся на одном уровне от поверхности земли. Осно-

вания сложены лессовидными суглинками и мелкими песками. Изме-

ние коэффициента пористости по глубине оснований приведено ниже в

табл. 10. Таким образом, можно отметить, что в лессовидных суглинках

и мелких песках при давлениях  $p = 0,22$  МПа основное уплотнение про-

исходит на глубине, равной половине ширины фундамента. При этом

коэффициент  $A_e$  уменьшается в довольно широком диапазоне: 6 - 26% -

на уровне подошвы фундамента, 3 - 18% - на глубине  $z = 0,5.85$

Изменение коэффициента пористости, %, в опытах Глубина уплот-

ненной юны П. И. Дранишников Ростовского НИИ АКХ № 1 № 2 № 3 № 4 № 5 № 6 № 1 № 2 № 3 № 4 На уров-

не по-

дошвы

фунда-

ментов

$z = 0,5 b$

$z$  —

61131412426183,580183,5016307,6018,910,807,61,4012,92,70

0) 6}Рис. 33. Расчетные и фактические деформации оснований фундаментов дома

серии 1-464 (полутвердые суглинки)

а - при  $p = 0,068$  МПа; б - при  $p = 0,113$  МПа; 1 - фактические деформации; 2 - расчетные деформации по СНиП; 3 - границы сжимаемой толщи. Автором в НИИ оснований и подземных сооружений по усовер-

шенствованной методике проведена серия экспериментальных исследо-

ваний глубины сжимаемой толщи в песчаных и глинистых грунтах ос-

нований, имеющих различную площадь в том числе в основании 4-

этажного жилого крупнопанельного дома серии 1-464. Основанием зда-

ния служили полутвердые суглинки с  $e = 0,75$  ч- 0,8. Ширина подошвы

ленточных фундаментов  $b = 2$  м. Опытами установлено, что глубина

сжимаемой толщи составила при  $p = 0,07$  МПа всего 0,8 Ъ, а при  $p =$

0,1 МПа - 1,4 Ъ (рис. 33). При исследовании сделан вывод, что зало-

женный в СНиП критерий установления глубины сжимаемой толщи

принят условно и не отражает фактического распространения деформа-

ций грунта по глубине основания. В результате этого при расчете полу-

чают завышенные глубины сжимаемой толщи, а абсолютные значения

замороженных перемещений грунта по глубине основания оказываются

меньше расчетных. Кроме того, доказано, что грунт наиболее сильно

Уплотняется в верхнем слое и рост осадки во времени при действии по-

стоянной нагрузки происходит вследствие уплотнения верхнего слоя

грунта.87

Указанные выводы подтверждаются исследованиями, проведен-

ными Ю.Ф. Тугаенко и Ю.И. Дуденко в Одесской Государственной ака-



демии строительства и архитектуры. Цель исследования - изучение за

висимости глубины сжимаемой толщи и ширины зоны деформации ос

нования от давления, модуля общей деформации и размеров фундамен

тов. Этими исследованиями установлено следующее: глубина сжимаемой толщи изменяется пропорционально измене

нию давления. Ее расчетное значение превышает фактическую глубину

ьфакт С ростом давления фактическая глубина сжимаемой толщи увели

чивается пропорционально изменению ее расчетной глубины  $h_{раСН}$ , под

считанной по СНиП; фактическая глубина сжимаемой толщи уменьшается с повыше

нием модуля деформации грунта, тогда как ее расчетное значение по

СНиП не зависит от модуля. Поэтому, чем выше значение модуля де

формации, тем больше расхождения между фактическими и расчетными

значениями глубины сжимаемой толщи; с увеличением размеров по

дошвы фундаментов растет зона деформаций по ширине основания. Исследование фактической глубины сжимаемой толщи в основа-

ниях фундаментов надстроенных зданий позволяет сделать следующие

выводы: при нагрузках до 0,25 МПа она составляет 50-80% значения, оп-

ределенного по СНиП 2.02.01-83\*. В частности, фактическая глубина

сжимаемой толщи для полутвердых и тугопластичных суглинков не

превышает 2,2 Ъ. Фактическая глубина сжимаемой толщи возрастает

пропорционально увеличению ширины подошвы фундаментов. Харак-

тер зависимости  $I_{факт} = / (Ъ)$  в грунтах различных видов не меняется.

Кроме того, установлено, что при одинаковой ширине подошвы факти-

ческая глубина сжимаемой толщи увеличивается более интенсивно, чем

давление; чем больше глубина заложения подошвы фундамента, тем мень-

ше фактическая глубина сжимаемой толщи; фактическая глубина деформируемой зоны пропорциональна дав-

лению; в пределах нагрузок, обычных для жилых и общественных зда-

ний (до 0,3 МПа), эта зависимость линейна. Таким образом, на основании различных экспериментальных ис-

следований можно сделать вывод о том, что фактическая глубина сжи-

маемой толщи под существующими фундаментами больше для более

широких и менее заглубленных фундаментов; она увеличивается при

росте давления, причем это увеличение более интенсивно, чем рост на-

грузки. 3. Изменение влажностного режима и уровня подземных вод. Изучению послепостроечных изменений влажности и уровня

грунтовых вод в грунтах оснований до настоящего времени уделяется

мало внимания. Имеющиеся исследования можно разделить на две

группы: изучение изменений физико-механических свойств грунтов осно-

ваний в связи с нарушением теплового и аэрационного режима основа-

ний, вызванных постройкой здания или сооружения. Они в основном

касаются крупных по площади сооружений или зданий на особых грун-

тах (главным образом, вечномёрзлых); изучение изменений физико-механических свойств грунтов осно-

ваний в связи с понижением или подъемом уровня грунтовых вод, вы-

званных влиянием водохранилищ или дренирующим эффектом подзем-

ных коммуникаций. Они рассматривают присадочные и набухающие

грунты, а также обычные грунты в аварийных случаях. Исследования оснований аэродромных покрытий, нарушение

аэрационного режима которых аналогично нарушению аэрационного

режима оснований, находящихся под воздействием больших по площа-

ди зданий или сооружений, показали, что после некоторого срока экс-

плуатации в основаниях, сложенных связными грунтами, повышается

влажность и грунты из твердого состояния переходят в мягкопластичное

(А.К. Агошков, 1960). При исследовании трех аэродромов со сроком эксплуатации 3-12

лет, расположенных в полупустыне и степной зоне, установлено повы-

шение влажности под покрытием по сравнению с влажностью зон вне

покрытия от 35 до 300%. Это увеличение происходит из-за прерывания

почвообразовательного процесса, изменения аэрации поверхности и на-

рушения естественного водно-теплового режима, в результате чего соз-

даются условия затемнения и воздухопроницаемости. В затемненном

объеме и в сопредельном с ним массиве грунта влажность нарастает в

Результате внутреннего перераспределения влаги. Обнаружено, что

плотность грунтов в естественном состоянии в некоторых местах оказа-

лась больше, чем под покрытием. Это явление может быть объяснено

набуханием коллоидной фракции грунта при повышенной влажности

под покрытием и дегидратацией коллоидных частиц при иссушении для<sup>89</sup>

открытого грунта. На основании изложенного можно сделать следующие

выводы:наибольшее увеличение влажности происходит в верхней зоне

(зона контакта с бетоном), с глубиной приращение влажности уменьша-

ется;изменение консистенции ведет к необратимым пластическим де-

формациям.Влажность грунтов жилых и особенно промышленных районов по

истечении некоторого времени после постройки повышается. Это явле-

ние связано с уплотнением застройки, покрытием больших площадей

асфальтом, озеленением, нарушением естественного сложения грунтов

при устройстве фундаментов и т.п. На изменение гидрогеологических

условий влияет также характер промерзания грунтов оснований у экс-

плуатируемых отапливаемых зданий. Исследованиями И.Г. Рабиновича

в НИИ оснований и подземных сооружений установлено, что вблизи

отапливаемого здания промерзание грунта прекращается значительно

раньше, чем в остальной части массива. При этом перемещения фронта

промерзания более тесно связаны с короткопериодными колебаниями

температуры наружного воздуха. Весной грунт у таких зданий оттаивает

быстрее, при этом большая часть мерзлого слоя оттаивает снизу, тогда

как вдали от здания большая часть мерзлого слоя оттаивает сверху.

Степень теплового влияния здания на глубину промерзания грунта в

течение зимы возрастает. Результаты исследований позволяют предположить, что весной,

при оттаивании грунтов вокруг здания, создается зона с повышенной (по

сравнению с естественной) влажностью. Увеличение влажности по пло-

щади эксплуатируемого здания зафиксировано главным образом в осно-

ваниях, сложенных глинистыми грунтами, и менее отчетливо - на пес-

ках. Для глинистых грунтов оно составляет в среднем по площади за-

стройки 5 - 40%. Важно отметить, что увеличение влажности прак-

тически не зависит от давления, передаваемого фундаментами на грун-

ты основания. Среднее увеличение влажности под зданиями значительно ниже,

чем под аэродромными покрытиями, где оно составляло 35-50%. Такое

соотношение значений влажности, по-видимому, закономерно и может

быть объяснено меньшими размерами пятна застройки здания по срав-

нению с аэродромными покрытиями и разницей в глубине заложения. В

период эксплуатации зданий влажность грунтов оснований изменяется

неравномерно: более интенсивно увеличивается в первые 20 лет. 90

Кроме затененности и сезонного влияния на изменение влажности

в грунтах оснований эксплуатируемых зданий и сооружений воздействию-

ет разность температур грунта непосредственно в основании и его пери-

ферийных зонах, которая может достигать 5 - 7°C. Это обстоятельство

способствует перемещению паров влаги из более теплых периферийных

зон к основанию, где температура ниже. Накапливаясь здесь, пары вла-



ги конденсируются, вследствие чего влажность грунтов основания возр

растает. Отмечено, что только вследствие этого явления влажность в

глинистых грунтах увеличивается на 6 - 7%. В лессовых грунтах это

может вызвать дополнительную просадку, а в набухающих - увеличение

в объеме вследствие развития сил набухания. Недостатки в организации поверхностного стока тоже могут вли

ять на повышение влажности грунтов оснований застроенной террито

рия. Этому способствует скопление воды в обратных засыпках эксплуа

тируемых зданий с нарушенными отмостками, временных траншеях,

выемках и котлованах. Даже полив зеленых насаждений в городах и на

территории промышленных предприятий отражается на влажности

грунтов основания. Для того чтобы представить, насколько пагубно для некоторых

видов грунта основания увеличение его влажности, рассмотрим только

просадочные грунты. Известно, что влажность грунта и начальное про-

садочное давление находятся в прямой взаимосвязи. Так, например,

здание или сооружение было привязано на площадке, сложенной проса-

дочными грунтами с естественной влажностью  $W = 13\%$ , и начальным

просадочным давлением  $p_n = 0,25$  МПа. Давление на уровне подошвы

его фундаментов составляет  $0,15$  МПа. Казалось бы, что здесь здание

должно нормально эксплуатироваться. Однако в связи с перечисленны-

ми выше причинами влажность грунтов основания за время эксплуата-

ции повышалась и достигла  $18\%$ . Тогда просадочному грунту с такой

влажностью, как показали исследования, будет соответствовать иное,

меньшее начальное просадочное давление  $p_n = 0,15$  МПа. Но и давление

по подошве фундаментов эксплуатируемого здания тоже равно  $0,15$

МПа. В таком случае основание неизбежно претерпит просадку, а зда-

ние или сооружение - не предусмотренные при проектировании дефор-

мации. Для оснований, сложенных набухающими грунтами, увеличение

влажности вследствие нарушения поверхностного стока также чревато

неприятными последствиями. Так как набухающие глины характеризу-

ются тонкой трещиноватостью, их коэффициент фильтрации достигает 1 м/сут. При подтоплении территории инфильтрационными водами и

другими источниками влаги трещины в грунте обводняются, что в ко-

нечном итоге ведет к развитию в грунтах сил набухания. Причиной

этому могут быть также и производственные сточные воды, химический

состав которых способствует процессу набухания грунта. Обычно на

незастроенной территории действует прямой водообмен: подземные во-

ды - зона аэрации - атмосфера. Нарушение сложившегося дина-

мического равновесия в водном балансе в связи с застройкой террито-

рии, как правило, приводит к накоплению влаги в зоне аэрации и в зоне

подземных вод, вследствие чего происходит подъем уровня подземных

вод. В тех случаях, когда напластования грунтов не обладают хоро-

шей водопроницаемостью, происходит подтопление территории, сопро-

вождающееся деформациями зданий и сооружений. Подтоплению тер-

ритории способствуют также утечки из водонесущих коммуникаций,

инфильтрация утечек производственных и сточных вод, устройство во-

доемов, плотин, запруд, каналов, накопителей и другие ирригационные

мероприятия. В свою очередь, подтопление приводит к изменению физико-

механических свойств грунтов оснований эксплуатируемых сооруже-

ний. Повышение уровня грунтовых вод ведет к разуплотнению грунтов

в результате гидростатического взвешивания, сопровождающемуся их

разупрочнением, изменением коэффициента пористости и коэффициентен-

та фильтрации. Модуль деформации непросадочных суглинков при по-

вышении уровня грунтовых вод снижается в 1,5 - 2 раза. Особенно рез-

ко сказывается подтопление на свойствах просадочных грунтов: их

влажность повышается в среднем в 2,5 раза, сцепление снижается в 3

раза, а угол внутреннего трения - в 2,4 раза. В результате грунты осно-

вания, обладавшие достаточно высокой несущей способностью и низкой

деформативностью при естественной влажности, после повышения

уровня подземных вод превращаются в слабые грунты. В просадочных грунтах уровень подземных вод в зависимости от

глубины залегания водоупора и свойств напластований может повы-

шаться не повсеместно, а в виде куполов. В таком случае в основании

сооружений свойства грунтов будут изменяться локально, что повлечет

за собой неравномерные осадки зданий и сооружений. Влажность грунтов оснований в период эксплуатации сооруже-

ний может не только повышаться, но и последовательно снижаться, вы-

зывая усадку грунтов, уменьшение объема его пор и соответственное

уплотнение основания. Такое явление происходит с грунтами оснований

металлургических предприятий (доменных и мартеновских печей, кок-92

Срок эксплуатации

здания, годы Коэффициент по-

ристости грунта e Адрес объекта Давление

на основа-

ние под

подошвой

фунда-

ментов,

МПа В есте-

ствен-

ном

состоя-

нии С] Под по-

дошвой

фунда-

ментов e2Изменение

коэффи-

циента

пористости

за срок

эксплуата-

ции

e2 - eі.ч®o4<o1(ЧУ5-20Восьмая

улица

Текстиль-

щиков, д.

11:корп. 2

корп.

40,2170,1290,1290,1340,3010,760,770,750,80,650,710,73  
0,730,760,53-0,05-0,04-0,02-0,04-0,126.5

5,2

2,7518.5

Больше-

вистский

пер., д.

130,2970,2970,270,270,780,820,780,760,760,760,720,69-  
0,02-0,06-0,06-0,072,67,37,79,220-50Басман

ный ту

пик, д.

6A0,120,1170,150,180,650,660,530,640,620,660,530,63-  
0,03-0-0-0,014,600,21,5Кутузов

ский пр.,

д. 8,

корп. д0,1980,2420,2420,580,710,760,460,610,61-0,12-  
0,1-0,1620,614,121Ул. Яки

манка, д.

350,310,310,80,660,690,63-0,11-0,0413,86,1Бо-лее50Ул.  
Яки

манка, д.

250,2850,2850,2850,2850,290,650,610,630,620,670,580,4  
80,520,560,56-0,07-0,13-0,11-0,06-0,1110,821.3

17,5

0,716.45-20Б. Татар

ский пр.,д. 30,220,210,990,990,860,92-0,13-0,0713,1720-  
50Ольхов

ская ул.,



Д. 250,2650,2680,50,50,490,46-0,01-0,042

8 .Калужскоешоссе, д.

66Дегтяр

ный пер.,

Д. И

Тихвин

скийпер., д.

110,2060,2980,230,230,510,480,560,560,50,430,540,55-  
0,01-0,05-0,02-0,01210,43,51,7

Более50Вадков-скийпер., д.

18,корп.

20,1780,4010,1780,1920,560,560,560,560,530,450,530,53-  
0,03-0,11-0,03-0,035.3

19,65.35.3Вадков-скийпер., д.

120,1510,130,110,530,530,530,450,450,45-0,08-0,07-  
0,081513,215,75-20Восьмая ул.

Текстиль

щиков, д.

11:корп. 2

корп. 46,110.34.35.86.96.9-о,з-3,4+2,6-4,9-

3,3+60,1Мелкий136,212,35,4-0,7-0,8-5,4-

12,8ПылеватыйгравелистыйВлажностьСрок  
эксплуатации

здания, годыАдрес объ-  
ектаВ естественномСОСТОЯНИИ WjПод подоишой  
фундаментов W2Изме-  
нение  
влаж-  
ности за  
срок  
эксплу-  
атации  
Wj-Wj£a£1Крупность  
для песка-  
ных грун-  
тов и влаж-  
ность Wp  
для глини-  
стых грун-  
тов  
Большеви-  
стский пер.,  
Д. 132,22,52,33,21.71.7

2,4

2,9-0,5-0,8+0,1-0,3-22,7-32+4,4-9,4Среднейкрупности20-50Басманный

туп., д. 6А5.2

2,75.2

5,96,53,74,44,1+1,3+1-0,8-1,8+25+37,1-15,5-30,4МелкийКутузов↵

ский пр., д.

8корп. Д5,811,223,510,910.310.3+5,1-0,9-13,2+87,9-8-56,2СреднейкрупностиУл. Димит↵

рова, д. 3510,89,8109-0,8-0,8-7,4-8,2ПылеватыйБолее50Ул. Димит↵

рова, д. 253.34.46.5

3,8

5,25.2

82,55,96.2+19+3,6-4+2,1+1+57,7+82-61,5+55,519,2Мелкий5-20Б. Татар↵

ский пр., д.

38,69,99.821.8+1,2+1,9+13,9+12014,917,820-50Ольховская

ул., д. 251214,11315,1+1+1+8,3+7,112.412.4Калужское

шоссе, д. 66

Дегтярный

пер., д.

1112,411,61312,5+0,6+0,9+4,8+7,515.310.3Тихвин-

ский пер.,

Д. И131312,213,1-0,8+0,1-

6,2+0,713.813.8Более50Вадковский

пер., д. 18

корп. 214,916.4

8,116.51314,21314,8-1,9-2,2+4,9-1,7-12,8-13,4+60,3-

10,412,315.715.7

13,9Вадковский

пер., д.

129,410,78101212+0,6+1,3+4+6,3+10,8+5011.511.511.5

Давление на

основание, МПаКоэффициентпористости№ шурфадо  
надстройкипосле надстройкиУвеличение давления,  
%вне подошвы фундаментаПод подош-

вой фунда-

ментаУменьшение

коэффициен-

та пористо-

сти, %Грунты основанийАд-ресдо надстройкипосле  
надстройкиза период эксплуата-

ции надстройки дополнительное

после надстройки Дег

тяр

ный

пер..

Д. 5 Оль

ховс

-кая

Ул.,

Д. 25 Ка--туж» ~ 'кое Шоссе, Л.

662260,2980,2680,2060,380,3120,3092,7516,2500,470,50,  
510,420,460,50,410,440,5108234 Суг

лин

ки по-

луг-

вер-

дые Тоже Суг-лин-китвердые

При нагрузках около 0,1 МПа коэффициенты пористости для

глинистых грунтов уменьшаются несколько больше, чем для песков.

При больших давлениях пески уплотняются интенсивнее, чем глинистые

грунты, так как абсолютные значения уплотнения при нагрузках 0,3-0,4

МПа примерно одинаковы. Изменение пористости грунтов основания под эксплуатируемым

зданием характеризуется также уплотнением грунта в стороны от обреза

фундамента на расстояние (0,7-1,2) в. На рис. 34 приведены эпюры из-

менения пористости по результатам натурного исследования. Из нее

видно, что зона уплотнения шире на участках с большим давлением и

что интенсивное уплотнение происходит в зоне, выходящей за боковую

грань фундамента. При больших локальных нагрузках под фундамента-

ми возникает значительное локальное уплотнение грунтов. р-о. WMfki Рис. 34. Эпюры коэффициента пористости грунтового массива под эксплуати-

руемым зданием (полутвердые суглинки) Коэффициент пористости по глубине оснований фундаментов

эксплуатируемых зданий изменяется неравномерно (рис. 35). Наиболь-

шее уплотнение отмечено в зоне глубиной (0.5-1) в (табл. 14). Меньшая пористость под подошвой фундамента в шурфе LLI-31

(Вадковский пер., д. 12) по сравнению с пористостью вне фундамента

(Ш-33) объясняется мелким его заложением относительно пола подвала.

На этом уровне плотность выше, так как под полы выполнена бетонная

подготовка с утрамбовкой. В зависимости от срока эксплуатации здания коэффициент порис-

тости при нагрузках 0,25-0,3 МПа изменяется следующим образом: для

песков - 8,9% (при сроке эксплуатации до 50 лет) и 12,8% (более 50

лет); для глинистых грунтов - 7% (до 50 лет) и 9,8% (более 50 лет). Гли-

нистые грунты в основаниях фундаментов эксплуатируемых зданий уп-

лотняются менее интенсивно, чем песчаные. 98

Изменение коэффициента пористости по шурфам Ш-31 Ш-33 Ш-34 Ш-30 ILL-1Глубина уплот-

ненной зоны Вадковский пер., д. 12 по Вазов-

скому пер.,

Д. 18 На уровне подош-

вы фундаментов

$z = 0,5 \text{ Ъ}$

$z-b+16,23,1007,73,32012,615,85,64,51,40$

оказывает изменение механических характеристик, связанное с уплотн

нением фунтов под действием веса здания. Изучение образцов грунта с

ненарушенной структурой, отобранных из-под подошвы фундаментов

зданий, показывает, что с ростом давления удельное сцепление с для

тутопластичных суглинков с коэффициентом пористости 0,48-0,52 уве

личивается. При анализе распределения удельного сцепления по глубине ос

нования видно, что при нагрузках 0,22-0,25 МПа оно в наибольшей сте

пени увеличивается в зоне глубиной (0,3 ч- 0,5) h. В нижних слоях осно

вания в пределах деформируемой зоны под фундаментами удельное

сцепление постоянно, так же как и в однородном грунтовом массиве без

нагрузки. Этими же исследованиями установлено, что угол внутреннего



трения не зависит от ранее действовавшего давления на грунты основа→

ний под подошвой фундаментов. На основании изложенного можно считать, что расчетное давле→

ние на глинистые грунты оснований эксплуатируемых зданий повыша→

ется при уплотнении, значительно увеличивается при возрастании

удельного сцепления и, вероятно, должно несколько снижаться при уве→

личении влажности грунтов в пределах пятна застройки. Для песчаных

грунтов расчетное давление увеличивается только при уплотнении грун→

тов оснований. Если по СНиП 2.02.01-83\* расчетное сопротивление  $R$  определять

путем интерполяции нормативных значений ( $\rho$  и  $c$  исходя из характери→

стик грунтов как вне подошвы фундаментов, так и под ней, то окажется,

что при сжатии грунтов оснований оно увеличивается по отдельным

сечениям фундаментов от 4 до 56%. В среднем по объектам (табл. 15)

увеличение расчетного давления вследствие изменения свойств грунтов

под эксплуатируемыми фундаментами колеблется от 0 до 50% - для

глинистых грунтов и от 0 до 44% - для песков. Размеры фундамента по ширине и глубине заложения здания могут

быть различными, поэтому должны иметь разброс и значения рас-

четного сопротивления  $R$ , вычисленного по данным лабораторных опре-

делений механических свойств образцов грунта, отобранных из-под по-

дошвы фундаментов. На примере данных по дому № 12 в Владковском

пер., приведенных в табл. 16, этот разброс не превышает 40%. Важные закономерности изменения модуля деформации грунтов

оснований длительно эксплуатирующихся зданий были определены в [10]

Механические характеристики грунтов в естественном состоянии  $R$ ,  
МПа 0,1790, 1710, 1760, 4800, 2110, 1920, 2010, 2180, 3150, 2630, 5200, 2180, 4170, 3170, 3130, 3380, 2440, т/  
м 31,591, 661, 681, 831, 52

1,491, 52

1,551, 681, 631, 831, 711, 771, 721, 871, 71, 68с,  
МПа 000, 001000000, 0020, 0020, 0020, 0020, 0020, 00100, 00250, 0017Ф, град Песчаные грунты 27272338313031323231

383237333233

31h,

м2,85/0,852,74/0,543,42/0.853.33/0.832,121,983,10/1,053,  
10/0,703,20/1,222,05/0,832,202.352.35

3,55/0,47

2,69/0,72ь,

м1,221,131,121,241,03х1,221,14х1,211,771,711,50,961,64  
1.341.34

1,46

1,28АдресВосьмая ул. Тестильщиков, д.

11, кори. 2То же, корп. 4Большевицкая ул., д.

13Басманный туи., д. 6аКутузовский пр., д. 8

102Механические характеристики грунтов в  
естественном состоянииR,

МПа0,1160,1390,2570,3070,3350,2940,3230,3250,3590,52  
0,4270,3470,3420,338Ро, т/м3Глинистые  
грунты1.471.481,982,032,052,081.951.951,992,022,021.91  
1.911.91с,

МПа0,0010,0070,010,010,0280,00750,020,020,0080,04850  
,0210,0150,0160,016Ф, град181724241 231

252323242223242424h, м2,522,43,05/0,853,58/1,25L 2|  
3,66/0,653,10/1,43,10/1,43,18/1,032,95/0,83,70/13,72/1,95  
3,25/1,63,52/1,75ь, м1,541,961,051,550,81[

1,061,391,481,099х1,351,011,451,11,3АдресБольшой  
Татарский пер., д3

корп.2Ольховская ул., д. 25Калужское шоссе, д.66 |  
Дегтярный пер., д. 5 |Тихвинский пер., д.11Вадковский  
пер., д. 18Вадковский пер., д. 12Продолжение табл. 15

Продолжение табл. 15103 Увеличение R при изменении физи-

ко-механических характеристик

грунтовоотносительное, % 29 123 248 161 841 812 074 429 313  
639 абсолютное, МПа

0,052 0,021 0,057 0,017 0,016 0,031 0,003 70,090,025 0,031 0,020,016 0,184 0,093 0,097 0,125 0,096

Механические характеристики грунтов иод подошвой фундаментов R, МПа 0,23 1,19 2,02 3,30 4,97 0,22 7,02 2,70 2,38 0,30 8,03 4,02 94 0,52 2,02 3,40 6,01 0,41 0,41 0,46 3,03 3,36  
Ро, т/м<sup>3</sup> Песчаные грунты 1,65 1,64 1,71 1,71 1,53 1,53

1,58

1,55 1,73 1,65 1,82 1,69 2,03 1,82 1,82 1,81 1,81 с,  
МПа 0,01 0,00 2,00 1,00 0,00 1,00 3,00 2,00 2,00 2,00 3  
0,00 1,00 1,00 3,80 0,03 8Ф, град 30 29 27 41 32 33 33 34 33 32

38 33 40 36 36 36 34 Адрес Восьмая ул. Текстильщи-

ков, д. 11, корн. 2 То же, корп. 4 Большевицкая ул., д. 13  
Басманный туп., д. 6а Кутузовский пр., д. 8

' I I I I Примечание: перед чертой приведены максимальные глубины заложения фундаментов по площади застройки здания,

после черты - минимальные Продолжение табл. 15104  
Большой Татарский пер., Д. 3 Ольховская ул., д. 25  
Калужское шоссе, д. 6б Дегтярный пер., д. 5  
Тихвинский пер., д. 11 Вадковский пер., д. 18

Вадковский пер., д. 12

Продолжение табл. 1520 18 25 25 24 25 23 23 23 23 23 24

27 26

0,0040,0090,0110,0120,030,0310,0240,0220,0250,0730,02  
610,0150,0250,021 относительное, %3525111315569 5240

063328 Глинистые

грунты 1,501,722,302,12,12,151.981.981.99

2,12

2,03

2,052.072.080,1570,1740,2840,3480,3860,4590,3510,3410  
,4460,730,430,370,4560,4310,041

0,0350,0270,0410,0510,1650,0280,0160,0870,21

0,0030,0230,1140,093 Адрес <p? град с, МПа  $\rho_0$ , т/м<sup>3</sup> R,  
МПа абсолютное, МПа Механические характеристики  
грунтов под подошвой фундаментов Увеличение R при  
изменении физи-

ко-механических характеристик

грунтов

результате экспериментов, проведенных в НИИ  
оснований и подземных

сооружений Е.А. Сорочаном и ЦНИИ промзданий Ю.И.  
Дворкиным.

Штампом с кольцевой пригрузкой (рис. 36) определялся  
модуль дефор-

мации грунта естественной структуры в основании  
фундаментов сооруже-

жений комбинатов "Красная Роза" и "Красный Октябрь".  
В зданиях

комбината “Красная Роза” давление по подошве фундаментов в процес

се 70-летней эксплуатации и неоднократной реконструкции возросло до

0,48 МПа. В зданиях комбината “Красный Октябрь” оно достигло 0,62

МПа. Из рис. 36 следует, что осадка штампа на грунте, длительно уп

лотнявшемся под действием веса сооружения, значительно меньше, чем

на грунте природного сложения. Об этом свидетельствуют отношения

модуля деформации грунта, уплотненного в процессе эксплуатации, к

модулю деформации неуплотненного грунта при различном давлении по

подошве штампа. Таблица 16СЗО, Е?і Абсолютная отметка

подошвы фундаментов  $S \cdot c \Gamma 2 \cdot c \Gamma$  Фактическое давление

на основание, МПа Механические ха

рактеристики грун

тов оснований под

подошвой фунда

ментов  $R$  на глубине заложения

подошвы, МПас, МПа(р,  
град25163,7412,550,2260,045240,5127164,740,922,270,2  
450,044250,531163,780,652,32/0,55.  
0,2380,034260,432163,7812,5-  
0,01270,31433162,731,13,25/1,60,130,025270,45634162,7  
81,33,52/1,750,110,021260,43130162,381,493,72/1,950,15  
10,015240,37Примечание: Перед чертой приведены  
максимальные глубины заложения фун-

даментов по площади застройки здания, после черты -  
минимальные.105

Модуль деформации

грунта в основании сооружения

увеличился в результате дли-

тельного уплотнения грунта

под действием возрастающей

нагрузки, а также вибраций от

работы технологического обо-

рудования. Вместе с тем полу-

ченные данные показали, что

модуль деформации повышает-

ся более интенсивно, чем

уменьшается пористость, по-

этому объяснить такое явление

только уплотнением грунтов

невозможно. Вероятно, увели-

чению модуля деформации со-

действуют физико-химические

процессы, протекающие на

границах твердой фазы грунта. При этом увеличение дисперсности спо-

собствует интенсивности проявления этого процесса. Из табл. 17 видно,

что интенсивность возрастания модуля деформации в мелких песках

больше, чем в песках средней крупности. Таблица

173 значение  $E_{ур}$  при давлении,

МПа Песок 0,10, 20, 30, 40, 50, 60 Мелкий 2,73, 83, 93, 94, 2 Средней круп-

ности 2,22, 11, 91, 71, 6 При надстройке и реконструкции некоторых жилых и промыш-

ленных зданий в Петербурге, Москве, Ярославле, Новгороде, Тюмени, а

также в ряде городов Прибалтики и Белоруссии в основании их фунда-

ментов были обнаружены грунты с примесью растительных остатков (до

10% их общей массы) или слабозаторфованные грунты с  $0,1 < \omega < 0,25$ ,



где  $\rho_{от}$  - содержание растительных остатков в грунте (степень заторфо-

ванности), определяемое как отношение их массы в образце грунта, вы-

сушенного при температуре 100-150° С, к массе образца. Более чем ве-

ковой опыт эксплуатации таких зданий в Ленинграде свидетельствует о

106Рис. 36. Зависимость осадки штампа от

нагрузки в основании зданий

1 и 3 - для комбината "Красный Ок-

тябрь"; 2 и 4 - для комбината "Красная

Роза"

том, что их осадки, несмотря на значительное абсолютное значение,

давно стабилизировались.Надстройка этих зданий одним-двумя этажами не вызывала

большого прироста осадок, так как заторфованные грунты в результате

длительного обжатия давлением от сооружения приобрели иные прочно-

стные и особенно деформативные свойства, чем имели в естественном

состоянии. Изучение свойств заторфованных грунтов в лабораторных и

полевых условиях свидетельствует, что особенности их структуры ока-

зывают главное влияние на характер деформирования и количественное

соотношение между упругими и остаточными деформациями. Компрес-

сионные и пггамповые испытания заторфованных грунтов с  $\sigma_{от} = 0,12-0,25$  показали, что после обжатия их нагрузкой до  $0,15-0,2$  МПа в тече-

ние 3 сут. и разгрузки повторное загрузеие вызвало осадку, равную 15-

17% первоначальной. При этом доля упругих деформаций при разгрузке

составила 5% общей осадки штампа. Для проверки этого явления в течение длительного времени (бо-

лее 1,5 мес.) в Москве в районе Фили вблизи предполагаемого к над-

стройке жилого здания были проведены статические испытания грунтов

( $\sigma_{от} = 0,16+0,2$ ) большими блоками-штампами с загрузкой их строи-

тельными элементами. Возрастающая ступенями нагрузка была доведе-

на в течение 21 сут.  $p = 0,38$  МПа и затем выдерживалась еще 16 сут.

Модуль деформации заторфованного грунта естественного сложения

составил 2,3 МПа. Далее последовала разгрузка штампов, а через сутки

снова ее полное восстановление до  $p = 0,38$  МПа. Под этой нагрузкой

штампы предполагалось выдержать еще 10 сут до полной стабилизации

осадок. При повторном цикле загрузки прирост осадки был равен 0,4

см. Модуль деформации предварительно уплотненного основания, сло-

женного слабозаторфованными грунтами, составил 35 МПа. Это явление в водонасыщенных слабозаторфованных глинистых

грунтах изучалось нами в НИИ оснований и подземных сооружений во

время проведения массовых экспериментов в полевых условиях. Фун-

даменты различной площади устанавливались на грунты ненарушенной

структуры, выдерживались под нагрузкой в течение 3-10 сут до услов-

ной стабилизации и разгружались. Через некоторое время производи-

лось повторное загрузке фундаментов. В ходе экспериментов измеря-

ли общую стабилизированную осадку фундамента при первичном и по-

вторном загрузке и остаточную осадку после снятия нагрузки. Кроме

того, вычисляли значения модулей деформации при первичном и по-

вторном загрузке. Результаты экспериментов сведены в табл. 18.107

Таблица 18 Содержание растительных

остатков в грунте, 1от Площадь F, м<sup>2</sup> Время стабилизации,

сут Модуль дефор-

мации, МПа E<sub>i</sub>/E<sub>2</sub> Осадка,

мм

№	1от	Площадь F, м <sup>2</sup>	Время стабилизации, сут	Модуль деформации, МПа	E <sub>i</sub> /E <sub>2</sub>	Осадка, мм
0	120,53	572754,81	211910,25	0,53	38	1754,52
1	19950,18	0,947431834,31	917,59	20,18	0,94734164	4,82
2	3,521890,11	0,6451013573,51	2,511880,12	3,28	126453	3,61
3	1715,59	10,180,64372335015,29	485900,12	4151043164	3,83	9435089

Из табл. 18 видно, что заторфованные грунты при первичном за-

грузке характеризуются в основном остаточными деформациями.

Упругая часть осадки составляет 5-12% общей. Такое преобладание ос-

таточной деформации объясняется особенностями структуры заторфо-

ванных грунтов, где наличие гидрофильных органических веществ пре-

допределяет большое содержание рыхлосвязанной и свободной воды,

отжимаемой при избыточном давлении из грунта. Кроме того, у затор-

фованных грунтов органические вещества после снятия нагрузки утра-

чивают способность возобновлять прежнюю влагоемкость. Следова-

тельно, существенного разуплотнения грунта при разгрузке не произой-

дет. Новая нагрузка даже если она превысит предыдущую, не приведет к

значительному росту деформаций основания. Отмеченная особенность заторфованных глинистых грунтов мо-

жет быть использована при проектировании на них фундаментов зданий

и сооружений с циклической нагрузкой (промышленные здания с крано-

вой нагрузкой, элеваторы, нефтяные резервуары), а также при над-

стройках и реконструкциях с повышением нагрузок на существующие

фундаменты. Для грунтов с повышенной степенью заторфованности (1от108

> 0,25) характер изменения модуля деформации после длительного об-

жания статической нагрузкой требует дополнительного изучения. Глава 4. ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ ИЗЫСКАНИЯ, ОБСЛЕДОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ И МОНИТОРИНГ

РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ 1. Инженерно-геологические изыскания Инженерно-геологические изыскания являются составной частью

работ, связанных с инженерными изысканиями при обследовании зда-

ний и сооружений, подлежащих реконструкции. Инженерные изыскания

ведутся в соответствии со СНиП 1.02.07-87 "Инженерные изыскания для

строительства", СНиП 11-02-96 "Инженерные изыскания для строитель-

ства. Основные положения", СП 11-105-97 "Инженерно-геологические

изыскания для строительства”. Часть 1. “Общие правила производства

работ”, а также МГСН 2.07-97 “Основания, фундаменты и подземные

сооружения” и “Рекомендации по проектированию и устройству основа-

ний, фундаментов и подземных сооружений при реконструкции гражд-

данских зданий и исторической застройки” предусматривают, кроме

выполнения различных работ по изучению состояния грунтов оснований

и фундаментов, проведение геодезической съемки положения колонн и

цоколей зданий, а также крупноразмерных фундаментов с целью уста-

новления их неравномерных осадок (относительных смещений, кренов,

прогибов и т. п.). Полученные данные позволяют судить не только о

состоянии надфундаментных конструкций (имея в виду предельные зна-

чения деформации по СНиП 2.02.01-83\*), но и о наличии таких мест на

площади застройки, инженерно-геологические условия которых, а также

вид, размеры и состояние находящихся там фундаментов требуют более

тщательного изучения. Изыскания для реконструкции здания и его оснований и фунда-

ментов проводят в соответствии с Программой, составленной организа-

цией, имеющей лицензию на проведение изысканий на основании тех-

нического задания проектной организации. Задачей инженерно-геологических изысканий является: составле-

ние общего геологического разреза основания по глубине сжимаемом

толщи; выявление гидрогеологического режима и химического состава

подземных вод; определение физико-механических свойств грунтов на

Уровне подошвы фундаментов и ниже ее; установление соответствия 109

новых материалов исследования архивным, если они имеются; опреде-

ление возможности использования грунтов в качестве основания под

реконструируемое с повышением нагрузок здание без их упрочнения



или усиления фундаментов. Состав работ по инженерно-геологическим изысканиям на площадке

реконструируемого здания определяются программой, согласованной с проектной организацией и включающей следующие виды работ:

1. подбор технической документации, изучение инженерно-геологических и гидрогеологических условий по архивным материалам; назначение мест исследования грунтов оснований зондированием

или бурением, а также определение уровня подземных вод; назначение необходимых глубин зондирования, бурения, шурфирования, отбора образцов грунта ненарушенной структуры и проб подземных вод для последующих лабораторных исследований; исследование грунтов оснований зондированием или бурением ;

2. разработка шурфов, в том числе вблизи фундаментов, детальное обследование в них грунтов оснований и конструкций фундаментов с отбором монолитов грунта ненарушенной структуры; определение прочностных и деформационных свойств грунтов

3. бурение скважин для определения уровня грунтовых вод, назначения необходимых глубин зондирования, бурения, шурфирования, отбора образцов грунта ненарушенной структуры и проб подземных вод для последующих лабораторных исследований; исследование грунтов оснований зондированием или бурением ;

4. разработка шурфов, в том числе вблизи фундаментов, детальное обследование в них грунтов оснований и конструкций фундаментов с отбором монолитов грунта ненарушенной структуры; определение прочностных и деформационных свойств грунтов

5. бурение скважин для определения уровня грунтовых вод, назначения необходимых глубин зондирования, бурения, шурфирования, отбора образцов грунта ненарушенной структуры и проб подземных вод для последующих лабораторных исследований; исследование грунтов оснований зондированием или бурением ;

6. разработка шурфов, в том числе вблизи фундаментов, детальное обследование в них грунтов оснований и конструкций фундаментов с отбором монолитов грунта ненарушенной структуры; определение прочностных и деформационных свойств грунтов

7. бурение скважин для определения уровня грунтовых вод, назначения необходимых глубин зондирования, бурения, шурфирования, отбора образцов грунта ненарушенной структуры и проб подземных вод для последующих лабораторных исследований; исследование грунтов оснований зондированием или бурением ;

8. бурение скважин для определения уровня грунтовых вод, назначения необходимых глубин зондирования, бурения, шурфирования, отбора образцов грунта ненарушенной структуры и проб подземных вод для последующих лабораторных исследований; исследование грунтов оснований зондированием или бурением ;

оснований в натуральных условиях; лабораторные исследования физико-механических свойств грунта

и химический анализ подземных вод для установления степени их аг-

рессивности; выполнение поверочных расчетов оснований, составление заклю-

чения по инженерно-геологическим и гидрогеологическим условиям

площадки. Допускается не проводить инженерно-геологические изыскания

для зданий, у которых при обследовании не обнаружено видимых де-

формаций, устройство новых фундаментов не предполагается, а увели-

чение нагрузок на фундаменты не превышает значений, способных вы-

звать недопустимые дополнительные деформации, при условии, что

здание не находится в зоне геологического риска. Известно, что на территориях жилых микрорайонов, а также про-

мышленных предприятий происходит существенное изменение гидро-

геологических условий вследствие дренирующего воздействия инженер-

ных коммуникаций, утечек из трубопроводов, технологических особен-

ностей производства и т.п. Большое влияние на уровень подземных вод

оказывает наличие промышленных прудов-отстойников, очистных со-

оружений, новых водохранилищ, проходящих вблизи каналов для оро-

шения сельскохозяйственных угодий, частые поливы посевных площа-

дей. Обычно на застроенных территориях уровень подземных вод суще-

ственно поднимается. Скорость его подъема может быть значительной и

достигать 0,3-1,5 м/год. Учитывая то обстоятельство, что замачивание

грунтов может коренным образом преобразовать прочностные и дефор-

мационные свойства грунтов оснований (например, просадочных, засо-

ленных или набухающих), необходимо на стадии изысканий для проекта

реконструкции жилого и промышленного комплекса выполнить прогноз

подтопления площадки и изменения физико-механических свойств

грунтов оснований. Целесообразно также выявить возможность измене→

ния химического состава подземных вод. До начала производства земляных работ от соответствующих ор→ ганизаций в установленном порядке должно быть получено разрешение

на проходку шурфов, бурение скважин, зондирование, установку геоде→

зических знаков. На действующих предприятиях эти работы должны

быть согласованы с техническим отделом, главным энергетиком, глав→

ным электриком, службами связи и т.п. При выполнении подземных

работ следует соблюдать правила техники безопасности, действующие в

изыскательской организации и изложенные в “Правилах безопасности

при проведении геологоразведочных работ” (М.: “Недра”, 1979), а также

правила техники безопасности того предприятия, где выполняются ука→

занные работы. После окончания бурения и шурфования выработки

должны быть тщательно засыпаны с послойным трамбованием. Зондирование является одним из

наиболее эффективных способов

исследования грунтов в условиях их естественного залегания. С помо-

щью зондирования можно установить не только последовательность

залегания плотных и слабых слоев и оценить вид грунта в геоло-

гическом разрезе, но и интерпретировать результаты зондирования для

оценки физико-механических свойств грунтов. В практике инженерно-

геологических изысканий используется как динамическое, так и стати-

ческое зондирование. Динамическое зондирование заключается в забивке в грунт зонда,

представляющего собой колонну штанг, оканчивающихся конусом с

углом при вершине  $60^\circ$  и диаметром 74 мм. Диаметр основания конуса

больше диаметра штанг. Глубину погружения зонда  $h$  от определенного

числа ударов (залога) и число ударов  $n$ , затрачиваемых на погружение

зонда на глубину 10 см, принято называть показателем зондирования.

Забивка и извлечение зонда может производиться буровой пенетрацион-

ной установкой УБП-15. Согласно ГОСТ 19912-81, в качестве показате-111

ля динамического зондирования принято условное динамическое сопро-

тивление  $R_d$  при погружении конуса, определяемое по формуле  $R_d = k \cdot L \cdot f \cdot p / I$  (22) где  $k$  - коэффициент учета потерь энергии при ударе;  $A$  - удельная энергия зон-

дирования:  $f$  - коэффициент для учета потерь энергии на трение штанг о грунт,

$p$  - число ударов в залоге;  $h$  - глубина погружения зонда за залог, см (значения

коэффициента  $k$  и величины  $A$  приведены в ГОСТ 19912-81). По условному динамическому сопротивлению погружению конуса

$R_d$  можно установить плотность сложения практически песков всех ви-

дов, кроме пылеватых водонасыщенных, где динамическое зондирова-

ние не допускается. Не рекомендуется использовать динамическое зон-

дирование при исследовании слабых водонасыщенных глинистых грун-

тов, а том числе с примесью растительных остатков и заторфованных.

Эти грунты при динамических воздействиях могут утрачивать свои

структурные связи и разуплотняться. Динамическое зондирование целесообразно

использовать при инженерно-геологических изысканиях за пределами

границ реконструируемого здания, так как габариты установок не позволяют

размещать их в подвалах здания. Статическое зондирование лишено многих недостатков, присущих

динамическому зондированию. Оно заключается во вдавливании в

грунт с постоянной скоростью конуса с диаметром основания 36 мм,

площадью основания 10 см<sup>2</sup> и угла при вершине 60° на штангах, свободно

перемещающихся в трубе, погружаемой одновременно с конусом.

Проведение статического зондирования регламентируется ГОСТ 20069-

81 "Грунты. Метод полевого испытания статическим зондированием".

Погружение и извлечение конуса производятся специальными установками

типа С-832М, смонтированной на автомобиле, передвижной (на

прицепе); типа С-979 или СП-59, смонтированной на тракторе. Уста-

новки для статического зондирования имеют небольшие габариты и мо-

гут размещаться в подвальных помещениях реконструируемых зданий.

Комплект штанг позволяет вести зондирование на глубину 20-25 м. При погружении зонда измеряют удельное сопротивление грунта

погружению конуса  $q_c$  и боковое трение грунта по поверхности зонда в

зависимости от глубины. Зная сопротивление погружению конуса, при

статическом зондировании можно определить плотность песков любой

крупности и водонасыщения, а также консистенцию глинистых грунтов,

угол их внутреннего трения, сопротивление сдвигу, модуль деформации

грунтов и т.п. Это возможно, поскольку экспериментами, выполненными-

ми в ГПИ Фундаментпроект и другими организациями, установлена

корреляционная связь между сопротивлением грунта погружению кону-



са и физико-механическими характеристиками грунта [5]. Одним из основных видов работ при инженерно-геологических

изысканиях для строительства и реконструкции промышленных и гражд-

данских зданий и сооружений является бурение скважин. Оно осуществл-

яется установками стационарного действия, смонтированными на авт-

томобилях, а также установками ручного бурения. При бурении скважин

определяют порядок грунтовых напластований, наличие линз, выклини-

вание пластов, распределение их в плане, уровень подземных вод с ука-

занием водовмещающих пород и водоупоров. Данные бурения заносят в

специальный буровой журнал, заполняемый на месте работ. На основе

данных этого журнала составляют разрезы (колонки) отдельных сква-

жин, а также геологические профили по характерным направлениям,

приводимые в отчете по инженерно-геологическим изысканиям. Число и глубину скважин определяют в зависимости от сложно-

сти участка, площади и высоты здания и т.п. Обычно для реконструируемых жилых и общественных зданий число скважин

п, согласно

'Методике обследования и проектирования оснований и фундаментов

при капитальном ремонте, реконструкции и надстройке зданий" (разработана

ботанной Академией коммунального хозяйства и Мосжилниипроект

по материалам исследований, проведенных совместно с НИИ оснований

и подземных сооружений), принимают в зависимости от числа секций в

здании N: N 1-2 3-4 >4 п 4 6 8 Указанное число скважин уменьшают, если ранее проводились

изыскания или если участки имеют простое геологическое строение. Буровые и зондировочные скважины необходимо размещать по

периметру здания с целью получения более полной информации о грунтах

в различных напластованиях, наличии подземных вод, свойствах грунтов. Число выработок (скважин, точек зондирования, шурфов) на

площадке реконструируемого промышленного предприятия определяет

ся в соответствии с конструктивными решениями отдельных цехов, их

техническим состоянием и характером предстоящей реконструкции,

требующей введения новой сетки колонн и фундаментов под ними, по-

вышения нагрузок на существующие фундаменты, развития подземного

хозяйства и т.п. Глубину проходки скважин рассчитывают по формуле — 3454113

$h_c = h + A_e + A$  (23) где  $A$  - глубина заложения фундамента от уровня планировки, м;  $h_a$  - глубина

сжимаемой толщи, м;  $L$  - постоянная величина, м, принимаемая равной: для

жилых зданий высотой до трех этажей - 2; высотой более трех этажей и про-

мышленных зданий - 3. Условно глубина сжимаемой толщи может быть принята по табл. 191. Таблица 19 Нагрузка на фундамент Глубина сжимаемой толщи в основа-

нии фундаментов, м квадратный, кН ленточный, кН/м квадратных ленточных 500 1004-64-61000 2005-76-82500 5007-99-125000 10009-1312-1715000 200012-1617-2050000-18-26-Глубина бурения от уровня подошвы фундаментов каркасных

промышленных зданий рекомендуется Харьковским ПромстройНИИ-

проектом 2 (табл. 20). Таблица 20 Нагрузка на

колонну, кг Глубина бурения, м, от уровня подошвы фундаментов про-

мышленных зданий одноэтажных и многоэтажных с общей шириной в осях край-

них рядов колонн, м 61218100076781000-250097892-500-500011910115000-100001311121410000 и более 151314151 Инженерные изыскания в строительстве. Справочник по бщестроительным

работам. М.: Стройиздат, 1974. 2 Руководство по обеспечению долговечности железобетонных конструкций

предприятий черной металлургии при их реконструкции и восстановлении.

Харьковский ПромстройНИИпроект, НИИЖБ. М.: Стройиздат, 1982. 114

Если найденный по табл. 20 уровень забоя скважины будет нахо-

диться в слое грунта с модулем деформации  $E < 10$  МПа или в проса-

дочном грунте, а также в случае залегания таких грунтов ниже уровня

забоя скважины, глубина бурения принимается не менее чем на 1 м ни-

же подошвы слоя этих грунтов. При ширине (диаметре) фундамента  $\delta > 10$  м глубина бурения

или зондирования в пылевато-глинистых и песчаных грунтах должна

быть не меньше глубины сжимаемой толщи, определяемой согласно

СНиП 2.02.01—83\*. Для бурения скважин глубиной 10—20 м и диаметром 89—127

мм применяют механические буровые установки на автомобиле, сква-

жин глубиной до 10 м и диаметром 89 мм - механические установки

УПБ-25. В стесненных условиях для бурения скважин диаметром 89 и

127 мм широко используют комплекты ручного оборудования. Шурфование заключается в разработке круглых или прямоуголь-

ных шурфов с минимальными размерами в плане, определяемыми спо-

собами производства работ и отбора монолитов грунта, возможностью

проведения осмотра и обмера фундаментов здания. Практически круг-

лые шурфы (дудки) имеют диаметр 0,65—1 м, шурфы прямоугольного

сечения - не менее 1 x 1,2 м. При детальном обследовании фундаментов принимают следую-

щее число шурфов: в каждой секции по одному у конструкции каждого вида в наибо-

лее нагруженном месте и на ненагруженном участке; при наличии зеркальных или повторяющихся (по плану и конту-

рам) секций в одной секции разрабатывают требуемое число шурфов, в

остальных секциях — по одному - два шурфа в наиболее нагруженных

местах; дополнительно разрабатывают для каждого строения два-три

шурфа в наиболее нагруженных местах со стороны стены, противо-

ложной месту выработки. Указанное число шурфов позволяет составить план существую-

щих фундаментов, определить их суммарную площадь и процент пло-

щади фундаментов от площади застройки, абсолютные, средние и сред-

невзвешенные глубины заложения, ширину подошвы фундамента и

удельные давления под ним. Кроме того, в местах, где предполагают установить дополнитель-

ные промежуточные опоры, разрабатывают по шурфу в каждой секции,

в местах, где стены и фундаменты деформировались, шурфы разраба-8\*115

тывают обязательно. При этом в процессе работы делают дополнитель-

ные шурфы для определения границ фундаментов, находящихся в не-

удовлетворительном состоянии. Шурфы разрабатывают ниже уровня

подожвы фундамента на 0,5 м. Если на этом уровне обнаружены насып-

ные, заторфованные, рыхлые и другие слабые грунты, то в шурфе бурят

скважину. Площадь сечения шурфов принимают в зависимости от глу-

бины заложения фундамента Я:Я, м 1,5 1,5 -2,5 >2,5м2  
1,25 2 2,5 и болееШирину подошвы фундаментов и глубину его заложения опреде-

ляют натурными обмерами. На наиболее нагруженных участках ширину

подошвы устанавливают из двусторонних шурфов; на менее нагружен-

ных ширину допускается принимать с учетом того, что фундамент имеет

симметрическое развитие. Для дальнейших лабораторных исследований

из зачищенных стен шурфов (дудок), его дна или непосредственно из-

под подошвы фундамента отбирают образцы грунтов ненарушенного

сложения в соответствии с ГОСТ 12071-84. Образцы должны иметь

форму куба или параллелепипеда с минимальным размером сторон: для

грунтов крупноблочных (дресвяных и гравийных), а также песчаных и

пылевато-глинистых - 200 мм, для щебнистых или галечниковых - 300

мм. В сложных случаях допускается производить отбор образцов произ-

вольной формы с сохранением указанных размеров сторон как мини-

мальных. Образцы грунта при однородном по глубине напластования

отбирают на уровне подошвы фундаментов и ниже ее на 0,5-1 м для

испытаний в ненарушенном и нарушенном состоянии. Лабораторные и полевые исследования грунтов оснований под

фундаменты новых опор, подводимых под реконструируемое здание,



выполняют для всей сжимаемой толщи. При этом монолиты грунта

отбирают по всей глубине основания ниже проектного уровня подошвы

фундамента через 0,5-0,8 м, но не менее чем через 0,4 b (b - минималь-

ная ширина фундамента). Отбор образцов грунта ненарушенного сложения

из буровых скважин производят с уровня забоя грунтоносами, обеспечивающими

сохранение структуры и природной влажности пород.

Диаметр образцов крупнообломочных грунтов не менее 200 мм, остальных

грунтов не менее 80 мм при высоте не более двух диаметров. Если

образцы грунта ненарушенного сложения не сохраняют формы без жесткой тары, то его отбирают из открытых выработок в металлические

открытые цилиндры методом режущего кольца. Внутренний диаметр

цилиндра с режущим краем должен быть не менее 80 мм при высоте не .

более двух диаметров. Объем образцов грунта ненарушенного сложения

должен быть не менее, см<sup>3</sup>: для крупноблочных грунтов 2000 для песчаных грунтов 1000 для пылевато-глинистых грунтов 500 Число образцов грунта ненарушенного или нарушенного сложения,

отбираемых с одной отметки одного и того же однородного по но-

менклатуре и возрасту слоя грунта, устанавливается техническим зада-

нием на изыскание и определяется комплексом исследуемых характери-

стик. На образцах грунта ненарушенного сложения сразу после их из-

влечения из шурфа или скважины отмечают верх. После парафинирова-

ния образца с обмоткой слоями марли для сохранения природной влаж-

ности и заполнения этикетки, содержащей необходимые сведения о дан-

ном образце, его направляют на исследования в лабораторию. Пробы

подземной воды отбирают в бутылки, которые плотно закрывают и от-

правляют в лабораторию для выявления содержания растворенных ве-

ществ, вызывающих коррозию металлов и разрушение цементных рас-

творов и бетона. 2. Исследование грунтов оснований Исследование грунтов оснований реконструируемых зданий вы-

полняют, как при новом проектировании, в соответствии с требованиями-

ми вышеназванных действующих нормативных документов. В отчете об

инженерно-геологических исследованиях указывают сведения о после-

довательности напластований грунтов сжимаемой толщи основания,

форме их залегания, размерах в плане и по глубине, возрасте, про-

исхождении и номенклатурном виде. Кроме того, для некоторых слоев

грунта, особенно расположенных на уровне подошвы фундаментов, в

отчете должны быть приведены следующие физико-механические ха-

рактеристики: угол внутреннего трения  $\varphi$ , град; нормативное удельное

сцепление для глин или нормативный параметр линейности для песков

с. МПа; модуль деформации  $E$ , МПа, коэффициент фильтрации  $k_f$ , см/с;

коэффициент консолидации  $c_v$ , см<sup>2</sup>/год, для водонасыщенных пылевато-

глинистых грунтов при показателе текучести  $IL > 0,5$ , заторфованных

грунтов и илов; плотность  $\rho$ , т/м<sup>3</sup>; коэффициент пористости  $e$ ; природ-

ная влажность  $W$ , доли единицы; влажность на границе раскатывания

$W_p$  и на границе текучести  $W_L$ , доли единицы; степень заторфованности

$I_{ot}$  \ степень разложения заторфованных грунтов  $D_{pd}$ , %; относительная

просадочность, а также начальное просадочное давление и начальная

критическая влажность для просадочных грунтов; относительное набу-

хание, давление набухания и линейная усадка для набухающих грунтов;

количественный и качественный состав засоления для засоленных грун-

тов. Характеристики грунтов должны быть представлены их норматив-

ными значениями, а плотность, угол внутреннего трения и удельное

сцепление также и расчетными значениями. В лабораторных условиях исследуют основные показатели агрес-

сивности подземных вод по отношению к кладке фундаментов: кислот-

ность, временную (карбонатную) жесткость, содержание сульфатов,

магнезиальных солей и свободной углекислоты. Количественным пока-

зателем концентрации кислотных и щелочных растворов служит водо-

родный показатель pH, численно равный десятичному логарифму этой

концентрации, выраженный в граммах на 1 л. В кислых водах  $pH < 7$ , в

щелочных  $pH > 7$ . Временная (карбонатная) жесткость определяется

наличием растворенных в воде солей щелочных металлов - кальция и

магния. Жесткость измеряют в миллиграмм-эквивалентах на 1 л (мг -

экв/л). Содержание сульфатов в воде, выражаемое в миллиграммах на 1

л (мг/л), может вызвать в бетоне коррозию цементного камня. Особенно

агрессивной будет вода, содержащая сульфат кальция. Вода, содержащая растворенные магниевые соли, вызывает

коррозию бетона. Магниевая коррозия возникает только при высо-

кой концентрации в воде ионов магния (до нескольких грамм-ионов на 1

л). Углекислота в воде находится в виде соединения  $H_2CO_3$ . Большая

часть  $CO_2$  представляет собой молекулярно растворенный газ. Увеличе-

ние его сверх равновесного состояния приводит к появлению свободной

или агрессивной углекислоты (мг/л), вызывающей коррозию бетона.

Оценка степени агрессивного воздействия грунтовых вод на железобе-

тонные фундаменты производится в соответствии со СНиП 2.03.11-85

“Защита строительных конструкций от коррозии”. Характеристики грунтов при расчетах оснований определяют по

результатам исследований. Для предварительных расчетов значения

прочностных и деформационных характеристик грунта могут прини-

матся по таблицам СНиП 2.02.01-83\*. Модуль деформации грунтов оснований рекомендуется опреде-

лять в полевых условиях статической нагрузкой. При исследовании

грунтов оснований реконструируемых зданий этот метод применяют,

118

если испытательную установку можно разместить в подвальной части

здания или иных стесненных условиях. Для исследований грунтов ис-

пользуются стандартные плоские штампы площадью 5000 и 2500 см<sup>2</sup>,

устанавливаемые в котловане или шурфе, и площадью 1000 и 600 см<sup>2</sup>,

погружаемые в дудку или скважину. Нагружение штампа осуществляет-

ся домкратом или тарированным грузом. При исследовании деформи-

руемости грунта целесообразную площадь штампа подбирают в зависи-

мости от вида грунта, его консистенции, глубины испытания, места про-

ведения исследования (котлован, шурф, скважина, ее забой или массив

грунта без бурения скважины). Методика испытаний  
грунта плоскими

штампами достаточно хорошо известна изыскательским  
организациям и

излагается в периодически издаваемых нормативных  
документах, в ча

стности в ГОСТ 20276—85. По нашему мнению, на  
площадках реконструируемых сооруже

ний для оценки деформируемости грунтов оснований  
может успешно

использоваться установка, получившая название  
винтовой штамп (рис.

37). Винтовой штамп (согласно ГОСТ 20276—85,  
имеющий площадь

600 см<sup>2</sup>) состоит из одновитковой лопасти и ствола. Его  
размеры долж

ны соответствовать приведенным в табл.

21. а) т60•Л) Испытания грунта винтовым штампом могут  
вестись ниже забоя

буровой скважины (обычно на 30—50 см) и  
непосредственно в грунто

вом массиве. В конструкцию винтового штампа,  
предназначенного для

испытания грунтов в массиве без бурения скважины,  
должно входить



устройство, позволяющее при измерениях осевой нагрузки на штамп

исключить влияние трения грунта по боковой поверхности ствола.119Рис. 37. Общий вид (а) винтового штампа (б), погружаемый со

дна забоя скважины (б) или с

поверхности грунта (в).б)

Таблица 21Значения размеров при испытанияхРазмерыниже забоя

скважиныв массиве без бурения

скважиныДиаметр лопасти, D, см27,727,7Толщина лопасти t, см11Шаг лопасти a, см58Диаметр ствола d, см:

на высоте 60 см выше лопасти57,3-11,4на остальной высоте12,7-21,97,3-11,4Опыт показал, что результаты исследований деформационных

свойств грунтов в скважинах с помощью стандартных плоских штампов

площадью 600 см<sup>2</sup> часто оказываются недостоверными, большей частью

заниженными вследствие некачественной зачистки забоя скважины,

нарушения естественной структуры грунта и других причин. В то же

время винтовой штамп при завинчивании имеет плотный контакт с

грунтом. При необходимости им можно проводить испытания последо-

вательно на разных глубинах по одной вертикальной оси. Во время ис-

пытаний грунтов в условиях эксплуатируемых зданий или действующих

предприятий, подлежащих реконструкции, отпадает необходимость в

разработке и креплении шурфов или бурении скважин большого диа-

метра и выравнивании поверхности их забоя. Кроме того, винтовой

штамп можно погружать в непосредственной близости от фундаментов

эксплуатируемых сооружений, не подвергая их опасности, возникающей

при вскрытии примыкающих шурфов. Вне всякой конкуренции оказы-

ваются винтовые штампы при испытании слабых водонасыщенных

грунтов: мелких и пылеватых песков, торфов, илов, заторфованных

грунтов, деградированных лессов. В НИИ оснований и подземных сооружений Л.Г. Мариупольским

и С.М. Хубаевым с участием Х.С. Шахабова разработана специальная

модификация винтовой лопасти-пггампа с внутренней полостью и пер-

форированной нижней поверхностью, приспособленная для замачива-

ния просадочных грунтов при проведении их испытаний статическими

нагрузками. Для этого винтовая лопасть изготавливается из двух дисков— крышки и днища, при этом днище имеет систему пере-

крещивающихся радиальных и кольцевых каналов со сквозными отвер-

стиями, через которые фильтрующаяся жидкость поступает в грунт под

штампом. Для статических испытаний грунтов в стесненных условиях

может быть рекомендована установка со штампом малой площади и 120

кольцевой пригрузкой. Конструкция установки разработана НИИ осно-

ваний и подземных сооружений и ГИИ  
Фундаментпроект. Так как грунт

в этой установке испытывают внутренним штампом площадью 1000

см<sup>2</sup>, то загрузка его не потребует больших усилий. Внешний кольце-

вой штамп только имитирует природное давление на уровне подошвы

штампа и препятствует выпору грунта из-под внутреннего штампа. В последнее время в практике инженерно-геологических изыска-

ний находят применение прессиометрические способы оценки деформа-

ционных свойств грунтов. Наряду с радиальными прессиометрами Ме-

нара и ГИИ Фундаментпроекта известны плоские прессиометры конст-

рукции ПНИИСа. Простота технологии проведения исследований, вы-

сокая скорость оценки деформируемости сжимаемой толщи грунта ос-

нования, возможность установки прессиометра в скважине, ниже ее за-

боя и в массиве (что особенно важно для водонасыщенных слабых грун-

тов) свидетельствуют в пользу прессиометрического метода (рис. 38). И,

казалось бы, что их беспрепятственно следовало рекомендовать для изу-

чения грунтов при реконструкции. Однако все прессиометры обладают

одним существенным недостатком: они исследуют деформационные

свойства грунтов не в вертикальном направлении, как это необходимо

для оценки работы подавляющего числа зданий и сооружений, а в горизонтальном.

Непосредственно значения прессиометрических модулей

деформации могут быть использованы для абсолютно изотропных грунтов, которые в природе практически отсутствуют. Следовательно, для

того, чтобы вычислить значения модуля деформации, соответствующие

штампovým испытаниям грунта статической нагрузкой, необходимо для

грунтов региона каждой разновидности и состояния установить корреляционные связи с прессиометрическими модулями деформации. Как

показал опыт, для этого требуется проведение массовых парных испытаний. В связи с изложенным прессиометрические испытания для исследования грунтов

не являются экономически целесообразными. Поэтому для исследования грунтов необходимо использовать методы, позволяющие определять модуль деформации в горизонтальном направлении.

Для этого необходимо проводить испытания грунтов в горизонтальном направлении. В связи с изложенным прессиометрические испытания для исследования грунтов

не являются экономически целесообразными. Поэтому для исследования грунтов необходимо использовать методы, позволяющие определять модуль деформации в горизонтальном направлении.

дований грунтов оснований при реконструкции могут быть применены

лишь при достаточно убедительном обосновании. Для сооружений II—IV классов модуль деформации песчаных и

пылевато-глинистых грунтов допускается определять в лабораторных

условиях с помощью компрессионных испытаний, результаты которых в

последующем корректируются. Известно, что значения величин компрессионных модулей дефор-

маций грунта значительно меньше значений модулей деформаций тех же

грунтов, полученных на основе их испытаний статической нагрузкой

штампами в полевых условиях. Первоначально для перевода значений<sup>121</sup>

компрессионного модуля деформации  $E_k$  в пггамповый  $E^*$  использова-

лись корректировочные коэффициенты  $k$ , полученные на основе сопос-

тавления ограниченной совокупности парных испытаний грунтов в лабо-

раторных и полевых условиях:  $E_{шт} = k E_k$ . Такое сопоставление было выполнено в пятидесятых годах XX

столетия в НИИОСПе И. А. Агишевым [28], что позволило приближенно

оценить величину коэффициента  $k_c:k_c = 2,97/e - 3,0/e$

где  $e$  - коэффициент пористости грунта. б) / у? Рис. 38. Схемы испытания грунтов в полевых условиях

а - радиальным прессиомером; б - лопастным прессиомером; б - в - стенке

скважины; в - ниже забоя буровой скважины; г - в массиве. Причем эти обобщения были недостаточно строгими, так как не

учитывался, например, генезис грунта и т.п. Статистический анализ массовых испытаний пылевато-глинистых

грунтов, выполненный позднее в НИИОСПе О.И. Игнатовой [29], позво-

лил получить уточненные корректировочные коэффициенты  $k_c$  (табл.

22), включенные впоследствии в "Пособие по проектированию основа-

ний зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83)". 122 о) б) €)

Таблица 22 Коэффициент  $k_c$  при коэффициенте пористости

$e$  Грунты 0,45 0,55 0,65 0,75 0,85 0,95 1,05 Супеси 443,5 32-- Суглинки 554,5 432,5 2глины-- 665,5 54,5 Примечание. Для промежуточных значений  $e$  коэффициент  $k_c$  до-

пускается определять интерполяцией. Эти коэффициенты применяют для покровных, аллювиальных,

делювиальных, озерно-аллювиальных четвертичных пылевато-

глинистых грунтов при показателе текучести  $0,5 < I_L < 0,75$ . При исполь-

зовании корректировочных коэффициентов модуль деформации по ком-

прессионным испытаниям  $E_k$  должен быть определен в интервале давле-

ний  $0,1—0,2$  МПа. При вычислении  $E_k$  коэффициент  $D$  учитывающий

невозможность бокового расширения грунта в компрессионном приборе,

следует принимать равным: для супесей -  $0,74$ ; для суглинков -  $0,62$ ; для

глин -  $0,4$ ; это соответствует коэффициентам Пуассона, равным соответ-

ственно  $0,3$ ;  $0,35$  и  $0,42$ . Аналогичные сопоставления произведены В.Б. Швецом для элю-

виальных глинистых грунтов, Г.И. Швецовым для лессовых грунтов и

Т.д. Удельное сцепление  $c$  и угол внутреннего трения  $\varphi$  для скальных



грунтов оснований реконструируемых зданий определяют методом среза

образцов грунта в условиях его завершённой консолидации. Для определения сопротивления грунтов сдвигу на месте их зале-

гания в настоящее время широко применяют приборы вращательного

среза грунта в скважинах с помощью крыльчатки, образованной двумя

взаимно перпендикулярными пластинками. Испытание заключается в

погружении крыльчатки на штангах в забой скважины и срезе грунта по

поверхности, образуемой вращением прямоугольника вокруг оси сим-

метрии. Установка СП-52 для испытания грунтов на сдвиг в полевых

условиях, разработанная ГПИ Фундаментпроект, компактна и может

быть использована для исследований в подвальной части реконструи-

руемых зданий. Такими же качествами обладает установка УИГС-2

ЦНИИС Минтрансстроя. Для испытания некоторых разновидностей слабых грунтов может

быть использован зондовый сдвигомер-крыльчатка СК-8 Калининского

Политехнического института. При использовании крыльчаток для оцен-123

ки прочностных свойств грунта оснований следует иметь в виду, что они

позволяют оценить лишь сопротивление грунтов сдвигу  $\tau$  без разделения

его на удельное сцепление  $c$  и угол внутреннего трения  $\varphi$ . И только для

слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов, илов и заторфо-

ванных грунтов можно условно без большой погрешности принять, что  $\tau \approx c$ . Если в основании фундаментов надстраиваемых или реконструи-

руемых зданий окажутся песчаные или пылевато-глинистые грунты с

примесью растительных остатков или слабозаторфованные грунты ( $1 \text{от} <$

$0,25$ ), то для предварительных расчетов многие их физико-механические

характеристики могут быть вычислены по формулам через степень за-

торфованности  $1 \text{от}$ . В лабораторных условиях степень заторфованности

можно определить термическим способом, прокаливая образец грунта

при температуре 440° С, или одним из химических методов, основанных

на окислении органических веществ серно-хромовой смесью (метод Тю-

рина) либо на сжигании пробы грунта в газоанализаторе ГОУ при 500° С

в струе кислорода с добавкой катализатора - закиси-окиси кобальта. Зная степень заторфованности, можно определить следующие ха-

рактеристики грунтов: плотность, г/м<sup>3</sup>,  $\rho = 2,75 - 1,41 \sigma_t$

массовую влажность, %,  $W = (0,2 - 2,51 \sigma_t) 100$ ;

влажность на границе текучести, %,  $W_L = 200 \sigma_t + 40$ ;

водородный показатель,  $pH = (0,19 \sigma_t + 0,11) \cdot 10$ . В свою очередь, по водородному показателю можно вычислить:

степень заторфованности грунта  $\sigma_t = 5,26 pH - 1 - 0,58$ ;

угол внутреннего трения грунта ( $\rho = 26,2 - 10,81 \sigma_t$ ,

модуль деформации, МПа ( $E = a \exp(b \sigma_t)$ ) при  $\sigma_t = 0,15$ ,  
 $a = 49$ ,  $b$

$= -2,03$ ; при  $\sigma_t = 0,2$ ,  $a = 32$ ,  $b = -1,64$ ; коэффициент фильтрации, см/с,

при  $\sigma_t = 0,1$ ,  $k_f = 0,94 \times 10^{-8} \exp(-0,8 \rho)$ ;  $\sigma_t = 0,2$ ,  $k_f = 0,95 \cdot 10^{-8}$  рл\ где

$p$  - давление на грунт, МПа. Прочностные и деформативные свойства грунтов с примесью рас-

тительных остатков и слабозаторфованных для предварительных расче-

тов рекомендуется определять по табл. 23 и 24, составленным НИИ ос-

нований и подземных сооружений и Верхне-Волжским трестом инже-

нерно-строительных изысканий (Ярославль). Для погребенных высокопористых водонасыщенных сапропелей

Ярославского Поволжья большие обобщения по сжимаемости грунтов

выполнены в МГСУ В.П. Коноваловым [30] и в Верхневолжском ТИ-

СИЗе М.П. Красильниковой. 124

Таблица 23  
Примечания: 1. Для песчаных и пылевато-глинистых грунтов с промежуточными значениями допускается определять значения  $s_n$ , ( $p$  и  $E$ ,

пользуясь интерполяцией. 2. Характеристики пылевато-глинистых грунтов относятся к озерным, болотным, озерно-болотным,

озерно-ледниковым и аллювиальным четвертичным отложениям. Нормативные значения характеристик пылевато-глинистых грунтов с  $0,05 < I_{от} < 0,25$  при коэффициенте пористости  $e_1$  1,351  $I_{от} - 0,05$  4-0,1 | Л\*. = 0.1-г 0.255,55130,0424150,028-

1,2575,5150,0394,5160,0263170,0181  
1,1586160,0365170,0243180,0171  
1,058,5150,0487170,0335180,0233180,0161  
0,9510160,0457,5170,0315,5180,0214,2180,0151  
0,8511200,0378,5200,0246,5210,0194,51  
0,7512210,03310210,0227210,01951  
0,65135210,02911210,0218,5210,0186

Характеристики грунтов

модуль Е, МПа

φ, град

с, МПа Еу МПа

(ρ, град

с, МПа Е, МПа

<ρ, град

с, МПа Е, МПа

<ρ, град

с, МПа Показатель текучести  $0 < I_L < 0,25$   $0,25 < I_L < 0,50$   $0,5 < I_L < 0,75$   $0,75 < I_L < 1$

При реконструкции предприятий металлургической промышленности

очень часто встречаются случаи использования в качестве подушек

под фундаментами или оснований полов доменных и сталеплавильных

шлаков. Такие решения применялись, например, при реконструкции

Магнитогорского металлургического комбината.

Известно, что долго-

вечность шлакового основания определяется стабильностью структуры

шлаков. Доменные шлаки и отвалы считаются структуроустойчивы-

ми, если при испытании потеря в их массе не будет превышать 5%. Для

предварительной оценки пригодности шлака к использованию в качестве

основания производится проверка его химического состава. Шлак можно

отнести к шлаку устойчивой структуры, если содержание окиси кальция

в нем равно или меньше значения, вычисленного (в процентах по массе)

по формуле  $CaO = 0,92SiO_2 + Al_2O_3 + 0,2MgC$  Если в основании промышленных зданий используются стале-

плавильные шлаки, то стабильность их структуры оценивается по ре-

зультатам испытания автоклавированием. То же самое можно сделать

по результатам химических и петрографических анализов. Структура

сталеплавильных шлаков считается стабильной, если потеря их массы

после испытаний составит менее 5%. Таблица 24. Пески. Характеристика и свойства песков. Нормативные значения характеристик песков с

примесью растительных остатков

( $0,03 < l_{от} < 0,1$ ) при коэффициенте пористости  $e_{0,650,750,85}$  Мелкие  $d_{0,10,080,06} < R_{H302826E20015010}$  0. Пылеватые  $s_{0,12}$  од  $0,08242220E1209060$  Оценка стабильности структуры шлаков и методы определения их

свойств изложены в “Рекомендациях по применению металлургических

шлаков в планомерно возведенных насыпях” (Харьковский Промстрой-

НИИпроектг, Харьков, 1976). При реконструкции на территории Москвы

следует учитывать также следующие природные и техногенные факторы, 126

способствующие ухудшению экологической обстановки: изменение

уровня подземных вод; загрязнение почв, грунтов и подземных вод; га-

зовыделение, радиационное излучение; техногенные физические поля;

вибрационные и ударные воздействия. Иногда реконструкция предпри-

ятий химической промышленности сопровождается сменой его профиля

и вида выпускаемой продукции. Так, в частности, при последующей

эксплуатации цехов, где в технологическом процессе будет применяться

серная кислота, деформации их конструкций могут быть вызваны про-

цессом набухания глинистых грунтов от воздействия серной кислоты. В

связи с этим склонность глинистых грунтов к набуханию должна быть

выявлена еще в процессе изысканий для реконструкции. С этой целью

образцы глинистого грунта природного химического состава замачи-

ваются в компрессионном приборе растворами серной кислоты различ-

ной консистенции. Относительное набухание, давление набухания и от-

носительная усадка при высыхании определяются в соответствии с мето-

диками, изложенными в Пособии к СНиП 2.02.01—83.3. Обследование фундаментов До начала работ по



обследованию необходимо изучить имеющуюся техническую документацию по фундаментам и подземным конструкциям с тем, чтобы затем определить соответствие существующих фундаментов ментол проектным решениям. Программа обследования составляется на основании технического задания Заказчика и ознакомления с проектно-технической документацией реконструируемого здания. Техническое задание должно содержать следующие данные: обоснование для выполнения работ, цели и задачи работы, состав работ, краткое содержание отчетных материалов и обязанности Заказчика. Для дальнейшего проектирования реконструкции необходимо провести оценку его технического состояния с учетом повреждений и физического износа строительных конструкций. Оценка степени износа выполняется на основании "Методики определения физического износа гражданских зданий" (М.: Минкомхоз РСФСР, 1970) и классифицирует

ся по табл. 25. Детальное обследование фундаментов проводят в открытых шур-

фах. При этом: определяют материал и тип фундамента, его форму в плане, раз-

меры и глубину заложения, выявляют ранее выполненные реконструк-

ции; 127

определяют толщину защитного слоя бетона, диаметр арматуры и

ее шаг; фиксируют трещины в конструкциях (поперечные, продольные,

наклонные и другие, а также вывалы бетона и каменной кладки, кавер-

ны, раковины, повреждения защитного слоя и выявленные участки бето-

на с изменением его цвета; Таблица 25 Категория соотношения конструкций Повреждение строительных конструкций Процент физического износа несущих стен, стол-

бовограждающих стен перекрытий, лестничных клеток. Трещин нет или

имеются трещины в

межоконных поясах

и перемычках с рас-

крытием до 1 ммТрещин нет или

имеются с рас-

крытием до 1

ммВ несущих

элементах

повреждений

нетДо 20ПНаклонные и верти-

кальные трещины в

межоконных поясах,

перемышках, про-

стенках с раскрыти-

ем до 5 ммТрещины с

раскрытием до

5 ммТрещины в

сопряжениях,

признаки

сдвигов20-40ШСквозные трещины в

межоконных поясах,

перемышках, про-

стенках, панелях,

столбах, разрушение,

вывалы кладки Трещины с

раскрытием

более 5 мм Трещины в

несущих

элементах,

сдвиги в

заделке Более 40 фиксируют повреждения арматуры,  
закладных деталей, сварных

швов (в том числе в результате  
коррозии); устанавливают схемы опирания конструкций,  
несоответствия

площадок опирания сборных конструкций проектным  
требованиям и

отклонения фактических геометрических размеров от  
проектных; выявляют наиболее поврежденные и  
аварийные участки конструк-

ций фундаментов; приводят результаты определения  
влажности материалов фунда-

мента; 128

исследуют кладку механическим и электрофизическим  
методами,

чтобы установить ее дефекты и оценить марку  
материалов; отбирают пробы материалов фундамента

для лабораторных испы-

таний;устанавливают наличие гидроизоляции и химической защиты (для

цехов промышленных предприятий, работающих с агрессивными веще-

ствами);выявляют наличие бетонной подготовки под фундаментами (тол-

щина которой должна быть не менее 10 см).При обследовании фундаментов под стальные колонны каркаса

необходимо проверить состояние подливки под стальную плиту башмака

колонны, замерить диаметр анкерных болтов и расстояние между ними,

Дополнительно измеряют геометрические размеры и сечение фунда-

ментных балок, наличие гидроизоляции, а для сборных ленточных

фундаментов — перевязку блоков.Сечение и размеры фундаментов на естественном основании уста-

навливают измерением по наружному очертанию. Толщину фундамента

определяют пробивкой его тела шлямбуром, перфоратором и т.п. Если

фундамент имеет сложное или несимметричное очертание и все размеры

его из шурфа установить невозможно, то напротив основного шурфа с

другой стороны фундамента разрабатывают дополнительный шурф. Для

измерения ширины фундамента может быть устроен подкоп из шурфа. При свайных фундаментах в каждом шурфе измеряют сечение

свай, их шаг, вычисляют среднее число свай на 1 м фундамента. В про-

цессе осмотра фундаментов определяют характеристику камня и раство-

ра, выявляют наличие пустых швов, облицовки, местных разрушений и

Т.д. Методику отбора материалов фундаментов, их число, а также фи-

зический износ фундаментов определяют согласно "Методическим ука-

заниям по техническому обследованию эксплуатируемых зданий". Пробы материалов фундаментов для лабораторных испытаний

отбирают в тех случаях, когда их прочность является решающей для

выявления возможности дополнительной нагрузки. Пробы допускаются

отбирать только из ленточных фундаментов. Для испытания на сжатие и

изгиб берут 10 кирпичей из разных участков кирпичного фундамента.

Из бытовых фундаментов отбирают пять образцов камня с размером

сторон 5х10х20 см, а также пять образцов раствора для склеивания из

него кубиков размером 4х4х4 или 7х7х7 см. Из бетонных фундаментов

выбуривают не менее пяти кернов диаметром 10 см и длиной 12 см.9 — 3454129

Осмотр материала фундаментов и стен подвала сопровождается

простукиванием молотком или специальными инструментами, чтобы

установить однородность, плотность и массивность кладки, а также

прочность камня, кирпича или бетона. Прочность известкового бутового

каменя и кирпича пониженных марок (соответственно 100 и 50 и ниже)

определяется легкостью его разрушения при ударе ломом или кувалдой.

Так, при ударе молотком массой в 1 кг кирпич разрушается с образова-

нием мелкого щебня. Кроме того, надо знать, что при простукивании

кирпич низких марок издает глухой звук, кирпич  
высоких марок (100 и

выше) издает чистый звук и искрит. Приблизительно марку  
бетона определяют по размеру и характеру

следа, оставленному на поверхности конструкции  
молотком и зубилом,

установленными перпендикулярно поверхности (табл.  
26). Таблица 26 Способ определения марки  
бетона Марка бетона ребром молотка Зубилом,  
установленным перпен-

дикулярно поверхности Ниже 70 Остается неглубокий  
след,

звук глухой, края вмятин

не осыпаются Зубило легко вбивается в бетон 70 -  
100 Остаются вмятины, бетон

крошится и осыпается,

звук глухой Зубило погружается в бетон на

глубину около 5 мм 100-200 Остаются заметный след

на поверхности, вокруг

которого могут откалы-

ваться тонкие пластинки От поверхности бетона  
отделяются

тонкие пластинки Выше 200 Остаются слабо заметный

след на поверхности бето-



на, звук звонкий. Остается неглубокий след, пла-

стинки не отделяются, при царапа-

нии остаются малозаметные штри-

хи. Для определения прочности бетона в фундаментах по механиче-

ским характеристикам его поверхностного слоя имеется большое число

приборов и приспособлений. К ним относят эталонный молоток К.П.

Кашкарова, молоток И. А. Физделя, пистолет ЦНИИСКА, склерометр и

т.д. Принцип действия молотка Кашкарова основан на сопоставлении

диаметров отпечатков, получаемых при ударе на исследуемой бетонной

поверхности и на стальном эталонном стержне. Для этого на очищенной

поверхности фундамента наносят 10 ударов с расстоянием между следами 130

мм. Прочность бетона устанавливают по корреля-

ционной зависимости между отношениями диаметров отпечатков и

пределом прочности бетона на сжатие. Молоток Физделя имеет в ударной части (массой 250 г) вальцо-

ваный шарик из твердой стали, легко вращающийся в гнезде. На осно→

ве среднеарифметического значения 10 отпечатков на поверхности бе→

тона, получаемых локтевым ударом руки, определяют прочность бетона

по эмпирическому графику. Пистолетом ЦНИИСКА прочность бетона определяют по величи→

не отскока стального бойка, который фиксируется указателем на шкале.

Испытание проводят в местах, удаленных от арматуры на 20 мм. Удар

осуществляется спуском пружины, что позволяет испытывать различно

ориентированную поверхность фундамента. При определении прочности бетона необходимо предварительно

удалить поверхностный слой с нарушенной структурой, а затем обрабо→

тать его наждачным камнем. Прочность поверхности фундамента лишь приближенно может

характеризовать прочность его массива. Неразрушающие методы оцен→

ки (акустический, радиометрический, магнитометрический и т.д.) по→

зволяют произвести более точные измерения прочности массива фунда-

ментов, а также обнаружить скрытые в них дефекты без снижения проч-

ности конструкций. Акустические методы основаны на возбуждении упругих механи-

ческих колебаний. По параметрам этих колебаний и условиям их рас-

пространения судят о физико-механических характеристиках и состоя-

нию исследуемого материала фундаментов. Так, в частности, ультразву-

ковой способ контроля применяют при проверке конструкций толщиной

до 1,5 м. При измерении колебаний в теле фундамента излучатель и

приемник импульсов устанавливают соосно с двух его сторон. В практи-

ке исследований хорошо зарекомендовали себя ультразвуковые им-

пульсные приборы типа УКБ-1М, ДУК-20, Бетон-8-УРЦ (М. Д. Бойко,

1975). Радиометрический метод контроля основан на измерении интен-

сивности прохождения гамма-лучей в исследуемом материале и сравне-

нии ее с интенсивностью в эталонных образцах. Метод позволяет оце-

нить плотность материала фундаментов и выявить дефекты в них. Для

этих целей применяют портативный переносной гамма-плотномер СГП,

дающий хорошие результаты. Магнитометрический метод основан на

возникновении магнитной анизотропии под действием приложенных

напряжений. С помощью приборов ИТП-1 и ИПА можно определить

9\* 131

толщину защитного слоя бетона (от 55 мм с точностью до 1мм) в желе-

зобетонных фундаментах, а также расположенные в них арматуры (с

точностью по направлению до +2). Кроме того, при обследовании следует производить измерения

деформаций строительных конструкций: их вертикальных перемещений (осадки, просадки, объемы, пере-

косы); горизонтальные перемещения (сдвиги); крены. Трещины, обнаруженные в стенах, строительных конструкциях и

фундаментах, необходимо нанести на чертежи. По результатам анализа

деформаций строительных конструкций намечают число и места вскры-

тия фундаментов. Геодезическая съемка выполняется в соответствии с рекоменда-

циями, изложенными в "Руководстве по наблюдению за деформациями

оснований и фундаментов зданий и сооружений" (М.: Стройиздат, 1975). Неравномерные осадки здания (разность осадок для каркасных

зданий) или прогиб (перегиб) несущих стен бескаркасных зданий опре-

деляются инженерно-геодезическим нивелированием III класса с учетом

следующих упрощающих измерение особенностей. Нивелирование про-

водят не по маркам, а по горизонтальной линии цоколя, карниза или

оконных переплетов короткими лучами при расстоянии от нивелира до

рейки 4—30 м. Тогда абсолютный прогиб /а (перегиб) ленточных фун-

даментов (рис. 39) можно определить из следующих выражений: для симметричного прогиба  $A = S_0 - (S_1 + S_2) / 2$ , (24) где  $S_0, S_1, S_2$  - отметки точек 0, 1, 2' - относительно

нулевой точки; для несимметричного прогиба  $(s_3 - s_4) / a = T / \gamma h + S_4$ , (25) где  $S_3 = S_0 - S_f$ ,  $S_4 = S_0 - S_2 \cdot l_1$  и  $l_2$  - расстояние от точки максимального прогиба

ба, м. Относительный прогиб (перегиб)  $f_0$  устанавливается по формуле  $f_0 = \pm / a P$ , (26) где  $l$  - длина изогнувшейся части стены. 132

О) б) Рис. 39. Схема определения прогиба фундамента

а - симметричного; б - несимметричного; 1 - 2 - линия нулевой отметки; 1 - 2 -

линия прогиба фундамента Способ установления деформаций длительно эксплуатировавшие

гося здания по выбранной на нем горизонтальной линии был обоснован

за рубежом (Ретхати, Венгрия) и в нашей стране (Л.Г. Ройтман, Н.Г.

Смоленская) и хорошо зарекомендовал себя. Результаты измерения деформаций зданий могут быть сопостав-

лены с предельными значениями деформаций основания по СНиП 2.02.01—83\*. Вопрос о возможности дальнейшей эксплуатации их без

проведения каких-либо конструктивных мероприятий должен решаться

только после этого анализа. 4. Техническое заключение о возможности

реконструкции здания В результате выполнения работ по инженерно-геологическому и

инженерно-конструкторскому обследованию можно оценить состояние

фундаментов и грунтов оснований, определить несущую способность и

возможную дополнительную нагрузку, выявить фактическую активную

зону грунтов основания под подошвой фундамента, прогнозировать до

полнительные осадки, связанные с увеличением нагрузок. По материалам инженерно-геологических изысканий и специаль

ного технического обследования здания, подлежащего реконструкции,

составляют техническое заключение, включающее в себя: исходные данные для работ по обследованию и техническую ха

рактеристику предполагаемой реконструкции; 133

описание общего состояния здания по внешнему осмотру, наличие

трещин; планы несущих конструкций, планы и рабочие чертежи существ

ующих фундаментов с деталями и всеми размерами, в том числе и глу

биной их заложения; данные о нагрузках, действовавших на фундаменты,

сведения о деформациях и осадках фундаментов, результаты ни

велировки цоколя или окон первого этажа; данные о дополнительных нагрузках на здание или сооружение и распределении их по отдельным фундаментам; поверочные расчеты существующих и ожидаемых после реконст

рукции давлений на грунты оснований; прогноз средних осадков и их неравномерности после реконструк

ции; описание состояния гидроизоляции фундаментов и наличия хими

ческой защиты (для предприятий химической промышленности, метал

лургии ит. п.); сведения о материале фундаментов и плотности бетона по водо

проницаемости; обобщение архивных материалов инженерно-геологических изы

сканий, а также имевшихся данных о свойствах грунтов оснований;

описание шурфов и скважин; геологические разрезы по основным линиям расположения несущ

щих конструкций; физико-механические характеристики грунтов оснований, необхо

димые для определения и вычисления осадков согласно СНиП 2.02.01-



83\*; данные об уровнях подземных вод, их колебании в осенне-

весенний период, сведения о характере агрессивности подземных вод;

поверочные расчеты существующих и ожидаемых давлений на

грунты оснований; фотографии фасадов; выводы и рекомендации по реконструкции оснований и фунда-

ментов, включающие в себя тип реконструируемых фундаментов и тех-

нологию их устройства. Рекомендации о состоянии и необходимости усиления основыва-

ются на комплексном анализе всех характеристик, включая схему и со-

стояние надземных конструкций, состояние фундаментов, вид грунтов и

их физико-механические свойства, гидрогеологические условия участка, 134

суммарную площадь фундаментов на площади застройки жилого здания,

заглубление и ширину подошвы фундаментов, существующие и дополни-

тельные средние давления на грунты оснований, расчетные сопротивле-

ния грунтов основания, расчетные деформации основания и т.п. 5. Мониторинг в геотехнике и его

требования в процессе реконструкции зданий и сооружений, в том числе при

углублении их подвалов, а также возведении рядом с ними заглублен-

ных или подземных сооружений, важная роль уделяется геотехническо-

му мониторингу. Реконструкция исторических комплексов, осуществляемая в ус-

ловиях тесной городской застройки, в частности, в Москве и С.-

Петербурге предполагает строительство подземных сооружений или

углубление подвалов существующих зданий. В результате в зоне влия-

ния процессов, которые возникают при реконструкции объекта, зачас-

тую оказываются рядом расположенные здания и сооружения, которые

также имеют культурную или, наконец, хозяйственную ценность. Под влиянием реконструируемого объекта или вновь возводимого

заглубленного (подземного) в условиях тесной городской застройки на

окружающие его здания и сооружения понимается следующее: • Изменение напряженно-деформированного состояния грунтово-

го массива под фундаментами существующей застройки в связи с выем-

кой грунта при устройстве подземного сооружения или дополнительной

нагрузки от примыкающего вновь возводимого здания или от надстраи-

ваемых этажей при реконструкции. Это касается и того здания, под ко-

торым производится углубление подвала, или устраиваются подземные

этажи. Следствием этого являются дополнительные осадки, которые в

случае превышения предельно допустимых их величин могут вызвать

трещинообразование в несущих конструкциях зданий и даже привести

их в состояние, непригодное к эксплуатации. •

Повышение или понижение уровня подземных вод, а иногда и

их состава. Изменение гидрогеологического режима на территории

строительства, проявляющееся в изменении уровня подземных вод

(УПВ), их состава и температурного режима, что также неблагоприятно

сказывается на состоянии фундаментов здания, подлежащего реконст-

рукции, или вблизи строящегося подземного сооружения. Последнее

может вызвать повышение УПВ, изменить направление водного потока

и его интенсивность, перегородив его, создать барражный эффект и т.д.

Это, в свою очередь, может явиться причиной затопления подвалов,<sup>135</sup>

нарушения контакта "фундамент-грунт", если возникнет суффозия и, как

следствие, дополнительных осадок здания. При понижении УПВ также

возникнут дополнительные осадки фундаментов, вследствие уплотнения

грунтов под их подошвой из-за снятия "взвешивающего эффекта". Кро-

ме того, понижение УПВ может вызвать гниение в головах деревянных

свай, на которых построено много исторических зданий, что также при-

ведет к их дополнительным осадкам и переходу в аварийное состояние. В связи с вышеперечисленными факторами необходимо обеспе-

чить сохранность исторической застройки, что достигается, с одной сто-

роны, принятием мер конструктивного характера, таких, как устройст-

во разделительной стены в грунте и других мероприятий, а с другой -

осуществлением геотехнического мониторинга реконструируемого объ-

екта с заглубленной частью (или примыкающего подземного сооруже-

ния), а также окружающих его зданий и сооружений, попадающих в

зону их влияния. Проведение геотехнического мониторинга юридически закрепле-

но Постановлением Правительства Москвы №896 от 16.12.97г. "О ме-

рах по усилению контроля за строительством и реконструкцией при

производстве работ в стесненных условиях", а также рядом норматив-

ных документов, разработанных для Москвы и С.-Петербурга [31-34;

36]. Геотехнический мониторинг является составной частью работ на-

учно-технического сопровождения реконструируемого комплекса с ис-

пользованием подземного пространства в условиях плотной городской

застройки, которое осуществляет имеющая соответствующую лицензию

специализированная научно-исследовательская, конструкторско-

технологическая и проектная организация, занимающаяся вопросами

геотехнических исследований и проектирования “нулевого” цикла, а

также технологии его устройства. Организация, ведущая работы по гео-

техническому мониторингу при реконструкции зданий, сооружений или

транспортных магистралей в условиях плотной застройки, периодически

отчитывается перед координационным советом, создаваемым на особо

ответственных объектах, либо перед Заказчиком и генеральным проек-

тировщиком. Примером московских строек, где впервые было реализовано на

практике осуществление геотехнического мониторинга в целях сохране-

ния исторических памятников при возведении подземного комплекса

“Охотный ряд”, ранее именовавшегося Торгово-рекреационным ком-

плексом (ТРК) “Манежная площадь”, является реконструкция Манеж-

ной площади. Именно на этой стройке были разработаны основные

принципы геотехнического мониторинга, которые затем были включены

в вышеупомянутые нормативные документы, действующие в г. Москве. В соответствии с Рекомендациями [33] геотехнический монито-

ринг для случая плотной городской застройки состоит из нескольких

блоков, отличающихся по функциональному назначению, расчетного,

проектно-конструктивного, визуально-инструментального, контрольно-

го, аналитического. Расчетный блок геомониторинга содержит: • Требования к объему и составу дополнительных инженерно-

геологических изысканий для проведения математического модели-

рования изменения напряженно-деформированного состояния грунто-

вого массива; • Проведение математического моделирования изменения напря-

женно-деформированного состояния грунтового массива в случае возве→

дения подземного сооружения в условиях тесной городской застройки; • Сбор действующих нагрузок и расчет давления по подошве

фундамента; • Определение расчетного сопротивления грунта; • Установление величины предельных дополнительных осадок; • Гидрогеологическое моделирование. Проектно-конструктивный блок геотехнического мониторинга

включает в себя следующие разделы: • План противоаварийных мероприятий - рекомендации по усиле→

нию фундаментов окружающих вновь возводимое сооружение зданий в

случае возникновения их сверхнормативных деформаций, что может

быть установлено либо результатами математического моделирования,

либо наблюдениями за состоянием зданий в процессе строительства

нового сооружения; • План защитных мероприятий в случае ухудшения экологической

обстановки на площадке строительства, например, изменение уровня

подземных вод, поступление загрязненных вод на площадку, их ин→



фильтрация в грунт, эрозия грунта и т.д. Контрольный блок геотехнического мониторинга при реконст-

рукции содержит: • Контроль материалов для фундаментов; • Контроль технологии устройства фундаментов; • Контроль качества тела фундаментов. 137

Визуально-инструментальный блок геотехнического мониторинга

состоит из следующих систем наблюдений: • системы визуальных и инструментальных наблюдений за над-

земными сооружениями вокруг строящегося здания; • системы визуальных и инструментальных наблюдений за де-

формациями конструкций возводимого сооружения; • системы наблюдений за состоянием окружающего массива

грунта за пределами возводимого сооружения (в случае устройства под-

земного сооружения или углубления подвалов в реконструируемом зда-

нии); • системы стационарных режимных наблюдений за гидрогеологи-

ческой средой на территории, прилегающей к возводимому объекту; • система наблюдений за экологической обстановкой на площадке

строительства. Аналитический блок геотехнического мониторинга содержит: • Анализ результатов

математического моделирования (сопостав-

ление величин дополнительных деформаций фундаментов самого ре-

конструируемого объекта и окружающих зданий, а также перемещений

массива грунта с допустимыми величинами, изменения уровня подзем-

ных вод с данными гидрогеологического прогноза); • оценку результатов обследования состояния реконструируемого

объекта, включая заглубленную часть или примыкающего подземного

сооружения, окружающих его строений и измерений их деформаций; • прогноз поведения самого реконструируемого объекта и окру-

жающих его зданий. Работы по геотехническому мониторингу ведутся согласно разра-

ботанному проекту мониторинга, который должен быть реализован на

стадиях проектирования, строительства и в первый год эксплуатации.

Проект геотехнического мониторинга должен содержать следующие

требования к нему: • Комплексность, заключающаяся в том, что все виды наблюде-

ний производятся согласованно между собой в пространстве и времени; • Осуществляется привязка всех точек наблюдений к расчетным

сечениям; 138

- Частота опроса корректируется интенсивностью протекания

процесса в конструкциях сооружения, прилегающего массива грунта и

расположенных вблизи зданий; • Точность измерений должна обеспечивать достоверность полу-

чаемой информации и согласованность ее с точностью расчетных про-

гнозов; • Измеряемые параметры должны определять предельные состоя-

ния реконструируемого объекта, окружающих его зданий и прилегаю-

щего массива грунта; • Унифицированность формы представленных материалов; • Компьютеризированная форма представляемых материалов. Геотехнический мониторинг был реализован при реконструкции

ряда московских (торгово-рекреационный комплекс "Охотный ряд",

"Старый Гостиный Двор", "Романов Двор", "Берлинский дом" и др.) и

санкт-петербургских (транспортно-коммерческий центр на Литовском

проспекте, дом № 23 по Малой Морской ул. и др.) объектов. В настоя-

щее время ведутся работы по геотехническому мониторингу реконст-

рукции третьего транспортного кольца в районе Гагаринской площади и

Лефортова в Москве. Рассмотрим подробнее примеры использования геотехнического

мониторинга на конкретных объектах. ТРК "Охотный ряд" представляет собой подземное сооружение на

Манежной площади глубиной 13 м, и ограниченное по контуру "стеной

в грунте" глубиной 37 м, отделенное от гостиницы "Москва", Государ-

ственного Исторического музея (ГИМа) и бывшего музея В. И. Ленина

подземным переходом, от Кремлевской стены - Александровским са-

дом. от Центрального выставочного зала (ЦВЗ) "Манеж" - пешеходной

зоной, от корпусов МГУ, Геологического музея им. Вернадского, В АО

"Интурист" и гостиницы "Националь" - проезжей частью ул. Моховая,

от здания Государственной Думы - ул. Охотный ряд. Все эти здания от-

носятся к историческим памятникам, причем срок эксплуатации многих

из них исчисляется несколькими столетиями, и все они оказались в зоне

воздействия подземного сооружения. Поэтому при строительстве ТРК

"Охотный ряд" возник вопрос обеспечения их безопасности. "Старый Гостиный Двор" (СГД) в Москве является памятником

архитектуры начала XVIII в., созданный по проекту архитектора Квартенга.

Построенное в сложных инженерно-геологических условиях здание

СГД имеет в плане замкнутую форму вытянутой неправильной трапеции

с внутридворовым пространством, общей длиной стен по внешнему

контуру около 600 м и шириной между уличной и внутридворовой

частью 18 ... 20 м. За два века эксплуатации СГД претерпел значительные

деформации, которые привели к возникновению большого числа

трещин в его стенах. Проект реконструкции предусматривал повышение

нагрузок на фундаменты здания, во-первых, в связи с повышением его

этажности со стороны ул. Варварка, Хрустального и Рыбного переулков, а, во-вторых, вследствие перекрытия внутриворонного пространства

свегопрозрачным покрытием, представляющим собой стеклопакеты,

уложенные по металлическим фермам, опирающимся на пилоны внут-

ренних стен, Кроме того, габариты технологического оборудования, ко-

торое будет установлено в подвале СГД требовали его углубления. По-

этому отметка пола подвала была понижена в среднем на 4 м за счет

взятия старых фундаментов в железобетонные обоймы, а здание

"пересажено" на буринъекционные сваи длиной 11 ... 15 м и диаметром

150 ... 190 мм, выполненные по разрядно-импульсной технологии фир-

мой "Рита" и ОАО "Гидроспецстрой" по его технологии. Велись также

интенсивные земляные работы в его внутриворонном пространстве: от-

капывались котлованы под коллекторы, проводились археологические

раскопы, которые частично предполагается использовать под подземное

пространство для нужд СГД и для создания археологического музея.

После перекрытия внутренней территории светопрозрачным покрытием

и устройством гранитных полов, выполненных по железобетонной плите

те, она превратится в атриум площадью около 1,5 га, где будут прово-

дятся концерты, выставки, собрания и приемы. Существенное изменение функционального назначения здания

СГД потребовало и изменения его конструкций, что могло привести к

сверхнормативным деформациям здания и даже его разрушению. Одна-

ко в ходе реконструкции жесткость здания увеличилась в результате

усиления его фундаментов сваями, углубления подвалов, устройства

жестких монолитных междуэтажных перекрытий, усиления внутриво-

ровых кирпичных пилонов через одну секцию железобетонными сер-

дечниками на всю высоту здания, возведения металлического каркаса

двух-, трехэтажных мансард с кирпичным заполнением. Объект 'Романов двор' также расположен в центре Москвы. Во

внутридворовом пространстве предполагается строительство много-

функционального учебно-делового центра с подземной частью глубиной

13 м. В настоящее время работы по сооружению подземной части ос-

новного корпуса приостановлены, но возведены конструкции подземно-

го гаража, непосредственно примыкающего к обменно-резервному фон-

140

ду библиотеки МГУ, так называемому "дому Якоби" (памятник архи-

тектуры XIII в ). Кроме того, в непосредственной близости от площадки

строительства находится корпус МГУ (ул. Моховая, д. 9), здание Вы-

числительного центра, где ранее располагался музей Тимирязева, а так-



же реконструированное здание по Романову пер., 4.  
Особенность строи-

тельства подземного гаража заключалась в том, что  
глубина котлована

приблизительно на 2,5 м превышала глубину заложения  
фундаментов,

котлован не имел креплений, и подведение монолитных  
железобетон-

ных фундаментов велось захватками с отставанием от  
темпа ведения

земляных работ. Учитывая ветхость кладки  
двухэтажного "дома Якоби"

и имеющиеся в его стенах трещины, существовала  
реальная опасность

его разрушения. Другим примером устройства  
подземного сооружения, непо-

средственно примыкающего к существующему,  
является торговый центр

"Берлинский дом". По проекту он будет иметь четыре  
надземных и три

подземных этажа, при этом глубина подземной части  
составит 12 м. В

настоящее время возведен один подземный этаж и  
установлены колонны

каркаса подземной части на всю проектную глубину.  
"Берлинский дом"

непосредственно примыкает к зданию института  
“Моспроект - 3”, в зону

его влияния попадают здания департамента речного  
флота России, об-

щегития музучилища при Московской консерватории и  
Госгоринспек-

ции по использованию нежилого фонда в Москве, а  
также дом № 6 по

Кузнецкому мосту и Петровский Пассаж. Для ТРК  
“Охотный ряд”, “Романова двора” и “Берлинского дома”

НИИОСПом совместно с МГСУ и МИИГГ геотехнический  
мониторинг

был проведен по разработанной и утвержденной схеме.  
Так, в составе

расчетного блока геотехнического мониторинга были  
разработаны про-

граммы дополнительных инженерно-геологических  
испытаний грунтов;

было проведено математическое моделирование  
изменения напряженно-

деформированного состояния грунтового массива,  
прилегающего к под-

земному сооружению, а также залегающего в  
основании фундаментов

окружающей застройки. При этом был дан прогноз  
осадок фундаментов

окружающих зданий для различных стадий строительства подземных

сооружений. Для каждого существующего здания на всех вышеупомяну-

тых объектах были просчитаны давления под подошвой фундаментов,

расчетные сопротивления грунтов и возможные дополнительные осадки. Однако гидрогеологический прогноз был сделан только для ТРК

"Охотный ряд", что постоянно приводит к возникновению спорных си-

туаций при проектировании и реконструкции "Романова Двора" и СГД.141

На СГД расчетный блок геотехнического мониторинга включает

в себя расчет совместной работы буроинъекционных свай и надземного

строения, выполненный с использованием конечно-элементной про-

граммы PLAXIS 6.31 с учетом очередей устройства свайных фундамен-

тов. Проектно-конструктивный блок геотехнического мониторинга

при реконструкции Манежной площади для каждого из исторических

зданий содержал конкретные рекомендации по усилению их фунда-

ментов в случае возникновения сверхнормативных осадок. Но, как

показали наблюдения за осадками зданий и их состоянием, необходи-

мость в реализации противоаварийных мероприятий в части оснований

и фундаментов не возникла ни для одного из зданий окружающей за-

стройки. На объекте "Романов Двор" в качестве противоаварийных меро-

приятий НИИОСПом был согласован Гидроспецпроекту проект химиче-

ского закрепления песков в торце дома № 4 по Романову пер., примы-

кающего к подземному гаражу у "дома Якоби", в целях предотвращения

его деформаций. Кроме того, НИИОСПом даны рекомендации по уси-

лению фундаментов "дома Якоби" и совместно с МГСУ - по сохране-

нию кирпичной кладки со стороны дворового фасада. На СГД проектно-конструктивный блок состоит из технических

решений: по устройству железобетонных обойм, в которые были взяты

старые фундаменты при углублении подвалов; по включению свай в

совместную работу с ростверком; по узлам опирания железобетонных

сердечников кирпичных пилонов на поперечную балку, передающую

нагрузку от пилон на ростверк; по технологии безопасного проведения

археологических раскопок; по устройству стены из буросекущихся свай

диаметром 700 мм, ограждающей охранную зону и т.п. На "Берлинском доме" математическое моделирование не выяви-

ло необходимости в разработке противоаварийных мероприятий, поэто-

му пока этот блок не разрабатывался. Однако, если наблюдения за ок-

ружающей застройкой зафиксируют появление по каким-либо причинам

деформаций, близких к предельным, защитные мероприятия будут раз-

работаны и реализованы. Что касается экологической защиты, то на ТРК "Манежная пло-

щадь” МНПЦ “Геоцентр - Москва” было установлено нарушение гидро-

геологического режима территории и, соответственно, были приняты

меры по его устранению. На СГД, в свою очередь, осуществлялась це-

ментация на контакте подошвы ростверка с песчаным грунтом, что пре-

дотвратило суффозию песчаных частиц.142

Визуально-инструментальный блок геотехнического мониторинга

в полном объеме был реализован при строительстве ТРК “Охотный

ряд”. На “Романовом дворе” для подземного гаража у “дома Якоби”

была выполнена система визуальных и инструментальных наблюдений

за надземными сооружениями вокруг строящегося здания. На

“Берлинском доме” визуально-инструментальный блок геотехнического

мониторинга включал в себя систему наблюдений за окружающей за-

стройкой и за деформациями конструкций самого подземного сооруже-

ния, а на СГД - за состоянием конструкций здания. Контрольный блок геотехнического мониторинга при устройстве

подземного сооружения на Манежной площади включал в себя кон-

троль: материалов, из которых изготавливались его несущие конструк-

ции (например, качество бетона и т.д.); технологии их возведения (на-

пример, тщательно проверялся регламент устройства буронабивных

свай в основании фундаментной плиты); качества изготовленных фун-

даментов или "стен в грунте". Контрольный блок геотехнического мони-

торинга СГД состоял из контроля: материалов, из которых изготавлива-

лись его фундаменты - сваи и ростверк, технологии их устройства, каче-

ства изготовленных фундаментов или стен подвалов при реконструкции

здания. Аналитический блок геотехнического мониторинга позволяет со-

поставлять прогнозируемые параметры с замеренными и на этой основе

разрабатывать мероприятия, направленные на обеспечение сохранности

окружающей застройки, а также на то, чтобы строящийся или реконст-

руируемый объект находился в проектном режиме. Сопоставление прогнозируемых и дополнительных допустимых

осадок для данного типа здания с учетом степени поврежденности его

конструкций позволяет сделать заключение о необходимости усиления

его фундаментов и надземных конструкций. Назначение аналитического блока геотехнического мониторинга

заключается также и в том, чтобы вносить коррективы в расчетную схе-

му на основе инструментальных наблюдений и слежением за отклоне-

ниями от первоначального проекта в ходе реконструкции. Это даст воз-

можность более достоверно прогнозировать величины деформаций ре-

конструируемого объекта, а также окружающей застройки. В заключение отметим, что значение геотехнического монито-

ринга при реконструкции зданий с использованием подземного про-



странства состоит в следующем: • Обеспечивается сохранность как самих реконструируемых зда-

ний, так и окружающей их застройки; 143

• Появляется возможность оценить зону влияния реконструируе-

мого объекта с заглубленной частью или примыкающим подземным

объектом на окружающую застройку; • Корректируется расчетная схема на основе данных геотехниче-

ского мониторинга, что приводит к уточнению прогнозируемых дефор-

маций реконструируемого объекта и окружающей застройки; • Принимается своевременное и обоснованное решение о необхо-

димости усиления фундаментов реконструируемого объекта с заглуб-

ленной частью и окружающей застройки. Глава 5.  
ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ

И ФУНДАМЕНТОВ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ 1.  
Последовательность работ по проектированию

оснований и фундаментов Работы по проектированию оснований и фундаментов реконструи-

руемых зданий ведут в следующем порядке. На первом этапе анализи-

руют материалы технического заключения по инженерно-геологическому

обследованию здания, включающие в себя геологические и гидрогеоло-

гические условия площадки, данные о типе, материале и прочностных

характеристиках фундаментов. При наличии в конструкциях здания раз-

рушений, трещин или усилений в заключении указывают причины де-

формаций и способы их стабилизации. На втором этапе осуществляют

общее освидетельствование конструкций здания и устанавливают его

конструктивную схему (жесткая или упругая). Далее определяют дей-

ствующие и проектируемые нагрузки в соответствии с требованиями

СНиП 2.01.07—85 “Нагрузки и воздействия” и выполняют расчет и кон-

струирование усиления фундаментов, если в этом возникает необходи-

мость. Принципы расчета существующих и дополнительно возводимых

фундаментов различны. Для существующих фундаментов после сбора

нагрузок вычисляют напряжения в месте контакта стены (колонны) с

верхним обрезом фундамента, а также непосредственно под подошвой

фундамента и проверяют прочность материала фундамента и стен (ко-

лонн) на местное смятие; определяют прочность грунтов основания и не

допускают превышения фактических давлений на грунты оснований над

расчетными, вычисленными в соответствии со СНиП 2.02.01—83\*. В

зависимости от результатов проверки принимают решение о необходи-

мости усиления материала фундаментов, изменения их вида и размеров,

увеличения числа, укрепления грунтов основания. После принятия новых

параметров фундаментов или выбора способа укрепления грунтов осно-

ваний проверяют расчет давлений, сравнивают ожидаемые и допустимые

дополнительные осадки при увеличении нагрузок на фундаменты. Технологию работ по усилению фундаментов или укреплению

грунтов оснований разрабатывают с учетом особенностей конструктив-

ной схемы здания и сооружения. Не допускаются значительные времен-

ные снижения прочности основания или уменьшения площади опирания

фундаментов. Расчет дополнительных фундаментов выполняют следующим об-

разом. Глубину их заложения выбирают с учетом заложения уже существ-

ующих. Это требование не распространяется на свайные и ленточные

(одиночные и плитные) фундаменты, если они работают совместно. За-

тем в зависимости от условий работы принимают тип фундамента (жест-

кий или гибкий) и материал, из которого он должен быть изготовлен.

Размеры фундаментов определяют в соответствии с действующими на-

грузками и свойствами грунтов оснований. Одновременно проводят про-

верку на прочность материала фундамента и вычисляют ожидаемые

осадки фундамента на неуплотненном основании. Неравномерность осадок новых и существующих фундаментов на

воздействие дополнительных нагрузок не должна превышать допустимую

по СНиП 2.02.01—83\*. Технология работ по устройству новых фундаментов должна предусматривать

максимальное использование индустриальных элементов,

а также надежное включение их в совместную работу с основанием сразу же после монтажа.

Предлагаемая методика проектирования оснований фундаментов

эксплуатируемых зданий при реконструкциях с увеличением нагрузок

разработана применительно к требованиям СНиП 2.02.01—83 и номенклатуре грунтов по ГОСТ 25 100—95. Эта методика

распространяется на проектирование естественных оснований жилых, общественных

и производственных зданий и не распространяется на проектирование зданий, возведенных на площадках, подверженных оползням и карстам.

Выбор наиболее рационального способа усиления оснований и фундаментов может производиться с использованием работы А.И. Попова

лищука [37], в которой с большой тщательностью подобраны и система

тизированы практически все известные на сегодня методы и приемы.10 —3454145

Для пылевато-глинистых грунтов с консистенцией от мягкопла

стичной до текучепластичной, ленточных суглинков и глин, пылевато

глинистых грунтов, содержащих растительные остатки до 10% общей

массы грунта, а также для зданий на пылевато-глинистых грунтах с  $IL > 0,5$  и сроком эксплуатации менее 15 лет и для зданий на грунтах раз

личных видов в случае, если расчетная осадка при  $p = R$  превышает

70% предельной осадки, нагрузки допускается увеличивать только в

пределах значений величины  $R$ . При этом осадка, разность осадок со

седних опор и относительный прогиб после надстройки или реконструк

ции не должны превышать предельно допустимые. Для всех этих случа

ев следует дополнительно проверять основания по несущей способности. Возможность повышения давлений на скальные, сильно вывет

рившиеся (рухляк) и водорастворимые (неводостойкие) грунты; рыхлые

пески, пылевато-глинистые грунты текучей консистенции или с коэффи-

циентом пористости, превышающим для супесей 0,7, суглинков 1 и глин

1.1: песчаные и пылевато-глинистые, заторфованные грунты; насыпные,

искусственные и искусственно намытые грунты, являющиеся естествен-

ными основаниями предполагаемых к реконструкции сооружений,

должна решаться для каждого отдельного случая в соответствии с ре-

зультатами исследования грунтов. При проектировании увеличения нагрузок на основания зданий,

возводимых на вечномерзлых и просадочных грунтах, в районах горных

выработок и т.п., должны учитываться дополнительные требования нор-

мативных документов, действующих для этих условий. 2. Сбор нагрузок для расчета фундаментов Сбор существующих и проектируемых нагрузок выполняют по

всем расчетным сечениям. Условия расчета нагрузок определяются кон-

структивной схемой здания. Характер конструктивной схемы жилого

здания зависит от расстояния между поперечными стенами  $L_{ce}$  (табл.

27). В жилых зданиях с жесткой конструктивной схемой стены перво-

го этажа (для зданий без подвала) или стены подвала принимают за од-

нострусовые стойки с неподвижными шарнирными опорами (рис. 40). При

этом считается, что равнодействующая всех лежащих выше сил прохо-

дит по оси стены второго этажа (для зданий без подвалов) или оси сте-

ны первого этажа (для зданий с подвалом). Сила  $P$  принимается при-

ложенной от внутренней грани стены на расстоянии, равном  $1/3$  величи-

ны заделки плиты перекрытия. Колонны в зданиях с жесткой конструк-

тивной схемой рассчитывают на центральное сжатие.

Таблица 27 Тип перекрытия и покрытия Расстояние между поперечны-

ми стенами  $L_{ce}$ , м, для группы



кладки ПЖелезобетонные сборные  
замоноличены 5442ные и монолитные покрытия и  
перекрытия Сборные железобетонные  
настилы 4236 Деревянные перекрытия 3024 Примечания:  
1. При высоте здания 21-32 м к данным, приведенным в  
таблице —

це, применяют понижающий коэффициент 0,9, при  
высоте 33-48 м - 0,8.2. В перекрытиях типа А, а также  
сводчатых перекрытиях из кирпича стыки

тит усиливают сваркой выпусков арматуры и заделкой  
швов раствором М-

100.3. В перекрытиях типа Б швы между плитами  
заделывают раствором М-50.4. К группе I относится  
сплошная кладка из кирпича М-50 и выше на растворе

М-10 и облегченная кладка на растворе М-25 и выше; к  
группе II - сплошная

кладка из кирпича М-50 на растворе М-4 и кирпича М-25  
—35 на растворе М-10. Расчеты оснований и  
фундаментов для зданий, расстояние между

поперечными стенами в которых больше, чем указанное  
в табл. 27, ве —

дуют так же, как для зданий с упругой конструктивной  
схемой. В зданиях с упругой конструктивной схемой  
стены и колонны

рассчитывают на внецентренное сжатие. В этом случае  
равнодействую —

щая всех лежащих выше сил приложена с фактическим  
эксцентрисите —

том относительно центра тяжести фундамента. При упругой конструк-

тивной схеме изгибающие моменты  $M$  определяют как алгебраическую

сумму моментов от сил  $N$  и  $P_2$  и  $P_3$ , умноженных на фактический

эксцентриситет относительно вертикальной оси, проходящей через

центр тяжести подошвы фундамента. Данные о нагрузках и данные о фундаментах и простенках удобно

сводить в одну таблицу. Сбор нагрузок начинают с верхнего этажа зда-

ния. Усилие  $N$  в сечении этого этажа включает усилие от стены выше

го этажа, карниза, стены выше чердачного перекрытия с полезной на-

грузкой. В каждом сечении полную нагрузку от лежащих выше этажей

$V$ ; находят суммированием полной нагрузки в лежащем выше сечении и

нагрузки от усилий данного этажа. ю\*147

щ1Рис. 40. Сбор нагрузок для расчетов оснований и фундаментов

а - ленточный фундамент в здании с подвалом при жесткой конструктивной

схеме; б - ленточный фундамент в здании без подвала при жесткой конструк-

тивной схеме; в - ленточный фундамент в здании с упругой конструктивной

схемой; г - фундамент под отдельно стоящие опоры при любой схеме зда-

ния; 1 - ось, проходящая через центр тяжести сечения)б)г)б)

149 При расчетах оснований эксплуатируемых зданий собирают все

нагрузки (существующие и новые), при этом следует обратить внимание

на то, что в некоторых зданиях (особенно, где ранее выполнена над-

стройка) грузовая площадь перекрытий так же, как и сама схема по эта-

жам, может быть различной, часто имеются стены и колонны, проходя-

щие не по всей высоте здания, и т.п. Для расчета фундамента при сборе нагрузок выбирают перегру-

женные и незагруженные участки. При больших новых нагрузках до-

полнительные нагрузки рассчитывают так, чтобы они передавались на

менее загруженные участки стен или на введенные дополнительные

промежуточные опоры. Вес перегородок учитывают по фактическим данным в зависимости от

конструкции и схемы опирания их на перекрытия. Полезная нагрузка на

перекрытия принимается для этажей, считая от верха. 100% -

для первого и второго; 85% - для третьего и четвертого; 70% - для пятого

и шестого. При расчете фундаментов принимают расчетные нагрузки для

определения рабочей высоты консоли  $h_0$ , площади поперечного сечения

арматуры  $F_a$ , высоты прикладываемых банкетов. При расчете осадок

оснований, ширины подошвы и напряжений принимают нормативные

нагрузки. Суммарную нормативную нагрузку разрешается определять

делением суммарной расчетной нагрузки на коэффициент 1,2. Для всех

расчетных сечений вычисляют существующие и ожидаемые после реконструкции

нагрузки. 3. Определение допустимого давления на грунты оснований, обжатых

длительно действовавшей нагрузкой. Давления на грунты оснований для каждого участка рассчитывают

ют по следующим формулам: для зданий с жесткой конструктивной схемой  $N_{л} + P_{л} + P'_{л} + P'_{у}$

$p = \frac{O_{д} - \dots}{L_{л} + P_{л} + P_{j} + P_{\text{ъ}} \text{ Ш}}$ ; (27) для зданий с упругой конструктивной схемой

$p = \frac{O_{д} - \dots}{L_{л} + P_{л} + P_{j} + P_{\text{ъ}} \text{ Ш}}$ , (28) для

где  $N_j$  - нормативная нагрузка от всех лежащих выше этажей;  $P_i$  - вес первого

снизу перекрытия,  $H$ ;  $P_1$  - вес стены подвала или первого этажа,  $H$ ;  $P_3$  - вес

фундамента,  $H$ ;  $\text{Ъ}$  - ширина подошвы фундамента,  $m$ ;  $l_{пр}$  - расстояние между

осями соседних окон (расчетная дойна стены),  $m$ ;  $M$  - момент сил  $N_1$ ,  $P_1$ ,  $P_2$  и  $P_3$

с фактическим эксцентриситетом относительно вертикальной оси, проходящей

через центр тяжести сечения подошвы стены,  $H$  м. При расчете анализируют неравномерность существующих и бу-

дущих давлений на различных участках фундаментов и определяют

среднее давление по формуле (29). Если наибольшее давление на каком-

либо участке фундаментов ртах на 40% превосходит среднее давление

$p_{ср}$ , то нагрузки перераспределяют на менее загруженные участки фун-

даментов, изменяя конструкцию надстроек (замена стен колоннами т.

д.), вводя новые опоры и пр. Расчетное сопротивление па грунты основания для различных

расчетных участков фундаментов вычисляют по СНиП 2.02.01—83\*,

среднее давление - из выражения  $R_{ср} = IR_1F_1/(IF)$  (29) где  $R$ ; - расчетное сопротивление на грунты оснований на различных участках

фундаментов;  $F_j$  - площадь фундаментов с сопротивлением  $R_i$  ,  $IF$  - суммарная

площадь фундаментов. Степень использования расчетного сопротивления на грунты ос

нований здания анализируется как по среднему значению  $\rho^{\circ}ср / R_{ср}$ , так и

на отдельных участках  $\rho_i / R_j$ . Расчетные осадки здания вычисляют до

реконструкции и после нее. Расчетную осадку фундаментов от действо

вавших до реконструкции нагрузок определяют с учетом деформатив-где  $R_j$  - расчетное сопротивление на грунты оснований на различных участках

фундаментов;  $F_j$  - площадь фундаментов с сопротивлением  $R_y$   $IF$  - суммарная

площадь фундаментов. Степень использования расчетного сопротивления на грунты ос

нований здания анализируется как по среднему значению  $p^{\circ}_{cp} / R_{cp}$ , так и

на отдельных участках  $p_i / R_j$ . Расчетные осадки здания вычисляют до

реконструкции и после нее. Расчетную осадку фундаментов от действо-

вавших до реконструкции нагрузок определяют с учетом деформатив-

ных свойств грунтов оснований в естественном состоянии, не принимая

во внимание последующее их уплотнение. Допустимое новое давление

на грунты оснований существующих фундаментов вычисляют по фор-

муле  $R = R_{mk} (30)$  где  $R$  - расчетное сопротивление, найденное по СНиП 2.02.01—83\*; $\tau$  - коэф-

фициент, учитывающий изменение физико-механических свойств грунтов ос-

нований под подошвой фундаментов за период эксплуатации здания; $k$  - коэф-

фициент, определяемый отношением расчетной осадки при давлении, равном

расчетному  $S_k$  к предельно допустимой осадке  $S_{p < p.150}$

Коэффициент  $\tau$  зависит от отношения давления на основание до

надстройки  $p_0$  к расчетному сопротивлению  $R$ . При  $p_0/R$  более 80%  $\tau =$

1,3, при 70-80% - 1,15, менее 70% - 1. Коэффициент  $k$  для различных

грунтов определяют по табл. 28. Таблица 28 Грунты (пески)

(плотные и средней плотности) Значения коэффициента Пески: крупные и средней крупности 1,4, мелкие 1,2, пылеватые 1,1, пылевато-глинистые:  $II < 0,20,5$  (при сроке эксплуатации более 15 лет) 1,1. Примечания: 1. Указанные значения действительны при

$(S_r/S_{r\text{ср}})100\% = 20\%$ . 2. При  $(S_r/S_{r\text{ср}})100\% = 70\%$  коэффициент  $k = 1$ . 3. Для промежуточных значений коэффициент  $k$  принимают по интерполя-

ции. Для лессовых просадочных грунтов, находящихся под действием

долговременной нагрузки от сооружения, коэффициент  $k$  принимают

по табл. 29. Новое давление  $R'$  на такие грунты рассчитывают по фор-

муле  $R_1 = R_0 \cdot \tau^m$  (31) Таблица 29 Влажность,  $W, \%$   
Коэффициент  $m$  при сроке службы, годы  

до 5	5-15
25-10	0,3-0,25
1	1
110-15	0,25-0,2
1	1
1,1-1,2	15-20
0,15-	0,1
1	1,2-1,25
1,3-1,4	

 Примечания: 1. Большие значения  $m$  относятся к меньшим значениям  $R$ . 2. По времени и расчетному давлению значения  $m$  не интерполируются ( $M/7$ ).



Филатов, 1970). При проектировании гражданских зданий учитывают плотность

размещения фундаментов и условия их взаимовлияния. Осадки в жилых

зданиях с плотностью размещения фундаментов более 60% допускается 151

Конструктивная

схема здания  
Формула для вычисления расчетного давления, МПа на участок стены длиной 1 м на колонну  
Упругая Жесткая  $R \leq R_1 + R_2$

$R_{\text{шах/мин}} = \frac{R_{\text{ШЦпр}} \cdot e_m + 100 \cdot \gamma \cdot 1 \cdot R_{\text{ф}}}{N_i + m \cdot \frac{R_{\text{шах/мин}}}{w}}$

ф ф

$R_{\text{мин}} \leq 17 \text{ шах} \cdot R_{\text{FK}}$

Примечания: 1. Для кладки из постелистого бурового камня расчетные сопротивления, приведенные в таблице, следует

умножить на коэффициент 1,5. 2. Расчетное сопротивление бутовой кладки фундаментов, засыпанных со всех сторон грунтом, допускается повышать: при

кладке с последующей засыпкой пазух котлована грунтом - на 0,1 МПа; при кладке в траншеях в распор с нетронутым

грунтом, а также при надстройках - на 0,2 МПа. Расчетные сопротивления сжатию,

МПа, для бутобетона при марке

бетона 15021,81,71 752,52,22,01 1003-I 1503,5-2004-  
Бутобетон не вибрированный с равным

бутовым

камнем

М-200 и

более с равным

бутовым

камнем

М-100

с равным

бутовым

камнем М-50

и на кирпич

ном щебне Расчетные сопротивления сжатию, МПа, для  
бутовой клад

ки при марке раствора 20,330,270,230,20,180,150,130,11  
40,450,380,330,30,280,230,20,151  
ю 0,70,650,60,550,50,450,40,350,250,21 50 | 251,6 1

1,4 0,9

1,3 0,85

1,1 0,80,95 0,7

0,8 0,6

0,7 0,550,6 0,5

0,45 0,35

0,3

0,25752,01,71,51,31,1510,80,71002,22,01,81,51,31,10,90,7  
5Марка-

каш ш8006005004003002001501005025Таблица 31

Таблица 32Марка кир-

пичаРасчетные сопротивления ки

при марпичной кладки сжатию Яф, МПа,

рке

раствора150100755025104203003,63,332,82,52,21,81,71,  
52003,02,72,52,21,81,621,41,311502,42,221,81,51,31,210,  
81252,22,01,91,71,41,21,10,90,71002,01,81,71,51,310,90,8  
0,675-1,51,41,31,10,90,70,60,550-

1,51,110,90,70,60,50,3535-

1,50,90,80,70,60,50,40,25Примечание. К данным

таблицы вводятся коэффициенты 0,85- для жестких  
растворов и 0,9 - для цементных растворов без

известиТаблица 33МатериалРасчетные сопротивления

фундамента сжатию, МПа, приконст-Маіэке

бетонарукций5075100150200300Железобетон234,46,58

13Бетон1,82,746711,5Предельное отношения высоты

фундамента к ширине его разви-

тия должно соответствовать минимальному отношению  
 $crf_{max} <$

высоты уступов к их длине (табл. 34). Таблица 34 Марка раствора

и бетона Минимальное отношение высоты уступов к их длине

при давлении на грунт, МПа  $R < 0,2R > 1,2$  Бутовые и бутобетонные фундаменты 50-100 1,25 1,5 1,0-35 1,5 1,75 4 1,75 2 Фундаменты из бетонных блоков 150 11,1 100 1,11,27 5 1,21,3 Примечание: промежуточные значения определяются по интерполяции 154

Достаточность площади сечений рабочей арматуры  $A_s$  подошвы

фундамента определяется из расчета на изгиб консольного выступа  $f_{un}$

дамента по формуле  $A_s = M_k / 0,9 h_0 R_s$  (34) где  $M_k$  — изгибающий момент в сечении консольного выступа (на грани стены,

колонны или по граням ступеней);  $h_0$  - рабочая высота рассматриваемого сече

ния от верха ступени до центра арматуры;  $R_s$  — расчетное сопротивление арма

туры. Проверку бетона на местное сжатие (смятие) элементов под ран-

дбалкой (рис. 41), согласно СНиП 2.03.01—84 "Бетонные и железобе

тонные конструкции", производят из условия  $N < V / R_b, i_{00} - A l_0 C i l$  (35) где  $N$  — предельная

сжимающая сила от местной нагрузки;  $1/\alpha$  — коэффициент,

зависящий от характера распределения местной нагрузки по площади смятия и

равный: 0,5—для блоков из ячеистых бетонов; 0,75—для тяжелого, мелкозер-

нистого и легкого бетонов; 0,25—для всех остальных случаев;  $R^*$  /  $\sigma_c$ —расчетное

сопротивление бетона смятию, которое может быть принято равным:  $R^*$  /  $\sigma_c =$

$2R_a$ ;  $A_{be, i}$  —площадь смятия; для столбов  $A_{be, i} = b^2 < i$ , для стен  $A_{be, i} = b^2(3 + b^2)$ . При невозможности соблюдения этих условий следует преду-

смаивать укладку разгрузочных подушек. При расчете на продавливание под колонной от верха плитной

части в соответствии со СНиП 2.03.01—84 принимается, что при цен-

тральном нагружении продавливание фундамента происходит по боко-

вым поверхностям пирамиды, боковые грани которой наклонены под

углом  $45^\circ$  к горизонту (рис.42), а меньшим основанием служит площадь

действия продавливающей силы. Расчет на продавливание фундаментов должен производиться из

условия  $F < \alpha R_b$ , но  $U_n$ , (36) где  $F$  - продавливающая сила;  
 $\alpha$  - коэффициент, принимаемый равным для

бетона: тяжелого - 1,0; мелкозернистого - 0,85; легкого  
- 0,8;  $U_n$  среднеарифметическое значение периметров верхнего и нижнего оснований пирамиды, образующейся при продавливании в пределах рабочей высоты сечения. 155

Рис.41. Расчетная схема при продавливании. а - для квадратного; б - для прямоугольного

Рис.41. Расчетная схема при продавливании. а - для квадратного; б - для прямоугольного

Рис.41. Расчетная схема при продавливании. а - для квадратного; б - для прямоугольного

Рис.41. Расчетная схема при продавливании. а - для квадратного; б - для прямоугольного

Рис.41. Расчетная схема при продавливании. а - для квадратного; б - для прямоугольного

Рис.41. Расчетная схема при продавливании. а - для квадратного; б - для прямоугольного

Рис.41. Расчетная схема при продавливании. а - для квадратного; б - для прямоугольного

Рис.41. Расчетная схема при продавливании. а - для квадратного; б - для прямоугольного

Рис.41. Расчетная схема при продавливании. а - для квадратного; б - для прямоугольного

Рис.41. Расчетная схема при продавливании. а - для квадратного; б - для прямоугольного

приведенные выше расчеты могут быть использованы для проверки

фундаментов эксплуатируемых зданий с учетом степени их износа, вы-

являемого непосредственными испытаниями. 5. Расчет оснований по предельным состояниям Основания реконструируемых зданий так же, как и новых, рас-

считывают по двум группам предельных состояний: несущей способно-

сти и деформациям, создающим препятствия для нормальной эксплуа-

тации зданий и сооружений. Однако в расчетах оснований реконструи-

руемых зданий имеются некоторые особенности. В соответствии со СНиП 2.02.01—83\*, расчет по несущей спо-

собности производят в следующих случаях: на основании передаются значительные горизонтальные нагрузки,

в том числе сейсмические, фундамент или сооружение в целом расположено на бровке отко-

са или вблизи крутопадающего слоя грунта; 156а.) б)

основание сложено водонасыщенными глинистыми или заторфо-ванными грунтами при степени влажности  $S_r > 0,85$  и  $s_u < L^* 107 \text{ см}^2/\text{год}$ ;

основание сложено скальными грунтами. Наибольший практический интерес для расчета оснований ре-

конструируемых зданий по несущей способности представляет собой

третий случай. Расчет оснований по несущей способности в общем случае произ-

водят исходя из условия  $F < u_s F_u / u_n$  (37) где  $R$ — расчетная нагрузка на основание;  $F_u$ — сила предельного сопротивления;  $u_s$  — коэффициент условий работы, принимаемый в зависимости от вида и состояния грунта равным 0,8—1,0;  $u_n$  - коэффициент надежности, принимае-

мый равным 1,2; 1,15 и 1,1 соответственно для зданий и сооружений I, II и III

классов. Для медленно уплотняющихся оснований предельное сопротив-

ление определяют с учетом возникновения нестабилизированного со-

стояния в грунте, когда в результате образования избыточного давления

в поровой воде в уравнении  $T = (C - u) \operatorname{tg}(\varphi + C \gamma / \sigma_v)$  при  $C = u$ ;  $T = C \gamma$  где  $\varphi$  и  $C$  - прочностные характеристики грунта основания, соот-

ветствующие его стабилизированному состоянию. Предельное сопротивление оснований при вертикальном дейст-

вии нагрузки рассчитывают по формулам:



для ленточных фундаментов  $N_u = b l (\rho_0 h + 5,14 c_s)$ ; (38) для круглых и квадратных фундаментов  $N_u = b l (q_l h + 5,1 c_x)$ , (39) где  $b$  и  $l$  - приведенные ширина и длина фундамента,  $\rho_0$  - плотность грунта,

$\gamma$  - т/м<sup>3</sup>;  $h$  - глубина заложения фундаментов,  $c_s$  - удельное сцепление грунта. Приведенные ширину и длину фундамента определяют по форму-

лам:  $b = b_0 - 2e_y$ ; (40) 157

$l = l_0 - 2e_x$ , (41) где  $e_y$  и  $e_x$  - соответственно эксцентриситеты приложения равно действующей

всех нагрузок в направлении продольной и поперечной осей фундамента. В сжимаемой толще оснований длительно эксплуатирующихся

(10 лет и более) зданий процесс стабилизации водонасыщенных слабых

грунтов практически завершается. Однако при загрузении основания

дополнительной нагрузкой нестабилизированное состояние в грунте мо-

жет возникнуть снова, но уже за пределами сжимаемой толщи, где на

свойствах грунтов не сказалось опрессовывающее действие длительной

нагрузки. Эта сжимаемая толща по глубине может быть принята равной

ширине фундамента. С достаточной для практики точностью предельное

равновесие дополнительно загруженного основания рекомендуется вы-

числять по формулам (38) и (39) с учетом следующих факторов: глубина заложения фундамента в расчете условно принимается

равной  $h+b$ , где  $b$  - приведенная ширина ленточного или наименьшая

сторона прямоугольного фундаментов; удельное сопротивление грунта  $C_i$  устанавливается по данным

испытаний грунта, залегающего ниже опрессованной зоны, равной  $B$ , расчетная нагрузка на основание  $N$  принимается с учетом допол-

нительной нагрузки, возникшей в результате реконструкции. Расчет оснований по деформациям в общем виде выполняют, ис-

ходя из условия  $s < s_u$ , где  $S$  - совместная деформация основания здания или сооружения, найденная

расчетом:  $S_u$  - предельная совместная деформация основания и сооружения,

определяемая по СНиП 2.02.01—83\*. Для реконструируемых с повышением нагрузок зданий, осадки

которых от ранее существовавших нагрузок полностью стабилизирова-

лись, расчетную осадку  $S$  вычисляют только от действия дополнитель-

ных нагрузок. Наличие уплотненной зоны грунта в основании фунда-

ментов учитывают, вводя в расчет осадки фактическое значение модуля

деформации, выявленное при обследовании оснований эксплуатируемо-

го сооружения по глубине сжимаемой толщи. Предельно допустимую

осадку  $S_u$  реконструируемого здания устанавливают при его инженерно-

геологическом и инженерно-конструкторском обследовании. Она зави-

сит от состояния надфундаментных конструкций и связей между сосед-

ними сооружениями, положения инженерных коммуникаций в местах

ввода в сооружение, состояния гидроизоляции и т.  
п.158

Анализ неравномерности осадок здания проводят как до его ре-

конструкции, так и после нее. Неравномерные деформации не должны

превышать предельных значений, рекомендованных СНиП 2.02.01—83.

При расчете оснований зданий и сооружений возможны четыре вида

эпюр давлений на грунт (рис. 43). а) б) в) г) Рис. 43. Эпюры давлений на грунт от центрально и внецентренно нагруженных фундаментов Давления на грунт под подошвой фундамента при расчете осно-

ваний центрально нагруженных фундаментов определяют по формуле  $\sigma = N/F + \rho \cdot c \cdot r \cdot h < R$ . (42) Для расчета внецентренно нагруженных фундаментов краевые

давления на грунт под подошвой фундамента вычисляются по форму-

лам:  $\sigma_{max} = N/F + \rho \cdot c \cdot r \cdot h + M \cdot A \cdot V < 1,2 R$ ; (43)  $\sigma_{min} = N/F + \rho \cdot c \cdot r \cdot h - M \cdot A \cdot V$  (44) Для фундаментов зданий и сооружений, оборудованных мосто-

выми кранами грузоподъемностью 75 т и выше, а также для фундамен-

тов открытых крановых эстакад при кранах грузоподъемностью свыше

15 т или при расчетном сопротивлении грунта  $R < 0,15$  МПа рекоменду-

ется применять трапециевидную эпюру давлений на грунт с отношением  $\sigma_{min}/\sigma_{max} = 10,25$  (рис. 43, б). В остальных случаях для фундаментов здания и мостовыми кра-

нами допускается треугольная эпюра давления на грунт при  $\rho \cdot 1 \cdot \text{ШП} = 0$  (рис.

43, в).159

Для фундаментов бескрановых зданий и зданий с подвесным

транспортным оборудованием допускается треугольная эпюра давлений

с нулевой ординатой на расстоянии  $1/4$  размера подошвы фундамента от

наименее нагруженного ребра (рис. 43, г). Требования, ограничивающие

допустимую форму эпюры давления на грунт, относятся к любым ос-

новным сочетаниям нагрузок. В случае неполного касания подошвы фундамента (см. рис.43, г)

наибольшее краевое давление вычисляют по формуле  $\sigma_{max} = \frac{N}{F} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} < 1,2 R$ , (45) где  $\sigma_{min} \geq 0$ . При этом должно быть соблюдено условие  $\sigma_{min} > 0,75 R$ . При расчете усилений внецентренно загруженных фундаментов с

моментами, действующими в двух направлениях, давление в угловой

точке определяют по формуле  $\sigma_{max} = \frac{N}{F} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} < 1,5 R$ . (46) В случае действия на полы сплошной равномерно распределенной

нагрузки интенсивностью  $q > 0,02$  МПа давление на грунт под подошвой

усиливаемого фундамента находят по следующим формулам: для центрально нагруженных фундаментов  $\sigma = N/F + \rho \cdot s \cdot r \cdot h + q < R$ ; (47) для внецентренно нагруженных фундаментов  $\sigma_{\max} = N/F + \rho \cdot s \cdot r \cdot h + M/W + q < 1,2R$ ; (48)  $\sigma_{\min} = N/F + \rho \cdot s \cdot r \cdot h - M/W + q$ . (49) При наличии в пределах сжимаемой толщи грунта, более слабого

по несущей способности, чем лежащие выше слои, необходимо выяс-

нить влияние слоя слабого грунта на деформацию основания здания или

сооружения. Расчет деформации слоя слабого грунта возможен лишь в

том случае, если полное давление от нормативных нагрузок на кровле

этого слоя не превышает расчетного сопротивления  $R$  для условного 160

фундамента, опирающегося на этот слой, т. е. должно соблюдаться усло-

вие  $G_0 + G_g + G_z < R$  где  $G_0^*$  - дополнительное давление на глубине  $z$  от фундамента здания или со-

оружения; ( $T_g z$  - давление от собственного веса грунта на глубине  $z$ , залегающе-

го на глубине  $H$  от природного уровня грунта или от планировки срезкой;  $R_z$  -

расчетное сопротивление на кровлю грунта пониженной прочности (располо-

женную на глубине  $z$ ), вычисленное по СНиП 2.02.01-83\* для условного фунда-

мента шириной  $b_z$ , равной:  $\sigma_{г} - \gamma_j F, + a^2 - a$ . (50) В формуле (50) обозначено  $F_z = P / (\gamma_o z; a = (1 - \gamma) / 2,$

где  $P$  - нагрузка, передаваемая на основание проектируемым фундаментам;  $\gamma$  и

$b$  - соответственно длина и ширина проектируемого фундамента. Увеличение дав-

ления на уровне по-

дошвы фундамента

приводит к изменению

дополнительного дав-

ления на уровне слабо-

го подстилающего слоя

грунта. Это может про-

изойти и в основаниях

тех сооружений, для

которых описанная

выше проверка была

проведена при перво-

начальном проектиро-

вании (рис. 44). Нередки случаи,

когда соотношение

природного и дополни-

тельного давлений на

кровле слоя слабого под-

стилающего грунта при-

обретает следующий вид: Рис. 44. Схема распределения напряжения в

основании со слабым подстилающим слоем  $11 - 3454161$

+  $Ooz'$  где  $a0z$  - новое дополнительное давление на кровлю подстилающего слоя, вы-

ванное нагрузкой от старого сооружения и нагрузкой при реконструкции. Если сумма природного давления и нового дополнительного дав-

ления на кровлю подстилающего слоя слабого грунта превысит расчет-

ное давление на эти грунты, то необходимо: ограничить повышение нагрузки допустимыми пределами, кото-

рые позволяют не превысить величину  $R$  на кровле слабого подстилаю-

щего грунта; изменить конструкцию фундаментов реконструируемого здания (в



простейшем случае - увеличить размеры подошвы фундаментов). Рост давления на основания фундаментов при реконструкции

приводит к увеличению глубины сжимаемой толщины. Иногда это уве-

личение может быть настолько значительным, что повлечет за собой

резкое возрастание расчетной осадки и приблизит ее к предельно допус-

тимой для реконструируемого сооружения. Повышение нагрузок на существующие фундаменты здания при

реконструкции приводит в конечном итоге к появлению дополнитель-

ных деформаций основания. Кроме того, одновременно наблюдается

появление дополнительных деформаций рядом расположенных со-

оружений или фундаментов в результате их взаимного влияния. Харак-

тер этих деформаций зависит от ряда факторов, из которых к наиболее

важным следует отнести: расстояние между фундаментами; удельное давление на уровне подошвы влияющего фундамента; ширину подошвы влияющего фундамента. Согласно СНиП 2.02.01—83\*, осадки отдельных фундаментов

рекомендуется определять с учетом влияния нагрузок от соседних фунда-

ментов по методу угловых точек. Результаты наблюдений за осадками реконструируемого и рядом

стоящего здания, изложенные в гл. 3. свидетельствуют о том, что влия-

ние нового напряженного состояния основания здания на близстоящие

сооружения было установлено. Однако величина этих деформаций ока-

залась незначительной для грунтов оснований, не обладающих большой

сжимаемостью. Кроме того, затухание их происходило в короткие сроки

сразу же после приложения нагрузки. Если сжимаемость слоев оснований с глубиной будет резко уве-

личиваться, то влияние соседних фундаментов может существенно ска-

162

Конструктивный тип

здания (см. табл. 25) Предельные дополнительные де-

формации СМК Бескаркасные со

стенами из крупных

панелей ПШ4320,0020,0010,00070,0040,0020,002Бескаркасные со

стенами из кирпича

или крупных блоков

без

армирования ПШ4320,0030,00150,0010,0040,0020,002Бескаркасные со

стенами из кирпича

или крупных блоков с

армированием или

железобетонными

поясами ПШ5430,00350,00180,00120,0040,0040,003

где  $\Delta D_1$  и  $\Delta D_2$  - дополнительная осадка двух смежных точек в месте привывания,

расположенных друг от друга на расстоянии  $l_0$ , которое принимается равным

шагу несущих конструкций. Дополнительный крен  $\alpha$  существующего жесткого здания со

ставит  $b = (S_{fl} - S \cdot n) / z$ , (52) где  $S_{An}$  - осадка точки, уделенной от линии примыкания на расстояние  $z$ ;

$z$  - длина здания в направлении крена. При разработке проектов зданий, располагаемых возле существ

вующих, могут встретиться три случая, для каждого из которых требует

ся предусматривать соответствующие мероприятия. Первый случай  $S < S_n$  и  $S_{fl} < S_{fl.n}$ . (53) В этом случае достаточно предусмотреть осадочные швы между

строящимся и существующим сооружением. Второй случай  $S < S_n$ , но  $S_{fl} > S_{fl.n}$ . (54) В данном случае необходимо использовать такие конструктивные

типы фундаментов или осуществлять такие мероприятия, которые обес-

печат развитие  $\delta_d$  в допустимых пределах (применение в строящемся

здании фундаментной плиты с панелью, разделительного шпунтового

ряда в основании или вдавливаемых свай). Третий случай  $S > S_n$  и  $S_{fl} > S_{fl.n}$  (55) В таких условиях необходимо использовать фундаменты глу боко-

го заложения, устраиваемые по технологии, исключающей динамиче-

ские воздействия. Глава 6. УСИЛЕНИЕ ФУНДАМЕНТОВ НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ 1. Укрепление фундаментов Фундаменты реконструируемого здания или технологического

оборудования могут быть укреплены различными способами. Выбор

способа зависит от типа существующего фундамента, качества его вы-

полнения, степени физического износа, особенностей инженерно-

геологического напластования, уровня подземных вод, конструкции зда-164

ния, действующих на фундамент нагрузок, и т.д. Если материал фун-

дамента находится в неудовлетворительном состоянии (механические

повреждения, наличие осадочных трещин, расслоение и растрескивание

тела фундамента в результате промораживания и т.д.), его целесообраз-

но укрепить путем инъекции цементного раствора, синтетических смол

и т.п. Для цементации в теле фундамента бурят перфораторами шпуры

или пробивают отверстия для установки инъекторов диаметром 25 мм.

Диаметр пробиваемых отверстий должен быть на 2—3 мм больше диа-

метра инъектора. Расстояние между ними вдоль ленточного фундамента

соответствует 50—100 см. При одиночных фундаментах пробивают не

менее двух отверстий с каждой стороны, глубина погружения инъектора

в кладку составляет 0,4—0,6 ширины фундамента. В отверстие вводят

инъектор, через который под давлением 0,2—0,6 МПа нагнетают жид-

кий цементный раствор. Он заполняет пространство диаметром 0,6—

1,2 м, находящееся вокруг инъектора (рис. 45). Обычно число мест инъ-

екции зависит от степени разрушения кладки фундамента. В 1997 г. в Ильинском сквере (г. Москва) завершились рестав-

рационные работы в часовне-памятнике «Гренадерам, павшим под

Плевной», созданном арх. В. О. Шервудом и торжественно открытом в

1887 г. Часовня-памятник имела высоту, несколько более 14 м с массой

надфундаментной части в 64 т (4000 пудов). Глубина заложения его

фундаментов относительно дневной поверхности грунта составляла око-

ло 7 м, а масса была примерно такой же, как у надфундаментной части.

В основании фундаментов залегал слой мелкого песка. Давление на

уровне подошвы фундаментов составляло 0,8 кгс/см<sup>2</sup>.  
Обследование

фундаментов памятника-часовни, выполненное автором совместно с

Н.С. Никифоровой, показало, что фундаменты памятника способны вос-

принимать действующую нагрузку, но требуют капитального ремонта в

связи с ухудшением состояния тела его кладки. Фундамент в плане повторял восьмерик цоколя часовни-

памятника и имел отдельный столб в центре. В вершинах восьмиуголь-

ника устроены столбы, в верхней части соединенные между собой по

периметру кирпичными арками. В свою очередь каждый столб смыкает-

ся аркой с центральным столбом. По аркам, соединяющим центральный

столб с наружными, устроены кирпичные своды с уклоном к центру

(рис.45). Кладка столбов, арок и сводов выполнена из красного кирпича

на известковом растворе. На глубину 0,9 - 1,0 м ниже дневной поверхности она местами

разрушена выветриванием, разморожена, а раствор имел нулевую проч-165

ность. Кроме того, в кладке наружной арки были выявлены горизонт-

альные прерывистые трещины раскрытием до 3 -5 мм, как с наружной,

так и с внутренней стороны Рис.45. Памятник-часовня "Гренадерам, павшим под Плевной"

а - внешний вид памятника - часовни; б - план фундамента; 1 - центральный

столб; 2 - боковые столбы; 3,4 - кирпичные арки; 5 - кирпичные своды При простукивании кладки молотком она издавала глухой звук,

что свидетельствовало об ее расслоении.166а)

Рис.46. Укрепление кладки старого

фундамента цементацией

1 - инъектор; 2 - укрепляемый фун-

дамент На нижней поверхности

наружной арки имелись сталакт-

титы, признак вымывания из-

весткового раствора из кладки

вследствие крайне удовлетво-

рительного отвода атмосферной



воды от конструкций памятника. В шельге левой арки между наружным и центральным столбами была обнаружена вертикальная сквозная трещина раскрытием книзу до 7 мм, возникновение которой связано с откопкой вблизи фундамента котлована при строительстве вестибюля метро. Результаты обследования вызвали настоятельную необходимость упрочнения кирпичной кладки опорных столбов и подпружной арки фундамента инъектированием в их тело цементного раствора. Тем более, что фундаменты в основной своей части были обнажены, грунт из котлована удален, а ждать другого такого удобного случая для его ремонта не представлялось возможным. Все указанные работы были выполнены своевременно и качественно.

ственно. Часовня-памятник продолжает нормально эксплуатироваться. Работы по укреплению тела фундамента целесообразно вести

захватками длиной 2-2,5 м. Методикой Академии коммунального хо-

зяйства [ 6 ] рекомендуется прекращать нагнетание раствора, если в те-

чение 10-15 мин он не поглощается материалом фундамента. Конси-

стенция используемого раствора 1:1 (цемент : вода) при цементе марки

300-400. Расход раствора при закреплении ослабленной кладки фунда-

мента 25-35% его объема. Работами НИИ оснований и подземных сооружений (В.Е. Соко-

лович и его ученики) доказана рациональность надежного укрепления

старых фундаментов инъекцией силикатно-полизоцианитным раство-

ром, более проницаемым и устойчивым от вымывания, чем цемент. В

период реконструкции может возникнуть необходимость и в более капи-

тальных работах по укреплению деформировавшихся или ослабленных

фундаментов, когда требуется провести его сплошное бетонирование с

добавочным армированием (устройство обойм, называемых часто ру-167

башками). Фундаменты можно укреплять путем устройства двух- или

односторонних бетонных (рис.47, а) либо железобетонных (рис. 47, б)

обойм. При этом достигается некоторое уширение фундаментов: для

бетонных обойм - на 20-30 см с каждой стороны, для железобетонных -

не менее чем на 15 см. Чтобы избежать нагрузки на грунты оснований

под уширенной частью фундамента включились в работу, необходимо

повысить их несущую способность. Этого можно достигнуть втрамбо-

выванием в грунт щебня или гравелистого песка, который насыпают

слоями толщиной в 5 - 10 см. Рис. 47. Бетонные (а) и железобетонные (б) обоймы. Для связи с фундаментом обойму анкеруют стержнями диамет-

ром 20 мм через 1-1,5 м. При реконструкции фундаментов Старого Гостиного Двора, где

материал фундаментов находился в чрезвычайно ветхом и разрушенном

состоянии, анкеровка обойм стержнями велась вдвое чаще. При отборе кернов из материала ленточных фундаментов зда-

ние комендантского полка в Лефортово - памятника XVIII века - (г.

Москва) оказалось, что слагающий фундаменты известковый бут раз-

мок в горячей воде канализации и находился в пластичном - тугопла-

стичном состоянии. После укрепления его цементацией он приобрел

прочное, устойчивое состояние. Подчас подрядчики, а порою и заказчики включают в работы

по цементации тела фундаментов здания и операцию по цементации

контакта «фундамент-грунт». Понимая озабоченность тех и других

судьбой реконструируемого сооружения, считаем целесообразным вы-

сказать мнение по поводу работ, связанных с цементацией контакта

«фундамент-грунт». Если основание сооружения сложено насыпными,

песчаными, гравийно-галечниковыми грунтами, то нагнетание под давлением (168а)б)

лением жидкого цементного раствора в этот достаточно пористый массив

сив грунта возможно ослабленный суффозией мелких и пылеватых

фракций песка улучшит контакт подошвы фундамента с основанием. Но

в случае залегания в уровне подошвы фундамента глинистых грунтов

естественного сложения, как правило, в натуре контакт грунта с основа-

нием оказывается достаточно плотным, никаких зазоров или полостей в

нем не прослеживается. А закачиваемый под давлением цементный рас-

твор обильно насыщает канализацию, подземные коммуникации и иные

имеющиеся в грунте полости. Таким образом, бесконтрольно и беспо-

лезно расходуется ценный строительный материал. В связи с изложен-

ным целесообразно предварительно в отдельных местах отобрать керны

и из материала фундаментов и контакта «фундамент-грунт», которые

дадут ценные исходные сведения. В связи с различной вооруженностью и возможностями строи-

тельных организаций трудно рекомендовать для них какое-либо типовое

оборудование. Но для примера можно показать, АО «Спецфундаментре-

конструкция» пользуется следующими станками и приспособлениями.

Бурение скважин в неармированных фундаментах для цементации их

тела и контакта «фундамент-грунт» ведется с помощью электроперфо-

ратора ТЕ-74. Нагнетание раствора в тело фундамента и контакт

«фундамент-грунт» осуществляют через монолитный в скважине

тампон-инъектор с помощью раствора насоса СО - 49М. Бурение густо-

армированного высокопрочного бетона ведется с помощью алмазного

бура станком ДД- 250-Е. Железобетонную обойму армируют сеткой с ячейками 15x15 см

в нижней части и 10x10 см в верхней. Стойки обоймы выполняют из

прокатного металла (швеллеров, уголков и т.п.). Одни конец стоек заде-

львают в бетонный пол подвала, другой приваривают к анкерам. Анкер—

ры обычно кренят в отверстиях, пробуренных перфораторами в теле

фундамента. Они могут быть установлены на цементном растворе или

эпоксидном клее. Для устройства обойм следует применять пластичный бетон

марки 100—200 на нормальном портландцементе с осадкой конуса 8-10

см. Это позволит обеспечить качество его уплотнения, особенно в тех

случаях, когда размеры обойм невелики и использование глубинных или

поверхностных вибраторов исключено. Для устройства рубашек усиления при обильном насыщении их

арматурой целесообразно использовать разжиженный пластификатором

бетон. При последующей обработке вибраторами разжиженный бетон

без разделения фракций заполняет самые узкие щели. Во время произ-169

водства работ следует иметь в виду, что основное влияние пластифици—

рующей добавки прекращается примерно через 1 ч после введения ее в

бетон. В финской строительной практике бетонных работ при реконст-

рукции широко используют метод "Препакт". Этот метод предусматри-

вает первоначальное заполнение опалубки жесткой фракцией (гравием

или щебнем) с крупностью частиц 15-25 мм с последующим закачива-

нием в нее цементного раствора с песком. Иногда в раствор вводят до-

бавки, вызывающие его набухание. Такая технология работ лучше всего

обеспечивает высокое качество при густом армировании рубашки, а

также при бетонировании под водой. При реконструкции методом

«Препакт» требуется плотная и прочная опалубка. Одной из главных задач при устройстве обойм является обеспе-

чение прочного сцепления нового бетона со старым. Оно достигается

выбором наиболее эффективного метода очистки поверхности усили-

ваемого фундамента, когда удаляются не только грязь, сажа, масла и



прочие химические вещества (особенно при реконструкции предприятий

химической промышленности), но и поврежденный, а также низкокаче-

ственный бетон или раствор кладки. При этом могут применяться: про-

мывка водой под высоким давлением или смесью воды со сжатым воз-

духом: промывка химическими веществами (раствором соляной кисло-

ты); пескоструйная очистка сухим или мокрым способом; механическая

обработка поверхности для обеспечения ее шероховатости. Шерохова-

тость обетонируемого фундамента создается насечкой перфораторами

или отбойными молотками со специальными насадками. Иногда при

небольшом объеме работ обработка поверхности усиливаемого фунда-

мента производится вручную (зубилом или металлическими щетками). При усилении железобетонных фундаментов необходимы также

проверка состояния арматуры. После удаления разрушенного защитного

слоя на ослабленных участках необходимо простукиванием установить

качество сцепления арматуры с бетоном. В тех случаях, когда оно отсут-

ствует, целесообразно арматуру обнажить так, чтобы промежуток между

ней и старым бетоном был как минимум равен диаметру арматуры, но

не менее 20 мм. Такое состояние в последующем гарантирует заполне-

ние расчищенных мест новым бетоном. Арматура перед бетонировани-

ем должна быть зачищена стальной щеткой или пескоструйной установ-

кой. Если в обойму предстоит заключить бутобетонный фундамент,

то для лучшего сцепления старого бетона с новым раствор кладки целе-

сообразно удалить с его поверхности на глубину 1-1,5 см.170

Во многом способствует качеству сцепления старого и нового

бетона увлажнение поверхности фундамента перед бетонированием ру-

башки. Финские строители, например, тщательно увлажняют ремонтн-

руемую поверхность за 1-2 сут до укладки бетона, а затем дают ей под-

сохнуть в течение суток. По их мнению, обработанная таким образом

поверхность впитывает воду из бетонного раствора рубашки, что

уменьшает водоцементное соотношение и улучшает прочность сцепле-

ния в шве. При совершенно сухой поверхности водоцементное соотно-

шение может понизиться до такой степени, что на контакте с усиливае-

мым фундаментом процесс твердения бетона приостановится вообще. В

зимнее время поверхность фундамента перед заключением в бетонную

рубашку лучше всего смачивать горячей водой. После устройства обоям для дополнительного упрочнения фун-

даментов можно провести инъекцию цементного раствора или синтети-

ческих смол во внутреннюю часть растрескавшегося или расслоенного

фундамента. В ряде случаев достаточно покрыть поверхность усили-

ваемых фундаментов торкрет-бетоном, который хорошо проникает в

щели между камнями. Доказано, что прочность сцепления торкрет-

бетона с поверхностью укрепляемого фундамента резко повышается,

если она предварительно обрабатывалась в два слоя эпоксидным клеем

или аналогичной полимеррастворной композицией. Первое торкретиро-

вание лучше всего вести по еще не засохшей проклеенной поверхности. До засыпки котлованов обновленная поверхность фундаментов

должна покрываться битумом. Практика устройства рубашек на фундаментах подтвердила и

рациональность использования адгезионной обмазки из полимеррас-

творных композиций (эпоксидных смол, компаундов, клеев и т.и.) на

сухой и чистой поверхности фундаментов для улучшения связи старого

бетона с новым. При реконструкции промышленных предприятий часто возни-

кает необходимость усиления длительно эксплуатировавшихся и прони-

занных трещинами фундаментов под техническое оборудование или

установки на них машин другого типа с иным расположением отверстий

для анкерных болтов. В данном случае положительно зарекомендовала

себя инъекция компаунда из синтетических смол в трещины фундамен-

та, предложенная В.Е.Соколовичем. Надежность и качество таких работ

зависят от тщательно предусмотренной технологии инъекции. На наш

взгляд, технология реконструкции и ремонта фундаментов под машины

с динамическими нагрузками, отработанная Бюро Внедрения НИИ ос-

нований и подземных сооружений (О. А. Шахов и В.Я. Наумов) на объ-171

ектах Узбекистана, представляет большой практический интерес. Так, в

частности, на одном из химических заводов республики во время экс-

плуатации компрессоров в их фундаменте в результате совместного дей-

ствия динамических нагрузок и температурных напряжений появились

горизонтальные и вертикальные трещины (рис. 48). В процессе эксплуа-

тации эти дефекты прогрессировали, изменяя динамическую схему фун-

дамента, что способствовало возникновению резонансных явлений и

увеличению динамических воздействий на конструкцию. Рис.48. Растрескивание железобетонного фундамента под ком-

прессором в результате эксплуа-

тации Рис.49. Разделка трещин и установка

инъекторов для нагнетания в тело

фундамента склеивающих синтетиче-

ских смол

1 - трещина; 2 - разделанная трещи-

на; 3 - инъектор Устранение возникаю-

щих дефектов фундаментов тра-

диционными способами сопряже-

но с большими трудностями как

производственного, так и эконо-

мического характера и практиче-

ского характера и практиче-

ски неосуществимо без разборки фундаментов и остановки производства. Вначале производят разделку

трещин шириной 35-40 мм дисковой пилой или отбойным молотком на

глубину 60-70 мм. Вдоль разделанных трещин перфоратором пробуривают отвер-

стия шагом 0,5-0,7 м и глубиной 100-150 мм, в которые устанавливают

инъекторы из металлических патрубков диаметром 20-30 мм и длиной

150-200 мм (рис. 49). Герметизацию разделанных трещин осуществляют раствором

на портландцементе марки 500 и гипсоглино-землистом расширяющем-

ся цементе марки 400. Затем работу прерывают до полного отверждения

цементной смеси в разделанных швах у инъекторов. По завершении

процесса твердения ведут продувку трещин очищенным и обезвожен-

ным воздухом или азотом при давлении 0,3-0,6 МПа последовательно

через все инъекторы для удаления бетонной крошки и других механиче-

ских примесей из трещин. Затем проводят продувку трещин горячим

водящим паром для удаления масла и химических загрязнителей и сно→

ва - продувку очищенным воздухом или азотом для осушения трещин.

Для окончательного удаления загрязнителей из трещин, а также для

контроля герметичности заделанных трещин последовательно осуществл→

вляют прокачку через все инжекторы ацетона или этилового спирта. Инъектирование компаунда на основе синтетических смол про→

изводится непосредственно после промывки трещин с помощью насоса

(поршневого, шестеренчатого с электроприводом). Рабочее давление

контролируется манометром и составляет 0,6-1,2 МПа. Объем порции компаунда зависит от ширины раскрытия тре→

щин и его поглощения. Предварительное представление об объеме по→

лости трещин и пустот получают при промывке трещин спиртом. При

ремонте фундаментов применяют эпоксид ЭД-20, в качестве раст→

ворителей - ацетон или этиловый спирт; пластификатором служат поли→



эфир МГФ-9, а отвердителем -  
полиэтиленполиамин. Инъектирование начинают с  
наиболее низкорасположенного

инъектора и продолжают до тех пор, пока компаунд не  
начинает выте-

кать из соседнего инъектора. Затем первый инъектор  
заглушают, шланг

переставляют на соседний и продолжают нагнетание.  
Операцию повто-

ряют до выхода компаунда из последнего инъектора.  
Как показывает

практика, применение синтетических смол дает  
возможность полностью

восстанавливать железобетонный фундамент, имеющий  
значительные

трещины. При этом обеспечивается быстрый ввод  
отремонтированных

фундаментов в эксплуатацию, так как отверждение  
компаунда происхо-

дит за 3-5 сут при нормальной  
температуре. Синтетические смолы для закрепления  
анкерных болтов в теле

фундаментов под оборудование при реконструкции  
успешно используют

по методу, разработанному И. З. Барчем и И. Г.  
Черкасским [7]. Смысл

этого метода заключается в том, что технологическое оборудование или

машины можно устанавливать на бывшем в эксплуатации и упрочнен-

ном фундаменте до установки в нем анкерных болтов под новое оборуду-

дование. (Болты, соответствовавшие по расположению старому оборуду-

дованию, могут быть к этому моменту уже срезаны). После монтажа

нового оборудования на фундаменте через отверстия в его опорных час-

тях бурят скважины. Удалив сжатым воздухом из них бетонную крошку,

отверстия заливают эпоксидным клеем (смесь эпоксидной смолы ЭД-6.173

полиэтиленполиамина ПЭПА, бутилфталата ДБВ и кварцевого песка).

Для эпоксидного клея смолу ЭД-6 пластифицируют, а затем смешивают

с отвердителем. Перед заполнением скважин в клей вводят сухой песок

и тщательно перемешивают. Устанавливаемые в скважины короткие

гладкие стержни предварительно обезжиривают и очищают от ржав-

чины. Через 3 сут анкерные болты можно затягивать.2.  
Увеличение опорной площади При недостаточной  
несущей способности грунтов основания

увеличивают площадь фундаментов. При этом  
дополнительные части

фундамента (банкеты) могут устраиваться  
односторонними (при внецен-

тренном расположении нагрузки) и двусторонними (при  
центральной

нагрузке). Фундамент под столбы и колонны чаще всего  
усиливают по

всему периметру его подошвы. Банкеты и  
существующие фундаменты

должны быть соединены жестко. Для этого их  
примыкание производит

ся с помощью штраб (рис. 50, а) либо специальных  
металлических или

железобетонных разгружающих балок, принимаемых по  
расчету (дву

тавры или железобетонные перемычки) и  
расположенных при усилении

ленточных фундаментов через 1,5-2 м (рис. 50, б).С  
учетом условий производства работ ширина банкета в  
нижней

части должна быть не менее 30 см, в верхней - 20 см.  
Высота железобе

тонного банкета на концах разгружающих балок не должна быть менее

20 - 25 см. В соответствии с методикой Академии Коммунального

хозяйства минимальное отношение высоты уступов банкета к их длине

принимается по табл. 34. Банкеты для расширения подошвы фундамен→

та изготавливают из литого бетона марки 150. Подошву фундаментов отдельно стоящих опор целесообразно

расширять одновременно с устройством обоймы вокруг колонны. Эту

обойму обычно выполняют из металла. По конструкции она аналогична

корсету, применяемому при усилении простенков. Разгружающие балки

также должны быть металлическими, чтобы их можно было приварить к

вертикальным стойкам обоймы. При необходимости ряд одиночных фундаментов может быть

превращен в ленточный фундамент, а несколько ленточных фундамен→

тов - в сплошную железобетонную плиту. Основные приемы работ по расширению ленточных фундамен→

тов сводятся к следующему. В зависимости от гидрогеологических усло→

вий и материала усиливаемого фундамента последний разбивают на

отдельные участки длиной 1,5 - 2 м. На участках усиления фундамента<sup>174</sup>

разрабатывают траншею шириной 1,2 - 2 м на глубину до его подошвы.

Не рекомендуется разрабатывать сплошную траншею на всю длину

фундаментов и обнажать грунты оснований, так как это может привести

к выдавливанию водонасыщенных грунтов из-под подошвы фундамен<sup>т</sup>

тов и последующей значительной неравномерной их осадке. Металличе<sup>т</sup>

ские и железобетонные разгружающие балки закрепляют в отверстиях

или штрабах металлическими клиньями. После уширения фундамента

траншею засыпают, а грунт плотно утрамбовывают. Рис.50. Уширение ленточных фундаментов монолитными банкетам

а - одностороннее уширение; б, в - двустороннее уширение соответственно при

большом и при незначительном увеличении размера подошвы фундамента: 1 - упорный уголок; 2 - подкос; 3 - рабочая балка; 4 - щебеночная подготовка; 5 - анкер; 6 -

распределительная балка; 7 - зачеканка литым бетоном. Установлено, что ранее незагруженные участки грунта

вокруг фундамента могут оказаться разрыхленными или сильно

ми. поэтому их предварительно уплотняют тщательным втрамбовыва-

нием щебеночной или гравийной смеси. На таких участках обжатие

грунтов основания по периметру уширяемого фундамента можно вы-

полнять банкетами с помощью гидравлических домкратов. Рис. 51. Уширение подошвы фунда-

мента 1 - фундамент; 2 - пакеты из

стальных балок; 3 - домкрат; 4 - клинья; 5 - банкет; 6 — бетон. Технология уширения подошвы ленточного фундамента заклю-

чается в следующем (рис. 51). Вначале вдоль боковых граней фундамен-

та разрабатывают траншеи и бетонируют примыкающие к граням фун-

дамента банкеты отдельными участками по длине без моноличивания

их с кладкой существующих фундаментов. Затем устанавливают в про-

емах фундаментов пакеты из стальных балок для упора в них гидравли-

ческих домкратов. Домкратами обжимают грунты оснований под новы-

ми частями фундаментов. До перестановки домкратов банкеты раскли-

нивают, поэтому напряжение под их подошвой сохраняется. После из-

влечения домкратов пространство между банкетами и стальными паке-

тами заполняют бетоном. Для усиления фундаментов и особенно обжатия грунтов основа-

ния рекомендуется применять плоские гидравлические домкраты типа

Фрейсине, конструкции Киевского НИИСКА и т.д. (рис. 52, а). Плоские гидродомкраты конструкции киевского НИИСКА (к т.н.

В.П.Шумовского) (рис.52, б) грузоподъемностью 200 тс, предназначен-

ные для выравнивания эксплуатируемых и реконструируемых зданий,

высотой до 9 этажей [38]. Эти домкраты представляют собой плоские

резервуары из двух тонких стальных листов, толщиной 1. .3 мм, сва-

ренных по контуру. По периметру резервуары имеют валик круглого

сечения диаметром 20. .. 80 мм, позволяющий опорным плоскостям раз-

двигаться при нагнетании жидкости в полость. Домкрат такой конструк-

ции с присоединенными к нему двумя штуцерами для подачи в полости

домкрата рабочей жидкости и выпуска воздуха размещают между грун-

том основания и подошвой банкетета. С обеих сторон домкрата распола-

гаются опорные вкладыши для передачи усилия на поднимаемую конст-

рукцию или обжимаемую поверхность грунта. Рис. 52. Усиление фундамен-

та с применением плоских

домкратов

а - схема усиления; б - деталь

размещения плоского дом-

крата; в - конструкция плос-

кого домкрата: 1 - фундамент; 2 - банкететы; 3

- пгграбы в фундаменте; 4 -



балки; 5 - плоский домкрат; 6- трубки для нагнетания жид-

кости в домкрат; 7 - штампо-

ванные тарелки, 8 - валик, 9 -

присоединительные штуцера, 10 - опорные вкладыши, 11 -

поднимаемая конструкция. Так как домкраты просты по конструкции, их изготовление

можно наладить в обычной механической мастерской. Размеры домкрат-

тов в плане, их форму определяют параметрами банкета и удобством

транспортирования. В домкраты рекомендуется нагнетать твердеющие

жидкости (эпоксидную смолу, цементный раствор), которые фиксируют

созданное напряженное состояние в основании. Такой домкрат или па-

кет, составленный из плоских домкратов, может обеспечить подъем или

вдавливание слабого грунта на величину, равную удвоенной их толщине

в нерабочем состоянии. Плоские домкраты успешно использовались при выравнивании

зданий в Горловке, Луганске, Волгодонске и т.п.12 — 3454177а)б)в)

Рис.53. Усиление фунда-

ментов дополнительны-

ми блоками, обжимаю-

щими грунты оснований

при их повороте

1 - существующий фун-

дамент; 2 - щель, рас-

крывшаяся при повороте

блоков и заполняемая

бетоном; 3 - железобе-

тонный блок; 4 - анкер-

ное крепление; 5 - отверстие для анкеров, заполняемое раствором по окончании работ. Для предварительного уплотнения грунтов в основании уши-

ряемого фундамента может быть применен метод Н.И. Страбахина. Он

заключается в установке с двух сторон существующего фундамента до-

полнительных железобетонных сборных блоков уширения, нижнюю

часть которых стягивают анкерами из арматурной стали, пропущенны

ми сквозь них и существующие фундаменты (рис.53). Верхнюю часть

этих блоков разжимают забивными клиньями или домкратами, в ре

зультате чего блоки поворачиваются вокруг нижней закрепленной анке

рами точки и своей подошвой обжимают не уплотненный грунт нового

основания. Возникающие в месте контакта фундаментов силы трения пре

пятствуют взаимному сдвигу фундаментов. Анкер, работая на растяже

ние, вместе со сжатой частью участка контакта под ним воспринимает

момент, который стремится вернуть фундамент в то положение, которое

он занимал до отжатая. В таком положении щели между фундаментом и

блоками надежно заклиниваются, а затем заполняются бетонной сме

сью. которая предохраняет стальной анкер от коррозии. Марка ее дол

жна быть не меньше марки бетона, из которого выполнены фундаменты.

Описанный способ усиления фундаментов с одновременным уплотнением

грунтов основания и включением их в работу особенно удобен, если

фундаменты не имеют внизу развитых консолей. При наличии таких

консолей у фундаментов блоки уширения оказываются на достаточно

большом удалении от них, что усложняет работы. Указанным способом

можно производить усиление фундаментов, нагруженных как централь-

но, так и внецентренно. 178/54

Недостающая площадь подошвы фундамента  $A_d$ , которая долж-

на быть добавлена в связи с повышением нагрузок при реконструкции,

равна:  $A_d = (N_0 - A_{фp})/p = B_0/p - A_{ф}$ , (56) где  $N_0$  - вертикальная нагрузка на фундамент;  $A_{ф}$  - площадь подошвы усили-

ваемого фундамента;  $p$  - среднее давление по подошве усиливаемого фунда-

мента. Перемещение  $\Delta S$  удаленной от усиливаемого фундамента грани

банкета можно определить из выражения  $\Delta S = pb^3/E$ , (57) где  $B_b$  - ширина банкета;  $E$  - модуль деформации

грунта. Напряжение  $a$  в анкерах, соединяющих банкеты между собой,

можно определить по формуле  $a = \frac{2E_s p}{E(b + 0,5b)}$ , (58) где  $E_s$  - модуль упругости стали анкера;  $b$  - ширина усиливаемого фундамента. Для обеспечения устойчивого равновесия банкетов от реактив-

ного воздействия обжатого грунта необходимо соблюдать следующие

условия:  $0,9a > p$ ; (59)  $1,8 < \gamma_{A3} < p_{Ad}$ , (60) где  $1,8$  - коэффициент, учитывающий запас против перемещения банкетов

вверх и условия работы анкеров. При необходимости значительного увеличения площади фунда-

ментов за счет включения в работу грунтов 'основании между существ-

вующими фундаментами может быть использован метод, предложенный

А.А. Шишкиным. Сущность его заключается в следующем. Сборные

железобетонные плиты дополнительного фундамента (рис. 54) уклады-

вают на уплотненную щебеночную подготовку. Плиты располагают в

виде трех или четырех лент, уложенных в направлении продольной оси

здания перпендикулярно существующим поперечным стенам. На каждой

ленте дополнительного фундамента устанавливают опалубку и арматуру 12\*179

нажимных рам. Последние состоят из нижних горизонтальных ригелей

сечением 40х60 см, лежащих на новых фундаментах, и наклонных сто-

ек-упоров такого же сечения. Рамы передают усилия на пояса-обвязки

поперечных стен, по которым ведется кладка кирпичных стен над-

земных этажей здания. Для образования замкнутого контура нажимных

рам над ними, в плоскости перекрытия над техническим подпольем,

устанавливают монолитные участки из железобетона в виде полос шириной

60 см и высотой, равной высоте сборных плит перекрытия. Рис. 54. Увеличение опорной

площади фундаментов

1 - распределительная моно-

литная обвязка по периметру

стен; 2 - монолитные участки

перекрытий; 3 - нажимная  
рамная конструкция из моно-  
литного железобетона; 4 - до-  
полнительный фундамент из  
сборных плит; 5 - основной  
фундамент из сборных плит;

А=В - оси При строительстве 9-этажного кирпичного  
жилого дома в Туле

во время закладки сборных железобетонных ленточных  
фундаментов в

зимних условиях произошло частичное замачивание,  
разуплотнение и

промерзание верхнего слоя глинистого грунта. В  
результате летом после

оттаивания и некоторого разуплотнения грунтов  
основания стали прояв-

ляться неравномерные осадки фундаментов. Они  
вызвали изгибные де-

формации в кладке стен технического подполья и  
привели к образова-

нию трещин в швах между блоками на отдельных  
участках стен. Допол-

нительное исследование свойств грунтов оснований  
показало, что необ-

ходимо заменить фундаменты сплошной монолитной железобетонной

плитой толщиной 80 см. К этому времени были уже выполнены конст

рукции нулевого цикла. Достаточно высокая прочность кладки стен нулевого цикла из

крупных бетонных блоков делала разборку технического подполья неце

лесообразной. Поэтому было решено разгрузить фундаменты в резуль

тате передачи части нагрузки на внутреннюю площадь основания между

смонтированными фундаментами. Для передачи нагрузки между суще

ствующими ленточными фундаментами на тех же отметках были уст

роены дополнительные фундаменты из сборных железобетонных плит.

180

Их включение в работу осуществлялось с помощью нажимных сбор

ных или железобетонных рам. Применение нажимных конструкций - перспективный способ

включения и работу дополнительной площади грунтов основания внутри



зданий. Для широкого распространения этого способа требуется созда-

ние специальных монтажных приспособлений.3. Заглубление фундаментов.Подводка под колонны нового фундаментаНеобходимость углубления подвала, прокладки новых комму-

никаций, понижения отметки пола промышленных сооружений, перенос-

са подошвы фундаментов на более прочные слои грунта основания и

т.п., становится в ряде случаев причиной проведения работ по заглубле-

нию фундаментов реконструируемого здания или сооружения.У ленточных фундаментов эта операция проводится в такой по-

следовательности (рис. 55). Сначала через несущую стену на уровне под-

вала прорубают отверстия, через которые заводят разгружающие сталь-

ные или железобетонные балки. Концы балок должны устанавливаться

на специальные опоры в виде шпальных клеток или бетонных тумб и

надежно подклиниваться. Учитывая возможную податливость основа-

ния и осадку этих опор при передаче нагрузки от стены при разборке

фундаментов, целесообразнее опирать балки на домкраты. Тогда поло-

жение опор можно регулировать с помощью домкратов. Рис. 55. Заглубление ленточных фундаментов После передачи нагрузки от стен на выносные опоры ленточный

фундамент может разбираться отдельными захватами длиной 2-3,5 м.

Новый фундамент после устройства его подошвы на более глубокой от-181

метке должен быть включен в совместную работу с несущей стеной пу-

тем подклинивания, инъектирования песчано-цементного раствора под

давлением и т.п. Затем осуществляется тщательная засыпка котлована и

демонтаж разгружающих конструкций. Рис. 56. Перенос отметки заложения

подошвы фундамента под ко-

лонну Рис. 57. Подводка фундаментов

под колонны на глубоких от-

метках с помощью приспособ-

ления "ножницы" 1 - подкос; 2 - воротник; 3 - стальной анкер; 4 - новый

фундамент; 5 - старый фунда-

мент При переносе отметки заложения

подшвы фундамента под колонну

обычно предварительно закрепляют

колонну подкосами с последующей раз-

боркой старого фундамента, углублени-

ем котлована, изготовлением нового

фундамента, включением его в работу с

колонной и разборкой подкосов (рис.56). Однако недостатком такой техноло-

гии заглублиения фундамента является податливость опорных частей

подкосов. При неравномерном перемещении их в процессе реконструк-

тивных работ могут возникнуть осадки колонн с последующими нерав-

номерными деформациями надфундаментных конструкций. На наш

взгляд, подводка фундамента под колонны на более глубоких отмотках

может надежнее осуществляться с помощью специального приспособле-

ния «ножницы» (рис. 57). Во время реконструкции зданий в цент-

ральной части г.Хельсинки такие приспособления нашли массовое при-

менение. При этом не было ни одного случая деформирования зданий

вследствие податливости подпорной конструкции. По этому методу пер-

воначально вокруг колонны бетонируется воротник. В него упираются<sup>182</sup>

стальные подкосы устройства, стянутые в нижней части стальными ан-

керами, натяжение которых в процессе производства работ может регу-

лироваться гайками. Устройство "ножницы" базируется на специальных

шпальных клетках, уложенных на уплотненное основание.С помощью гидравлических домкратов (плоских или цилинд-

рических) опорные части "ножниц" могут быть подняты настолько, что-

бы вес нагрузки от колонны был воспринят подкосами. После этого

нижнюю часть колонны и старый фундамент разбирают. По завершении

изготовления нового фундамента с более глубокой отметкой заложения

подшвы выполняют работы по включению его в совместную работу с

колонной, после чего приспособление "ножницы" разбирают. 4. Устройство под зданием фундаментной плиты Подводка под здание фундаментной плиты снижает давление на

грунты и является одним из самых эффективных способов увеличения

площади фундаментов. Такой способ усиления применяют в тех случа-

ях, когда здание в период строительства или эксплуатации претерпевает

большие неравномерные осадки. Они возникают чаще всего из-за неод-

нородности грунтов основания, значительного различия в нагрузках на

них, локального намачивания или промораживания. Устройство фунда-

ментной плиты особенно целесообразно, если по глубине основания

имеются насыпные грунты или если осадка перегруженных фундамен-

тов при строительстве или эксплуатации интенсивно  
возрастает и стре-

мится к предельно допустимой. Перед устрой-

ством фундаментной

плиты под нее ук-

ладывают щебеночную

подготовку общей

толщиной 15-20 см

плотной послойной

трамбовкой ее в грунт.

Толщина фундамен-

ной плиты (рис. 58)

составляет не менее 20-

25 см, сечение ее вто-

ростепенных балок -

30x40 см, главных - 50x100 см; шаг второстепенных  
балок - около 2,5

м; глубина заделки плиты в существующие стены - 30-  
40 см. Плиту це-183Рис. 58 Подведение под здание  
фундаментной

плиты: 1 - существующий фундамент; 2 - прогоны  
фунда-

ментной плиты; 3 - ребристая железобетонная  
фундаментная плита; 4 - ребра жесткости; 5 - це-  
ментно-песчаная массаПол 1-го этажа

лесообразно устраивать не на уровне подошвы  
фундаментов здания, а

выше ее на 75-80 см. Если в здании имеются отдельно  
стоящие опоры,

то в плите предусматривают осадочные швы шириной 2-  
3 см. В соответствии с расчетами плиту армируют в двух  
взаимно

перпендикулярных направлениях. Для второстепенной  
и главной балок

усиление определяют по физической схеме нагрузки  
балки, шарнирно

опертой на двух опорах (это дает некоторый запас).  
Материал стены в

месте заделки плиты проверяют на местное смятие. В  
проекте усиления должна быть предусмотрена  
очередность

работ по захваткам протяженностью 3-4 м. Захватки  
рекомендуется че→

редовать так, чтобы выгравы в существующем  
фундаменте пробивали не

ранее чем через 3 сут после бетонирования соседних  
предыдущих захва→

ток. Рабочая арматура в плите расположена в верхней зоне, поэтому при

бетонировании и уплотнении бетона необходимо надежно фиксировать

рабочие сетки. Кроме того, должно быть обеспечено тщательное запол-

нение бетоном пугаб и гнезд, выбранных в существующем фундаменте. Устройство плитных фундаментов при реконструкции в стес-

ненных условиях требует тщательного и неукоснительного выполнения

всех предусмотренных проектом этапов работ. В противном случае

главная цель - передача повышенной нагрузки от сооружения на грунты

основания - не будет достигнута. Примером этого может служить не-

удавшееся подведение фундаментной плиты под здание клуба на

ул.Покровка, 13 в Москве на первом этапе его реконструкции. Старин-

ное кирпичное здание XIX в. (б. церковь Троицы на Грязях на Покров-

ке) несколько десятилетии тому назад было переоборудовано под клуб-



ное помещение. Толстые наружные кирпичные стены на некоторых уча-

стках здания заглублялись в слабый водонасыщенный глинистый грунт

практически без уширений и служили его фундаментами. Под их по-

дошвой были уложены деревянные лаги в два яруса. Фундаментами под

внутренние колонны служили деревянные сваи. Уровень подземных вод

в районе застройки располагался выше подошвы фундамента. Однако в

30-х годах нашего века в связи с прохождением вблизи здания трасс

метрополитена и подземных коммуникаций уровень подземных вод рез-

ко понизился, деревянные лаги и головы свай оголились и стали загни-

вать. Вероятно, этим можно объяснить рост общих и неравномерных

осадок здания, развитие трещин в наружных стенах и в оконных про-

емах, ширина раскрытия которых составила 12-16 мм. Деформации

здания были видны невооруженным глазом и постепенно к 1960 г. при-

обрели аварийный характер. В 1961 г. Моспроектом был разработан

проект усиления здания с устройством в его подвальной части монолит-184

ной железобетонной плиты, укладываемой поверх существующего бе-

тонного пола. Перед укладкой бетона в железобетонную плиту проектом

предусматривалась очистка пола и пробивка в нем отверстий для уста-

новки трубок, через которые предстояло закачивать цементно-

глинистый раствор (состава 1:2). Подвал клуба был разбит на отдельные

карты. В стенах карт пробивали пгграбы высотой 40 см и глубиной 30

см, куда заводили концы арматурного каркаса, после чего производили

бетонирование плиты бетоном марки 200. Для включения в совместную

работу с грунтом основания, лежащего под бетонным полом, повой же-

лезобетонной плиты после набора ею прочности через 28 сут предпола-

галось провести инъекцию цементно-глинистого раствора под давлени-

ем 0,2-0,3 МПа. Однако этот важный этап работы в дальнейшем не был

выполнен полностью и качественно, вследствие чего практически по

своему назначению фундаментная плита так и не работала. Деформации

здания продолжали расти и только благодаря массивности наружных и

внутренних стен оно не потеряло своей эксплуатационной пригодности. Впоследствии здание было реконструировано вторично с пере-

садкой стен и внутренних колонн на буроинъекционные сваи и теперь

деформации его полностью прекратились. 5. Выравнивание неравномерных осадок и кренов здания. Неравномерные осадки и крены здания, образовавшиеся в про-

цессе его строительства или эксплуатации, могут быть впоследствии

полностью или частично ликвидированы с помощью специальных ме-

роприятий. Здесь не рассматриваются случаи, которые базируются на

возможности использования особенностей просадочных свойств грунта

при их замачивании. Недалеко от Варшавы в начале прошлого века накренившееся 11-этажное здание на толстой фундаментной плите было выровнено пу-

тем постепенного устройства в его основании, сложенном мягкопла-

стичными глинистыми грунтами, наклонных скважин без обсадки их

стальными трубами. По мере выбуривания грунта из скважины шнеком

и извлечения из нее бурового инструмента, стенки скважин под воздей-

ствием массы здания смыкались, и фундаментная плита постепенно са-

дилась с небольшим креном в сторону бурения (рис.59). За перемеще-

ниями плиты здания и его креном велся тщательный геодезический кон-

троль. После выравнивания крена здания буровые работы были прекра-

щены.185

Ликвидация большого

сверхнормативного крена жилого 5-ти этажного здания была выпол-

нена Э.М. Генделем в Сумгаите

посредством его подъема гидрав-

лическими цилиндрическими дом-  
кратами (см. глава 1). Причем дом-  
краты устанавливались на головы  
свай Мега, задавленных до практи-  
чески несжимаемых грунтов (ап-  
шеронских глин). Тем же техниче-  
ским способом выравнивание кре-  
нов зданий позднее производилось  
в г.Волгодонске.Киевский НИИСК разра-  
ботал технологию выравнивания  
крена зданий и сооружений мето-  
дом выбуривания грунта горизонтальными скважинами.  
Причем буре-  
ние скважин производилось специальным буровым  
оборудованием с  
переменным диаметром. Конструкция фундаментов -  
ленточные, плит-  
ные, столбчатые - глубиной заложения до 3 м от  
дневной поверхности  
грунта. При этой технологии выравнивания зданий и  
сооружений раз-

личных конструктивных решений, имеющих поперечный, продольный

или сложный (по диагонали) крен (рис. 60).186Рис. 59осЭпюра осадокЭпюра осадокРис. 60

При строительстве Калининской атомной станции крен его ре-

актора выправлялся пригрузкой его основания со стороны, противопо-

ложной крену, массой строительных элементов.В начале 80-х годов XX века в г. Волгодонске завершались ра-

боты по ликвидации последствий ошибок, допущенных при проведении

изысканий, проектирования, строительства и эксплуатации ряда зданий

в городе и корпусов завода «Атоммаш», сооруженных на просадочных

грунтах, подвергшихся замачиванию.В работах приняли участие большое количество проектных и

научно-исследовательских организаций страны, а также некоторые за-

рубежные фирмы [39]. Эксплуатирующиеся в Волгодонске здания ха-

рактеризовались сверхнормативными наклонами блок-секций зданий

(поперечными и продольными). Так, в частности, блок-секции №1 и №2

жилого дома №128 составляли: по блок-секции №1 - 0,00174, а по блок-

секции №2 - 0,00142. В Волгодонске в это время было апробировано три метода вы-

равнивания кренов: • Пригруз основания со стороны, противоположной крену сбор-

ными бетонными блоками, а также массивом отсеченного скважинами

грунта; • Создание дополнительной нагрузки на основание со стороны,

противоположной крену, в сочетании с разгрузкой основания со стороны

крена натяжением канатами (рис.61); • Снижение жесткости основания под фундаментами с противо-

положной крену стороны устройством глубоких наклонных скважин и

их периодическим обводнением. Не все из перечисленных методов выправления крена оказались

эффективными. Лучшие результаты показал первый метод. Скорость

выправления крена по этому методу составляла 30 мм в месяц горизон-

тального перемещения верха или 0,001 выправляемого крена в месяц.

На выправление крена, равного 0,01 уходило 10 месяцев. При устранении дополнительных кренов, превышающих 0,01

можно рекомендовать метод, предусматривающий оттяжку отсеков зда-

ния с помощью тяговых устройств. Киевский НИИСК применил в Волгодонске так называемый

'метод плавающих опор" для выправления сверхнормативных продоль-

ных и поперечных наклонов жестких отсеков жилого дома. Этот метод предусматривает выправление кренов при помощи

автоматизированной электрогидравлической домкратной системы с пло-

скими домкратами. Система выполнена в виде передвижной установки,

рассчитанной на одновременное выравнивание одной блок-секции. Рис. 61 Для этого в фундаментно-подвальной части здания устраивали

поясные балки и пробивали домкратные проемы (рис. 62). Отсеки здания

были выправлены практически в вертикальное положение. Рис. 62. Конструктивные изменения фундаментно-подвальной части здания

при выправлении его крена плоскими домкратами: 1 - поясная балка; 2 - домкратный проем; 3 - подбетонка для плоских доикратов 188а



М. И. Смородиновым для крена здания предлагался размыв

струей монитора грунта в основании фундаментов.6. Упрочнение и подъем деформировавшегося основания

высоконапорной инъекцией Все описанные выше методы закрепления грунтов оснований

реконструируемых зданий инъекцией (цементацией, силикатизацией и

т.п.) взаимосвязаны с проникающей способностью растворов и степе→

нью влажности грунта. Закрепляющие реагенты при введении в грунт не

нарушают его естественного сложения, а необходимое давление нагне→

тания практически не превышает 0,6 МПа. В результате инъекции необ→

ратимо преобразуются строительные свойства грунта основания в опре→

деленном объеме, значительно повышается его несущая способность и

резко снижается деформируемость. Однако следует иметь в виду, что

эти работы весьма дорогостоящи, трудоемки и применимы для грунтов

довольно узкого вида и состояния. Вместе с тем в отечественной и зарубежной практике в послед→

ние годы наметилась тенденция к использованию инъекции не только

для сплошного упрочнения определенной зоны основания, но и для об-

разования объемного структурного каркаса в основании сооружения или

для уплотнения слабопроницаемого грунта основания какого-либо со-

оружения путем разрыва сплошности грунтового массива вводимым в

грунт реагентом вплоть до подъема расположенного на нем сооружения

Совершенно очевидно, что давление нагнетания при этом достаточно

высоко и находится в интервале от 1,2 МПа до нескольких десятков. В ряде случаев необходимо не только упрочнить основание ре-

конструируемого сооружения, но и ликвидировать образовавшийся в

процессе эксплуатации прогиб. Здесь может быть использована высоко-

напорная (до 10 МПа) инъекция цементного раствора в грунт основания.

Обычно инъекцию осуществляют из специальных вертикальных шахт, в

которых веерообразно бурят горизонтальные скважины, прорезающие

основание сооружения. Эти скважины оснащаются специальными век-

торами с манжетами. После промывки скважин в них под высоким дав-

лением производится нагнетание цементного или бетонного раствора, а

иногда и их смеси. Благодаря создаваемому7 насосами и удерживаемому

специальными манжетами высокому давлению в основании наблюдает-

ся разрыв сплошности грунтового массива инъецируемым раствором.189

вследствие чего происходит не только уплотнение и упрочнение окру-

жающего скважину грунта, но и подъем основания.Примером удачного использования высоконапорной инъекации

основания могут служить работы по восстановлению тоннельных печей

длиной 180 м для изготовления шамотных изделий в Больших Опатови-

чах, Чехия [28]. Печи строились в 1961—1965 гг., а в 1966 г. были об-

наружены их первые деформации, которые к 1969 г. в некоторых отсе-

ках достигли 13 см. С того года начались их регулярные геодезические

измерения. В основании печей залегали высокопластичные илистые

глины большой толщины. При работе печей происходило высыхание и

усадка илов основания, что и явилось причиной их аварийных деформа-

ций. Регулярные геодезические наблюдения свидетельствовали о посто-

янном увеличении осадок и необходимости принятия срочных мер по

предотвращению возможной аварии.габ)Рис. 63. Упрочнение основания тоннельных печей высоконапорной инъекцией

а - расположение в плане трех тоннельных печей, осадочных марок на них,

вертикальных шахт и горизонтальных инъекционных скважин; б - развитие

осадок печей во времени; К1-К5 - нумерация шахт; 1-60 нумерация осадочных марок на печах. Согласно проекту, работы по упрочнению основания высокона-

порной инъекцией предусматривалось вести без остановки печей. С этой 190тш Ю71 J972 № 1974 1S7S №

Ш77 т<Г~ГТ979 IВт 1081 ♦ t

пт гжмоl 23456789 10Q

целью по длине печи было устроено пять шурфов (шахт) диаметром в

свету 3,6 м и глубиной 7 м, из которых веерообразно бурились го-

ризонтальные скважины диаметром 97 мм, перекрывающие все про-

странство под фундаментами печей (рис. 63,а). На поверхности была

смонтирована автоматическая инъекционная станция с насосами. Раз-

водка инъекционного раствора к отдельным участкам рабочих мест про-

изводилась по трубкам диаметром 30,5 см. Скважины оснащались инъ-

екционными трубками с манжетами. Инъекция основания илoцемент-

ным раствором, составленным из бентонита, цемента и воды, велась

этапами. Количество инжегируемого раствора зависело от величины

деформации основания в данном месте. Подъемы основания контроли-

ровались нивелировкой и автоматической измерительной аппаратурой,

систематически регистрирующей точные деформации. Ход деформаций

печи от нулевого отсчета в 1969 г. до начала высоконапорной инъекции

в 1979 г. и последующий их подъем показан на рис.63,6. Всего в осно-

вание печей было заинъектировано 584,8 м<sup>3</sup> илоцементного раствора.

Максимальная величина подъема печей составила 10 см. В настоящее

время печи нормально эксплуатируются. В период подготовки к строительству третьего транспортного

кольца в г. Москве тоннельный переход этого кольца диаметром 14м в

р-не Лефортово согласно проекту должен пройти под зданием Комен-

дантского полка - архитектурным памятником XIX в. на глубине около

40 м. Мульда оседания грунта над прошедшим тоннелем неизбежно вы-

зовет осадку зданий Комендантского полка, которую НИИОСП предпо-

лагает компенсировать высоконапорной инъекцией в пласт цементного

раствора. Предполагается осуществлять инъекцию из глубоких шурфов.

При этом будет осуществлен мониторинг зданий Комендантского полка.

В настоящее время завершаются работы по укреплению его фундамен-

тов цементацией. 7. Введение дополнительных опор Новые промежуточные опоры в реконструируемом здании слу-

жат для уменьшения нагрузок на существующие опоры. Их устройство в

жилых зданиях целесообразно при сплошной замене перекрытий и при

больших (более 7,5 м) пролетах. Фундаменты новых дополнительных

опор выполняют сборными и монолитными. Их проектируют в соответ-

ствии со СНиП 2.02.01—83\*. При введении в конструкцию здания фун-

даментов новых опор должны соблюдаться два условия: 191

максимальные и средние абсолютные осадки новых опор не

должны превышать допустимые нормами; разность осадок соседних опор не должна превышать допусти-

ную нормами. При этом следует учитывать, что осадки существующих в зда-

нии опор стабилизировались и практически равны нулю. Важным моментом при проектировании новых опор является

установление уровня заложения подошвы фундаментов по отношению к

существующим. Обычно стремятся к тому, чтобы угол превышения их

уровней заложения был не больше  $30^\circ$ . Если  $a/b < 1/2$ , новый фундамент

можно закладывать на расчетной отметке (рис.64)/ При  $a/b > 1/2$  глубину

нового фундамента дополнительно увеличивают на величину  $\Delta h > a - (b/2)$

или забивают шпунт из антисептированных досок до отметки подошвы

существующего фундамента. + 00 Рис.64. Устройство нового

фундамента на разных отмет-

ках вблизи существующего

фундамента

1 - отметка заложения суще-

ствующего фундамента; 2 -



пол подвала; 3 - пол первого

этажа; 4 - отметка заложения

проектируемого фундамента. Новые фундаменты не должны примыкать к существующим на

больших участках. Если примыкания избежать не удадутся, то новые

фундаменты закладывают на уровне существующих, но со строитель-

ным подъемом, равным величине ожидаемой осадки. При накладке

нового фундамента ниже существующего разработку котлована и уклад-

ку блоков производят захватками длиной не более 2 м. Допустимая разность отметок заложения соседних одиночных

или ленточных фундаментов не должна превышать определяемую из

неравенства  $(tg\alpha + c_i/p)$ , (61) где  $a$  - расстояние между ближайшими сторонами фундаментов;  $c_i$  и  $c_i$  - рас-

четные угол внутреннего трения и удельное сцепление грунта;  $p$  - среднее дав-

ление от расчетных нагрузок под подошвой расположенного выше фундамента.

192

Для отделения

старых фундаментов от новых практикуют устройство шпунтового ряда из антисептированных досок толщиной 5 см, забиваемых ниже подошвы фундаментов на глубину не менее 50 см (рис.65). При ширине подошвы нового фундамента  $b < 160$  см шпунтовый ряд следует забивать только в случае залегания в основании плавунных грунтов. В данном случае также может быть пригоден (при достаточном экономическом обосновании) стальной шпунт из строительного профильного металла. Указанные меры позволяют предохранить старые фундаменты от

дополнительных осадок, вызываемых осадкой новых фундаментов. Пер-

речисленные требования к устройству новых опор распространяются на

проектирование пристроек и встроек. Рис. 65. Схема устройства нового фунда-

на одном уровне с существующим

1 - существующий фундамент; 2 - шпунтовый ряд; 3 - проектируемый фунда-

мент

## Глава 7. ПРИМЕНЕНИЕ СВАЙ ПРИ УСИЛЕНИИ

### ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

1. Подводка под здание набивных свай При высокой деформируемости грунтов основания и наличии

подземных вод, осложняющих процесс уширения или дополнительного

заглубления фундаментов, нагрузки на более прочные слои грунта пере-

дают путем пересадки существующих фундаментов на сваи. В зависи-

мости от толщины слоя слабого грунта и глубины залегания кровли

прочного слоя свая будет работать как висячая или как стойка. В по-

следнем случае дальнейшее развитие осадок реконструируемого здания

приостанавливается. Несущую способность и число свай определяют

расчетом. Недостатком способа пересадки фундаментов на сваи является — 13 — 3454193-2 3

его сложность осуществления. Встречаются трудности и при устрой-

стве свай, Так, не рекомендуется забивать сваи в грунт, поскольку ди-

намические воздействия на основания реконструируемых зданий могут

привести к развитию трещин в их конструкциях. Наиболее целесообразный способ - погружение свай в грунт не-

посредственно из подвальных помещений. Для этого обсадные трубы

диаметром 250-375 мм погружают в основание с последующим извле-

чением из их внутренней полости грунта и заполнением их бетоном.

Затем в бетон вводят арматурные стержни. Сваи, применяемые при

этом способе, называются набившими. По способу уплотнения набив-

ные сваи бывают:бетонируемыми с трамбованием (сваи Страуса) для необвод-

ненных оснований; пневмонабивными с уплотнением бетонной смеси сжатым воздухом;

эти сваи используют в любых гидрогеологических условиях. Для свай Страуса применяют бетон марки 150-200. Высота каждой

загруженной в трубу порции бетона должна быть не менее 0,8-1 м

для возможности уплотнения смеси специальной трамбовкой без образования

бетонной пробки. В процессе трамбования бетона обсадная труба

медленно поднимается вверх и затем полностью извлекается из грунта.

Боковая поверхность такой сваи становится гофрированной, вследствие чего

увеличивается ее сцепление с грунтом. Ствол набивной сваи

армируют только в верхней части на высоту 1,2-2 м четырьмя-пятью

металлическими стержнями диаметром 12-16 мм. Длина свай Страуса

при усилении фундаментов составляет 6-12 м. Несущая способность свай

набивных свай - 200-400 кН, свай-стоек - 800-1000 кН и более. При устройстве пневмонабивных свай к верхней части обсадной

трубы прикрепляют шлюзовой аппарат, который соединен с сетью вод-

опровода. Под давлением до 0,4 МПа, создаваемым аппаратом, под-

земная вода отжимается из скважины, а также трамбуется бетон. Пнев-

монабивные сваи при необходимости могут армироваться. Марка бетона

и параметры скважины такие же, как и при устройстве свай Страуса. При усилении ленточных фундаментов набивные сваи распола-

гают параллельными рядами с обеих сторон фундамента, т. е. делают их

выносными. Расстояние между сваями в поперечном направлении опре-

деляется шириной фундамента, а также удобством расположения буро-

вого оборудования (рис. 66). Одиночные фундаменты можно усилить

двумя, а при необходимости и четырьмя симметрично расположен-

ными сваями (рис. 66, г, д). 194

Рис. 66. Усиление ленточных и одиночных фундаментов набивными сваями

1 - существующий фундамент; 2 - рандбалка (железобетонная или металл-)

лическая); 3 - свайный ростверк; 4 - набивная свая Работы по пересадке деформирующегося здания на сваи

выполняют в следующем порядке: в стене с обеих сторон над обрезом фундамента в специально

пробитой продольной борозде укладывают железобетонную или

стальную рандбалку и тщательно омоноличивают ее; бурят скважину, погружают в нее трубу; бетонируют скважину,

постепенно извлекая трубы; армируют головы свай, объединяя каждый

их ряд в единый ростверк, либо устанавливают поперечные

инвентарные железобетонные или металлические рандбалки,

необходимые для задавливания свай в грунт и включения их в работу; 13195а)б)я)Д)П

задавливают две сваи гидравлическими домкратами грузоподъ-

емностью не менее 100 т каждый (во избежание значительных осадок

после передачи нагрузки от сооружения на сваи); на участке между домкратами длиной около 2 м разбирают

фундаментную стену и омоноличивают ее с двумя рядами свайных ро-

стверков; домкраты и инвентарные ригели через 24 ч убирают, часть

фундаментной стены разбирают и бето-

нируют в опалубке по полному профи-

лю бетонной ступени с тщательным

вибрированием бетона. С 1926 г. по 1947 г. с переры-

вом на время войны в здании Малого

театра г. Москвы велись реконструк-

тивные и восстановительные работы с

подводкой набивных свай типа

"Страуса". Рис. 67. Схема первичного (1926-1947 гг.)

усиления фундаментов здания Малого теат-

ра 1 - кирпичная кладка на известковом рас-

творе; 2 - обетонированная стальная балка

сечением 52x97 см; 3 - бетонный ростверк

на деревянных сваях с заполнением гравием

и кирпичным щебнем; 4 - буронабивные

сваи "Страуса" диаметром 34...36 см; 5 - деревянные

сваи. Обследование, выполненным в 1975 г.,

установлена схема пер-



вого усиления фундаментов здания. Передача нагрузки от стен здания

театра на набивные сваи диаметром 34-36 см и длиной 11. .. 14 м осуще-

ствлялась через балочные ростверки из стальных обетонированных ба-

лок (рис. 67). Было также обнаружено, что от деревянных свай остались

только пустые гнезда, не заполненные грунтом. Набивные сваи выпол-

нялись некачественно. На их теле, особенно у головы свай, выявлено

множество раковин, пустот, расслоений бетона и т.п. Проведенное уси-

ление фундаментов лишь частично замедлило разрушение здания теат-

ра. Усиление фундаментов московской гостиницы «Метрополь»

также было выполнено на выносных набивных сваях. Здание гостиницы

196

строилось в первой половине XIX в. Оно имело в высоту два-три эта-

жа и деревянные свайные фундаменты. Через 60 лет эксплуатации его

подвергли капитальной реконструкции, в результате которой его этаж

ность была увеличена в 2 раза. При этом под него были подведены фун

даменты на естественном основании с глубиной заложения 5 м, а дере

вянные сваи соответственно на эту глубину срезаны. Основанием фун

даментов гостиницы служила неоднородная по составу и деформацион

ным свойствам толща грунтов, представленная со стороны Китайгород

ской стены песками средней крупности и средней плотности, а со сторо

ны пл. Революции - сильно сжимаемыми пластичными глинами с про

слойками песка. На глубине 10-12 м от уровня пола подвала залегала

кровля известняков. Так как давление на уровне подошвы новых фун

даментов было достаточно большим (0,22-0,3 МПа), начались неравно

мерные и длительные осадки здания. В его кирпичных стенах, имевших

толщину от 1,4 до 2,2, появилось большое число трещин. Положение

усугубило строительство вблизи гостиницы метрополитена, в результате

которого произошел вынос мелких частиц грунта из оснований. Было

принято решение о необходимости пересадки стен здания на набивные

сваи диаметром 325 мм с ростверком из стальных балок, прорезавших

стены на 1 м ниже уровня пола подвала. Всего под зданием было вы-

полнено 1700 свай длиной 11-14 м. Работы длились 2,5 года. Результа-

том их стала стабилизация осадок. При усилении столбчатых одиночных фундаментов набивные

сваи погружают в грунт в виде кустов. Передачу нагрузки на сваи про-

изводят сдвоенными поперечными балками, между которыми зажимают

колонну или фундамент деформирующегося здания. Несущую способность всячей одиночной набивной сваи вы-

числяют по СНиП 2.02.03—85:  $F_d = \gamma_c \cdot \gamma_{\text{св}} \cdot R_{\text{св}} \cdot A_{\text{св}}$  где  $\gamma_c$  - коэффициент условий работы сваи; в случае опирания ее на пылевато-

глинистые грунты со степенью влажности  $ST < 0,9$  и на лессовые грунты  $\gamma_c = 0,8$ ,

в остальных случаях  $u_{cR} = 1$ ;  $u_{cR}$  - коэффициент условий работы грунта под нижним концом сваи;  $u_{cR} = 1$  во всех случаях, за исключением свай с камуф-

летными уширениями, для которых  $u_{cR} = 1,3$ , и свай с уширением, бетонируе-

мым подводным способом, для которых  $u_{cR} = 0,9$ ;  $R$  - расчетное сопротивление

грунта под нижним концом сваи, кПа;  $A$  - площадь опирания сваи, м<sup>2</sup>;  $i$  - пери-

метр поперечного сечения ствола сваи, м;  $u_{cf}$  - коэффициент условий работы

грунта на боковой поверхности сваи;  $f_i$  - расчетное сопротивление  $i$ -го слоя

грунта на боковой поверхности ствола сваи, кПа;  $h_i$  - толщина  $i$ -го слоя грунта,

соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м. Число свай определяют делением общей нагрузки  $N$ , переда-

ваемой от сооружения, на несущую способность одной сваи, т. е.  $n = N/Fd$ . Набивные сваи в агрессивной водной или грунтовой среде

должны изготавливаться на сульфатостойком цементе либо помещаться в

химически устойчивые оболочки (полимерные трубы, гибкие пленки и

т.п.). С целью проверки сплошности тела набивных свай в нем при из-

готовлении оставляют полимерные трубки диаметром 1,5-5 см для кон-

троля радиоизотопными или рентгеновскими приборами. Примером реконструкции промышленного предприятия с ис-

пользованием буровых свай может служить восстановление фирмой

"Похъявахвистус" фундаментов бумагоделательной машины завода

фирмы Энсо Гутцайт в г. Иматра (Финляндия). В основании этой маши-

ны длиной около 200 м оказалось сложное напластование грунтов с про-

слойкой сильносжимаемой заиленной глины. Поверхность скалы зале-

гала на глубине около 50 м. Фундаментами бумагоделательной машины

служили забивные сваи. После сдачи машины в эксплуатацию стали

отмечать, что она претерпевает незатухающие во времени деформации.

Через несколько лет разность осадок ее в продольном направлении со-

ставила 150 мм, а в поперечном—до 70 мм, что значительно усложняло

эксплуатацию машины. Последующим бурением в местах наибольших

осадок фундаментов было установлено, что в этих местах концы свай

оказались в прослойке сильносжимаемого грунта и постепенно в него

погружались под воздействием нагрузки. По проекту предусматривалось, не прекращая работы бумагоде-

лательной машины, произвести ее выравнивание после пересадки ста-

нины на железобетонные ригельные балки с консолями, опертые на бу-

ровые сваи диаметром 900 и 1200 мм и максимальной длиной 25 м

(рис.68). Свая, находящаяся вблизи станины, работала на вдавливание,

а вторая, более удаленная, - на выдергивание, вследствие чего она заан-

керивалась стальным анкером в скальный грунт. После того, как работы

по изготовлению свай и ригельных балок завершились, с помощью дом-198

кратов было проведено выравнивание поперечного крена станины. Про-

дольный крен выправлять не стали, так как он не мешал эксплуатации

машины. Всего под машину было подведено 120 буровых свай. Работы

длились 2 года и обошлись фирме Энсо Гутцайт в 20 млн. финских ма-

рок. Рис. 68. Пересадка станины бума-

годелательной машины на буровые

сваи В отечественной практике

реконструкции зданий и сооруже-

ний имеется множество примеров,

когда подведение набивных или

буровых свай в основание зданий

и сооружений способствовало прекращению их прогрессирующих де-

формаций. 2. Усиление фундаментов вдавливаемыми сваями На основании опыта реконструкции зданий и сооружений сде-

лан вывод не в пользу динамических и вибрационных способов погру-

жения свай или шпунта в грунты как внутри реконструируемого здания,

так и в непосредственной близости от него. Установлено, что статиче-

ские способы погружения свай или шпунта, иначе говоря, вдавливание,

обладают большими преимуществами. К наиболее существенным из них

относятся следующие. Благодаря отсутствию динамических и ви-

брационных воздействий в конструкциях реконструируемого сооруже-

ния исключаются неравномерные осадки, трещины, разрушение и т.п. и

отпадает необходимость в усиленном армировании ствола сваи, особен-

но ее головной части. При этом марка бетона для вдавливаемых свай

может назначаться ниже. Бесспорно, что при вдавливании гарантирует-

ся высокая точность погружения. Вдавливание позволяет исключить

динамические воздействия, опасные вибрации, шум, загрязнение воз-

душной среды, неизбежное при работе дизель-молотов, и значительно

снизить энергозатраты. Однако технологии вдавливания свай присущи весьма серьез-

ные недостатки. В первую очередь следует отметить очень низкую про-



изводительность существующих вдавливающих установок. Так, в част

ности, применявшиеся на строительстве Братской ГЭС установки АВС-

З, АВС-35 на базе трактора С-100 и установка на базе экскаватора Э-

754 вдавливали железобетонные призматические сваи сечением 25х25 и

30х30 см в лидерные скважины со скоростью 1,5-3 м/мин. Лидерные

скважины диаметром 20-25 см для коротких свай длиной 6-7 м бури

лись в суглинках тугопластичной и полутвердой консистенции глубиной

на 0,5 м меньше проектной отметки острия сваи. Несамостоятельная установка конструкции треста № 101 Главленин-

градстроя вдавливают сваи со скоростью всего 0,2 м/мин. При реконст

рукции сцены Государственного академического театра оперы и балета

трест Ленмостострой погружал вдавливанием полые круглые железобе

тонные сваи диаметром 78 мм и длиной 15 м в слабые и средней плот

ности глинистые грунты. Образовавшийся при этом в их внутренней

полости грунтовый сердечник не вынимали. Общее время погружения

одной сваи на глубину 12 м составило 9 ч. Помимо того, большинство

вдавливающих установок громоздко, имеет низкую маневренность и

большую общую массу. Так, масса установки АВС-35 составляет 40,4 т,

вдавливающей установки на базе экскаватора Э-754 - 45 т, установки с

пригрузом конструкции треста № 101 Главленинградстроя - до 200 т. По данным В. П. Булова, на само вдавливание сваи установкой

АВС-35 затрачивается 11,5% всего времени на цикл, а на вспомогатель-

ные операции - 88,5%. Однако вряд ли на основе всего изложенного

следует делать вывод о том, что существующие вдавливающие установ-

ки не пригодны для усиления фундаментов эксплуатирующихся зданий.

Правильнее было бы разделить все известные установки на два класса.

В первый следовало бы включить те установки, которые могут вдавли-

вать сваи для нового строительства вблизи эксплуатирующихся зданий

и сооружений или внутри реконструируемых объектов, но где нет боль-

шой стесненности; во второй - все малогабаритные мобильные вдавли-

вающие устройства, с помощью которых можно работать в стесненных

условиях, в том числе под стеной сооружения, в подвале, на свайном

ростверке, фундаменте и т.п. (в дальнейшем изложении будут рассмат-

риваться установки именно этого класса). Установка конструкции треста № 101 Главленинградстроя ос-

нована на принципе вдавливания свай без направляющих. Установка

200

состоит из двух решетчатых рам с площадками для размещения груза

массой 180 т. Свая (или ее элемент) заводится в гидравлический ра-

бочий орган, зажимается по боковым граням специальным зажимным

устройством (гидродомкратом с усилием 5 102 кН),  
расположенным го

ризонгально. и погружается под действием  
вертикально направленного

усилия в 2103 кН от двух домкратов, прикладываемого  
к ее боковой

поверхности (рис.69). Штоки вертикально действующих  
домкратов со

единены между собой балкой. Поэтому при синхронном  
движении што

ков гидродомкратов вниз происходит вдавливание  
свай.Рис.69. Установка для вдавливания свай  
конструкции треста № 101 Главленин-градстроя1 -  
платформа; 2 - упорная балка; 3 - свая; 4 - домкраты  
вдавливания; 5 - груз;6 - домкраты захвата свайЕсли  
свая освобождена (зажим от горизонтально рас

положенных домкратов снят), а штоки вертикально  
поставленных дом

кратов двигаются вверх, то установка совершает  
холостой ход. При не

обходимости вместо холостого хода можно извлечь  
погруженную в

грунт обсадную трубу. Габариты установки в плане  
зависят от необхо

димой пригрузки и составляют 3x9 м при h=3 м.  
Максимальное вдавли

вающее усилие - 2103 кН, производительность - две-три сваи в смену.

Для восприятия реактивных усилий используется как сама установка

массой около 30 т, так и съемный пригруз, состоящий из необходимого

числа блоков массой по 5 т. Хотя описываемая установка несамоходная

и имеет крайне низкую производительность, благодаря обеспечению

большого усилия вдавливания ее использование в работах по реконст-

рукции является необходимым.201

В последнее время на строительных площадках Главленинград-

строя проходит производственную апробацию мобильная сваевдавли-

вающая установка УСВ-120 конструкции ВНИИГС НИИОСП, СКТБ

ЦНИИС, треста 28 Главленинградстроя и Пролетарского завода

(рис.70).Базовой машиной

для навесного оборудова-

ния служит экскаватор

ЭО-6122. Максимальное усилие вдавливания 1800 кН. Установкой можно задавливать железобетонные призматические сваи с поперечным сечением 30x30; 35x35 и 40x40 см длиной 4-16 м, в том числе наклонные. При необходимости сваи можно состыковывать. Их задавливание целесообразнее осуществлять через лидерные скважины. Производительность установки - 1 свая длиной 12 м сечением 35x35 см за 1 ч. Установку обслуживают два оператора 6- и 4-го разрядов. На большие расстояния она может транспортироваться трейлером. Масса экскаватора 56,3 т, масса навесного оборудования - 43 т, Главленинградстроем на одном из застроенных участков С.-

Петербуржской установкой было осуществлено вдавливание железобетонных

тонных состыкованных свай общей длиной 32м (16+16) с сечением

40х40 см в толщу слабых водонасыщенных грунтов. Время одного цикла

погружения свай, включающего погружение 1 м свай и перестановку

зажимного устройства, около 10 мин. Усилие вдавливания зависит от массы машины и может быть

увеличено добавлением инвентарного груза. Не исключен и способ по-

гружения свай в предварительно пробуренные скважины, что значи-

тельно снижает необходимое усилие вдавливания. Остановка для вдавливания свай УБПС-640 конструкции

УкрПТК Гидроспецстроя основана на принципе боковой передачи вер-

тикальных усилий на сваю с помощью гидравлических домкратов. Од-

202 Рис.70. Общий вид сваевдавливательной уста-

новки УСВ-120:1 - аутригеры; 2 - экскаватор; 3 - вдавли-  
вающее устройство; 4 - свая

нако здесь реактивное усилие передается не на громоздкое загрузочное

устройство, а на железобетонную плиту, расположенную под давлением

вающей установкой. При использовании сваевдавливающей установки

этой конструкции вначале устраивается железобетонная плита (которая

затем станет ростверком) с окнами для анкеров и свай. Погружение свай осуществляется гидравлическими системами

со скоростью 1 м/мин. Максимальное усилие погружения, которое мо-

жет создавать установка УБПС-640, составляет 640 кН. Во время про-

ведения работ по устройству новых фундаментов сценической части

Государственного театра оперы и балета им. Т.Г. Шевченко в Киеве

установкой УБПС-640 были задавлены все металлические сваи диамет-

ром 168 мм и общей длиной 12 м. Работы велись в подвальном помеще-

нии высотой 5 м и поэтому сваи заливались секциями по 3 м с со-



единением сваркой. В последующем внутренняя полость каждой сваи

заполнялась цементным раствором марки 200 через трубу диаметром 50

мм, оставляемую затем внутри сваи. Расчетная нагрузка на такую сваю

принималась равной 300 кН. Есть еще одна область применения вдавливаемых свай, погру-

жаемых в грунт установками типа УБПС - 640. В апреле 1991г. обру-

шился участок кремлевской стены в Великом Новгороде между Спас-

ской и Княжой башнями. Стена возведена в XV веке на искусственно

отсыпанном земляном валу крутизной примерно 1:2, ограниченном с

одной стороны рвом с водой, а с другой - ровной площадкой кремлев-

ского двора (рис.71, а). После расчистки вала от обломков было уста- Рис.71, а. Потеря

устойчивости

грунта в основа-

нии кремлевской

стены в г. Новго-

роде 203а)

Рис. 71, б. Устройство системы контрфорсов по склону вала Новгородского Кремля. В основе фундаментов в общепринятом смысле этого слова стена

не имела. Их заменяли уложенные по высоте в два ряда валуны,

причем нижний ряд наполовину вдавлен в верхний глинистый кон-204б)

тактный слой основания. Стена дугообразно сместилась по склону вниз,

причем краевые ее точки, находящиеся у границ обрушения стены, име-

ли нулевые смещения, а в середине дуги они составляли около 100 см.

Это свидетельствовало о наличии сдвига массива грунта вниз по склону. Стену восстановили, устроив под ней плитный железобетонный

фундамент. Для обеспечения устойчивости кремлевского вала автором

совместно с Л.В. Хазроном были предложены мероприятия, обеспечи-

вающие создание зон гарантированной устойчивости откоса вала в

виде нескольких заглубленных контрфорсов, прорезавших склон вала в

поперечном направлении. По их проектным разработкам предусматри-

валась система контрфорсов. Устроенных по склону вала с шагом 12м с

внешней его стороны и не соединенных с фундаментами стены

(рис.71,б). Тело контрфорсов образовывалось бетонными вдавленными

сваями. Основанием свай служил гравийно-галечниковый слой на глу-

бине 12 м от верхней кромки откоса. Для исключения сил, вызывающих

работу свай на изгиб и срез, они располагались с наклоном  $60^\circ$  к гори-

зонту. При вдавливании свай в три ряда уплотнялся грунтовый массив

между ними, который совместно со сваями и ростверком образовывал

контрфорс, удерживавший склон и сооружение на нем от оползания. Эта

разработка в настоящее время полностью реализована в натуре (между

Спасской и Княжой башнями) [43]. Установкой можно залавливать и

железобетонные длиномерные сваи, когда

помещение не ограничено по высоте. В стесненных условиях могут использоваться составные сваи, но в этом случае возникает проблема рационального стыка (рис.72). Рис.72. Конструктивная схема усиления фундаментов в подвальном помещении

1 - установка типа готовая свая; 2 - гидродомкраты с клиновым захватом; 3 - инвентарная труба (свая); 4 - готовая свая; 5 - железобетонный пол

Установка УБПС-640 была успешно использована в Херсоне при усилении фундаментов жилых зданий, сильно деформировавшихся в процессе

эксплуатации. Кафедрой строительного производства Уральского политехни-

ческого института (УПИ) совместно с управлением Уралэнергостройме-

ханизация запроектирован и изготовлен гидроцилиндровый сваевдавля-

ющий самоходный агрегат на базе гидрофицированного трактора Т-

100МТП. Рабочим органом навесного сваевдавляющего оборудования

служит гидравлический домкрат с усилием вдавливания 680 кН и ходом

поршня 112 см. Усилие вдавливания контролируется по манометру. Ре-

активное усилие воспринимается специальной стойкой и передается ин-

вентарному анкерующему устройству. Скорость погружения свай уста-

новкой УПИ значительно увеличивалась, если они вдавливались через

лидерную скважину, образуемую трубчатым лидером диаметром до

650 мм и длиной 3 м. Установка характеризуется высокой маневренно-

стью. пониженной металлоемкостью и усилием вдавливания, в 1,5-2

раза превышающим усилия аналогичных установок. Оригинальная конструкция сваевдавляющей установки на ба-

зе крана РДК-25 разработана и апробирована в производственных усло-

виях НИИСП. В ней вместо массивного пригруза для воспринятая реактивных

усилий от вдавливаемой сваи используются вакуумные анкеры, незна-

чительно заглубляемые в грунт. Иногда вместо монтажа тяжелых загрузочных устройств оказы-

вается удобнее использовать для восприятия реактивных усилий стены

самого реконструируемого сооружения. На этом принципе основано за-

давливание составных железобетонных свай типа Мега отдельными

элементами. Метод хорошо известен в нашей стране, а также удачно

применен на восстановительных работах за рубежом. Так, в частности,

большинство старых зданий гг. Хельсинки и Турку, дефор-

мировавшихся вследствие гниения голов деревянных свай, было восста-

новлено с использованием конструкций залавливаемых железобетонных

свай типа Мега. Такие сваи обеспечивают не только разгрузку слабых

слоев грунта, находящихся в верхней зоне основания, но и передачу на-

грузки от здания на глубокозалегающие прочные грунты (длина таких

свай достигает 25-30 м). Сваи типа Мега изготавливают из сборных железобетонных элементов длиной 80-100 см квадратными с поперечными сечениями 20x20 и 30x30 см (рис.73) или круглыми массой 100 кг со сквозным каналом по оси элемента диаметром 75-100 мм. Круглые элементы в стесненных условиях работы легче перекачивались. Последовательность работ по устройству заливляемой сваи показана на рис.74.

206

Под несущей стеной разрабатывают траншею шириной 1 м и глубиной не менее 1,5 м и устраивают в стене выравнивающую распределительную балку из металла или железобетона, которая

равномерно распреде-

ляет нагрузку от дом-

крата при нагружении

сваи. Нижний (пер-

вый) элемент сваи сострием устанавливают на дно котлована под выравнивающую балку и

залавливают строго вертикально в грунт основания с помощью гид-

равлического домкрата. Домкрат размещают между элементом сваи и

выравнивающей балкой [8].Рис.73. Элементы свай типа Мегаб)Рис.74. Последовательность работ

по устройству свай "Мега"

а-г - этапы выполнения работ:1 - несущая стена; 2 - домкрат;3 - насосная станция; 4 - нижний

элемент; 5 - рядовой элеменгт

сваи; 6 - стойка; 7 - головной эле-

мент; 8 - распределительная балкаКогда нижний элемент сваи вдавлен, домкрат и подкладки уби-

рают и на торец первого элемента устанавливают очередной элемент

сваи. На торцевые поверхности соприкасающихся элементов укладыва-207б)г)



ют выравнивающий цементный или известковый раствор, а в месте

стыковки монтируют соединительную гильзу. В других конструкциях

элементы свай соединяют с помощью закладываемых в гнезда торца

вертикальных штырей диаметром 40-50 мм. Стыковка и погружение

элементов свай производятся до тех пор, пока свая не достигнет необхо-

димой несущей способности, что можно визуальнo установить по манометру.

Последним устанавливают головной элемент сваи, размеры которого

значительно увеличены по сравнению с размерами рядовых элементов.

При этом нагрузка на домкрате, должна превышать расчетную в

1,8 раза. После этого достигнутую нагрузку фиксируют с помощью

стальных балок или специальных стоек. Согласно финским техническим

условиям, за пять обжатий суммарная осадка сваи не должна превышать

10 мм. Когда головной элемент оказывается полностью заклиненным,

домкрат демонтируют. В отверстия, находящиеся в центре задавленных

элементов, опускают арматуру, затем инъецируют раствор цемента.

Пространство между стойками или стальными балками монолитизируют

тощим бетоном марки 50. Опытные данные свидетельствуют о том, что

допускаемая нагрузка на висячие сваи сечением 30х30 см составляет

400 кН, а на сваи сечением 20х20 см -около 200 кН. Расстояние между

осями свай под стеной обычно составляет 1,3— 2,0 м.Использование свай Мега позволяет не только предотвратить

дальнейшее развитие осадок здания, но и увеличить объем его подвалов

ной части. Вместе с тем процесс задавливания свай Мега длителен и

трудоемок. Так, в частности, на одном реконструируемом жилом 7-

этажном доме в г. Турку (Финляндия) производилась замена сгнивших

деревянных свай сваями Мега. Общая длина задавливаемой сваи со

ставляла 10-12 м. Всего погружалось 160 свай. На усилении фундамента

работала бригада из 20 чел. Над подвальным помещением был смонти-

рован легкий кран для опускания элементов и насосная станция. Дом-

крат и элементы устанавливались вручную. В день квалифицированная

бригада залавливала всего две сваи. В одном из микрорайонов г. Тулы проводили усиление фунда-

ментов деформировавшегося пятиэтажного жилого здания вдавливае-

мыми сваями. Дом стоял вблизи крутого косогора, спланированного

насыпными грунтами. После усиления одного из торцов здания четыре-

мя вдавленными сваями были вновь зафиксированы его возрастающие

во времени деформации. Скорость осадки некоторых свай опережала

скорость осадки надфундаментных конструкций здания. Между головой

208

свай и нижней поясной балкой здания образовался зазор. По просьбе

института "Тулагражданпроект" обследованием здания занялись со-

трудники НИИОСП (автор совместно с Н С. Никифоровой и Ф.Ф Зех-

ниевым). Они установили следующее. Сваи под здание были подведены

с нарушением правил включения их в работу. Сначала их задавили

домкратами до проектной отметки, упираясь в поясную балку здания.

Потом давление в домкратах полностью сбросили и сняли их с голов

сваи, а зазор между головами свай и поясной балкой расклинили сталь-

ными клиньями. В результате всех операций сваи под зданием оказа-

лись не включенными в работу. После полного сброса нагрузки и де-

монтажа домкратов сваи вернулись в исходное положение. Их упругая

часть осадки ликвидировалась. Образовавшийся в ряде мест зазор меж-

ду головой сваи и нижней поясной балкой здания был вызван осадкой

сваи вследствие нагружающего трения насыпного грунта. Особенно в

случае, когда нижний конец сваи был недостаточно заглублен в проч-

ный подстилающий слой грунта. Спустя некоторое время специалистами

НИИОСП эти сваи были додавлены давлением, на 20% превышающим

расчетное давление. Затем, сохраняя расчетное давление на сваю, стой-

ками из стального профиля сваркой головы свай были скреплены с по-

ясной балкой. Зазоры между включенными в работу сваями и поясной

балкой впоследствии были забетонированы. Залавливаемые отдельными элементами сваи типа Мега могут

быть эффективно использованы для усиления фундаментов реконструи-

руемого с повышением нагрузок здания. Обычно это оказывается удоб-

ным в тех случаях, когда устройство траншей под стенами зданий для

подводки из них свай не сопряжено с понижением уровня подземных

вод. В противном случае технология работ по усилению фундаментов

здания сваями Мега может выглядеть следующим образом. В стенах

подвала на уровне его пола вырубают штрабы. в которые заводят арма

турный каркас плиты. После укладки каркаса плиту бетонируют. Само

стоятельно железобетонная плита как фундаментная конструкция рабо

тать не может, поскольку грунт под плитой в большинстве своем рых

лый. сильносжимаемый. Для включения этой плиты в работу здание

должно претерпеть значительные осадки, может быть даже намного

превышающие предельно допустимые для него. Но это равносильно то

му, что здание заведомо обрекается на разрушение. Поэтому пред

варительно в плите, согласно проекту усиления, по числу вдавливаемых

свай оставляются окна, через которые будут погружаться сваи, и за

кладные стальные анкеры для монтажа упорной конструкции. Общий

вид такого устройства показан на рис.75.14 — 3454 209

У/Последовательно через эти окна ведется погружение свай до

достижения ими проектной несущей способности. Затем голова сваи

должна быть омоноличена с плитой. Железобетонная плита в данном

случае будет играть роль свайного ростверка, не включенного в совме-

стную работу с грунтом основания. Аналогичным образом было проведено усиление плитного фун-

дамента распределительной станции Кемеровского коксохимического

завода, испытывавшего аварийные деформации [ 40 ]. Основание пли-

ты подверглось размыву водами аварийного коллектора. В фундамент-

ной плите были пробиты отверстия , размером в плане размером 0,5х0,5

м. через которые погружались в грунт 113 металлических трубчатых

свай диаметром 128... 146 мм, длиной 7...9 м, шагом 1,4...2,4 м. К ост-

рию свай была приварена плоская металлическая пятка диаметром 160

мм. Они работают как сваи-стойки, так как своим острием опираются на

галечниковый грунт. Соединение элементов свай длиной 0,5... 1,0 м

осуществлялось электросваркой. Их вдавливание велось механическими

винтовыми домкратами с электроприводом. Рабочий ход домкратов со-

ставлял 0,5 м. Домкраты упирались в рамы, приваренные к рабочей ар-

матуре плиты. Рабочая нагрузка на сваи была принята 200 кН. При дос-

тижении галечника свая обжималась усилием 300 кН. Включение свай в

совместную работу с плитой было произведено при расчетной нагрузке.

Внутренняя полость свай заполнялась бетоном. Деформации здания бы-

ли остановлены, и оно нормально эксплуатируется. Общие вопросы организации и технологии работ по усилению

фундаментов вдавливаемыми сваями изучались в НИИпромстрое и за-

вершились составлением "Инструкции по усилению фундаментов ава-

рийных и реконструируемых зданий многосекционными сваями" (ВСН



16-84) Минпромстроя. На многосекционные железобетонные сваи квад-210 Рис. 75. Задавливание свай типа

"Мега" через окна в железобе-

тонной плите: 1 - железобетонная плита; 2 -

свая "Мега"; 3 - анкерное уст-

ройство; 4 - домкрат Л7

ратную сечения 30x30 см и длиной 0,6; 0,9 и 1,2 м с ненапрягаемой

стержневой арматурой НИИпромстроем составлены рабочие чертежи.

Основные параметры секций таких свай приведены в табл. 36. Таблица 36 Марка секции

сваи Продольная арматура Расход материалов на

одну секцию Масса одной

секции, кг армату-

ры, кг бетона

марки 300,

мЗС болтовым стыком СМ 0,6.30-640 16А-

II 16,10,054151 СМ 0,9.30-640 16А-II 18,30,081221 СМ

1,2.30-640 16А-II 20,50,108290 Со штыревым стыком СМ

1,2.30-ш40 16А-I 7,410,054142 СМ 1,2.30-ш40 16А-

I 8,420,081211 СМ 1,2.30-ш40 16А-

I 9,430,108280 Технология погружения этих свай

практически аналогична тех-

нологии погружения свай Мега. Исключение составляет стыковки сек-

ций, которые фиксируются на болтах или с помощью штырей. Болтовой

стык способен воспринять изгибающие моменты, перерезывающие и

выдергивающие усилия. Если на сваю действует только вдавливающее

продольное усилие, то соединение секций сваи может осуществляться

стальным штыревым стыком. Стальной штырь диаметром 40-50 мм и

длиной 250-300 мм устанавливается вдоль продольной оси секций в

специальных гнездах соответствующих размеров. В Инструкции НИИпромстроя достаточно детально рассмотрены

основные вопросы проектирования усиления фундаментов. Много-

секционные сваи применены при усилении аварийного здания Центра

начисления пенсий в Уфе, где их использовали вместо стальных труб

диаметром 300-400 мм, заполняемых бетоном марок 200—300. Они с

успехом могут применяться как при наличии пространства под фунда-

ментом или упорным элементом, так и при его отсутствии (рис.76). По

данным Э.И. Мулюкова. стоимость свай с болтовыми стыками или

штыревыми в 2-3 раза ниже стоимости стальных трубчатых свай. Поэлементное задавливание стальных трубчатых свай стало

применяться у нас в стране еще в начале 40-х годов [9]. Обычно для 14\* 211

этого использовали отрезки стальных труб, свариваемых между собой

по мере их задавливания в грунт гидравлическим домкратом. Первое

звено в такой свае делается закрытым и служит его наконечником.

Вследствие этого ему придают специальную форму, способствующую

вертикальному погружению сваи. Так как со временем металлическая

труба будет корродировать, целесообразно в ее внутренней полости ус-

тановить арматурными каркас и забетонировать ее. В случае полной

коррозии стенок трубы вся нагрузка будет восприниматься железобетонным

тонным заполнением. Следует отметить, что данные о скорости коррозии

металлических свай в грунте весьма ограничены и противоречивы.

Так, Е. Прентис и Дж. Уайт и японские исследователи на основе экспериментальных

измерений показали, что за 10 лет скорость коррозии металла

составляла 0,01 мм в год и мало зависела от состава стали, грунтовых

условий, наличия сварных швов и антикоррозийного защитного

покрытия. Некоторые специалисты считают, что корродирует только

внешний слой металла толщиной 3-4 мм, а образовавшаяся при этом

пленка защищает металл от дальнейшего разрушения. Фундаменты получившего большой крен жилого здания в

г. Сумгаите (см. гл. 1) были усилены по проекту Э.М. Генделя вдавленными

сваями из труб диаметром 426 мм (рис.77). Распределителем

давления от домкрата на фундаменг служила наддомкратная рас→

пределительная балка, высота которой зависела от прочности материала

фундамента и нагрузки на сваю. Самым рациональным во всей этой

технологии вдавливания элементов свай из труб является размещение

гидравлического домкрата. Если при вдавливании свай Мега домкрат

после погружения каждого элемента снимают с тем, чтобы снова уста→

новить его на голову нового элемента, то в этом случае корпус домкрата

прихватывался сваркой к надцомкратной балке и все время вдавливания

висел над сваей. Трубчатые вдавливаемые сваи были также успешно использо→

ваны при усилении фундаментов деформировавшегося Потешного двор→

ца в Московском Кремле - памятника архитектуры XVII века. Здание

мело 3...6 этажей. За 300 лет существования оно осело, примерно, на

1 м и имело трещины с раскрытием до 40 мм. В основании ленточных

фундаментов были обнаружены сгнившие деревянные сваи, вернее, пус

тоты от них с остатками древесины. Толща насыпных грунтов в основа

нии здания представляла собой смесь песка и супеси с боем кирпича й

известняка высотой около 15 м. Ниже залегал слой черного цвета высо

той до 7,0 м с содержанием органики от 14 до 22%, подстилаемый от

ложениями каменноугольной системы. За 35 последних лет, когда за

212

Рис.76. Погружение свай при наличии (а) и отсутствии (б) пространства подупорным элементом

а - упор-балка продольная двусторонняя; б - упор-балка поперечная двухкон

сольная; 1 - свая; 2 - домкрат; 3 - упор; 4 - насосная станция О)

Рис. 77. Схема вдавливания трубчатых свай под

стенами деформировавшегося жилого дома в г.

Сумгаите

а - установка первого звена сваи с на

конечниками: б - свая, вдавленная на всю длину:

1 - надсомкратная подушка: 2 - гидравлический

домкрат: 3 - наконечник; 4 - глина твердая памятником  
велись регулярные инструментальные наблюдения,  
здание

село на 118... 126 мм. Строительство Дворца съездов в  
Москве привело

к понижению уровня подземных вод и дополнительной  
осадке Потешно

го дворца. Химическое закрепление грунтов основания  
положительных

результатов не дало. Поэтому было решено усилить  
фундаменты дворца

по проекту Э.М. Генделя залавливаемыми стальными  
сваями типа Ме

га. длиной 18 м, диаметром 351 мм с расчетным  
давлением на сваю,

равным 300 кН. Предварительно закрепили кладку и  
фундаменты це

ментно-известковым раствором, а затем усилили  
фундаменты сваями.

Одновременно вдавливалось по две св^и. По  
завершении этих работ

деформации здания стабилизировались. Накануне 100-  
летнего юбилея поэта Пушкинский комитет об

следовал родовое кладбище Пушкиных. Убедившись в  
опасном состоя

нии могилы поэта комитет поручил псковскому инженеру В.Л. Назимову

разработать проект укрепления откоса Синичьей горы и устройство (рис. 78)

террасы у могилы А.С. Пушкина и захоронений Ганнибалов. Летом

1902 г. в откосе горы с восточной стороны были заложены основания

двух каменных подпорных стен, располагаемых ярусами по склону горы

(см. рис. 78). Затем пришлось насыпать горизонтальную площадку во

круг могилы, находящейся ранее на краю склона, установить по верху

подпорной стенки верхнего яруса мраморную балюстраду и памятник

А.С. Пушкину. Однако, возведение подпорных стен с восточной и се

верной сторон крутого могильного холма, а также отсыпка площадки

вокруг памятника с течением времени значительно изменили существо

вавшее здесь в течение ряда веков равновесие в гидрогеологической и

гидротехнической обстановке. Рис. 78. Разрез Синичьей



горы и некрополя Пушки-  
ных-Ганнибалов в Свято-  
горском монастыре

а - разрез усиленной стен-  
ки верхнего яруса восточ-  
ного склона холма; б -

план подпорной стенки с

элементами усиления: 1 - памятник на могиле А.С.  
Пушкина; 2 - плиты

гранитной отмостки; 3-

подпорная стенка верхне-

го яруса восточного скло-

на холма; 4 - монолитный

контрфорс; 5 - свайный

ростверк; 6 - подпорная

стенка нижнего яруса

восточного склона холма;

7 - северная подпорная

стенка; 8 - упорная моно-

литная железобетонная

балка; 9 - настенная гео-

дезическая марка; 10 -

монастырская стена; 11 -

анкерная задавленная

свая, работающая на сжа-

тие; 12 - анкерная задавленная свая, работающая на выдергивание; 13 - балю-

страда: 14 - колокольня 2150) План 912

В 1994г. группа сотрудников НИИОСПа по собственной ини-

циативе провела первичное обследование с замерами некрополя Пушки-

ных-Ганнибалов и подпорных стеной холма [41]. При обследовании

этих сооружений, в первую очередь насыпной площадки вокруг памят-

ника, было отмечено следующее: • Просадка толщи насыпного грунта на площадке вокруг памят-

ника, горизонтальная сдвижка плит отмостки в сторону балюстрады

(откоса), расширение зазоров между ними и образование общего уклона

в сторону балюстрады (откоса); • Просадка насыпного грунта отмосток и отрыв ее от старой кладки; •

Отклонение балюстрады от вертикали, разрыв углового (мра-

морного) столбика балюстрады и выход левой его части из плоскости в

сторон}7 откоса.Проектом усиления (автора совместно с И.В. Хазроном) под-

порных стен, разработанным для обеспечения их устойчивости при за-

мачивании или обводнении грунтов предусматривалось устройство пе-

ред подпорными стенками на откосе упорных железобетонных плит -

ростверков мелкого заложения с вертикальными контрфорсами, жестко

связанными с ростверками, а также горизонтальных железобетонных

балок, бетонируемых у фундаментов подпорных стен.Контрфорсы, железобетонные балки и ростверки прибетониро-

ванные впритык к подпорным стенам, воспринимали горизонтальные

сдвиговые усилия и изгибающие моменты. Эти усилия через ростверки

передавались на наклонные сваи, половина из которых, направленных в

сторону откоса воспринимали сжимающие усилия. Остальные сваи (ан-

керные) с противоположным углом наклона, направленные под опор-

ную стену, воспринимали растягивающие усилия и работали на выдерги-

вание. Проект усиления опорных стен предусматривал устройство

свай методом вдавливания обсадных труб с последующим их извлече-

нием и одновременным бетонированием свай. Упором для механизма

вдавливания труб являлся железобетонный ростверк, бетонированный

на поверхности откосов с заглублением в грунт до 750 мм. Габариты ростверков определялись с учетом обеспечения необ-

ходимой их массы при вдавливании. Усилие вдавливания при этом не

превышало 20 тс. Обсадные трубы погружались после достижения 80...

100 % прочности бетона ростверка. Контрфорсы на ростверках бетони-

ровались до вдавливания свай в упор к опорным стенкам. Примыкая 216

к подпорным стенкам, контрфорсы совместно с ростверками обеспечи-

вали необходимую опору при задавливании свай. Для обеспечения не-

сущей способности свай в нижней их зоне предусматривалось уширение. Задавливание колонны труб для устройства следующей сваи до-

пускалось после набора 100 % прочности предыдущей сваей. Для уско-

рения производства работ вдавливание свай осуществлялось на сосед-

них ростверках. Каждая свая перед бетонированием (после погружения

колонны труб) сдавалась по акту на скрытые работы техническому над-

зору Заказчика с указанием глубины погружения труб и наличия армату-

турного стержня. Вместо труб в качестве свай могут задавливаться стальные

профильные элементы. Для погружения вдавливаемых свай, кроме известных механи-

ческих приспособлений, Э.А. Товмасыном предложено использовать

электромеханические подъемники, которые позволяют вдавливать сваи

без ограничения длины, осуществлять вдавливание как вертикальных

свай, так и свай под углом, рядом с существующим фундаментом и че→

рез него, повысить производительность труда, значительно сократить

сроки выполнения работ. Опыт работ по вдавливанию свай свидетельствует о том, что

его целесообразно проводить в насыпных, слабых водонасыщенных

грунтах и в связных грунтах с показателем текучести  $II > 0,3$ . В песчаных

грунтах, а также неоднородных напластованиях с плотными про→

слойками и прочными включениями без проведения специальных меро→

приятий (проходка лидерной скважины, рыхление шнеком, подмыв,

антифрикционные смазки) вдавливание свай не рекомендуется. Несмотря на сравнительно широкое распространение вдавлива→

ния свай при усилении фундаментов, еще нет единой точки зрения на

значение усилия, которое требуется передать на сваю перед включением

ее в совместную работу с сооружением. Есть мнение, что усилие обжа-

тия вдавливаемых свай домкратами на последней ступени должно в 1,5-2 раза превышать расчетную нагрузку. Методика НИИпромстроя преду-

сматривает по завершении вдавливания выдержку домкрата при рас-

четном усилии до условной стабилизации (осадка менее  $0,5$  мм за  $30$

мин). По нашему мнению, на последней ступени вдавливающее усилие

должно быть выше расчетного не менее чем на  $50\%$ . При проектировании вдавливаемых свай необходимо исходить

из условия  $t g Q_j > N_a M K > F_d$ , (63)217

где  $t$ —коэффициент надежности, принимаемый равным  $0,5-0,7$ ;  $g$  - ускорение

свободного падения, равное  $9,8$  м/с<sup>2</sup>;  $Q_i$  - нормативная масса строительных кон-

струкций (собственная масса существующего фундамента, стен и др.), прихо-

дящаяся на один домкрат при вдавливании сваи;  $N^k$  - предельное усилие вдав-

ливания сваи;  $F_d$ - несущая способность сваи, принимаемая по СНиП 2.02.03-85. Для участка усиливаемого фундамента, на котором проводится

вдавливание свай одновременно несколькими домкратами, неравенство

(63) примет вид  $m g Q_n \leq N \leq F d_n$ . (64) где  $Q_n$  - нормативная масса строительных конструкций, приходящаяся на рас-

четный участок усиливаемого фундамента;  $n$  - число домкратов (свай). Расчет упорных элементов и свай выполняется в соответствии с

требованиями СНиП на проектирование бетонных и железобетонных,

стальных, каменных и армокаменных конструкций. При необходимости

предусматриваются стальные тяжи для прикрепления упорных элемен-

тов к стене. При поперечных двухконсольных упорных балках рассчи-

тываются страховочные инвентарные подкосы либо растяжки. Допускаемая реактивная нагрузка на упорные элементы опре-

деляется прочностными свойствами материалов (кирпичная кладка, бе-

тон и т.п.) и конструктивными особенностями упорного элемента с уче-

том его износа. Расчетная допускаемая нагрузка на упорный элемент



сваи (прочность по материалу) должна удовлетворять условию  $m_2 N_0 > m_1 m_3 F_d$ , (65) где  $m_2$  - коэффициент условий работы упорного элемента и сваи, равный 0,9;  $N_0$  - расчетная допускаемая нагрузка на упорный элемент и сваю;  $m_1$  -

коэффициент условий работы многосекционной сваи; для железобетонной сваи

с болтовым стыком  $m_1 = 1,0$ ; для стальной трубчатой или коробчатой сваи, за-

полненной раствором (бетоном),  $m_1 = 1,1$ ; для железобетонной сваи со штыре-

вым стыком  $m_1 = 0,95$ ;  $m_3$  - коэффициент, учитывающий усилие вдавливания

многосекционной сваи, равный 1,2. Несущая способность многосекционной сваи по грунту должна

удовлетворять условию  $F_d > N$  (66) 218

где  $F_d$  - расчетная нагрузка, допускаемая на сваю (но несущей способности

грунта);  $N$  - расчетная нагрузка, передаваемая на сваю. Несущая способность многосекционной сваи по грунту может

определяться по формуле  $F_{d.} = m_1 F_{d.} / k_n$ , (67) где  $m_1$  - то же, что в формуле (65);  $F_{d.}^*$  - несущая способность обычной сваи, раз-

меры которой равны размерам многосекционной сваи;  $k_n$  - коэффициент надеж-

ности, равный 1,1, либо по СНиП 2.02.03-85 для обычной забивной сваи,

размеры которой равны размерам многосекционной сваи, либо формуле (62). Коэффициенты  $\alpha$  и  $\beta$  для вдавливаемых свай берутся по табл.

37. Она составлена ЕМ. Перлеем, С.В. Светинским и С.В. Гдалиным по

материалам ВНИИГСа, а также опытными данными, полученными при

вдавливании свай в песчаные и пылевато-глинистые грунты различных

видов. В ней учтена и технология погружения свай: с помощью подмыва

или в лидерные скважины различного диаметра. Предпочтение должно

быть отдано тому расчетному методу, который дает меньшие значения  $F_d$ . Осадки от дополнительных нагрузок не должны превышать 10-

30% предельных осадок, принимаемых в соответствии со СНиП

2.02.0183\*.  $A < k [S]$ , (68) где  $D$  - дополнительная осадка реконструируемого здания после усиления фунда-

мента и приложения дополнительных постоянных и временных нагрузок;  $k$  -

коэффициент, зависящий от соотношения дополнительных нагрузок  $M_{доп}$  и  $n_{доп}$

грузок до реконструкции  $N_0$ , принимаемый равным:  $k = 0,1$  при  $N_{дон} < 0,3 N_0$ ;

$k = 0,2$   $0,3 < N_{дон} < 0,6 N_0$ ; (69)

$k = 0,3$   $N_{до,,} > 0,6 N_0$ ; [S] - предельно допустимая совместная деформация основания и зда

ния, устанавливаемая по СНиП 2.02.01-83\*.219

Таблица 37 Грунты Коэффициенты  $u_{CRH}$   $u_{сf}$ , учитываемые при расчете несущей

способности вдавливаемых свай под нижним кон

цом сваи  $u_{CRH}$  на боковой поверхности сваи  $u_{сf}$  погруже

ние без лидер-

ных скважин

или подмыва погруженные в лидер-

ные скважины погружение

с подмывом Ат 3? °т • Г Пески

средней

плотности:

крупные,

средней

крупности

и мелкие

пылева

тые1,01,01,00,80,5.0,40,60,51,00,80,90,7Пылеватоглин  
истые:  $|| < 0,5 || > 0,51,11,01,11,00,60,50,70,61,01,01,00,9$ Пр  
имечание.  $d_n$  - диаметр лидера;  $d$  - поперечный размер  
свай. Одной из разновидностей методов вдавливания  
свай под экс

плуатируемые сооружения является их  
додавливание. Необходи

мость в нем возникает в тех случаях, когда при  
устройстве свайных

фундаментов из-за плохой изученности инженерно-  
геологических усло

вий концы свай оказываются в толще слабого грунта.  
Развивающиеся

неравномерные осадки здания можно предотвратить  
дополнительным

задавливанием существующих свай до прочного грунта.  
Естественно,

что всякого рода повышение нагрузок на такие здания  
при рекон

струкции оказывается невозможным до тех пор, пока не  
будут ликви

рованы причины деформаций. Примером работ такого  
рода может служить восстановление

эксплуатационной пригодности 12-этажного здания,  
причины деформа

ций которого изложены в гл. 1 [50]. Работы по усилению фундаментов

выполнялись методом додавливания свай при полностью смонтирован-

ном здании. На участке, где сваи оказались в слое слабого грунта, было

произведено дополнительно их задавливание до прочного грунта. Число

220

погружаемых свай устанавливалось из расчета передает на них нагруз-

ки от лежащих выше конструкций, расположенных в пределах участка

недопогруженных свай, и составляло, как правило, три сваи на ось. Рас-

четная нагрузка на сваю после ее додавливания составляла 800 кН. Технология работ по допогружению свай сводилась к следу-

ющему. Вдоль наружной стены здания был разработан котлован (рис. 79)

на глубину 1,2 м ниже свайного ростверка Кроме того, вручную он был

расширен и до поперечных стен. Затем сваи подрубались на уровне 15-

20 см от дна котлована и на них надевался металлический оголовок. К

оголовнику на сварке прикреплялось первое звено стальной трубы диа-

метром 325 мм и длиной 0,5 м. Для передачи давления от домкрата на

ростверк к нему прикреплялась поддомкратная стальная балка, а на го-

лову первого звена укладывалась распределительная стальная плита.

Задавливание свай домкратами грузоподъемности 200 т велось на глу-

бину от 0,2 до 3,5 м. Очередные звенья наращивались сваркой. После

окончания задавливания сваю с помощью парных стоек из швеллеров

№24 перекрепляли на ростверк. Все работы вела бригада из пяти чело-

век. На додавливание одной сваи затрачивалось 4-5 человеко-смен. Та-

ким образом, было погружено 80 свай. Несущая способность их, по дан-

ным статических испытаний, составила 800-960 кН. Полости всех труб

заполнялись бетоном. По завершении всех работ деформации здания

прекратились. Рис. 79. Допогружение недобитых свай в

основании жилого 12-этажного дома 1 - песок; 2 - сапропель; 3 - торф; 4 - суг-

линки; 5 - торф; 6 - насыпь Однако работы по додавлива-  
нию могут по ряду причин и не принес-

ти ожидаемых результатов. Свидетель-

ством этому может служить следующий

пример. На одной из намывных площа-

док был построен 9-этажный крупнопан-

ельный дом на свайных фундаментах. Согласно  
проекту длина свай составля-

ла 12 м. Предполагалось, что они про-

режут верхнюю 7-9-метровую толщу

мелких и средней крупности намывных

песков, а также 1,5-2-метровые слои искусственно  
погребенных торфов<sup>221</sup>

В надфунда-

ментных конструкциях

появились незатухающие

трещины и выколы. Встал вопрос о возмож-

ности его дальнейшей эксплуатации. Тогда и было  
решено усилить фун-

даменты додавливанием свай. Технология ведения работ по додавлива-222

нию не отличалась от описанной выше. Однако ни одну сваю под домом

додавить не удалось. И хотя домкрат на свае развивал усилие в 1000 кН,

трение песка по боковой поверхности сваи не было преодолено. Даль-

нейшее повышение залавливающего усилия приводило к разрушению

голов свай. В связи с этим работы по усилению фундаментов пришлось

прекратить [42].3. Буроинъекционные сваиДля многих традиционных способов усиления оснований и фун-

даментов общими являются невозможность применения в любых грун-

товых условиях, а также высокая стоимость и трудоемкость производст-

ва работ. Усиление фундаментов путем устройства буроинъекционных

свай возможно в любых грунтовых условиях, при этом стоимость работ

снижается в 2-2,5 раза.С помощью буроинъекционных

свай можно проводить усиление фундамен-

тов, не разрабатывая котлованы и не нару-



шая естественной структуры грунтов основания, так как применяемое для их устройства оборудование не создает динамических воздействий и, кроме того, оно малогабаритно и может быть установлено как внутри жилого или производственного помещения, так и в его подвальной части.

Усиление этим способом наиболее целесообразно выполнять, если грунты основания реконструируемого здания имеют низкую несущую способность. В этом случае часть или всю нагрузку от фундамента передают на более глубоко расположенные прочные слои грунта, для чего устраивают под зданием буроинъекционные сваи - своего рода

жесткие корни в грунте. Буроинъекционные сваи за рубежом называют

корневидными (рис. 82). Впервые они были предложены итальянской

фирмой "Фондедиле". Во Франции они также известны, и их называют

микросваями. Буроинъекционные сваи целесообразно также применять

при строительстве новых сооружений рядом с существующими. Это бы-

вает необходимо, когда сооружение объектов ведется в условиях сло-

жившейся застройки, при реконструкции действующих предприятий и

цехов, усилении фундаментов под оборудование, защите существующих

Рис. 82. Усиление фундамен-

тов буроинъекционными  
сваями

зданий от возможных подвижек грунта при разработке глубоких котло-

ванов, проходке тоннелей метро, коллекторов и пр. В этих случаях

обычные сваи из-за вибрации, ударов и громоздкости технологического

оборудования оказываются неприменимыми. Сооружение свай по технологии НИИ оснований и подземных

сооружений (Х.А. Джантимиров, Б. С. Федоров) начинается с бурения

скважины диаметром 80-250 мм. Вертикальные или наклонные скважи-

ны выполняют станками вращательного бурения непосредственно через

стены и фундаменты усиливаемых объектов прямо с тротуара. Имеется

большой выбор малогабаритных буровых станков, которые могут ис-

пользоваться для этой цели. Например, в объединении Гидроспецстрой

применяют станки СБА-500, позволяющие в зависимости от грунтовых

условий бурить скважины шнеком, шарошечным долотом, колонковой

трубой без крепления скважин, под защитой обсадных труб или глини-

стого раствора. Разработана технология бурения скважин трехшарошеч-

ным долотом с промывкой грунта в скважине глинистым раствором.

Технологическая линия по бурению скважин состоит из малогабаритных

буровых станков СБА-500 или СКБ-4, растворонасосов СО-48 (С-854)

или СО-48 (С-855), ситогидроциклонной установки 4СГУ2, приемных

емкостей и раствороводов. Линия работает по замкнутому циклу. Для

бурения кирпичной и каменной кладки и бетонных блоков используют

те же долота. Разбуренный материал при этом удаляется из отверстия

сжатым воздухом или через буровой став скважина промывается све-

жим буровым раствором в течение 3 . . . 5 мин. После окончания бурения до проектной глубины и извлечения

бурового механизма в скважину, заполненную глинистым раствором,

опускают секциями арматурный каркас (рис.83). Он состоит из трех-

четырех стержней арматурной стали диаметром 10-16 мм и круглых

хомутов, диаметр которых на 10-16 мм меньше диаметра скважины.

Длина секции арматурного каркаса лимитируется высотой помещения, в

котором производятся работы, и обычно не превышает 3 м. Между со-

бой секции соединяют сваркой. Для предупреждения отклонения карка-

са от оси скважины на нем ставят фиксаторы, привариваемые вдоль

рабочих стержней. Сваи-стойки армируют на всю длину, висячие сваи

могут не иметь арматуры в нижней части. После установки арматурного каркаса или параллельно с его ус-

тановкой в скважину опускают инъекционную трубу диаметром 25-50

мм из звеньев длиной 1000-2500 мм, соединяемых муфтами. Через нее

скважину заполняют цементно-песчаным раствором, подаваемым насо-

сами СО-49 под давлением до 0,3 МПа. Подача насоса составляет 4 м<sup>3</sup>/ч224

при ее дальности по горизонтали 150 м, по вертикали 30 м. Глинистый

раствор из скважины при этом вытесняется и в ее нижней части, где

давление наибольшее, происходит обжатие стенок с образованием не-

больших уширений ствола-выступов. Рис.83. Технологическая схема изготовления буроинъекционных свай с про-

мывкой скважин бентонитовым раствором

I - бурение скважин шарошечным долотом; П - установка армокаркаса; Ш - ус-

тановка инъекционной трубы и заполнение скважины раствором: IV - установка

тампона и опрессовка скважины с забоя; V - опрессовка скважины с устья: 1 - буровой став; 2 - армокаркас; 3 - инъекционная труба; 4 - усиливаемый

фундамент; 5 - устьевой лоток; 6 - тампон с сальником; 7 - готовая свая После заполнения скважины раствором инъекционную трубу

извлекают, а скважину опрессовывают через клапан сжатым воздухом

давлением 0,3—0,5 МПа или дополнительным цементно-песчаным рас-

твором, подаваемым под давлением от раствора насоса. После опрессов-

ки воздухом скважину заполняют цементно-песчаным раствором до ее

устья. Если скважины сооружают под защитой обсадных труб, то в не-

которых грунтовых условиях (например, в крупнообломочных грунтах

или крупных песках) при опрессовке происходит отжатие жидкой фазы

раствора в крупные поры грунта. При этом между свай и грунтом обра-

зуется промежуточная зона из сцементированного грунта, которая зна-

чительно увеличивает несущую способность свай (толщина зо-

ны достигает половины диаметра свай).15 — 3454 225/ II  
HL tV V7г621

По опыту работ на реконструкции Старого Гостиного  
Двора в

г. Москве угол наклона буроинъекционных свай к  
вертикали, принимав-

шийся для усиления его фундаментов, не превышал 8-  
10°.Этим способом выполнено усиление 4-этажного  
администра-

тивного здания ВЦСПС в Москве на ул. Тани Макаровой.  
Здание кир-

пичное, длиной более 80 м, построено в начале XX в. на  
берегу канала.

Стены подвала здания опираются на деревянные сваи,  
забитые в слой

зоторфованного суглинка толщиной 4 м. Ниже, до  
отметки 15 м, залега-

ет текучая супесь, до отметки 25 м - песок. По мере  
разрушения дере-

вянных свай от гниения здание получило  
неравномерные осадки, вызы-

вавшие трещины в стенах. Проектом предусмотрено  
устройство под

зданием около 700 свай длиной 15-20м, заглубленных  
нижней частью в

пески. Буроинъекционные сваи выполнены с уровня пола первого этажа

и с наружной стороны здания с отметки тротуара. Буроинъекционные

сваи были успешно использованы при реконструкции зданий МХАТа и

Государственной Третьяковской галереи [10], при стабилизации аварий-

ных деформаций жилого дома в Пскове (описание их причин приведено

в гл. 1), цеха Рижского электромашиностроительного завода, клуба на

ул. Покровка в Москве (см. гл. 4) и т.д. Однако, при использовании буроинъекционных свай подчас

складываются обстоятельства, приводящие к аварийным ситуациям.

Так, в частности, в Последнем переулке г. Москвы одна частная фирма

завершала реконструкцию старого кирпичного 4-этажного дома. Его

фундаменты были усилены буроинъекционными сваями. На объекте

заканчивались отделочные работы. Одновременно другая частная фирма

для своего здания в непосредственной близости от реконструируемого



здания копала глубокий котлован. Никаких взаимодействий и согласо-

ваний между собой обе фирмы не имели. В результате грунты основа-

ний ближайшей к котловану секции реконструируемого здания потеряли

устойчивость, и эта секция рухнула на высоту всех четырех этажей. При

этом буроинъекционные сваи в ее основании были выдернуты из грунта

и сломаны. В Москве на Гоголевском бульваре проводилась реконструкция

фундаментов шестиэтажного кирпичного жилого дома постройки 1903 г.

В связи с увеличением вертикальных нагрузок на его фундаменты было

разработано их усиление буроинъекционными сваями длиной 12-14 м,

прорезающих почти пятиметровую толщу насыпных грунтов, слой мел-

ких песков средней плотности, рыхлых и слабых супесей, подстилаемых

микрозернистыми известняками. В период завершения устройства буро-

инъекционных свай проявились значительные по величине и неравно-

мерности осадки, приведшие к крену левой части здания в сторону двора

ра. Вертикальная осадка составила около 20 см, отклонение от вертикали

ли верха здания достигло 55 см. Скорость развития вертикальных осадок

документ доходила до 3... 5 см в неделю. После прекращения работ по устройству

ству буроналивочных свай осадки продолжали нарастать. Мосгоргеотрестом в зоне осадок был откопан шурф, глубиной

около 7 м. На глубине 1.5 м установлено наличие горячей воды, поступающей

из неисправной теплотрассы. А на отметке 4,5 м от буроналивочных свай

остался только каркас из арматуры периодического профиля без цементного камня.

Налицо был явный размыв буроналивочных свай в потоке движущейся горячей воды.

После отключения теплотрассы осадка здания стабилизировалась. Опыт работ по реконструкции здания Третьяковской галереи

показал, что при работе в три смены одним буровым станком можно

изготавливать одну буронабивную сваю диаметром 150 мм и дли-

ной до 14 м. Здание МХАТа усиливали буронабивными сваями

длиной 18 м и диаметром 132 мм. НИИ оснований и подземных сооружений и инс. А. Гом Гидро-

спецпроект проведены испытания опытных буронабивных свай на

нескольких площадках. Испытания показали высокую удельную несущую

способность этих свай. Расход бетона на 1000 кН передаваемой

нагрузки на буронабивные сваи составляет в среднем 1 м<sup>3</sup> (1,5 м<sup>3</sup> -

для забивных, 2 м<sup>3</sup> - для буронабивных свай большого диаметра). При расчете буронабивных свай по прочности материала

[30] сваю следует рассматривать как упругий стержень с начальным

прогибом, жестко заземленный в грунте в сечении, где модуль дефор-

мации грунта  $E < 5$  МПа. При этом необходимо учитывать возможность

потери ею устойчивости от продольного изгиба в окружающих слабых

грунтах  $E < 5$  МПа. Буроинъекционная свая длиной 30 м и диаметром 150-200 мм

( $L/d = 150-200$ ) неустойчива, особенно в слабых грунтах. Однако ее ус

тойчивость в окружающих слабых грунтах не зависит от длины, вида

заделки в ростверк и определяется отношением  $\alpha = P / R_{кр}$ , (70) где  $P$  - нагрузка на сваю, принятая с учетом условий прочности материала ство

ла для сваи-стойки или сопротивления по боковой поверхности грунта для ви

свях свай, кН;  $R_{кт}$  - критическая нагрузка, вызывающая продольный изгиб

свай, кН. 15\*227

Критическая нагрузка  $R_{кр}$  вычисляется по формуле  $R_{кр} = 2 \cdot \alpha$ , (71) где  $\alpha$  - коэффициент постели основания в горизонтальном направлении, т/м<sup>3</sup>,

определяемый по результатам прессиометрических испытаний слоя слабого

грунта;  $d$  - диаметр сваи, м;  $E$  - модуль общей деформации материала сваи при

напряжении  $R_{кр}/F$ , определяемый по результатам лабораторных испытаний,

МПа (здесь  $F$  - приведенная площадь поперечного сечения сваи);  $I$  - приведен

ный момент инерции сечения,  $m^4$  При достижении  
усилия в стволе сваи, равного критическому, ее

ось теряет устойчивость и изгибается по синусоиде с  
длиной полуволны

$S_s = \pi^4 E I T^4 m$ . (72) Учитывая неоднородность сложения  
грунтов, а также отсутствие

достаточного опыта сооружения таких свай,  
необходимо вводить в рас-

чет коэффициент запаса на устойчивость, равный не  
менее 3. Устойчи-

вость считается обеспеченной при выполнении условия  
 $\alpha < 1/3$ . Не всякое усиление фундаментов  
деформирующегося здания бу-

роинъекционными сваями дает положительный эффект.  
Так, в частно-

сти, в Санкт-Петербурге в здании варочного  
производства пивзавода

имени Степана Разина фундаменты размером 4,5 x 4,5  
м, базирующиеся

на мощной толще слабых водонасыщенных грунтов  
усилили тремя бу-

роинъекционными сваями диаметром 150 мм, длиной  
13,2 м. После

усиления фундаментов висячими буроинъекционными  
сваями скорость

их осадок резко увеличилась. По всей вероятности, этому способствова-

ла дополнительная масса трех буроинъекционных свай, пригружавшая

каждый деформирующийся фундамент. Сами же висячие буроинъекци-

онные сваи практически не набирали никакой несущей способности в

слабых грунтах. Несущую способность буроинъекционной сваи-стойки следует оп-

ределять в соответствии с требованиями СНиП 2.02.03—85\*. Несущая

способность висячей буроинъекционной сваи  $F_d$ , работающей на осевую

сжимающую нагрузку, определяется по формуле (62). Несущая способность буроинъекционных свай, как и традицион-

ных забивных, должна уточняться по результатам их статических испы-

таний. Для того чтобы иметь представление о несущей способности  $t_{a-228}$

ких свай, обратимся к опыту их испытания на ряде объектов. Так, в ча-

стности, на площадке реконструируемого здания Центрального совета

по управлению курортами профсоюзов ВЦСПС в Москве, где буринь

екционные сваи длиной 14 м и диаметром 137 и 146 мм прорезали слой

насыпных и заторфованных грунтов и опирались концами в пески сред

ней крупности, их несущая способность составляла 450 кН. Основания

зданий Государственной Третьяковской галереи сложены насыпными

грунтами большой толщи (2,4-6,2 м) подстилаемыми древнеаллювиаль

ными отложениями песков, супесей и суглинков. На глубине 11-12 м

залегают отложения известняков. Усиление фундаментов зданий велось

буриньекционными сваями диаметром 150 мм и длиной 13-14 м, т.е. с

заглублением в известняки. Статическими испытаниями вертикально

заглубленных свай было установлено, что при нагрузках 900 кН осадка

сваи не превышала 7,5 мм. После корректировки расчетная несущая

способность в проекте была принята равной 500-600 кН. Оба примера свидетельствуют о высокой несущей

способности

буроинъекционных свай, особенно в тех случаях, когда концы их за-

глублены в прочные грунты. За предельное сопротивление свай  $F_{пр}$

принимается нагрузка, вызывающая к концу срока службы сооружения

Т осадку  $S(T)$ , равную предельно допустимой средней осадке сооруже-

ния  $S_u$  по СНиП 2.02.01-83:  $S_u = a \cdot \lg(T/1) \cdot \Phi_{„„} = \frac{S_{0K}}{(73)^{\beta}}$ , где  $a$  и  $\beta$  - коэффициенты, определяемые по кривой, построенной на основе

результатов статических испытаний:  $S_{0K}$  - осадки сван за время  $t_{0H} = 2 \cdot 10^3$  ч после

приложения последней ступени нагрузки  $R_k$ , при которой зависимость  $S_k(t)$  имеет

затухающий характер. Значение  $F_{пр}$  не должно превышать значения критической на-

грузки на сваю, равного  $0,7 R_{пр}$ . Расчетная нагрузка  $F_a$ , кН, допускаемая на сваю (несущая способ-

ность), определяется по формуле  $F_d = \tau \cdot F_{пр} / \gamma_{гк}$ , (74) где  $\tau$  - коэффициент условий работы, равный 1;  $\gamma_{гк}$  - коэффициент надежности

по грунту;  $\gamma_{гк}$  - коэффициент надежности по СНиП 2.02.03 - 85.229



Число буроинъекционных свай, требуемых для усиления существующего фундамента на естественном основании в связи с увеличением

на него нагрузки, а также осадку свайного фундамента, усиленного буроинъекционными сваями, от дополнительной нагрузки определяют в соответствии с "Рекомендациями по применению буроинъекционных свай" (М.: НИИОСП, 1984, 1997).

4. Щелевые фундаменты (баретами или шлицевыми фундаментами) называют столбчатые опоры глубокого заложения, сооружаемые методом "стена в грунте" в узких траншеях шириной от 0,4 до 1 м под защитой глинистого раствора [11]. Наличие в траншее глинистого раствора способствует удержанию стенок грунта от обрушения. Щелевые фундаменты можно использовать при реконструкции предприятий в стесненных условиях и особенно в условиях, когда динамическая нагрузка на фундаменты велика.

Щелевые фундаменты (баретами или шлицевыми фундаментами) называют столбчатые опоры глубокого заложения, сооружаемые методом "стена в грунте" в узких траншеях шириной от 0,4 до 1 м под защитой глинистого раствора [11].

Наличие в траншее глинистого раствора способствует удержанию стенок грунта от обрушения. Щелевые фундаменты можно использовать при реконструкции предприятий в стесненных условиях и особенно в условиях, когда динамическая нагрузка на фундаменты велика.

Щелевые фундаменты (баретами или шлицевыми фундаментами) называют столбчатые опоры глубокого заложения, сооружаемые методом "стена в грунте" в узких траншеях шириной от 0,4 до 1 м под защитой глинистого раствора [11].

Наличие в траншее глинистого раствора способствует удержанию стенок грунта от обрушения. Щелевые фундаменты можно использовать при реконструкции предприятий в стесненных условиях и особенно в условиях, когда динамическая нагрузка на фундаменты велика.

Щелевые фундаменты (баретами или шлицевыми фундаментами) называют столбчатые опоры глубокого заложения, сооружаемые методом "стена в грунте" в узких траншеях шириной от 0,4 до 1 м под защитой глинистого раствора [11].

Наличие в траншее глинистого раствора способствует удержанию стенок грунта от обрушения. Щелевые фундаменты можно использовать при реконструкции предприятий в стесненных условиях и особенно в условиях, когда динамическая нагрузка на фундаменты велика.

Щелевые фундаменты (баретами или шлицевыми фундаментами) называют столбчатые опоры глубокого заложения, сооружаемые методом "стена в грунте" в узких траншеях шириной от 0,4 до 1 м под защитой глинистого раствора [11].

Наличие в траншее глинистого раствора способствует удержанию стенок грунта от обрушения. Щелевые фундаменты можно использовать при реконструкции предприятий в стесненных условиях и особенно в условиях, когда динамическая нагрузка на фундаменты велика.

Щелевые фундаменты (баретами или шлицевыми фундаментами) называют столбчатые опоры глубокого заложения, сооружаемые методом "стена в грунте" в узких траншеях шириной от 0,4 до 1 м под защитой глинистого раствора [11].

мические воздействия противопоказаны, а также  
вблизи существующих

зданий, сооружений и коммуникаций. В связи с тем, что  
щелевые фундаменты имеют большую боковую

поверхность и могут быть глубокого заложения, они  
характеризуются

высокой несущей способностью при незначительных,  
допустимых нор→

мами осадках. Благодаря этому они предпочтительны  
как фундаменты

при больших сосредоточенных нагрузках: под колонны-  
аппараты хими→

ческой промышленности, коксовые батареи и  
конвертеры на металлур→

гических заводах, эстакады и опоры путепроводов в  
транспортном

строительстве и т.п. В поперечном сечении щелевые  
фундаменты проставляют собой

прямоугольники одиночные и спаренные, а также  
различные комбина→

ции из них: уголки, коробки, швеллеры, двутавры, кусты  
радиальные,

концентрические, линейные и т.д. При необходимости  
щелевыми фун→

даментами (рис. 84) можно повторить контуры любого  
сложного в плане

оборудования или сооружения, регулировать их по глубине и по концен→

трации расположения в зависимости от геологических и гидрогеологи→

ческих условий, величины и характера нагрузок и т.д. Так, в частности,

в северном Алжире близ Средиземного моря, где залегает мощная тол→

ща водонасыщенных морских отложений, рациональными фундамента→

ми под эстакаду были приняты щелевые фундаменты, заглубленный

ниже дневной поверхности на 25 м.Щелевые фундаменты в зависимости от обводненности основания

МОіуг изготавливаться как в монолитном, так и в сборном варианте. Так, в

230

глинистых грунтах с консистенцией от тугопластичной до твердой

траншеи под щелевые фундаменты могут разрабатываться насухо без

глинистого раствора. Но тогда после опускания в траншеи сборных же→

лезобетонных элементов из бетона марки 300 пространство между ними

и грунтом должно заполняться твердеющим тампонажным раствором. Опытный строитель-

ства показал, что в ряде

случаев приходилось

прибегать и к комбиниро-

ванному варианту,

когда нижняя часть ще-

левого фундамента была

монолитной, а верхняя -

сборной. Для монолит-

ных щелевых фундамен-

тов требуется бетон мар-

ки не ниже 200 и арма-

тура только периодиче-

ского профиля. Толщи-

на щелевого фундамента

назначается по расчету

его прочности и несущей способности, но не менее 0,4 м - при глубине

заложения до 6 м; 0,5 м - при глубине заложения 6-15 м и 0,6 м - более

15 м. Бетонирование монолитных щелевых фундаментов должно вести-

ться под защитой глинистого раствора методом ВПТ или бетононасос-

сом. Для разработки траншей под щелевые фундаменты используются

главным образом грейферы канатные и штанговые, подвешиваемые или

монтируемые на базовых эскаваторах марок Э-1254, Э-10011, МКГ-10,

МКГ-18 или Э-1252. ЭО-4121, ЭО-5122 и др. Грейферы на канатной

подвеске просты по устройству, позволяют разрабатывать грунт до глу-

бины 30-35 м, но с глубины 15 - 20 м их производительность значитель-

но снижается. Кроме того, при работе с ними выявилась возможность

отклонения от проектного положения. Малопродуктивны они при

разработке грунтов IV категории. Более эффективными при устройстве

щелевых фундаментов оказались штанговые грейферы, оборудованные

копровыми стойками. Они могут разрабатывать грунты I-IV категорий.

Жесткая штанга исключает уход грейфера в сторону и обеспечивает

одинаковую производительность на всей глубине в 20-25 м, а с исполь-

зованием телескопических штанг до 50 м. Рис. 84. Возможные формы щелевых фундаментов 231

Финские строители используют в практике реконструкции в ос-

новном телескопические штанги с бельгийскими или французскими

грейферами фирмы "Пиклен". Отечественная промышленность выпус-

кает механические грейферы на канатной подвеске конструкции НИИ

оснований и подземных сооружений и ГИИ  
Фундаментпроект, штанго-

вые механические грейферы конструкции киевского НИИСП, штанго-

вые гидравлические грейферы конструкции СКВ Главмостостроя Мин-

транстроя, НИИОСП и ВО Гидроспецстрой Минэнерго и т.д. Щелевые фундаменты и их основания рассчитывают по первому

и второму предельным состояниям (по несущей способности и деформа-

циям). Сама конструкция щелевых фундаментов должна быть проверена

расчетом по прочности, перемещениям и образованию или раскрытию

трещин в соответствии со СНиП по проектированию бетонных и железобетонных

конструкций. При передаче на фундамент горизонтальных

нагрузок или наличии в основании откоса или крутопадающих пластов

основание также должно быть рассчитано по устойчивости. При этом

коэффициент устойчивости  $k_n$ , определяется по формуле  $k_n = M_{уд}/M_{сд}$ , (75) где  $M_{уд}$ ,  $M_{сд}$  - суммы моментов соответственно всех удерживающих и сдвигающих

сил относительно предполагаемого центра вращения (в методе кругло-

цилиндрических поверхностей скольжения  $k_n$  должен быть не менее 1,2). Как и другие фундаменты, рассчитываемые по несущей способно-

сти, щелевые фундаменты, должны удовлетворять условию  $N_p < R$ . (76) где  $N_p$ , - расчетная нагрузка, передаваемая на щелевой фундамент и определяе-

мая при проектировании здания или сооружения;  $R$  - расчетная нагрузка, до-

пускаемая на щелевой фундамент. Расчет по деформациям щелевых фундаментов и их оснований

также должен исходить из условия  $S < S_u$ , (77) где  $S$  - расчетная деформация;  $S_u$  - предельно допустимая деформация, устанавли-

ваемая в задании на проектирование или принимаемая по СНиП 2.02.01-83\*.232

Основные указания по расчету, детализация их для первого и

второго предельных состояний, требования к организации, производству

и приемке работ изложены в "Рекомендациях по проектированию и

строительству щелевых фундаментов" (М.: НИИОСП, 1982). Следует отметить, что отечественный опыт устройства щелевых

фундаментов при реконструкции и обычном строительстве невелик и по

нему еще рано подводить какие-либо итоги. Вместе с тем опыт объеди-

нения Госмелпромстрой по устройству щелевых малозаглубленных

фундаментов, работающих в условиях действия вертикальной сжимаю-

щей нагрузки, момента и поперечной силы, свидетельствует об их высо-



кой эффективности. При использовании щелевых фундаментов вместо столчатых на

70-80% сокращается объем земляных работ, на 20-30% объем бетона и

на 40-50% трудовые затраты. Так как исчезает необходимость армиро-

вания плиты и подстаканника, то исключается потребность в арматуре.

Естественно, что при ведении дорогостоящих работ по реконструкции

жилья и промышленных предприятий такие экономичные фундаменты в

ряде случаев могут оказаться вне конкуренции. 5. Сваи, выполненные по разрядно-импульсной

технологии (РИТ) Первым применение способа электроразрядной технологии в гео-

технике для уплотнения водонасыщенных песков, а затем супесей и лес-

овидных суглинков предложил Г.М. Ломизе. Большой вклад в про-

блему уплотнения водонасыщенных песков мгновенным динамическим

воздействием внес П.Л.Иванов. Основы технологии изготовления на-

бивных свай с использованием электрогидравлического эффекта были

разработаны в Ленинграде в 1978... 1981 г г. В.М. Улицким и Г.Н. Яс-

сиевич, которая состоит из следующих операций:  
бурение лидерной

скважины, заполнение скважины твердеющим  
материалом, электрораз-

рядная обработка скважины и установка армокаркаса в  
свежеуложенную

смесь (рис. 85) [47]. НИИОСП принимал участие в  
проведении статических

испытаний буроинъекционных свай, выполненных по  
технологии РИТ и

Гидроспецпроекта непосредственно, на площадке  
Старого Гостиного

Двора в г. Москве. Испытания показали, что расчетная  
допускаемая на

грузка на сваю длиной 11... 15 м, диаметром 150-190 мм  
находилась в

пределах от 36 до 58 тс. По несущей способности сваи  
РИТ преиму

ществ не имели. 233

Рис.85. Схема устройства набивной сваи РИТ

а - бурение лидерной скважины: б - заполнение  
скважины бетонной

смесью; в - обработка скважины по электроразрядной технологии; г -

установка армокаркаса

1 - проходной штек; 2 - бетонная смесь; 3 - излучатель энергии; 4 - армокаркас; 5 - разрядная станция; 6 - бетононасос. Если по технологии изготовления буринъекционных свай после

заполнения скважины инъекционным раствором, скважины опрессовы-

вают с забоя сжатым воздухом, то новая технология предусматривает

обработку инъекционного раствора в скважине с забоя к устью и обрат-

но серией высоковольтных электрических разрядов. Возникающий при

этом электрогидравлический эффект уплотняет окружающий грунт,

снижает его пористость в зоне воздействия ударного импульса, форми-

рует тело сваи. Внедрению этой новой технологии мешало многое. Широкая ее

реклама со стороны собственников технологии сопровождалась нега-

тивным опытом применения ее в инженерно-геологических условиях С.-

Петербурга. Заявление о том, что несущая способность свай, выполнен-

ных по технологии РИТ, в два и более раз выше, чем у свай, изготов-

ленных по технологии Гидроспецпроекта, не подтвердилось опытом их

статических испытаний на площадке Старого Гостиного Двора в Моск-

ве. Шарообразное уширение в теле свай по их глубине, которые по за-

мыслу авторов должны образовываться по разрядно-импульсной техно-

логии, в большинстве случаев в натуре не наблюдалось. Однако, поло-

жительным было уже то, что диаметр свай, изготовленных по техноло-

гии РИТ, был существенно больше первоначально пробуренных сква-

жин. Кроме того, скорость изготовления свай по технологии РИТ была

выше, чем по технологии Г идроспецпроекта. При реконструкции Старо-

го Гостиного Двора в Москве ОАО ЦНИИС (б.Минтранстроя) проводил

диагностику состояния фундаментов здания, усиленных буроинъекцион-

ными сваями РИТ методами неразрушающего  
вибраакустического кон-

троля. По результатам его был сделан ряд нареканий в  
отношении на-

блюдаемого непостоянства диаметра сваи по ее длине,  
а также искаже-

ний ее геометрической формы. Совершенно  
неизученным остался вопрос влияния микровзры-

вов на состояние конструкций здания и грунтов  
основания свай. На наш взгляд, необходимо хорошо  
проанализировать и осмыс-

лить имеющиеся результаты применения свай,  
выполненных по техно-

логии РИТ, обобщить накопленные материалы по  
технологии их изго-

товления в различных грунтовых условиях и сделать это  
достоянием

научно-технической общественности (выполнить  
обзорный доклад или

опубликовать научное сообщение). По итогам их  
широкого обсуждения следует выработать предло-

жения по их дальнейшему применению. 6. Сваи,  
устанавливаемые с помощью пневмопробойников  
последнее время при устройстве свай для усиления  
фундамен-

тов все больше применяются реверсивные пневмопробойники, разрабо-

таные В. А. Григоращенко. А.Л. Исаковым и др. в Институте горного

дела Сибирского отделения Академии наук России (ИГД СО РАН). Од-

ним из первых красноярским ПромстройНИИ проектом совместно с ИГД

СО РАН была предложена технология усиления оснований в стесненных

условиях с помощью металлических свай-труб, погружаемых в грунт с

помощью пневмопробойника. Конструкция пневмопробойника достаточ-

но проста. В его корпусе находится ударный механизм, ударник которо-

го приводится в действие сжатым воздухом от компрессора. Под дейст-

ствием этого механизма цилиндрическое тело пробойника перемещается в 235

грунте. Таким образом, велся прокол дорожных насыпей при укладке

водных или газовых коммуникаций. Ударный механизм снабжен ревер-

сивным устройством. После достижения пневмопробойником необходи-

мой глубины проходки схема подачи сжатого воздуха  
изменяется, и

снаряд извлекается из скважины. К пневмопробойнику  
предъявляется

несколько требований: • Необходимость подвода  
сжатого воздуха и выхлопа отработан-

ного через торец хвостовой части; • Надежность работы,  
как как доступ к машине, находящейся в

скважине, исключен. Разработанная красноярским  
ПромстройНИИ проектом техноло-

гия формирования набивных свай заключается в  
следующем. Первона-

чально пневмопробойником до проектной отметки  
проходится скважи-

на, которая затем заполняется полусухой бетонной  
смесью. Вторично

тот же пневмопробойник опускается в скважину,  
заполненную бетонной

смесью, и снова проходит ее до проектной отметки,  
вдавливая в стенки

скважины бетонную смесь. И только потом  
образовавшуюся полость

заполняют литым бетоном (рис.86). При необходимости  
в литой бетон

погружается арматура. Другие технологии  
использования пневмопро-

бойника для формирования свай мало чем отличаются от первоначаль-

ной. Рис. 86. Технология формирования набивных свай пневмопробойником

1 - пневмопробойник; 2 - полусухая бетонная смесь; 3 - литая бетонная смесь; 4 - уплотненный слой  
Марки пневмопробойников, выпускаемых нашей промышленно-

стью, сведены в таблицу 38, где наряду с диаметрами пробиваемых

скважин приводятся сведения по длине пневмопробойника и их массе,

что особенно важно, так как при работах по реконструкции большую

долю составляет ручной труд. Таблица

38. Параметры

Марка пневмопробойника	Диаметр пробиваемых скважин, мм. без расширителя	Диаметр расширителем	Длина пневмопробойника, мм	Масса пневмопробойника (без рас-
ИП-460	95	160	1500	55
ИП-460З	130	200	1550	80
ПР-400	152	300	1880	140

ширителя и шлангов), кг. Удачным примером использования пневмопробойника при уси-

лении фундаментов зданий служит Магнитогорский опыт [45]. В основании фунда-

ментов двух/кирпичных

пятиэтажных домов в г.



Магнитогорске залегала  
толща элювиальных и роса-  
дочных супесей с линзами  
дресвы и мелкого щебня,  
глубиной до 10 м, подсти-  
лаемая слоем непросадочно-  
го суглинка и рухляка. Зда-  
ния были устроены на сбор-  
ных ленточных фундамен-  
тах. Через 4 года после на-  
чала их эксплуатации тре-  
щины в стенах здания дос-  
тигли 15 мм с направлением  
40... 45° к горизонту. По  
предложению местных спе-  
циалистов оба здания были  
пересажены на железобе-  
тонные плиты, толщиной  
соответственно 40 и 20 см,  
устроенных в уровне пола

подвала. В стены подвала 237 Рис. 87. Усиление фундаментов сваями

1- бетон В 15; 2- двутавр; 3 - швеллер; 4 -

труба диаметром 159 мм; 5 - арматура

16 АШ

поперек здания были заведены мощные стальные балки высотой 60 см и

устроен стальной пояс жесткости вдоль стен здания. Даже после устрой-

ства железобетонных плит трещины в стенах и перекрытиях здания

продолжали увеличиваться, а скорость осадки зданий составила 8... 10

мм в год. За реконструкцию указанных выше зданий взялась фирма

"Фундаментстройпроект" при участии автора. При обследовании зданий в нескольких местах фундаментной

плиты были выявлены пустоты площадью до 5 м, а зазор между нижним

обрезом плиты и грунтом доходил до 25 см. Проектом было предусмот-

рено устройство трубчатых свай длиной более 8 м. Глубина погружения

свай контролировалась при проходке скважин пневмопробойниками.

Несущая способность свай обеспечивалась и контролировалась при

включении свай в работу . Последнее осуществлялось путем нагружения

каждой сваи с помощью домкрата расчетной нагрузкой 230 кН. При

осадке сваи менее 5 мм за 30 мин. нагружения голову сваи крепили

электросваркой к упорной балке (рис.87).Последующие геодезические наблюдения за перемещениями

фундаментов домов свидетельствовали о стабилизации их осадок.7. Частичная замена свайных фундаментовПри обследовании свайных фундаментов гражданских зданий

или колонн промышленных сооружений довольно часто обнаруживает→

ся, что они находятся в полуразрушенном состоянии вследствие гниения

деревянных свай, изменения влажностного режима в грунте или корро→

зии бетона в железобетонных спаях в результате проливов кислот, ще→

лочей и иных химических воздействий. Если не провести своевременное

усиление таких фундаментов, то вследствие постепенной утраты взаи→

модействия свай с грунтом они начнут под действующей нагрузкой де→

формироваться и вызывать возрастающие во времени осадки здания или

сооружения. Не исключено, что они могут стать аварийными. Поэтому

при реконструкции зданий независимо от того, будут ли увеличены на→

грузки на основание или они останутся теми же, фундаменты с коррози→

рованными сваями необходимо усилить. Процесс усиления фундаментов с коррозированными сваями сво→

дится к следующему<sup>7</sup>. Сначала шурфованием производится обнажение

свай ниже свайного ростверка (рис. 88). Если сваи пришли в негодность,

то на дне шурфа глубиной 1,2-1,5 м устраивается армированная железобетонная

бетонная плита толщиной 20-30 см, монолитизирующая как дефектные,

так и хорошо сохранившиеся сваи. После набора плитой прочности и

установки между ростверком и плитой расклиненных  
страхующих рас-

порок дефектные участки сваи срубаются или берутся в  
железобетонные

обоймы. В зависимости от того, в каком состоянии  
находятся стволы

свай ниже, горизонтальные монолитные плиты могут  
устанавливаться в не-

сколько ярусов. По завершении операций частичной  
замены свай в фун-

даменте пространство между плитами тщательно  
заполняется местным

грунтом. Рис. 88. Частичная замена свайных  
фундаментов

а - обнажение коррозированных свай; б - установка  
страхующих распорок; в -

устройство железобетонных столбов или обойм и  
заполнение шурфов грунтом:

1 - деревянные сваи; 2 - свайный ростверк; 3 -  
страхующие распорки; 4 - желе-

зобетонная плита; 5 - железобетонные столбы или  
обоймы; 6 - грунт Рис.89. Устройство железобетонных  
дисков, омоноличивающих деревянные сваи Например,  
известная финская фирма "Похъятекто" любезно

представила нам фотографию, на которой показан  
процесс устройства 239о)б)

Способы закрепления Вид грунта Коэффициент  
фильтра —

ции, м/сут Цементация Крупнообломочный и

песчаный 80-

500 Силикатизация: двухрастворная однорастворная газовая  
однорастворная

Электросиликатизация

Термическое закрепле —

ние песчаный крупнообломочный

и песчаный

просадочный

просадочный

Глинистый и песчаный

Просадочный суглинок и

глина 2-80

0,5-5

80-500

Не менее 0,1

— 0,2

0,005-0,5

При любом коэффици —

енте фильтрации

Выбор способа закрепления производится на основе  
техники

экономического анализа с учетом конструктивных  
особенностей рекон

струируемого здания. Технология производства работ по  
закреплению грунтов основа

ний различными способами разработана НИИ оснований  
и подземных

сооружений и изложена в "Пособии по производству  
работ при устрой

стве оснований и фундаментов" к СНиП 3.02.01—  
83. Цементацию грунтов применяют для упрочнения  
нагнетанием

цементного раствора оснований, сложенных песками  
средней крупно

сти, крупными и гравелистыми, а также гравийным и  
галечниковым

грунтом. Грунт, заинъектированный цементным или  
цементно

глинистым раствором, в пределах его распространения  
окаменевают.

Несущая способность его резко возрастает, пустоты в  
основании ликви

дируются. а вместе с ними предотвращается  
возможность проявления

недопустимых осадок здания или сооружения. В качестве инъекционно

го раствора используются, цементный с водоцементным отношением

(В/Ц) 20-0,4; цементно-песчаный с В/Ц 0,5-4, цементно-глинистый, це-

ментно-песчано-глинистый растворы. Для приготовления растворов лучше всего использовать обычно

венный портландцемент, обеспечивающий наибольшую плотность це

ментного камня марки более 300. Раствор нагнетают через инъекторы из

стальных труб диаметром 27-150 мм. Длина перфорированной части

составляет 1-0,8 м. Инъекторы, погружаемые в подлежащие закрепле

нию грунты оснований, размещают в соответствии с проектом произ

водства работ. Давление при нагнетании 0,3-0,6 МПа. Уточнение его

производится в результате опытного нагнетания в натуральных условиях.

Радиусы закрепления грунта, м. принимаются следующие: трещиноватые скальные породы 1,2—2 галечниковые грунты 0,75—1 крупные пески 0,7—



0,75 пески средней крупности 0,3 — 0,5 Нагнетание раствора в грунт продолжается до появления так на-

зываемого "отказа" в поглощении раствора, под которым понимается

снижение расхода инъецируемого раствора до 5-10 л/мин при избыточ-

ном давлении раствора у устья скважины (при 0,1- 0,5 МПа). На 1 м<sup>3</sup> укрепленного объема грунта расходуется 0,15—0,4 м<sup>2</sup>

раствора. Нормальный процесс цементации продолжается от 40 мин до

нескольких часов. 16 — 3454 241

2. Силикатизация Силикатизация основана на применении силикатных растворов и

их производных, которые при соединении с коагулянтом образуют гель

кремниевой кислоты, цементирующей частицы грунта, главным образом

просадочного. При двухрастворном способе через инъекторы из сталь-

ных труб диаметром 19-38 мм, забитые на заданную глубину, закачива-

ют поочередно растворы силиката натрия и коагулянт - хлористый каль-

ций. Образуемый в результате смешения гель кремниевой кислоты при-

дает грунту прочность при сжатии 1,5-5 МПа и водонепроницаемость. При однорастворном способе силикатизации в грунт закачивают

один гелеобразующий раствор, приготовленный из смеси силиката на-

трия с коагулянтом - ортофосфорной кислотой или алюминатом натрия.

Образование геля в грунте при смешении этих растворов происходит в

заданное время, зависящее от количества коагулянта. Закрепленный

однорастворной силикатизацией грунт имеет прочность на сжатие 2-5

МПа. Проектирование укрепления грунтов методом однорастворной си-

ликатизации ведут в такой последовательности. Принимают радиус за-

крепления грунта  $r$  от одного инъектора, продолжительность нагнетания

раствора и режим давления при нагнетании. Иногда радиус закрепления

подбирают конструктивно в зависимости от ширины фундамента или

опытным путем. Вначале определяют расстояние между инъекторами в

одном ряду / и между рядами  $l/p = 1,73$  г;  $l/p = 1,5$  г.  
Затем вычисляют

глубину заходки  $h = l/0 + 0,5$  г и число за-ходов  $n = z/h$   
(где  $z$  - глубина про-

садочной толщи ниже подошвы фундамента, м). При  
высоком расположении уровня подземных вод , плохом  
со-

стоянии кладки фундамента или экономической  
целесообразности про-

резки всей просадочной толщи грунта несколькими  
заходками грунт

закрепляют не отдельно расположенными опорами, а  
системой опор в

виде сплошной подушки с передачей на нее всей  
нагрузки. Известным примером эффективного  
закрепления лессовых грун-

тов однородной силикатизацией были работы по  
стабилизации де-

формаций Одесского театра-оперы и балета,  
замечательного памятника

архитектуры XIX века, построенного в 1887 г. (рис. 90)  
[49]. В первые же годы после сооружения театра в нем  
были замечены

деформации. Нивелировкой в 1900 г. было обнаружено,  
что правая (вос-

точная) сторона театра осела местами до 21 см, а полы - от 6,5 до 11 см.

В 1902 г. были уширены фундаменты и устроены контрфорсы в правой

части театра, а в 1909 г. керамиковые трубы канализации были замене-

ны металлическими. Однако, несмотря на проведенные мероприятия.

242

трещины в здании театра появлялись и в последующие годы большей

частью из-за утечек воды из канализационной сети. Рис. 90. Вследствие замачивания грунтов основания стали проявляться

незатухающие осадки здания театра. К 1950 г. они стали аварийными.

Тогда в его основание под давлением 0,2-0,3 МПа через инъекторы ста-

ли вводить раствор силиката натрия. Проектом предусматривалась силикатизация всей толщи проса-

дочных грунтов до кровли плотных непросадочных красно-бурых глин

под всеми фундаментами несущих стен здания театра. Грунт закреплял-

ся через вертикально забитые инъекторы, в результате чего под каждой

стеной получались две ленты - стены из закрепленного грунта. При шири-

рине фундамента 2 м в средней части под ним оставался незакреплен-

ный грунт (рис.91, б).Схемы расположения инъекторов при силикатизации основания

показаны на рис.91 а и б.Всего на театре было сделано 2300 инъекционных точек при

общем погоннаже забивке около 22 000 м. Закачанный раствор силиката

натрия составил 5400 м. а количество израсходованной силикат-глыбы- около 1200 т. Для разварки силикат-глыбы в одном из дворов против

театра был построен силикато-разварочный завод. Работы проводились

с августа 1955 г. по ноябрь 1956 г.16\* 243

Рис. 91,а. Схема расположения инъекто-

ров при силикати зации

основания Одесского театра оперы и

балета1 - инъекционные точки; 2 - контур за-

крепленияРис.ОК б. Разрез основания под фунда-

ментами театра

1 - стена; 2 - инъекторы; 3 - силикати-

зировапный лесс; 4 - насыпной грунт; 5

лесс; 6 красно-бурые глины

В мае 1990 г. автор совместно с С .Я. Кушником по своей инициативе

провели обследование надфундаментных конструкций театра и

пришли к единому выводу: здание театра вновь претерпевает большие

неравномерные осадки, вызвавшие в его кладке трещины с раскрытием

10-25 мм. Вскоре на объекте стала работать группа ученых-

специалистов Одесской Государственной Академии Строительства и

архитектуры (ЛИ. Колесников, Ю. Ф. Ту гаенко. Р.М. Кодрянова, В.М. Карпюк), которая предложила вывесить здание театра на сваях-

стойках, опертых на глубоко залегающую толщу непросадочного грунта.

Эта группа конструктивно проработала вопрос стыковки свай со старыми

фундаментами, решила проблему проходки сваями засиликатизированного

грунта и даже испытала такие сваи статической нагрузкой непо-

средственно на площадке театра. Проект нашел поддержку в НИИОС—

Пе, представители которого, включая автора, выезжали на объект. В

настоящее время работы по реконструкции фундаментов театра продол—

жаются. Двухрасгворной силикатизацией было укреплено песчаное осно—

вание стен сцены Большого театра. После твердения прочность грунтов

основания составила 2-10 МПа. Довольно удачно использовалась силикатизация при реконструк—

ции одного из химических предприятий [13], где длительное время на—

блюдалась утечка растворов фосфорной кислоты в грунт. Материал от—

дельно стоящих железобетонных фундаментов под несущие колонны

здания вследствие этого сильно разрушился. Грунты основания, пред—

ставленные просадочными суг линками, стали набухать. Проектом уси—

ления основания предусматривалось устройство стенки из закреп—

ленного силикатизацией грунта по периметру каждого фундамента. Рас—

твор силиката натрия плотностью 1,13 г/см<sup>3</sup> нагнетался в основание в

объеме 300-400 л на 1 м<sup>3</sup>. Реализация проекта позволила нейтрализовать

агрессивное воздействие раствора фосфорной кислоты на материал фун-

даментов, закрепить грунты и предотвратить их дальнейшее набухание.. Силикатизация способствовала и стабилизации осадок жилых

зданий на просадочных грунтах г.Волгодонска. Вместе с тем было уста-

новлено, что в грунтах с влажностью более 20% закрепление силикати-

зацией проводить нецелесообразно.Газовая силикатизация просадочного грунта представляет собой

нагнетание в грунт двуокиси углерода для предварительной его активи-

зации с последующей закачкой силикатного раствора. После нагнетания

силикатного раствора в грунт снова закачивают двуокись углерода. Спо-

соб газовой силикатизации позволяет закреплять лессовые грунты в бо-245

лее широком диапазоне степени их влажности. Опыт закрепления грун-



тов оснований деформировавшихся жилых домов в гг. Чебоксары, Ниж-

ний Новгород, Мелитополь. Ростов-на-Дону газовой силикатизацией

доказал, что стоимость закрепления 1 м<sup>3</sup> грунта намного ниже. Вместе с

тем модуль деформации и удельное сцепление закрепленного газовой

силикатизацией грунта оказались на 35-200% выше, чем при обычной

силикатизации. 3. Электрохимическое закрепление Электрохимическое закрепление может быть использовано для

повышения несущей способности и уменьшения деформируемости водо-

насыщенных глинистых, пылеватых и илистых грунтов с коэффициентом

том фильтрации  $k_f = 1 \cdot 10^{-2} - 10^{-8}$  м/сут. Оно основано на сочетании воз-

действия постоянного электрического тока на грунты и вводимых в него

химических добавок. От того, какого рода добавки используются в этом

процессе, зависит вид закрепления. Так, электросиликатизация грунтов

основана на сочетании закрепления грунтов способом силикатизации и

обработки их постоянным электрическим током.  
Электрический ток

ускоряет и облегчает проникание химических растворов в грунт. Ус→

ловием применения способа является наличие водонасыщенных грун→

тов. Инъекторы-электроды погружают в грунт основания с двух сторон

фундамента через 0,6-0,8 м. Закрепление ослабленного грунта ведут

вдоль фундамента заходками снизу вверх. При этом для уменьшения

объема незакрепленной зоны инъекторы целесообразно погружать в

грунт под углом 10-15° (рис.92). Для электросиликатизации пользуются

растворами жидкого стекла и хлористого кальция. Общий расход элек→

троэнергии на закрепление 1 м<sup>3</sup> грунта составляет 10-15 кВт ч; Несколько иначе проходит электролитическая обработка грунта.

Для этого по обе стороны фундамента строящегося или эксплуатируемого→

го здания через 0,6-2.4 м забивают трубчатые электроды, соединенные с

источником тока в 100-120 В. В инжекторы-аноды подают растворы

CaСь потом  $Al_2(SO_4)_3$  или  $Fe_2(SO_4)_3$ , а из инжекторов катодов откачи-

вают поступившую в них воду. Электрохимические процессы ведут к

значительному изменению химико-минералогического и грануло-

метрического составов грунта и упрочнению его. Установлено, что уп-

рочнение грунта продолжается и после прекращения его электрохимиче-

ской обработки. Расход электроэнергии составляет 60-100 кВт ч/м<sup>3</sup> на

1 м<sup>3</sup> укрепленного грунта.246

Электроосмотическое уп-

лотнение ведется без введения в

грунт химических добавок. В

электрическом поле связанная с

грунтом вода переходит в сво-

бодную, и от стержней-анодов

стремится к иглофильтрам-като-

дам, откуда и откачивается. Вследствие этого происходит

обезвоживание и уплотнение

грунта. Обычно считают, что хи-

мическое закрепление не дает

положительного результата в

слабых водонасыщенных грун-

тах. Вместе с тем работы по за-

креплению грунтов основания

реконструируемого с надстройкой

здания в С.-Петербурге (Г.А.Жинкин, В.Ф. Калганов, 1967)

позволяют сделать переоценку

таких мнений. Основание 3-

этажного жилого дома было сло-

жено слоями послеледниковых водонасыщенных пылеватых песков с

растительными остатками толщиной 1,8-2,0 м. подстилаемых пылева-

тыми супесями толщиной 2,2-2,5 м. Расчетное давление на грунты осно-

вания на уровне подошвы фундаментов составляло 0,15 Мпа. В связи с

надстройкой трех этажей давление на грунты основания увеличивалось

до 0,28 Мпа. Вариант уширения подошвы фундаментов был отвергнут

из-за большой трудоемкости. Обычная силикатизация вследствие малой

проницаемости грунта ( $k_f = 0,06 \cdot 10^{-2}$  м/сут) здесь была неприменима. И

тогда было решено для упрочнения грунта основания использовать ме-

тод двухрастворной электросиликатизации. Растворы жидкого стекла и

хлористого кальция готовили в подвале реконструированного здания в

металлических банках. С помощью растворонасосов под давлением

0,20,3 Мпа подогретый до 30-40° С раствор подавали к инъекторам.

через которые жидкое стекло или хлористый кальций нагнетали в течение

3-5 ч. 247 Рис. 92. Закрепление грунтов основания электросиликатизацией

1 - закрепленный массив грунта (за-

ходными сверху вниз); 2 - инъ ектор;3 - существующий фундамент

Постоянный электрический ток вырабатывался генератором

мощностью 6 кВт и пропускался через грунт во время нагнетания рас-

твора. Прочность грунтов, закрепленных электросиликатизацией, по-

вышалось до 0,35 Мпа, а влажность снизилась на 10-12%.Спустя год после усиления и последующей надстройки, внешний

осмотр подтвердил хорошее состояние здания и отсутствие каких-либо

видимых деформаций.4. Термическое закрепление Термическое закрепление основано на нагнетании в грунтовой

массив теплового потока, который, проникая в поры, обжигает грунт,

увеличивает его прочность и ликвидирует просадочные и пучинистые

свойства.Обжиг грунтов производится через специальные гер-

метизированные или открытые нагревательные скважины. При этом

просадочные грунты следует обжигать на всю глубину просадочной

толщи, а в остальных случаях — на глубину, определяемую расчетами

по двум предельным состояниям. В качестве источников тепла при обжиге с помощью нагрева

тельных элементов (форсунок, горелок и т. п.) используются все виды

топлива, в том числе электроэнергия. Установка для обжига просадоч-

ного грунта показана на рис. 93. Технологическая схема обжига и проект производства работ со:

ставляются с учетом рекомендаций "Пособия по производству работ при

устройстве оснований и фундаментов" к СНиП 3.02.01-83. С помощью термического закрепления можно немедленно пре-

кратить процесс осадок, в том числе аварийных, вызванных увлажнени-

ем грунтов под нагрузкой. Известно много примеров удачного приме-

ния термического закрепления лессовых грунтов для упрочнения - осно-

вания зданий и сооружений. Так, в частности, были предотвращены

аварийные деформации турбинного отделения Запорожского масложир-

комбината (М.А. Гоц, 1966 г.), вызванные замачиванием  
лессовых

грунтов основания производственными водами. Осадки  
основания при-

вели к образованию трещин в стенах здания и кренов  
фундаментов ком-

прессоров и турбин, приостановивших эксплуатацию  
последних.248

Рис. 93. Установка для обжига

просадочного грунта

1 - компрессор; 2 - трубопровод

для холодного воздуха; 3 - емкость

для жидкого горючего; 4 - трубо-

провод для горючего; 5 - фильтр; 6 - насос для подачи  
горючего под

давлением в скважину; 7 —фор-

сунка; 8 —затвор с камерой сгора-

ния; 9 - непросадочный грунт; 10 -

зона термического упрочнения

грунта; 11 - скважина; 12 - проса-

дочный лессовый грунтДля ликвидации аварии

под углами фундамента турби-



ны на расстоянии 300 мм от его контура были пробурены четыре скважины, через которые велось сжи-

вание солярового масла в затворах и форсунках.

Форсунки питались

сжатым воздухом, поступающим под давлением, примерно 0,2 МПа.

Диаметр обожженного массива у каждой скважины составлял 1,9-2,4 м,

вокруг него произошло высушивание грунта и изменение его влажности

с 40 до 12%. В конечном итоге осадки всех фундаментов прекратились,

а турбина приведена в рабочее состояние. Аналогичным образом был приостановлен крен дымовых труб

Запорожского стекольного завода. Таким образом, можно с уверенно-

стью полагать, что термическое закрепление грунтов может быть ис-

пользовано для упрочнения оснований при реконструкции зданий и со-

оружений, в том числе с увеличением нагрузок. 5.

Армирование оснований Идея армирования грунтов оснований с целью повышения их не-

сущей способности возникла давно. Так, в частности, в Белоруссии,

Ю.В. Феофилов предлагал армировать грунты стальными прутьями,

глубоко исследовал этот вопрос и получил обнадеживающие результаты.

В г.Марселе (Франция) в 1991 г. претерпело серьезные деформации

здание советского Генконсульства. Обследование здания и изучение

грунтов основания было выполнено автором. В связи с усадкой грунта в249

основании здание неравномерно осело и в его надфундаментных конст→

рукциях появилась разделяющая его на две части трещина. Так как это

здание являлось собственностью нашего государства, было решено уси→

лить его основание. Для этой цели Гидроспецпроект (Б. Л. Львович)

предложил бурить в основании здания под различными углами наклон→

ные скважины и забивать его местным грунтом, уплотняя его и вдавли→

вая в стенки скважин. Такой прием уплотнения грунтов основания зна→

чительно повышает его несущую способность и снижает сжимаемость.

Однако, реализовать это предложение в натуре не удалось в связи с на-

чавшейся перестройкой. В 90-х годах настоящего столетия было выполнено обследование

конструкций каркасного четырехэтажного здания цеха фабрики «Рот-

Фронт» в г. Москве, устроенного на ленточных и одиночных фундамен-

тах. Основанием его служили пески мелкие, местами глинистые, а уро-

вень грунтовых вод располагался на глубине 3.4... 3.5 м от дневной по-

верхности. При эксплуатации на строи-

тельные конструкции сиропного от-

деления воздействовала газообразная

среда, технологические жидкости, со-

держающие сахар и органические кисло-

ты, заметно снижавшие прочность бе-

тона фундаментов. Фирма "Фунда-

ментстройпроект" выполнила усиление

оснований и фундаментов цеха по про-

екту, разработанному НИИОСПом под

руководством автора. Проектом предусматривалось устройство в основании ленточных фундаментов наклонных скважин, забитых щебнем и уплотненных пневмопробойником диаметром 130 мм. Проходку скважин завершали на глубине, соответствующей границе активной зоны, то есть на 1,0... 1.5 м ниже фундаментов. После реверсирования пневмопробойники извлекали, и в скважины засыпали щебень мелкой фракции. Затем проходку пневмопробойника повторяли и снова засыпали щебень до получения требуемого объема по расчету (рис.94). В результате под подошвой фундаментов образовывалась уплотненная зона грунта с необходимыми параметрами.

Рис. 94 Армирование основания наклонными скважинами, заполненными щебнем

1 - наклонная скважина, 2 -

пневмопробойник, 3 - щебень

рами, которые определялись путем варьирования типами пробойников,

глубинами скважин и объемами щебня в них. Качество уплотнения

грунта в скважинах постоянно контролировалось. Армирование осно-

вания может быть осуществлено также путем устройства наклонных

буроинъекционных свай.б. Струйная технология для создания

несущих конструкций в грунтеСтруйная технология базируется на использовании энергии во-

дяной струи для прорезки в грунте полостей, заполняемых требуемым

для данного случая материалом (твердеющим или противофильтраци-

онным). Главным элементом устройства для образования щелей или

полостей является струйный монитор, имеющий на боковой поверхности

водяные сопла, в нижней — отверстия для подачи материала, в верхней- подводящие трубопроводы и штангу для опускания монитора в сква-

жину. Высоконапорная струя воды выходит из сопла под давлением до

30-50 МПа и может резать асбоцемент, асфальтобетон, керамические

изделия, а при добавке в струю абразивного материала или песка —

даже железобетон. Для увеличения дальности и разрушающего действия

струи подается под защитой воздушного потока или воздушного и вода —

ного потоков, подаваемых одновременно. Если опускать монитор в лидерную скважину и делать таким

путем вертикальные разрезы, разрушая и удаляя грунт высоконапорны —

ми струями с последующим заполнением полостей раствором вяжущего

или твердеющего материала, то можно создать в грунте плоские элемен —

ты (типа щелевых фундаментов). Вращая монитор в грунте с одновре —

менным подъемом, можно получить цилиндрические элементы — сваи

(рис.95). В японской и итальянской строительной практике широко ис —

пользуют струйную технологию для изготовления цементно-грунтовых

свай в основании реконструируемых зданий. В последние годы гидро —

струнная технология была существенно усовершенствована [14]. Сни-

жение давления гидроструи до 5-10 МПа с одновременным увеличением

расхода до 200-300 л/мин позволило повысить разрушающее действие

струи в 2-2,5 раза и довести ее дальность до 3-5 м (вместо макс-

симальной равной по японской технологии 1,7-2,5 м). В НИИ оснований и подземных сооружений сконструирована и

изготовлена универсальная головка к струйному монитору, позволяю-

щая изготавливать экономичные сваи: двух-, трех- и четырехлопастные<sup>251</sup>

(в поперечном сечении), винтовые, с уширениями по высоте, корневид-

ные и т.п. Рис. 95. Изготовление свай в грунте с помощью высоконапорной струи

I - образование скважин струей; П, Ш, IV - заполнение скважин раствором твер-

деющего материала Струйная технология имеет большие перспективы при исполь-

зовании для реконструкции зданий и сооружений. Она не вызывает ди-

налических воздействий, может применяться для работ в стесненных

условиях, так как не требует громоздкого оборудования, имеет высокую

производительность. Если не выходить за пределы области оснований и

фундаментов, то струйная технология оказывается незаменимой при

укреплении грунтов оснований деформирующихся зданий, при выправ-

лении кренов сооружений и т.п. Известно, что возможность использования традиционной инъ-

екционной технологии зависит от проницаемости укрепляемого грунта.

Такие грунты, как ил, заторфованный грунт или торф, мелкий пылева-

тый песок и т.п., закрепить инъекцией было невозможно. Струйная тех-

нология упрочнения грунтов основана на их гидравлическом разруше-

нии и перемешивании с закрепляющим раствором [15]. Поэтому диапа-

зон использования ее для укрепления дисперсных грунтов практически

неограничен. При использовании струйной технологии можно избежать



влияния на осадки фундаментов слабого подстилающего слоя по глубине

не основания.252

В настоящее время известно много примеров эффективного

применения струйной технологии для подведения под реконструируемое

здание свайных фундаментов (рис. 96). При надстройке 8-этажного зда-

ния пятью, а в средней части восемью этажами возникла необходимость

перенесения нагрузки на более прочный подстилающий слой. С этой

целью из подвальной части здания через отверстия в железобетонной

плите строительной фирмой "Кайима" (Япония) с помощью струйной

технологии было выполнено 285 свай длиной 22 м. Мониторы опускали

в направляющие скважины диаметром 150 мм, пробуренные с шагом в

1,2 м.Итальянская фирма "Родио"» при участии ВО «Гидроспец-

строй» в 1985 г. пропела в г. Волгодонске экспериментальные работы по

усилению основания деформировавшегося здания с помощью струйной

технологии. К моменту усиления основания, сложенного просадочными

грунтами, осадка здания составила 56 см. Согласно проекту усиления,

под зданием устраивали 457 колонн из закрепленного цементом грунта

глубиной 25 м со средним диаметром 45-55 см. Схема размещения ко-

лонн предусматривала образование участков практически сплошных

одно- и двухрядных стен закрепленного грунта вдоль продольных и не-

которых поперечных стен здания с расстоянием между осями колонн 0,625 м. Рис. 96. Подведение свайных фундаментов

под реконструируемое здание

м. В промежутках между ними было намечено рассредоточенное раз-

мещение колонн с расстоянием между их осями до 1,0-1,5 м. Расход цемента на 1 м такой колонны составлял 300-400 кг.

Изучение фрагментов массива закрепленного грунта показало, что ко-

лонны имеют заполненные цементным камнем трещины и разрывы в

прилегающем грунте на расстоянии до 1,5-2 м.

Сопротивление сжатию

кернов ствола составляет 6-8 МПа, модуль их деформации — 2300-6800

МПа. На момент разрушения колонн нагрузки составили 600-1400 кН, а

осадки — 16-646 мм. Общая величина осадок здания в процессе прове-

дения работ достигла 2,5-3.8 см. К моменту, когда было изготовлено 142

колонны, т. е. 30% их числа, наступила стабилизация осадок здания. Работы показали, что эффективность струйной цементации не

зависит от влажности грунта. Эта технология может быть использована

для закрепления грунта, находящегося как выше, так и ниже уровня

подземных вод. Рис. 97. При использовании для усиления оснований фундаментов

струйной цементации следует иметь в виду, что бурение осуществляется

с промывкой скважин водой и сбросом пульпы на поверхность грунта.

Это приводит к обводнению грунтов, повышению уровня подземных вод

и дополнительным осадкам здания, что особенно нежелательно для про-

садочных грунтов. Так, в частности, под зданием в г.Волгодонске, где

работы по усилению оснований вела итальянская фирма "Родио". за 4

мес применения струйной цементации уровень подземных под поднялся

на 5 м.Большой комплекс работ по усилению оснований фундаментов

с помощью струйной технологии был выполнен в 1986-1987 гг. при ре-254

конструкции гостиницы «Метрополь» в Москве (рис. 97). Подряд на ре-

конструкцию гостиницы «Метрополь» получил финский концерн "Перу-

сюхтюмя", проектирование осуществляла проектная контора Похъятут-

кимус. Для выполнения работ по усилению оснований (фундаментов

была приглашена западногерманская фирма "Бауэр", хорошо освоившая

струйную технологию для образования цементных опор в грунте.Проектом предусматривалось устройство 2006

опор под стена –

ми всего здания. Опоры, главным образом по две, размещались поперек

стены и так тесно, что практически сливались друг с другом. По проекту

диаметр опор был равен 80 см, а длина 6-7 м, что позволял<sup>9</sup> заглубить

их в плотные аллювиальные пески. Расчетная несущая способность та –

кой опоры принималась равной 600 кН. Для устройства инъекционных цементных опор в грунте фирма

"Бауэр" использовала компактные по размерам буровые установки. По

мере забуривания из подвала через существующие стену и фундамент в

грунт основания буровые трубы наращивали. Головная штанга была

оснащена шарошками и тремя форсунками. Из одной торцовой форсун –

ки диаметром 3 мм поступала высоконапорная струя воды давлением

40-60 МПа, разрушающая грунт основания при забуривании штанг. При

достижении проектной отметки вертикальная струя перекрывалась, но

включались две горизонтальные форсунки диаметром 2 мм каждая, из

которых в грунт с тем же давлением подавалась водоцементная смесь с

отношением 1:1. При этом буровые трубы, совершавшие полное враще-

ние, извлекали из скважины, образуя в грунте колонну, состоящую из

смеси грунта с цементом. Скорость извлечения труб не превышала 1 м

за 5,5 мин. Расход цемента на 1 м опоры составлял 550-600 кг. Допол-

нительно в водно-цементную смесь для повышения ее пластичности

вводилось 5-6 кг бентонита на 1 м колонны. Набор проектной прочности

опоры происходил через 28 сут. Прочность на одноосное сжатие мате-

риала опоры составляет: в песке - 1,5 МПа, иле - 1,2 МПа, глине - 0,8

МПа, органическом грунте - 0,8 МПа, а водопроницаемость  $10^{-7}$ - $10^{-9}$

м/с. Откапывание опор показало, что их фактический диаметр не пре-

вышает 70 см. Статическими испытаниями опор непосредственно в под-

вале установлено, что их несущую способность можно принять равной

900 кН (большую нагрузку на колонны не позволили дать загрузочные

устройства). При усилении фундаментов гостиницы работало четыре уста-

новки, главным образом в одну смену. В две смены устройство опор

велось в течение небольшого периода. Одной установкой изготовляли

четыре — шесть опор в смену. Весь комплекс работ по устройству 2006255

опор продолжался с октября 1986 г. по первую декаду июня 1987 г.

Дальнейшего увеличения ширины раскрытия трещин в надфундамент-

ных конструкциях здания гостиницы не установлено (наблюдение осу-

ществлялось по специальным маякам). Здание Малого театра в Москве, построенное в начале прошл-

го века и неоднократно перестроенное, расположено в центре Москвы на

берегу р. Неглинки. Грунты в его основании представлены сложными

напластованиями слабых грунтов (рис. 98). Фундаментами здания слу-

жили деревянные сваи. Наблюдения за осадками здания театра про-

длись с начала века в связи с тем, что в его несущих стенах появились

трещины. По причине размещения р.Неглинки в новом коллекторе про-

изошло понижение уровня подземных вод. Головы свай обнажились и

начали гнить. Участок старого пустого коллектора оказался непосредст-

венно под зданием театра. Систематические наблюдения за осадками,

проводимые ГПИ Фундаментпроект с 50-х годов, показали наличие рас-

тущих во времени осадок в отдельных частях здания, достигших 80 см и

более. Рис. 98. Инженерно-геологические условия площадки Малого театра и общий

вид фундаментов здания

1 - деревянные сваи; 2 - набивные сваи  
"Страуса" Серьезный урон надфундаментным  
конструкциям левого крыла

здания был нанесен в 60-х годах при устройстве фундаментов глубокого

заложения примкнувшей к Малому театру пристройки ЦУМа. Развив-



шиеся неравномерные осадки привели к образованию трещин, сильному

деформированию и разрушению кирпичной кладки стен, которые при-

шлось затем стягивать стальными тяжами и накладными вертикальн-256ттfj212B(24120

ми поясами из швеллеров. Их можно видеть и в настоящее время со

стороны ул.Неглинки.Вопрос о капитальном усилении оснований и фундаментов Ма-

лого театра в последние годы вставал неоднократно. При этом обсужда-

лись различные варианты.Большое влияние на выбор окончательного варианта оказали

работы германской фирмы "Бауэр" по усилению оснований и фундамен-

тов с помощью струйной технологии при реконструкции рядом распо-

ложенной гостиницы "Метрополь", проводившейся в 1986... 1987г.г. С

российской стороны технический контроль за работами на театре осу-

ществлял автор совместно с JLP.Петросяном.Для равномерного

распределения нагрузок в сис-

теме свай-колонн, образуемых струйной технологией, в зависимости от их различного сочетания было выбрано несколько схем расположения свай-колонн. Проектом предусматривалось сочетание свай-колонн трех типов: А - несущая свая-колонна, достигающая до отметки несущего слоя грунта; Б - промежуточные сваи-колонны, достигающие до подошвы деревянных свайных фундаментов; С - короткие промежуточные сваи-колонны, предназначенные для равномерного распределения нагрузок в уровне свайного ростверка (рис. 99). Таким образом, в верхней части сооружаемой фундаментной конструкции образуется жесткий монолитный блок высотой около 6 м, который будет вертикально передавать нагрузки несущим сваям — ко-

лоннам. Перед началом работ по укреплению фундаментов был запла-

нирован комплекс экспериментальных работ, включающий в себя уст-

ройство опытных свай колонн, изготовленных в разных зонах театра в

плане. Опытная площадка была выбрана в непосредственной близости 17 — 3454 257 Рис. 99. Схемы (I... .IV) свайных фунда-

ментов усиления с различным сочетани-

ем свай-колонн

от фасадной части театра, где выполнены двенадцать свай. Результаты

их откопки показали, что при давлениях 350... 450 бар достигаются за-

данные проектные диаметры сваи (60... 80 см). Статические испытания

свай длиной 14,3 м показали, что нагрузка свай-колонны была выше 750

кН, а по проекту требовалось только 500 кН (рис. 100). Осадка сваи при

нагрузке 750 кН была равна 3,7 мм. Укрепление фунда-ментов велось из подвальных

помещений, из внутренних

помещений первого этажа (в зонах, где отсутствовал подвал), а также с наружной стороны здания. Как правило, со стороны улицы работали две установки, а из внутренних помещений - три самоходных установки (рис. 101). Как германской, так и нашей стороной, проводился ежедневный геодезический контроль за возможными перемещениями фундаментами в процессе их усиления.

Сравнение трудоемкости выполнения работ по усилению фундаментов с

помощью свай Мега, буровых свай, вдавливаемых многосекционных

свай и т.п., безусловно, свидетельствует в пользу струйной технологии. Однако у нее есть один существенный недостаток. Из-за необ-

ходимости промывки скважин и заполнения их водоцементной массой,

помещения или площадка, где используется струйная технология, как

правило, обводнены и загрязнены поступающей из скважин глинисто-

цементной пульпой. Обобщая выполненные работы, следует отметить, что число

грунтоцементных свай под зданием театра составило 3249 штук общей

длиной около 31 тыс. м, объем закачанного раствора был равен 171 тыс.

л при водоцементном отношении 0,9. И весь этот объем работ был вы-

полнен менее, чем за 1 год [44]. Гидроспецпроект, Гидроспецстрой и НИИ оснований и подзем-

ных сооружений отработали струйную технологию сооружения цилинд-

рических и трехлопастных свай в натуральных условиях. Обнадеживающие

результаты получены на строительной площадке ДСК в Якутске по уст-Рис. ЮО. Диаграмм "осадка-нагрузка"

испытаний грунтоцементной сваи ста-

тической нагрузки 258

ройству экспериментальных буронабивных свай в вечномерзлых грун-

тах с помощью струйной технологии. Работы по ликвидации неравномерных осадков и крена сооруже-

ний (труб, зданий, колонн и т.п.) отличаются большой сложностью. При

выполнении их с использованием струйной технологии достаточно в

нужном месте вымыть с помощью струи полость или щель. Рис. 101 Отечественные конструкции струйных установок Струя-25, СУ-1, СУ-2, СУ-М выполняют на базе автомобиля МАЗ-500, гусеничного

трактора или крана. Максимальная глубина устройства свай 25 м при

рабочем давлении 5-32 МПа и расходе воды 6-12 м<sup>3</sup>/ч. Средняя произ-17\*259

водительность установок 0,5-1 м/мин. Комплекс оборудования для

струйной технологии включает серийные и широко используемые в

строительстве механизмы. Нестандартными являются только струйный

монитор и установка для его привода. В полевых экспериментальных

работах Гидроспецпроекта по упрочнению грунтов с помощью струи

было использовано следующее, оборудование: станок вращательного

бурения УГБ-50, насос 11Гр, компрессор ПКСД-5,25 и растворный узел

с тремя растворомешалками РМ-750. Глава 9.  
ОСОБЕННОСТИ ПРОИЗВОДСТВА РАБОТ

НУЛЕВОГО ЦИКЛА ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ 1. Эффективные способы разрушения старых фундаментов В тех случаях, когда старые фундаменты утрачивают свое

функциональное назначение или ведется перепланировка производст

венных площадей, встает вопрос об удалении их с территории строи

тельства. Учитывая объем и массу фундаментов, их откопка, извлечение

из котлована и транспортировка оказываются сложной задачей. Глав

ным в этом случае является выбор способа разрушения материала фун

даментов, обеспечивающего как высокую производительность труда, так

и безопасность ведения работ в стесненных условиях. На разборку любого несущего элемента здания, в том числе и

фундамента, составляется проект производства работ (ППР), где долж

ны указываться методы производства работ по разборке, границы опас

ной зоны, способы погрузки обломков фундаментов в транспортные

средства и т.д. При разрушении старых кирпичных, бутовых и бетонных фун-

даментов может применяться механическое оборудование (клин-баба,

пневматические или отбойные электрические молотки, бетоноломы,

перфораторы и т.п.). Хорошо зарекомендовало себя на практике оте-

чественное оборудование: отбойные пневматические молотки МО-8П,

электромолотки ИЭ-4204, электробетоно-ломы ИЭ-4601, электроперфо-

раторы ИЭ-4701. Последние позволяют проходить в материале фунда-

мента скважины диаметром 34 мм и глубиной до 2 м. Весьма эффективно идет разрушение фундаментов с помощью

гидравлического молота СП-62, укрепленного на эскаваторе Э-4121.

При использовании гидравлического молота такого типа устраняется

необходимость в ручном труде, исключается вредная для здоровья шу-260



мальная нагрузка и обеспечивается высокая производительность труда на

одного рабочего, м<sup>3</sup>/ч, при разрушении:каменной кладки (толщиной 500 мм) 40

слабоармированного бетона 7-10железобетонного фундамента 0.53Как видно из этих данных, установка имеет малую производи-

тельность только при разборке сильноармированных железобетонных

фундаментов.Разрушение фундаментов взрывом. Как правило, внутри ре-

конструируемых производственных помещений разрушение массивных

фундаментов производят взрывами на рыхление. Их разрушение целе-

сообразно вести послойно, при этом глубина шпуров должна быть равна

толщине каждого слоя, за исключением последнего яруса. В этом случае

глубина шпуров принимается на (4-5) d<sub>З</sub> (где d<sub>З</sub> - диаметр заряда) мень-

ше с тем, чтобы при взрыве не нарушить естественное состояние грун-

тов основания. Если фундамент предполагается дробить горизонталь-

ными шпурами, то между ними и основанием должен оставаться предо-

хранительный слой толщиной 0,2-0,4 м. Диаметр шпуров в фундаментах

составляет 35-60 мм [16]. Расстояния между шпурами в рядах следует принимать равны-

ми  $(1-1,3) W$ ], между рядами шпуров и от края фундамента -  $w$ , где  $w$  -

кратчайшее расстояние от центра заряда до ближайшей открытой по-

верхности. Как правило, величину зарядов для разрушения фундаментов

устанавливают опытным путем или по формуле, если  $w < 1$  м:  $Q = k \cdot w^3 \cdot \gamma$  (78) где  $k$  - удельный расход взрывчатого вещества (ВВ), кг/м<sup>3</sup> равный для кирпи-

ча, бетона без арматуры и бута 0,3-0,5 кг/м<sup>3</sup>, для железобетона 0,4-0,6 кг/м<sup>3</sup>. Длина заряда должна составлять 0,67 длины шпура. После всех

проделанных операций полость шпура заполняют забоечным материа-

лом либо сухим песком до самого верха. Перед взрывом фундаменты

необходимо освободить от окружающего грунта на глубину шпуров и

оградить деревянными щитами из досок толщиной не менее 30 мм. На

щиты следует уложить груз (булыжник, стеновые или фундаментные

блоки, мешки с песком) и т.п., чтобы предотвратить разбрасывание при

взрыве кусков бетона и бутобетона. При взрыве фундаментов доменных

печей № 1 и 2 Криворожского завода шпуров укрывали камышитовыми 261

матами. Естественно, что устройство защитного настила, а затем снятие

его - трудоемкие операции, значительно снижающие эффективность

способа. Существенно упростило ведение взрывных работ на разборке

фундаментов в С.-Петербурге (Главзапстрой) использование специаль-

но сконструированного локализатора взрыва, где основным рабочим

органом является бронеплита размером 3х6 м массой от 2 до 9 т. Лока-

лизатор с поднятой бронеплитой трактором перемещали к разбираемому

фундаменту и устанавливали над заряженными шпурами. Затем плиту с

помощью гидроцилиндров опускали в крайнее нижнее положение и

производили взрыв. В таком положении бронеплита защищала окру-

жающую фундамент зону от разбрасывания продуктов взрыва и воздей-

ствия ударной волны. Разлет осколков разбираемого фундамента можно значительно

снизить при применении гидровзрывного способа. В качестве заряда

рекомендуется использовать 8-12 нитей детонирующего шнура длиной,

равной 0,65-0,75 глубины шнура. Если в нижней части шнура размес-

тить 50-100 г водостойчивого ВВ (аммонал, аммонит, детонит), то чис-

ло нитей детонирующего шнура (ДШ) можно уменьшить. Остальное

пространство в шнуре заполняют водой так, чтобы ее уровень был на 10

см ниже устья шнура (рис. 102). Так как в старых трещиноватых фунда-

ментах уровень воды вследствие ее фильтрации поддерживать трудно,

заполняющей средой в шнуре может быть глинистый раствор, конси-

стенция которого будет зависеть от числа и размеров трещин в зоне

шпура. В последнем случае масса заряда в шпуре увеличивается в 1,3-1,5 раза. Параметры буровзрывных работ при гидровзрывном способе

дробления фундаментов приведены в табл. 40. Таблица 40 Толщина

фунда-

мента, м Высота

фунда-

мента, м Глубина

шпура, м Расстоя-

ние ме-

жду

шпура-

ми, м Число

нитей

ДШ в

заряде,

пгг Длина

нитей, м масса

заряда

ВВ, г0,4-0,61,0-1,50,8-1,20,730,5-0,850,6-0,81,0-1,50,8-1,20,630,6-0,8500,8-1,01,0-1,50,8-1,20,650,6-0,850-751,0-1,21,5-2,01,3-1,80,861,0-1,550-1001,2-1,41,5-2,01,3-1,80,87-81,0-1,550-1001,4-1,61,5-2,01,3-2,20,881,0-1,8100-150Примечание. При толщине фундамента менее 1,2 м шпурсы рас пола—

гают в один ряд, более 1,2 м—через 0,8 м.262

Опыт показал, что

гидровзрывной способ мало—

пригоден для дробления желе—

зобетонных фундаментов с

большой насыщенностью арма—

туры.При реконструкции

доменных печей в Кривом Роге

и Днепродзержинске (трестом

"Днепроэкскавация") возникла

необходимость разрушения их

фундаментов спустя всего не—

сколько дней после остановки и

разборки печей, когда они со—

храняли высокую температуру.

Поэтому верхнюю часть фун—

дамента размером 15,5х15,5 м

и глубиной заложения 4,35 м

пришлось заливать водой и

выдерживать в течение суток,

чтобы резко снизить темпера-

туру. На вторые сутки темпе-

ратура не превышала 60° С. В течение всего этого периода на фун-

дамента шли буровые работы. Шпуры бурили ярусами в вертикальном

(семь ярусов) и горизонтальном направлениях. В качестве ВВ применя-

ли только аммонит. Учитывая медленное остывание железобетонного

массива фундамента, перед зарядкой в течение 5 мин измеряли темпе-

ратуру в нижней части шпура. Если она оказывалась выше 40° С, то

применяли заряды специальных типов, изолированные асбестовыми

бумагой и шнуром. Струйная технология, рассмотренная в гл. 8, также может ус-

пешно использоваться для разрушения старых фундаментов. Высокона-

порными струями режут древесину, стекло, керамические изделия, ас-

фальт. В Англии для эффективной резки струей бетона и железобетона в

струю добавляют абразивный компонент, например песок. С помощью

шведского оборудования разрушение бетона ведется струей диаметром 1

мм под давлением 154 МПа. Расход воды в смену составляет 15-30 л.

Вся установка состоит из блока питания (в виде контейнера), насоса и

робота на пневмоколесном ходу. Робот с дистанционным управлением

располагается на некотором расстоянии от блока питания (не более 80263Рис. 101. Схема разрушения бетона гид-

ровзрывным способом

1 - детонатор; 2 - детонирующий шнур

(ДШ); 3 - вода; 4 - несколько нитей ДШ;

5 - нижний заряд; 6 - разрушаемый бе-

тон

м). Разрушение бетона с помощью этой установки на одном из железо-



бетонных мостов велось слоями толщиной до 70 мм. При этом произво-

дительность разрушения составляла на полосе движения моста 9,7 м<sup>2</sup>/ч.

Отечественные разработки струйной технологии пока находятся в ста-

дии экспериментально-производственных испытаний. Новый метод раз-

рушения бетона фундаментов высоконапорной струей воды обеспечива-

ет отсутствие шума, пыли, высокую производительность и меньшую

стоимость работ. На наш взгляд, большое будущее при разрушении бетонных и

железобетонных фундаментов в стесненных условиях принадлежит спо-

собам, использующим невзрывчатые разрушающие вещества. Они не

только эффективны, но и безопасны [17, 18]. Смесью таких цементов с

водой (в определенных соотношениях) заполняют пробуренные в теле

фундаментов шпурсы. По мере твердения цементная масса расширяется,

в разрушаемом теле фундамента возникают большие растягивающие

усилия, превышающие прочность на разрыв бетонов различных марок. В настоящее время известны следующие невзрывчатые разру-

шающие вещества: "С-Майт" и "Бристар" японских фирм "Опода це-

мент" и "Сумитомо цемент". ВНИИСтроем им. П.М. Будникова разрабо-

тано аналогичное невзрывчатое разрушающее вещество НРС-1. Постав-

лявшийся в Россию японской фирмой "Сумитомо цемент" бесшумное

невзрывчатое разрушающее вещество "С-Майт" изготавливается в порош-

кообразном виде из соединений неорганической извести. Вода при заме-

се в емкости имела температуру +10-20°C и составляла 20-30% по мас-

се. Температуру воды принимают в зависимости от температуры мате-

риала, подлежащего разрушению. Подготовленный таким образом и

тщательно перемешанный раствор набивают в шпуровый диаметр 20-50

мм и глубиной до 200-500 мм, которые пробуривают в разрушаемых

строительных конструкциях. Расстояние между ними принимают рав-

ным 10-15 их диаметрам. Химическая реакция гидратации в растворе

обуславливает процесс кристаллизации, в результате которого в конст-

рукции вокруг шпуров возникают растягивающие напряжения, превы-

шающие 30-35 МПа, которые вызывают разрушения конструкции

(рис. 103). Как показали опытные работы, разрушение бетонных и железобетон-

ных фундаментов наступало через 10-20 ч. По сравнению с дру-

гими видами разрушений этот способ дает значительный экономический

эффект. 264

Рис 103. Разрушение железобетонно-

го фундамента путем заполнения

скважин расширяющимся веществом. Разрушение материала фунда-

ментов может производиться и с

помощью гидравлического расклини-

вающего устройства. Для этого в имеющиеся или специально образуются

методом бурения шпуров длиной 200-800 мм и диаметром 25-180

мм вводят приспособление для расклинивания, которое давит на стенки

отверстия и разрывает его (рис. 104). Давление от насоса через шланг

высокого давления передается на расклинивающее устройство. Регули-

руя подбор угла клина, можно увеличивать усилие до 1500-2000 кН.

Необходимую силу давления и число расклинивающих устройств

(обычно до 5) подбирают в зависимости от прочности на разрыв мате-

риала фундамента. Так как стальная арматура при расклинивании не

рвется, то ее можно разрезать с помощью газового резака, болторезного

инструмента и т.п. Расклинивающие устройства такого типа широко

используются при разборке зданий в Германии [19]. Так, в частности,

устройство "Жокета" при массе 27 кг имеет силу расклинивания при

двух расклинивающих приборах 1,16 МН, а "Дарла" - 6,28 МН. Эти

устройства бесшумны, при их работе исключается опасный разлет ос-

колков. Производительность одного рабочего (вместе с устройством бу-

ровых отверстий) на бетонных фундаментах составляет 0,5-1,2 м<sup>3</sup>/ч, на

сильноармированных железобетонных - 0,2-0,3 м<sup>3</sup>/ч. Электродуговая резка. Способ разрушения бетонных фунда-

ментов электрической дугой прост, доступен и отличается от резки ме-

талла тем, что бетон режется в сильно ионизированной замкнутой зоне,

образующейся в процессе химической реакции распада соединений при

высокой температуре и испарений воды. Электродуговая резка бетона

проводится со свободным и принудительным формованием отверстия. В265 Рис. 104. Разрушение фундамента

гидравлическим расклинивающим

устройством

настоящее время для ее проведения применяют плоские пластинчатые

электроды, которые располагаются параллельно или под углом друг к

другу. Резка может осуществляться двумя соосно расположенными ци→

линдрическими и стержневыми графитовыми электродами марок ГМЗ,

ЭГ-0 и ЭГ-2. Их можно получить и путем распиливания графитовых

брусков. Прослойкой между ними служит тугоплавкий изолятор. Темпе→

ратура горения электрической дуги составляет 5400-6000° С. Этот метод использовался при строительстве гостиницы "Рос→

сия" для резки железобетонных балок сечением 120x80 см из бетона

марки 400 с заполнителем из гранитной щебенки и расходом арматуры 300 кг/м<sup>3</sup>. Electroды представляли собой пластины толщиной 15, ши→

риной 100 и длиной 1000 мм. Питание поступало от двух сварочных

трансформаторов СТД-1000, включенных параллельно. При этом сила

тока составляла 2000 А при напряжении рабочего хода 45 В и мощности

90 кВт. Институтом атомной энергии им. И. В. Курчатова в экспери→

ментальных целях в железобетонных стенах толщиной 2,5 м из бетона

марки 150 с расходом арматуры 70 кг/м<sup>3</sup> вырезали проемы высотой 3,3

и шириной 3,5 м за 3 ч. Стоимость такой работы составляла около 100

р. Этим же способом резали головы железобетонных свай, ригели и т.п.

Специальным конструкторским бюро Главмосстроя с использованием

принципа электродуговой резки была сконструирована и успешно ис-

пользована в практической работе универсальная установка для образо-

вания отверстий, пугаб и гнезд в бетоне и железобетоне. Глубина реза-

ния составляла 75 см. Установки электродуговой резки, разработанные

Харьковским ПромстройНИИпроектом и Днепропетровским филиалом

НИИСП Украины, обеспечивают максимальную глубину проплавления

железобетона в 1 м. Все рассмотренные выше установки имеют общие

недостатки: обильное выделение газов и сильный нагрев деталей. Огнеструйный способ [20] разрушения

фундаментов заключа-

ется в плавлении бетона и резке стальной арматуры с помощью высоко-

температурной газовой струи. Для этой цели могут использоваться тер-

мобуры ТБ-33К-2 и ОШБ-50 конструкции Казахского политехнического

института. Разрушение железобетонных фундаментов целесообразно

вести послойно, врезкой горизонтальных и вертикальных щелей шири-

ной 35-40 мм до глубины 300 мм с последующим удалением отрезанных

кусков. Опыт производственной проверки огнеструйного способа для

разрушения фундаментов при реконструкции объектов нефтехимической

промышленности показал, что он может рационально использоваться

при резке тонкостенных фундаментов (стенчатых, рамных) и свай. Несколько иную модификацию огнеструйного способа пред-

ставляет собой термический способ разрушения монолитных бетонных

или железобетонных фундаментов под влиянием высокой температуры,



химической реакции и действия струи кислорода, которая выносит из

прожигаемого отверстия шлак. Устройство для резки бетонных или же

лезобетонных конструкций, называемое кислородным копьем, изготов

ляют МВТУ им. Баумана и НИИСП Украины. Оно состоит из стальной

трубы диаметром 17-20 мм, заполненной низкоуглеродистыми стальны

ми стружками. Труба соединена с кислородным баллоном гибким арми

рованным шлангом. Конец трубы (копья) раскаляют, а затем через

шланги в нее подают кислород с давлением после выхода из редуктора

0,1-0,15 МПа. В потоке кислорода железо начинает гореть и плавит бе

тон. Образовавшийся в отверстиях шлак выдувается излишками кисло

рода. Таким способом в бетоне или каменном материале можно прожи

гать отверстия диаметром до 12 см и глубиной до 400 см. Способ экс

плуатации прост, при "его осуществлении исключается возникновение

пыли и вибрации; он позволяет разрезать толстые конструкции, в том

числе под водой. Скорость резания железобетонных фундаментов зна-

чительно выше, чем бетонных, в связи с тем, что наличие арматуры

способствует увеличению теплоты. Недостаток способа состоит в боль-

шом расходе стальных труб, прутков и кислорода (на копье длиной 4 м

приходится 2-3 м<sup>3</sup> кислорода). Кроме того, отмечается большое газовой-

деление и значительный разлет искр и раскаленных частиц. Уже известны случаи успешного применения кислородного ко-

пья за рубежом [7]. Так, в частности, на одном из заводов Франции в

г. Экс-ан-Прованс были срезаны два этажа 4-этажного административ-

ного здания без прекращения работы в его нижних этажах при реконст-

рукции. Разрушение фундаментов электрогидравлическим способом

осуществляется за счет энергии ударной волны, возникающей при элек-

трическом разряде в жидкости. Этот способ пригоден для разборки мас-

сивных бетонных и железобетонных фундаментов, а также стенчатых,

рамных и свайных фундаментов. Существует несколько модификаций

установок, базирующихся на этом принципе. Трестом "Башнефтехим-

промстрой" разработана передвижная установка электрогидравличе-

ского эффекта (ЭГЭ), укомплектованная электрогидравлическими взры-

вателями - ЭГВ-10 и электрогидравлическим клином - ЭКГ-4. Опробы-

вание в производственных условиях подтвердило ее эффективность. По267

результатам опытов были разработаны практические предложения, ка-

сающиеся числа взрывателей на определенный объем материала фунда-

мента. Так, в частности, оказалось, что для фундаментов объемом до 1

м3 достаточен один взрыватель. Рис. 105.

Принципиальная электрическая схема установки "Импульс-4

1 - высоковольтный выпрямитель; 2 - выключатель зарядной цепи; 3 - раз-

рядник; 4 - взрыватель (два электрода); 5 - шнур; 6 - разрушаемый бетон; 7 - рабочая проволока; 8 - батарея конденсаторов; 9 - высоковольтный транс-

форматор. На использовании же этого эффекта основана установка "Им-

пульс-4", разработанная и апробированная трестом Союзспеццемст-

ройремонт Главзападцемент (рис. 105). Все части установки смонтиро-

ваны на одном фургоне, где имеются помещения с высоковольтным

оборудованием и пульт управления. Высоковольтный трансформатор

питается током промышленной частоты и напряжением 380/320 В. Ба-

тареи конденсаторов большой емкости служат в качестве накопителей

энергии и источника импульса тока. Образовавшееся вследствие элек-

трического взрыва проводника в воде импульсное давление создает в

окружающей среде ударную волну, которая совершает механическую

работу, разрушая конструкцию. Непосредственно на строительной площадке в монолитном мас-

сиве фундамента, предназначенного для разрушения, в шахматном по-

рядке устраивают шпуры диаметром 40-50 мм и глубиной 0,5-0,8 м с

расстоянием между рядами 0,3-0,5 м. Шпуры можно сверлить оте-

чественными перфораторами типа ПР-22, ПР-30 ЛУБ, ПР-30 ЛУС и др.

В среднем время, затрачиваемое на проходку одного такого шпура, со-

ставляет 30-50 с. Затем шнур заполняют водой и вставляют в него элек-

тровзрыватель. Напряжение на пу льт управления подается от источника

питания переменного тока. В настоящее время с использованием электрогидравлического

эффекта разработаны и выпускаются установки "Вулкан-32" и ЭГУРН268I 2 J7.6-.<,5

(Центральная научно-исследовательская лаборатория электрогидравли-

ческого эффекта, С.-Петербург) ЭИУ (Геологоразведочный институт,

Москва), "Базальт-Г" (Проектно-конструкторское бюро электрогидрав-

лики АН Украины г. Николаев). Разрушение монолитных фундаментов электрогидравлическим

способом не сопровождается взрывной волной и большим разбросом

осколков. Это особенно важно при производстве работ в условиях ре-

конструкция действующего предприятия. Способ безопасен для ра-

ботающих поблизости людей и установленного оборудования. При при-

менении установки с использованием электрогидравлического эффекта

значительно повышается производительность труда и сокращается чис-

ло рабочих. 2. Способы восстановления нарушенной гидроизоляции В подлежащих реконструкции зданиях и сооружениях нередко

обнаруживается, что средства их гидроизоляционной защиты локально

или повсеместно нарушены. Чаще всего это могло произойти вследствие

длительной эксплуатации зданий, когда гидроизоляция' начинает ста-

реть, деформироваться и крошиться. Не исключена возможность нару-

шения гидроизоляции и сравнительно новых по времени эксплуатации

зданиях, претерпевших сверхнормативные неравномерные осадки. При

этом гидроизоляционный слой разрывается в местах образования тре-

щин в стене. Расположение таких трещин локально. Однако в зависимо-

сти от характера осадок здания повреждение гидроизоляционного слоя

может произойти на значительном протяжении. Не исключено наруше-

ние гидроизоляции при высверливании или пробивке различного рода

отверстий, пугаб, и т. п. в стенах. Явным признаком плохой работы гидроизоляции является на-

рушение (иногда на высоту 3-4 м) штукатурного слоя, повреждение ок-

раски стен, ее шелушение, отклеивание обоев, загнивание деревянных

элементов, прогрессирующее увлажнение поверхности стен

(рис. 106). Сырость стен настолько ухудшает санитарно-гигиенические

условия помещений, что в ряде случаев от их эксплуатации приходится

отказываться, несмотря на общую техническую надежность здания. Восстановление гидроизоляции возможно несколькими спосо-

бами, которые по трудоемкости и продолжительности подчас не имеют

преимуществ друг перед другом. Но их использование находится в пря-

мой зависимости от технической вооруженности ремонтно-строительной

организации. 269

Локальное восстановление гидроизоляции выштрабовыва-

нием. В тех случаях, когда протяженность участка с нарушенной гидро-

изоляцией не превышает 1-1,5 м. работы по ее восстановлению допуска-

ется вести одновременно на всем участке. При этом порядок работ дол-

жен быть следующим. С двух сторон стены устраивают два шурфа ши-

риной 0,8-1,0 м, длиной на всю протяженность нарушенного слоя и глу-

биной на 0,4 м ниже расположения гидроизоляционного слоя (рис. 107).

Затем горизонтальным штрабованием удаляют два-три ряда кирпичной кладки. На нижний слой кирпич-



ной кладки укладывают выравни-

вающий слой коллоидно-

цементного раствора (1:1 или 1:1.5). Иногда после  
цементации произво-

дят его смолизацию или силикатизацию. Обычно для  
смолизации ис-

пользуют карбамидную смолу, а в качестве отвердителя  
- 10%-ный рас-

твор щавелевой кислоты. Карбамидная смола по  
сравнению с другими

изоляционными материалами обладает повышенной  
электроизоляцион-

ной способностью. По выравнивающей цементной  
подготовке укладывают гидро-

изоляционный материал с обязательным перекрытием  
на концах старой

неповрежденной гидроизоляции на 0,15-0,20 см. Это  
может быть двой-

ной слой рубероида, толи или другого изоляционного  
материала, пред-

варительно склеенный горячим битумом. Затем ведут  
кирпичную кладку

на жирном цементном растворе (состав 1:1 или 1:2). В  
образовавшуюся

между новой и старой кладками щели плотно заклинивают полусухой

цементный раствор. Рис. 107. Восстановление гидроизоляции

ции горизонтальным штрабованием

кладки Рис. 106. Проникание влаги в кладку

стены при нарушении гидроизоляции

онного слоя

По завершении восстановления гидроизоляции шурфы у стен

здания засыпают с послойным уплотнением фунта, а затем восстанавливают

ливают отмостку вокруг здания. Вместо ручного выгравирования

можно применить пропиливание стен специальными твердосплавными

дисковыми пилами. В этом случае производительность работ резко воз

растает. Однако из-за отсутствия дисков больших диаметров, позво

ляющих делать пропилы в стенах старых зданий, отличающихся боль

шой толщиной (1-1,2 м), применение этого способа сдерживается. Полное восстановление гидроизоляции путем устройства

сквозной штрабы или высверливанием. В тех случаях, когда гидро-

изоляция нарушена на больших участках или полностью, ее восстанов-

ление целесообразно вести также отдельными участками длиной 1-1,5

м поочередно через один. Во избежание осадки стены выштробованные

или пропиленные участки расклинивают. Технология укладки гидроизо-

ляции аналогична технологии укладки при локальном восстановлении.

Для ускорения работ в верхнюю щель между новой и старой кладками

можно вводить коллоидно-цементный раствор (1:1; 1:1,5) под давлени-

ем. В работах по восстановлению гидроизоляции в здании Большо-

го Дворца в г. Петродворец в 1959 г. была использована врубовая ма-

шина КМП-2. Пропил в стене толщиной в 2,5 кирпича (64 см) осущест-

влялся отдельными участками (пунктиром) длиной 1 м. При этом высо-

та просила была равна высоте трех кирпичей (21,5 см). Затраты труда (в

человеко-днях) по сравнению с его затратой при разборке стены вруч→

ную или отбойными молотками снизились соответственно на 25 и 15 %. При восстановлении гидроизоляции в исторических зданиях

Венеции итальянские реставраторы просверливали в стене зданий на

уровне цоколя сквозные отверстия и заполняли их пластической массой.

Так как в конечном итоге все эти отверстия были взаимно пересе→

кающимися, они создавали сплошной водонепроницаемый экран, и

движение капиллярной воды по стене от фундамента прекращалось. Электротермический способ. Гидроизолирующий слой в стене

здания или сооружения может быть также получен при оплавлении не→

металлических материалов неорганического происхождения путем

сильной нагрева их в воздушной среде (В.И. Антропов, 1971) Электро→

термический способ восстановления гидроизоляции заключается в на→

греве до температуры плавления участков кирпичной кладки стены кар→

борундовым элетронагревателем. Нагревание ведется на всей толщине<sup>271</sup>

стены в месте, где предусматривается гидроизоляционный шов. Схема

установки, сконструированная для этой цели, показана на рис. 108. Рис. 108. Установка для термического восстановления гидроизоляции кирпич-

ных стен 1 - противовес; 2 - блочки; 3 - трос; 4 - пластина-изолятор; 5 - держатель; 6 -

болты крепления; 7 - клемма; 8 - карборундовый стержень Главной частью установки является электронагревательный

элемент, состоящий из карборундового нагревателя в виде стержня, ко-

торый вставляется в отверстие, предварительно просверленное сквозь

всю толщу кирпичной кладки на уровне гидроизоляционного слоя. Сам

карборундовый стержень зажимается по концам в разъемные графито-

вые бруски, которые служат контактами для подведения к стержню

электрической энергии через клеммы от специального автотрансформа-

тора. После подачи электроэнергии и постепенного нагрева карборундо-

вого стержня до температуры 1400-1600° С вокруг него в кирпичной

кладке образуется расплавленная зона диаметром 10-15 мм. Расплав

ленный кирпич представляет собой в этом случае вязкую стекло

образную жидкость. Горизонтальное движение нагревателя в этой массе

осуществляется с помощью грузов, соединенных тросами через систему

блоков с графитовыми брусками. Вес грузов подбирается с таким усло

вием, чтобы давление стержня на кирпичную кладку составляло 0,03

МПа. Так как нагревающий стержень давит на расплав в горизонталь

ном направлении, то он перемещается, обтекая стержень с противо

ложной стороны, и заполняет образующуюся при перемещении щель.

После остывания расплавленный кирпич превращается в стеклокри-

27267 вгз

сталлическую массу, препятствующую перемещению влаги по всей

толщине стены. Серьезным недостатком способа является невысокая

скорость образования гидроизоляционного слоя - всего 0,4-0,6 м/ч. Одн

нако при такой скорости не создается больших усадочных напряжений в

кирпичной кладке стены. После того, когда вся высота размещения грузов в установке

выработается, что соответствует 4—6 м длины участка гидроизоляционн

ного слоя, грузы с системой блоков размещают на другом участке стены

без демонтажа нагревающего устройства. По завершении нового пере

мещения процесс образования гидроизоляционного слоя продолжается. Система грузов, закрепленная на стене, может быть заменена

электрической лебедкой, которая натягивает тарированную пружину.

Эта пружина оснащается контактами, включающими электродвигатель

лебедки. Если пружина сжата, то контакты включены и электродвига

тель работает. Но когда усилия на пружине достигнут величины, вызы

вающей ее растягивание, контакты размыкаются и включают электро-

двигатель лебедки. В этот момент тросы натянуты растянутой пружи-

ной. Как только нагревательный стержень, расплавив кладку, пройдет

определенный участок в стене, натянутая пружина ослабевает, контакты

сомнутся и электродвигатель снова придет в движение. Такое устройст-

во делает процесс устройства гидроизоляции полностью автома-

тизированным на всю длину стены. При достижении стержнем угла зда-

ния лебедку переставляют на новую стену и процесс устройства гидро-

изоляции продолжается. Гидроизоляция может быть восстановлена и в бетонных стенах,

но при этом температура нагрева стержня должна быть доведена до

1800-2000° С. К сожалению, при таких температурах карборундовые

стержни начинают сгорать. Поэтому необходимо подобрать более ус-

тойчивый тугоплавкий заменитель или защищать карборундовые стерж-



ни от окружающего воздуха тугоплавкой обмазкой из окиси циркония,

что позволит значительно повысить срок службы стержней. Этот способ

устройства гидроизоляции очень дорог и небезопасен. Пропитка шва химическими реагентами. Как нами уже от-

мечалось. дорогостоящие ремонтные работы по локальной или полной

замене гидроизоляционного слоя еще больше усложняются или стано-

вятся практически невозможными при весьма толстых стенах. Одним из

способов защиты кирпичной кладки таких стен зданий от капиллярного

подсоса грунтовой влаги является инъекция малосвязных химических

веществ. Кирпич и строительные растворы обладают довольно высокой

пористостью (10-20%) и водопроницаемостью. Коэффициент фильтра-

ции кирпича составляет примерно  $2 \times 10^{-5}$  см/с, а известкового раствора

(1:3) -  $2 \times 10^{-4}$  см/с. У цементных растворов (1:4) та же проницаемость,

что и у кирпичной кладки. В борьбе с прогрессирующей грунтовой влажностью наиболее

удобными становятся химико-инъекционные методы с использованием

гелеобразующего вещества типа жидкого стекла (силикат натрия) или

органических смол. В кладку\* они попадают в золеобразном состоянии.

Но под воздействием отвердителя переходят в гель, который закупори-

вает капилляры и препятствует перемещению влаги. Для уменьшения

гидрофильности строительного материала стен могут применяться рас-

творы поверхностно-активных веществ (кремнийорганические соедине-

ния) 4-8%-ной концентрации, ксайпекс и т.п. В отечественной (И. А. Грачев, 1967) и зарубежной практике

(Англия, Бельгия, Швеция и др.) гидроизолирующий раствор нагнетают

в стену здания через специально пробуренные с внешней или внутрен-

ней стороны отверстия, располагаемые по горизонтали через 15-25 см.

Глубина отверстия составляет 0,9 толщины стены.  
Предварительно от-

верстия очищают от образовавшейся пыли и  
раздробленного материала.

Затем в них устанавливают перфорированные  
инъекционные трубки,

прикрепленные к специальным емкостям, которые  
заполнены требуе-

мым количеством химического реагента, чаще всего  
кремнийорганиче-

ских растворов. В последнем случае гидростатический  
напор может

быть создан поднятием бачка с раствором на 0,5-1 м  
выше уровня инъ-

ектора. Постепенно проникая в кладку стены,  
гидроизолирующий рас-

твор образует зону, препятствующую поднятию  
капиллярной влаги

(рис. 109). После того, как емкости опустошены,  
инъекционные трубки

из отверстий извлекают, а просверленные дыры  
оставляют на несколько

месяцев открытыми. Когда завершится стабилизация  
гидроизолирую-

щего раствора в кладке, разрушенные поверхности  
внутренней и внеш-

ней части здания можно ремонтировать. У данного способа есть серьез-

ный недостаток — длительность процесса восстановления гидроизоля-

ции вследствие практически безнапорной инъекции. Опыт гидроизоляции сырых стен в С.-Петербурге показал, что

растворы жидкого стекла и хлористого кальция подаются в кладку толь-

ко под действием постоянного электрического тока. В связи с тем, что

кирпич и твердые растворы швов кладки стен представляют собой жест-

кие капиллярные системы, то их осушение может быть осуществлено

методом электроосмоса. Электроосмос основан на движении жидкости

через капилляры или поры массива при наложении внешнего элек-

274

трического поля. Для осушения стен с помощью электроосмоса необхо-

дим источник постоянного тока. Им могут быть гальванические элемен-

ты, создаваемые непосредственно в сырой стене (О М. Фридман, 1963).

Использование данного способа позволяет в 3-4 раза снизить трудовые

затраты и в 2,5-3 раза стоимость осушения 1 м стены. Недостаток спо-

соба состоит в том, что источник постоянного тока требует квалифици-

рованного обслуживания на весь период работы установки. Гидроизоляция может быть восстановлена также следующим

образом. В кирпичной стене на уровне выше пола ~0,7.-1,0 м через каж-

дые 0,5-0,7 м высверливают отверстия под углом 60 к уровню пола на 5

см не прорезающие стену насквозь. В эти отверстия устанавливают

стальные стержни диаметром 10-12 мм, а затем их заполняют цемент-

ным раствором. Стержни связаны между собой проводной связью из

стальной проволоки и соединены с протектором. Протекторы (ПМ 5У)

устанавливаются через 50 м, ниже глубины промерзания грунта. В

кладке вокруг катода возникает искусственное электрическое поле, про-

тивоположное по направлению естественному,  
вследствие чего ис-

ключается проникновение капиллярной влаги по стене  
(рис. 110).Рис. 109. Восстановление гидроизо-

ляции химико-инъекционным мето-

домРис. 110. Создание искусственного

электрического поля:1 - кирпичная стена; 2 - катод; 3 -

проводная связь; 4 - протектор18\*275

### 3. Работы по забивке свай и шпунта

вблизи эксплуатируемых сооруженийПрименение  
свайных фундаментов при реконструкции в стес-

ненных условиях наиболее эффективно по сравнению с  
применением

фундаментов других типов. Во-первых, производство  
работ по устрой-

ству свай полностью механизировано; во-вторых, при их  
применении

отпадает необходимость разработки больших в плане и  
глубоких котло-

ванов в непосредственной близости от существующих  
фундаментов; в-

третьих, полностью исключается необходимость  
понижения уровня под-

земных вод. Но наряду с этим есть причины, которые заставляют как

проектировщиков, так и строителей с большой осторожностью отно-

ситься к использованию свай и шпунта при реконструкции. Известно,

что погружение свай и шпунта на строительных площадках про-

изводится в основном ударным способом. Возбуждаемые их забивкой

колебания передаются через грунты основания на здания и вызывают

нежелательные явления в его конструкциях. В практике строительства

известно множество таких примеров. В Туле с 1914 г. нормально эксплуатировалось 4-этажное капи-

тальное кирпичное здание с продольными несущими стенами на буто-

вых ленточных фундаментах. В их основании залегала мощная толща

плотных суглинков с небольшими линзами песка средней плотности,

содержащими верховодку. Осадки здания давно стабилизировались,

каких-либо дефектов в конструкциях не отмечалось. В 70-х годах было

решено пристроить к жилому дому здание  
вычислительного центра. С

учетом действующих нагрузок и чувствительности  
надфундаментных

конструкций к неравномерным осадкам в качестве  
фундаментов были

приняты железобетонные призматические сваи длиной  
10 м и попереч-

ным сечением 30х30 см. Ось крайнего ряда свайных  
фундаментов нахо-

дилась в 2м от торцовой стены кирпичного здания.  
Забивку спай начали

именно с этой оси дизель-молотом С-995. Свайное поле  
еще не было

завершено и наполовину, а жилое здание пришло в  
аварийное со-

стояние. Обследование показало, что в углах оконных  
проемов, дверных

перемычках, в местах примыкания поперечных стен к  
продольным об-

разовались сквозные трещины с шириной раскрытия 20-  
70мм. Работы

по забивке свай были продолжены только после  
усиления конструкций

деформировавшегося здания. В последнее время  
архитекторы ряда городов страны сочли це-



лесообразным в целях улучшения облика застройки и рационального

использования территории производить многоэтажные вставки в углах

276

сложившейся еще в 50-е годы квартальной застройки. И если кварталъ

ная застройка выполнялась ранее только 4-5-этажными зданиями на

естественном основании, то вставки представляют собой 7-9-этажные

сооружения на свайных фундаментах. Забивка свай для них осу

ществляется дизель-молотами или механическими молотами. В резуль

тате примыкающие к вставке здания (чаще всего кирпичные) получили

дополнительные деформации и повреждения. Такие примеры имеются в

Санкт-Петербурге, Тюмени, Уфе и др. Там, где основание сложено во

донасыщенными грунтами, характер разрушения был ярче выражен. Естественно, что переход на технологию вдавливания свай ис

ключил бы полностью опасные колебания грунта у зданий и сооруже

ний. Однако пока таких установок чрезвычайно мало, производитель

ность их еще очень низка, а стоимость вдавленной сваи существенно

выше стоимости забитой. Как показала практика погружения свай вблизи или внутри ре

конструируемых сооружений, нет необходимости в оценке опасности

колебаний для них, если расстояние от сооружений до ближайших заби

ваемых свай не менее 20 м и естественное основание сложено одно

родными песчаными грунтами средней плотности и плотными, а также

пылевато-глинистыми грунтами с консистенцией  $I < 1$ . Иначе говоря,

дополнительных повреждений не возникает и контроль за состоянием

зданий и сооружений не требуется, если будет выполнено условие:  $V < [v]$ , (79) где  $v$  - скорость колебаний грунта, измеренная в точке, находящейся на рас

стоянии  $r$  от погружаемой сваи, равном минимальному расстоянию от погру

жаемых свай до здания или сооружения,  $[v]$  - допустимая скорость колебаний

грунта, см/с, определяемая по табл. 41 в зависимости от конструктивного типа

здания или сооружения, его состояния и грунтовых условий основания. В большинстве случаев в целях более компактного размещения

сооружений сваи забиваются ближе 20 м. Тогда возникает необходи-

мость оценки опасности колебаний и нахождения допустимого расстоя-

ния от сваи до здания или сооружения. При определении опасности ко-

лебаний от забивки свай исходят из условия, чтобы здания и сооружения

не получили дополнительные повреждения, а уровень колебаний не пре-

вышал допустимого для чувствительных к колебаниям приборов машин

и технологического оборудования. Кроме того, уровень колебаний не

должен превышать допустимого по ГОСТ 12.1.012-78.277

Сооружения и их конструктивные

особенности Группа

сооруже-

ний по

состоя-

нию Допустимая скорость колеба-

ний грунта, см/с, в зависимо-

сти от группы грунтов осно-

вания 1-я 2-я 3-я Производственные и гражданские

здания со стальным каркасом без

заполнения. Здания и сооружения,

в которых не возникают дополни-

тельные условия от неравномер-

ных осадок. Высокие жесткие со-

оружения ПШ 6,04,53,04,53,02,21,51,00,7 Производственн  
ые и гражданские

здания с железобетонным карка-

сом без заполнения и со стальным

каркасом с заполнением. Бескар-

касные здания с несущими стена-

ми из кирпичной кладки и круп-

ных блоков с армированием и

железобетонными

поясами ПШ 5,03.52.53,02,21,51,00,70,5 Производственны  
е и гражданские

здания с железобетонным карка-

сом с заполнением. Бескаркасные

здания с несущими стенами из

крупных блоков и кирпичной

кладки без армирования

здания

здания

здания

сколов и т.п.), размеры свай, параметры сваебойного оборудования и

т.п. На расстоянии, большем 20 м, обследуются только те здания и

сооружения, которые оснащены специальными приборами, машинами

или оборудованием, чувствительным к колебаниям. По результатам обследований зданий и материалам инженерно-

геологических исследований площадок сооружения и грунты разделяют

на три группы. При хорошем состоянии конструкции зданий и грунты

относят к первой группе; при наиболее неблагоприятном состоянии по

классификации Инструкции их относят к третьей группе. Материалы

обследований в лаконичной форме входят в специально составленный

технический паспорт здания. И, наконец, важное значение при проектировании

имеет знание параметров колебаний грунта при забивке свай на

площадке строительства. Эти параметры должны быть получены при

забивке не менее двух пробных свай. Масса молота при этом не должна

быть меньше, чем при производственной забивке. Для измерения амплитуд

и частот колебаний  $f$  можно пользоваться комплектом

датчиков K001 и осциллографами Н-700 и Н-400 с гальванометром

М002. По расшифровке записей амплитуд смещений определяют

скорости колебаний  $v_0$  и на расстояниях, равных соответственно 3 и 20

м, и коэффициент затухания колебаний с расстоянием  $b$ . Допустимое

расстояние  $[г]$  от забиваемых свай до зданий и сооружений определяют

(рис. 111) по допустимой скорости колебаний  $1 [v]$ , коэффициенту зату-

хания колебаний грунта с расстоянием  $b, 1/m$ , и скорости колебаний

грунта  $v_0$  см/с. Скорость колебаний грунта на расстоянии  $г, м$ , от заби-

ваемой сваи можно вычислить по формуле  $v = v_0 V_3 I r e^{-8(r-3)}$ , (80) где  $V_0$  - скорость колебаний на расстоянии 3 м от сваи, см/с. Инструкцией допускается принимать значения  $v_0$  и  $b$  из усло-

вий, близких к проектным. Но в последующем их уточняют по данным

измерения колебаний грунта при забивке пробных свай. В случае забивки свай при  $г < [г]$  необходимо вести наблюдения

за деформациями и осадками зданий в соответствии с рабочей програм-

мой наблюдений. Программа должна быть согласована как с эксплуати-

рующей организацией, так и с организацией, выполняющей работы ну-

левого цикла. Методика наблюдений за деформациями зданий и соору-

жений до забивки, в процессе производства свайных работ и в после-

дующий период до стабилизации деформаций, число циклов измерений,

требования к размещению осадочных марок регламентированы

требованиями Инструкции. Рис. 111. Зависимость относительных скоростей колебаний от допустимого

расстояния [г] забиваемых свай от зданий Интересные данные об одном из реконструируемых объектов в

Финляндии докладывались в 1985 г. на Международном конгрессе в

Сан-Франциско [29]. В центре г. Хельсинки в 1885-1887 гг. на забивных  $280 \times 90 \times 70$ ,  $50 \times 100 \times 20$  \* 5 Ю 15 20 25 \* ~ 01/н0,0} 000200,03000500.060ото0J20 ,д'2оо t/ мЮ\0,95W0.35Q80.75С

деревянных сваях было возведено музейное здание Атенеум. После над-

стройки в 1900 г. оно стало 3-этажным и имело еще цокольный этаж,

увеличенный за счет заглубления пола ниже уровня подземных вод на

0.4-0,5 м. Прежде на этом месте был залив Клууви, замытый в XIX в.

Уровень поверхности земли после этого стал на 2 м выше уровня моря.

В инженерно-геологическом отношении толща основания была сложена



следующими слоями: на глубине 20 м - скала, на ней - слой суглинков,

песок и гравий, выше - глинистый слой, который отделен от суглинков

тонкой прослойкой песка. На эту толщу и был намыт 5-метровый слой

грунта нарушенной структуры, представленный супесью, песком, кам-

нями, строительным мусором. Уровень подземных вод находится на

глубине 1 м. Все рядом расположенные здания устроены на деревянных

сваях, заглубленных в суглинки. Со временем сваи стали гнить и раз-

рушаться, а здание начало претерпевать неравномерные осадки. В 1968

г. фундаменты были усилены железобетонными вдавливаемыми сваями

типа Мега. прорезавшими верхний глинистый слой и упертыми в су песь

или пески. Конструктивная схема этого музейного здания такова, что оно

оказывается весьма чувствительным не только к неравномерным осад-

кам, но и к динамическим нагрузкам. За период эксплуатации общая

осадка здания составила 10-20 мм. Так как здание расположено вблизи

оживленной уличной трассы, то движение вызывает в нем уровень виб-

рации около 0,1 см/с в вертикальном направлении. В целях дальнейше-

го упрочнения фундаментов здания Атенеума проектом было преду-

смотрено новое усиление фундаментов забивнымл стальными состав-

ными сваями Густавсберга (рис. 112). Предварительно непосредственно

на реконструируемом здании производилось изучение влияния забивки

свай Густавсберга на конструкции музейного здания, сваи Мега и на

окружающие сооружения. Всего в эксперименте было забито три опыт-

ных куста свай. Забивка свай начиналась с поверхности грунта естест-

венного сложения. Сваи Густавсберга имели длину 5 м, диаметр 118 и

170 мм и были оборудованы в нижней части закрытым башмаком. За-

бивка свай велась пневматическим молотом с массой падающей части

112 кг. Номинальное число ударов составляло 330 в 1 мин при давлении

воздуха 600 кПа. Для забивки сваи диаметром 118 мм и длиной 7,5 м

потребовалось 9400 ударов, а сваи с диаметром 170 мм - 14700. Сваи

забивались в грунт на расстоянии 1-2 м от здания и 1,35-2,1 м от бли-

жайшей сваи Мега. Наибольшая замеренная скорость колебаний соста-

вила 1,6 мм/с на колонне первого этажа в момент забивки сваи диамет-

ром 170 мм на расстоянии 1,05 м от здания. Конец сваи в это время на-281

ходился на глубине 6,5 м и достиг песчаного слоя. Сила удара молота

составляла 550 кН, горизонтальная скорость колебаний - 0,12 см/с. Наибольшая величина

вибрации (0,43 см/с) была отме-

чена на свае Мега, когда заби-

ваемая свая Густавсберга достиг-

ла слоя песка. Подводя итог про-

веденным натурным опытам,

можно сказать, что скорость виб-

раций здания при забивке свай  
вибромолотом была чуть меньше  
вызываемых постоянным улич-  
ным движением. Частота колеба-  
ний вибромолота при максималь-  
ной скорости составляла 5-20 Гц,  
такой же была и частота колеба-  
ний здания. Таким образом, бла-  
годаря уменьшению поперечного  
сечения сваи и небольшой массе  
ударной части пневмомолота  
обеспечивался низкий уровень  
вибрации в конструкциях. К  
сожалению, в нашей строитель-  
ной практике пневмомолоты  
при реконструкции вообще не применяются, а сваи  
изготавливают тех же  
размеров, что и для нового строительства. Повреждения  
зданий и сооружений в результате неравномерных  
дополнительных осадок их оснований, а также  
дополнительных напря-

жений и усталостных явлений в колеблющихся конструкциях могут на-

ступить при возникновении колебаний в грунте вследствие виб-

ропогружения свай-оболочек и шпунта. Они выражаются в растрескива-

нии и частичном обрушении отделки потолков и стен, появлении тре-

щин в несущих элементах, что представляет в ряде случаев опасность

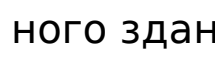
для людей. Эти колебания могут быть причиной нарушения нормальной

работы чувствительных к колебаниям приборов, машин и технологиче-

ского оборудования. При выборе вибропогружателя предпочтение следует отдавать

тому вибропогружателю, который имеет меньшее значение отношения

$K/Q$  (где  $K$  - статический момент массы дебалансов вибропогружателя;

$Q$  - масса погружаемой системы - вибропогружателя и погружаемого Рис.112. Усиление фундаментов музей-

ного здания ("Атенеум" в г.Хельсенки)

1 - деревянные сваи; 2 - сваи типа

"Мега"; 3 - сваи Густавсберга

элемента) и соответственно более высокие частоты колебаний. Кроме

того, вибропогружатели с регулируемой частотой колебаний позволяют

исключать или уменьшить резонанс зданий, сооружений и их элемен-

тов. В целях снижения динамического воздействия забивки свай на

существующие здания могут осуществляться различные конструктивные

и технологические мероприятия. Наиболее апробированные нами на

практике приводятся ниже. При уменьшении поперечного сечения и длины свай существ-

венно снижаются энергия удара необходимая для их погружения, а сле-

довательно, и динамические напряжения в здании от колебаний. Не-

смотря на то, что число свай в кусте при этом увеличивается, суммарное

динамическое воздействие на здание от погружаемых свай понижается. Колебания зданий могут быть также уменьшены, если между

зданиями и погружаемыми сваями будут устроены шпунтовые стенки,

рвы, канавы и т.п. Возможность забивки свай вблизи эксплуатируемого здания

или действующего оборудования значительно возрастает, если ее осуще→

ствлять через лидерные скважины. Это особенно эффективно при по→

гружении свай в неоднородное по плотности основание, где могут быть

достаточно плотные слои грунта. Исследованиями В.К. Рудя экспери→

ментально установлено увеличение амплитуд смещений грунта при пе→

реходе из менее плотного в более плотный слой независимо от глубины

забивки свай. Для призматических свай лидерные скважины устраивают

диаметром, несколько меньшим диагонали поперечного сечения погру→

жаемой свай (обычно на 5 см). Глубина скважины должна быть на 1-1,5

м меньше длины свай. Конечно, лидерная скважина наиболее эффек→

тивна в устойчивых глинистых грунтах. Однако при устройстве ее даже

в оплывающих грунтах с неустойчивой структурой существенно сни→

жается необходимая для погружения энергия удара. Известно, что пылевато-глинистые грунты в меньшей степени

реагируют на динамические воздействия, чем песчаные, которые при

динамических воздействиях от погружения вблизи свай могут претерпе-

вать серьезные неравномерные осадки вследствие уплотнения. Поэтому

в песчаных грунтах вместо того, чтобы повышать массу молота и пре-

одолевать сопротивление уплотняющегося в процессе забивки грунта,

целесообразнее применить подмыв. Забивка свай с подмывом ведется с

помощью стальных газовых труб диаметром 3,8-6,3 см. имеющих нако-

нечники с одним центральным отверстием диаметром 12-16 мм и че-

тырьмя - восемью боковыми отверстиями диаметром 6-10 мм, направ-

ленными под углом  $45^\circ$  к продольной оси трубы. Вода в трубки подается

под давлением 0,4-1,5 МПа. Трубы опускают ниже острия свай на 0,25-0,5 м. В) УРис. 113. Схемы погружения свай с подмывом



а и б - размещение подмывающих трубок; в - подмывающая и воздуховодная трубки. Если погружается сплошная свая (железобетонная, деревянная),

то подмывные трубы располагают симметрично относительно продоль-

ной оси сваи. Трубы (фиксируются на свае с помощью специальных

хомутов или скоб (рис. 113). На поверхности они поддерживаются тр-

сами, идущими к лебедкам. Размывая под острием сваи уплотняющийся

в процессе ее забивки песчаный грунт, можно значительно снизить ло-

бовое сопротивление погружению сваи. Кроме того, поток воды, подни-

мающийся вдоль боковой поверхности сваи, размывает окружающий

грунт, при этом существенно снижается сопротивление грунта по боко-

вой поверхности сваи. Вероятно, только этими явлениями при подмыве

можно объяснить частые случаи погружения свай под действием собст-

венного веса. В пылеватых песках эффект подмыва может быть существенно

повышен, если применить пневмоиглу, по которой к  
острию одновре→

менно с водой подается сжатый воздух, который  
способствует размыву и

выносу частиц грунта на поверхность.284а)б)

ГрунтыГлубина по→

гружения сваи,

мНеобходи→

мый напор,

мРасход воды, дм<sup>^</sup>с, при

поперечном сечении

сваи, смдо 3035-50Мелкие пески, супе→

си, илистые пески,

илыДо 8

8-10

11-15

15-254-66-88-109-127-1215-2012-1715-2018-2121-  
25Песок и супесь в

плотном состоянии,

песок с галькой и

гравием, суглинки и

глины плотные 1 До 8

8-10

11-15

15-258-1010-1211-1311-1515-2020-2717-2523-3028-3232-37

забивки снизилась на 40%, а следовательно, снизилась и про-

должительность динамического воздействия на окружающую среду. Как уже отмечалось ранее, вид грунта основания и его состоя-

ние часто решающим образом влияют на организацию свайных работ

вблизи существующих сооружений и их технологию. Так, в частности,

отмечено, что погружение свай в водонасыщенные глинистые грунты

вызывает выдавливание грунта вверх вместе с ранее забитыми в него

сваями. Объясняется это явление практической несжимаемостью водо-

насыщенного пылевато-глинистого грунта вокруг забитой сваи и низкой

скоростью фильтрации воды в нем по сравнению со скоростью погруже-

ния сваи. Подъем водонасыщенного пылевато-глинистого грунта вместе

с забиваемыми сваями (длиной 10 м и сечением 30х30 см) наблюдался

на площадку Гулистанского маслоэкстракционного завода в Узбекиста→

не и составил 18... 20 см. □ О Пп □ □песчаные грунтыпылевато-глинистые грунтыРис. 114. Порядок ведения свайных работ на строительной площадке и различ→

ных грунтовых условияхС учетом отмеченный выше особенностей поведения грунтов

под воздействием динамической нагрузки был выработан следующий

порядок ведения свайных работ на площадке: в пылевато-глинистых

воднасыщенных грунтах забивка свай ведется с ближних к зданию ря→

дов (от существующего здания), в песчаных и насыпных грунтах - с

наиболее удаленных от здания рядов (в сторону существующего здания)

(рис. 114). В этом случае при развитии осадок здания следует уменьшить

высоту падения ударной части молота. В пылевато-глинистых грунтах сваи целесообразно забивать без

перерыва или сокращать время "отдыха" свай в процессе их забивки (не

делать его более 1 ч). В противном случае возникнет так называемое

явление засасывания, затрудняющее погружение свай. Способствует

уменьшению динамических воздействий при забивке свай применение

тяжелых свайных молотов, сбрасываемых с небольшой высоты (менее

286а)б)

50 см). Не следует допускать одновременную работу сразу нескольких

агрегатов внутри реконструируемого или вблизи эксплуатируемого зда-

ния, так как влияние динамических воздействий на грунты оснований

возрастает с увеличением числа источников колебаний. Если здание на свайных фундаментах предполагается строить

несколькими очередями, то забивку свай необходимо произвести сразу

под все здание. Для свайных работ внутри реконструируемых сооруже-

ний предпочтение следует отдавать подвесным молотам, так как они

создают меньшие сотрясения, чем молоты других типов.4. Углубление подземных помещений зданияРеконструкция промышленных зданий и сооружений, как пра-

вило, сопровождается переустройством их подземного хозяйства. Эле-

менты подземного хозяйства в виде углубленных лотков, многоярусных

коммуникационных или транспортных галерей и т.п. нередко занимают

большую часть пространства между внешними стенами производствен-

ных помещений, проходят около существующих фундаментов и имеют

отметку заложения своих днищ ниже подошвы фундаментов (рис. 115).

Естественно, что устройство такого подземного хозяйства, а также при-

мыкающих к существующим сооружениям новых зданий с углубленны-

ми подвалами (рис. 116) представляет собой сложную инженерно-

техническую задачу.За рубежом, в частности в Финляндия, при реконструкции жи-

лых и общественных зданий прослеживается тенденция к увеличению

их полезного объёма до 40- 60%. Однако подобное увеличение достигается

не за счет надстройки дополнительных этажей и искажения архи-

тектурного и исторического облика сооружений, а за счет увеличения их

подземного пространства. В некоторых случаях 6-7-этажное здание при-

обретает 4-5 этажей первоклассных подземных помещений, в которых Рис. 115. Углубленные лотки  
ком-

муникаций, проходящие вблизи

фундаментов эксплуатируемого

сооружения 287

размещаются счетно-вычислительные конторы, архивы, магазины,

складские помещения, гаражи и другие хозяйства. При возведении под-

земной части реконструируемых зданий или предприятий используются

хорошо зарекомендовавшие себя технологии сооружений шпунтовых

стенок, "стены в грунте", секущихся опор из буронабивных свай, "бер-

линская стенка" (комбинированное крепление стенок котлована), стены

из буронабивных свай в сочетании с торкретированием и т.д. Для уст-

ройства шпунтовых стенок применяют стальной шпунт различных ви-

дов: плоский, корытный, z-образный, "Ларсен". Шпунтовое крепление

стенок котлованов большой глубины имеет достаточную несущую спо-

собность и может использоваться в самых сложных инженерно-

геологических условиях, в том числе при высоком уровне подземных

вод. Устойчивость и деформируемость шпунтовой стенки под действием

нагрузки обеспечивается ее заземлением в грунте и собственной жест-

костью. Расчеты и практика

показали, что в котлованах глу-

биной до 5 м вполне достаточно

безанкерное крепление метал-

лической шпунтовой стенки. В

более глубоких котлованах тре-



буется проводить распорное крепление в один ярус или более. Серьезным недостатком крепления с распорками является сложность производства основных работ по устройству опалубки, установке арматуры, бетонированию. Отказ от анкерования шпунтового ряда может вызвать нежелательные деформации расположенных вблизи котлована зданий. Примером может служить случай, отмеченный на одной из строительных площадок Москвы. К 4-этажному кирпичному дореволюционной постройки зданию пристраивалось многоэтажное новое. В связи с тем, что у последнего была запроектирована глубокая подвальная часть, потребовалось разработать котлован на глу-

бину 7,5 м в необводненных глинистых грунтах. На расстоянии 3 м от

старого здания в грунт был погружен стальной корытный шпунт длиной

13 м. Никакого крепления по верху шпунтовой стенки проектом не пре-

288Рис. 116. Деформации здания, вызванные

перемещением верха незакрепленной

шпунтовой стенки

.^усматривалось. После разработки котлована до отметки 7,5 м величина

заделки шпунта в грунте составила 5,5 м. Через 1,5 мес в конструкциях

эксплуатируемого здания, стоящего вблизи шпунтовой стенки, появи-

лись и стали прогрессировать трещины в местах примыкания попереч-

ных стен к продольным, у оконных проемов и перемычек и т.п.

(рис. 117). Максимальная ширина раскрытия трещин достигала 12 мм.

Обследование здания позволило установить, что причиной его деформа-

ций явилось горизонтальное перемещение верха незаанкеренной тонкой

шпунтовой стенки под воздействием активного давления грунта при

действии на его поверхности постоянной равномерно распределенной

пригрузки. В тех случаях, когда ширина котлована превышает 15 м,

применяют анкерные тяги от головной части шпунтин, объединенных

поясом, к анкерным сваям или плитам. Однако в стесненных условиях

реконструкции действующего предприятия, когда размещению тяг и

анкерных свай препятствует различное технологическое оборудование,

такая анкеровка оказывается в большинстве случаев неприемлемой. Технология крепления стенок

глубоких котлованов с помощью "берлинской стенки" заключается в следующем. До начала разработки котлована в грунт через 1,5-1,8 м погружают металлические сваи (двутаврового профиля с широкими полками, спаренные швеллеры и т.п.). Затем по мере разработки

котлована между сваями укладывают горизонтальные доски или брусья, которые закладываются сверху или поворачиваются снизу (рис. 118). Особенностью "берлинской стенки" является наличие обильной анкеровки. Металлические сваи заанкериваются в вертикальном и наклонном направлениях как в скале, так и в обычном грунте. В зависимости от глубины котлована анкеры устанавливаются на нескольких уровнях по глубине. В качестве анкеров используются инъекционные предварительные напряженные анкерующие устройства, один конец которых путем инъектирования твердеющего раствора (чаще всего цементного с пластифицирующими добавками) закрепляется в грунте, а другой - на

19 — 3454 289

Рис. 117. Деформации здания, вызванные перемещением верха незакрепленной шпунтовой

стенки

удерживающей вертикальный откос котлована стенке.  
Известно не

сколько типов инъекционных анкеров, позволяющих  
надежно закреп

ляться в нескальном грунте: отечественные  
инъекционные анкеры

конструкции НИИОСП с манжетной трубой при  
наружном и внутреннем

расположении тяги, анкеры французской фирмы "Сиф  
— Баши", запад

ногерманской фирмы "Бауэр" и т.д. Последняя наладила  
совместный

выпуск в нашей стране анкерующих установок на  
заводах Мин-

трансстроя. Расчет инъекцион

ных анкеров может быть

проведен согласно "Мето

дическим рекомендациям по

расчету и технологии со

оружения анкерных удер

живающих конструкций"(М., 1981). Метод секущихся

опор заключается в созда

нии сплошного ряда опор (типа набивных свай большого диаметра - от 0,6 до 2 м) на всю высоту стенки до выработки грунта из котлована таким образом, что в плане каждая последующая опора перекрывает частью своей окружности соседнюю (рис. 119, а). Это достигается особой технологией бурения. ведущейся в две очереди. Сначала бурят скважины, расположенные через одну друг от друга, а затем после затвердения бетона в этих скважинах пробуривают промежуточные, перекрывая при этом соседние на глубину до 10 см. При этом арматуру устанавливают в каждую вторую скважину. При необходимости опоры могут армироваться на всю высоту свай или только

ко в головной части. Арматурные каркасы изготавливают секциями и при

необходимости соединяют с помощью электросварки. Заполнителем буронабивных свай ограждающей стенки служат

бетонные песчано-цементные смеси на цементе высоких марок с добав-

ками щебня и гравия. Особенно важно при устройстве таких стенок

290 Рис. 118. Крепление стенок котлована с по-

мощью "берлинской стенки" 1 - металлические сваи (спаренные швелле-

ры); 2 - анкеры; 3 - доски, бревна или брусья

обеспечить вертикальность бурения скважины и их межосевое расстоя-

ние. С этой целью применяется железобетонный кондуктор, который

кроме своего основного назначения может быть использован для закреп-

ления устья скважин. В ряде случаев такие ограждающие стенки явля-

ются единственно возможным средством против фильтрации в гравий-

но-галечниковых и валунных грунтах, где невозможно устроить диа-

фрагму из шпунта или применить цементацию пустот обычными мето-

дами. Шпунт в подобные грунты забить не удастся, а для цементации

при больших размерах пустот невозможно создать достаточное давление

и обеспечить сплошную завесу по способу инъекции. При использова-

нии станков канатно-ударного бурения такие стенки могут сооружаться

на глубину до 100 м, что трудно осуществимо для других способов уст-

ройства стенок. Рис. 119. Ограждающая стенка из набивных свай

а - конструкция стен из секущихся опор; б - гидроизоляция стыков между свая-

ми; в - заполнение межсвайного пространства торкретированием 1 - 8 - очередность устройства свай; 9 - скважина, заполненная перемятой гли-

ной; 10 - армированный торкретбетон 19\*291Q)6)9B)ю

При устройстве стены буронабивные сваи могут и не пересе-

каться между собой, а лишь соприкасаться друг с другом. Для обеспече-

ния гидроизоляции стыков между двумя сваями бурят скважины малого



диаметр прилегающие к стенкам свай. Затем их набивают перемятой

глиной, которая обеспечивает водонепроницаемость стыка (рис. 119, б). Представляет интерес устройство стены в грунте с использова-

нием буронабивных свай, объединенных между собой стенкой торкрета

тированного бетона (рис. 119, в). После того, как бетон свай наберет

проектную прочность, начинают работы по выемке грунта. По мере его

удаления через каждые 3 м устанавливают анкеры. До начала работ

ки грунта нижнего яруса после установки анкеров осуществляют торкрет

тирование межсвайного пространства. После нанесения подготовитель

ного слоя по грунту устанавливают арматурную сетку с ячейкой 15x15

см из арматуры диаметром 8 мм и продолжают торкретирование бетона

с доведением толщины стенки до 15 см. Такой метод устройства стенки

заглубленных помещений пригоден в необходимых грунтах. Торкретирование ведется с помощью цемент-пушки марок С-

630А, С-702, С-320 или БМ-60. Сжатый воздух подается от передвиж-

ных компрессорных станций ЗИФ-55 или ДК-9. Давление его в рабочей

камере цемент-пушки должно быть не менее 0,3 МПа, а давление воды в

питающем баке на 0,05—0,1 МПа больше давления в цемент-пушке.

Грунт во втором ярусе котлована разрабатывается только после дости-

жения бетоном торкретного слоя необходимой прочности. В настоящее время как у нас в стране, так и за рубежом при

проведения работ в стесненных условиях реконструкции или пристройки

широко применяют технологию устройства вертикальных монолитных

подземных конструкций ленточного профиля в плане, сооружаемых пу-

тем разработки траншеи в грунте под защитой специального раствора с

последующим заполнителем арматурой и бетоном. Такая подземная

конструкция траншейного типа имеет различные наименования: стенка

в грунте, шлицевая стенка, траншейная стенка и т.п. [23]. Стенка в грунте может заполняться твердеющим (бетоном, же-

лзобетоном) и нетвердеющим (глинистым) заполнителем в зависимо-

сти от Своего назначения. Она может быть несущей (выполняется из

твердеющего заполнителя) или противофльтрационной, когда экраном,

препятствующим прониканию жидкости, надежно служит глинистая

смесь, заполняющая траншею. Стенки в грунте возводят следующим

образом. После разметки контуров стенки обязательно устраивают же-

лзобетонную форшахту с шириной траншеи 60 см, определяющей пра-

вильные геометрических размеры стенки и ее вертикальность, а также

обеспечивающей строго фиксированное положение рейфера или долота

и упора (при необходимости) для передвигающегося по контуру стенки

экскаватора. Одновременно с этим фортахта служит резервуаром для

бентонитового раствора при начале экскавации.  
Железобетонная фор-

шахта укрепляет борта пионерной траншеи на глубину 1- 2 м. Стенка в грунте выполняется отдельными захватками шириной 5,5 м с помощью специального оборудования. Для выполнения земля-

ных работ применяют грейферы конструкции НИИ оснований и подзем-

ных сооружений, ГПИ Фундаментпроекта, Г идроспецпроекта, СКБ

Главмостостроя и НИИСП Украины. Грунт, выгружаемый из грейфера,

транспортируют по-разному. В тех случаях, когда буровая машина име-

ет полноповоротную платформу (кран, экскаватор, копер), разгрузку'

производят в сторону от траншеи. В установках с неповоротной плат-

формой выгружаемый из грейфера грунт попадает на наклонный лист,

отклоняемый при погружении грейфера в траншею. Грунт с листа спол-

зает на конвейер или погрузочные средства. Еще до извлечения грунта из траншеи форшахта заполняется

глинистым (бентонитовым) раствором так, чтобы его уровень не дохо-

дил на 10-15 см до верхней отметки форшахты.  
Основные требования,

предъявляемые к глинистому раствору, находящемуся в траншее, за-

ключаются в обеспечении временной устойчивости и кольматажа верти-

кальных стенок в процессе разработки траншеи и заполнения ее проти-

вофильтрационным материалом. Для этого глинистый раствор должен

обладать следующими свойствами: иметь избыточную плотность по

отношению к грунтовой воде с целью создания повышенного гидроста-

тического давления на стенки траншеи; формировать на стенках тран-

шеи глинистую корку достаточной прочности во избежание его излиш-

них потерь; сохранять относительное постоянство своих основных фи-

зико-механических, технологических и структурно-механических пара-

метров на протяжении всего периода его использования. В процессе устройства стенки в грунте ведется постоянный кон-

троль состояния и состава глинистой суспензии в специализированной

полевой лаборатории. Среди разнообразных глин для приготовления

высококачественных буровых растворов наиболее пригодны бентонито-

вые глины. Для этих же целей могут использоваться обычные глины с

числом пластичности более 0,2, улучшенные введением солей натрия.

При сооружении стенок в грунте (аллювиальном) в реальных условиях

их технологической устойчивости отвечают глинистые растворы сле-

дующих параметров: плотность 1,05- 1,30 г/см<sup>3</sup>, условная вязкость 18—

50 с, водоотдача не более 30 см<sup>3</sup> за 30 мин, толщина глинистом корки не 293

более 4 мм, суточный отстой не более 5%, стабильность не более 0,03

г/см<sup>3</sup>. Рис. 120. Последовательность устройства стены в грунте

а - извлечение грейфером грунта из траншей; б - установки арматурного карка-

са; в - бетонирование траншей методом В ПТГлинистый раствор независимо от состояния исходного сырья

(комовой или порошковой глины) готовят путем механического

перемешивания глины с водой и соответствующими реагентами. Учи-

тывая целесообразность многократного применения раствора с восста-

новлением его свойств путем добавки свежих порций воды, у растворно-

го узла располагают дополнительные емкости и приемки для приема и

переработки вытесняемого из траншеи раствора, а также средства на-

гнетания его от траншеи к растворному узлу. Последовательность раз-

работки захваток и извлечение из них с помощью грейферов грунта по-

казана на рис. 120. Когда траншея под защитой глинистого раствора разработана

до необходимой глубины, в нее крапом опускают арматурный каркас,

который предельно на всю высоту стенки сваривают на рабочей пло-

щадке. В каркасе предусмотрены гнезда для прохождения анкерных тяг.

Если стена нижней кромкой опирается на скалу, то в ней выбурируют

отверстия для вертикальной анкеровки стен. После установки арматуры переходят к бетонированию стенки.

Перед укладкой бетона в траншею ее разделяют на секции с помощью

вертикально устанавливаемого стального шпунта и проходят методом

чередующихся блоков. Это позволяет герметически отделить зону бето-

нирования от зоны проходки и таким образом исключить влияние вя-

жущих веществ на глинистый раствор в траншее (во избежание его за-

294в)б)а)

густевания). Бетонирование ведется методом вертикально переме-

щаемой трубы (ВПТ), т. е. при постоянном заглублении в бетон бетоно-

литной трубы. При бетонировании этим способом обеспечивается пол-

ная изоляция бетонной смеси от глинистого раствора в процессе ее дви-

жения по трубе, выхода из трубы и распространения в бетонируемом

пространстве. Бетонные смеси при этом должны обладать высокой под-



вижностью, связностью и иметь определенный состав. Бетон укладывается

без применения дополнительного механического воздействия на бетон

тонную смесь (вибрации, трамбования и т.п.). По мере поднятия уровня

бетона в траншее глинистый раствор из нее постепенно выдавливается. Когда все работы по выполнению железобетонной стенки в

грунте закончены, приступают к извлечению грунта из пространства,

огражденного ее контуром. В целях облегчения конструкций стен в

грунте производится их анкеровка в вертикальном и горизонтальном

направлениях инъекционными анкерами. Известно, что метод опускного колодца может быть также ус-

пешно применен для устройства подземных сооружений в стесненных

условиях, особенно при реконструкции промышленных предприятий.

Технология погружения опускных колодцев в отечественной практике

строительства достаточно хорошо отработана как в монолитном, так и в

сборном варианте, в том числе с применением тиксотропной рубашки.

Однако, по данным ГПИ Фундаментпроект (С.-Петербургское отделение)

и ВНИИГС, метод "стена в грунте" по сравнению с методом опуск-

ного колодца более эффективен, так как при его применении снижается

стоимость строительно-монтажных работ в 1,3-2 раза; трудоемкость в 2-3 раза; расход стали в 1,3-1,9 раза и бетона в 1,8- 2,4 раза. Нередко стесненные условия строительства усложняют устрой-

ство горизонтальных инъекционных анкеров. Так, в частности, при уг-

лублении подвального помещения одного торгового здания в

г. Хельсинки на 6 м ниже уровня проходящей перед фасадом улицы был

разработан большой котлован в толще слабых глинистых грунтов. Так

как общая толщина этих грунтов относительно поверхности земли состав-

ляла 15 м, шпунтовая стенка была также погружена на 15-метровую

глубину и закреплена инъекционными анкерами, забуренными с укло-

ном 1:1. Однако с противоположной стороны котлована находился жи-

лой дом на свайных фундаментах. Во избежание разрушения некоторых

из них при забурировании анкеров последние устраивали с уклоном 2:1,

вследствие чего число их для надежного крепления стенки пришлось

увеличить. В другом подобном случае, когда высота подпала, ограни-

ченного монолитной железобетонной стенкой, составляла 12 м, устроить

анкеры по тем же причинам оказалось вообще невозможно. Тогда было

решено на глубине 2 м устроить железобетонное перекрытие. Такая го-

ризонтальная диафрагма надежно выполняла роль распорок. После это-

го производство работ было продолжено в двух направлениях: вниз и

вверх. Внизу продолжалась выемка грунта из котлована, вверху - уст-

ройство надфундаментных конструкций. В финской практике устройства заглубленных помещений в

стесненных условиях реконструкции нередки случаи использования сра-

зу трех способов крепления вертикальных стенок  
одного котлована:

"стены в грунте", секущихся опор, "берлинской стенки"  
(здание уни-

верситета в г.Хельсинки).5. Особенности работ по  
водопонижению и водоотливуГлубинное  
водопонижение и поверхностный водоотлив при ре-

конструкции имеют свои особенности и должны  
производиться с учетом

стесненных условий ведения работ. Пренебрежение  
этой спецификой,

как правило, приводит к дополнительным и нередко  
опасным деформа-

циям близстоящих зданий. Известно, что при глубинном  
водоотливе

первоначальное положение уровня подземных вод  
снижается и форми-

руется в виде воронкообразной поверхности,  
пересечение которой с вер-

тикальной плоскостью называется депрессионной  
кривой. Плотность

грунта, расположенного выше де прессионной кривой,  
увеличивается

примерно в 2 раза и поэтому как осушенная толща, так  
и слои, располо-

женные ниже, дополнительно уплотняются. Дополнительная нагрузка  $R_{до}$  может быть определена из сле-

дующего выражения:  $R_{до} = (c_1 c_2 - c_1 d_k) (p - p_{sb})$ , (81) где  $d$  - глубина расположения подземных вод;  $d_{OT}$  - глубина расположения под-

земных вод у понизительной скважины (иглофильтра);  $p$  - плотность грунта;  $p^*$

- плотность грунта с учетом взвешивающего действия воды. Дополнительная осадка в результате водопонижения рассчиты-

вается из условия, что дополнительная нагрузка приложена на отмотке

$h_{го}$  в пределах площади, находящейся под воздействием водопонижения,

а сжимаемая толща включает все слои грунта до кровли коренных от-

ложений. Для вычисления общего крена здания, находящегося вблизи от

водопонижающих скважин, необходимо сложить осадку от водопониже-296

ния с осадкой, вызванной взаимовлиянием существующего и нового

зданий. Специальных установок для понижения уровня подземных вод

в стесненных условиях реконструкции не существует.  
Для этой цели, как

при обычном строительстве, рекомендуются: открытый водоотлив, по-

нижение уровня подземных вод иглофильтрами (в том числе с вакуу-

мом) или подопонижение через специальные скважины, а также элек-

троосмотический способ. Иногда приходится прибегать к комбинации

этих способов на одной и той же площадке. Опыт строительства в обводненных грунтах показал, что за-

глубленные сооружения наиболее эффективную можно сооружать под за-

щитой легких иглофильтровых установок (ЛИУ-2, ЛИУ-3, ЛИУ-4,

ЛИУ-5, ЛИИ-65М) отечественного производства. Иглофильтры обеспе-

чивают понижение уровня подземных вод на глубину до 4-5 м. Если

требуется большая глубина водопонижения, то оно ведется ступенями

при расположении иглофильтров на двух или нескольких горизонтах по

высоте. Для понижения уровня подземных вод до 6-7 м используют ус-

тановки вакуумного водопонижения типа УВВ и иглофильтры с обсып-

кой. Эжекторные иглофильтры с обсыпкой служат при понижении уров-

ня подземных вод до 10-12 м. В слабопроницаемых грунтах следует

применять электроосмотический способ. Область применения различ-

ных водопонизительных установок приведена в табл. 43. Технология строительного понижения достаточно хорошо раз-

работана в "Пособии по производству и приемке работ при устройстве

оснований и фундаментов» (М.: Стройиздат, 1986). Однако в строитель-

ной практике имеется достаточно примеров, когда нечетко продуманная

схема подопонижения приводила к опасным деформациям. Так, в част-

ности, на одном из объектов в Москве около эксплуатировавшегося 2-

этажного кирпичного здания столовой пристраивалось новое здание с

глубоким подвальным помещением. Грунтовой массив площадки сла-

гался сверху вниз слоем суглинков толщиной 2,3 м, а ниже на всю глу-

бину бурения — песками мелкими и средней крупности. Уровень под-

земных вод находился на глубине 1,8 м от дневной поверхности. Для

ведения работ глубокий котлован вначале оградили шпунтовой стенкой,

почти вплотную подходящей с одной стороны к зданию столовой. Затем

с помощью иглофильтров был понижен уровень подземных вод и на-

чались земляные работы, а следом за ними устройство бетонных конст-

рукций подвальной части. В связи с тем, что работы вели в течение шес-

ти дней в неделю, а иглофильтры в выходной день выключали, подвал<sup>297</sup>

Таблица 43галечник чис-

тый  $k_f=1000$  Открытый водоотлив Водопонижительные скважины  
Применяемые установки в грунтах с коэффициентом фильтрации  $k^*$ , м/с  
равий чистый,  $k_f=1000$ -г200равий с пес-

ком,  $k_f=75$ -г150 Водопонижительные скважины  
Водононижительные



скважины гравелистый. кф=75-г100 ЛИУ (многоярусные)  
эжекторные игло-

фильтры песок крупный,

кф=25-г50 и

50-г75 средней крупности, кф=10-25 ЛИУ (однорярус-

ные) мелкий кф=2-г10 супесь кф=0,2ч-2,0 Установки УВВ  
(ва-

куумирование, эжек-

торные иглофильтры) Эжекторные игло-

фильтры, многоярусные

установки УВВ (ваку-

умирование) То же • I-ж 101 о ® - < Ч сугли-

нок, глина.

кф, 0,05 Установки

УВВ (элек-

троосмотиче-

ский способ) Установки

тина УВВ

(электроосмо-

тический

способ) То же Глубина

требуемо

го Пони

жения

УПВ, мДо 5До 20Колее 20298

периодически затапливался подземными водами. В первый день недели

вода из котлована отсасывалась и работы продолжались. Через месяц

после начала указанных работ у оконных проемов здания столовой по

явились трещины, оконные рамы перекошились и здание стало интен

сивно осаживаться в сторону шпунтового ограждения котлована

(рис. 121). Через 1,5 мес ряд помещений первого этажа пришлось за

крыть. поскольку эксплуатация их стала небезопасной. Рис. 121 .Деформация здания столовой вследствие понижения уровня подземных вод 1 - иглофильтры; 2 - шпунт; 3 - уровень подземных вод после водопонижения; 4 - котлован Анализ причин аварийных деформаций позволил установить

следующее. Недопустимый крен здания был обусловлен снижением

уровня подземных вод в толще его основания. В результате исчезало

взвешивающее влияние подземной воды:  $u^* = (u - 1)/(1 + e)$  (где  $e$  - коэф-

фициент пористости грунта). Плотность грунта практически повышалась

в 2 раза, основание претерпевало дополнительное уплотнение, сопро-

вдавшееся неравномерной осадкой здания. А поскольку депрессионная

кривая поверхность подземных вод быстро выполаживается по мере

удалении от понижающего фильтра, то участки основания, где происхо-

дит процесс самоуплотнения грунта, по глубине будут неодинаковы да-

же в пределах пятна застройки здания. Этим, можно объяснить наличие

крена здания в сторону иглофильтров. Кроме того, периодические сни-

жения и подъемы уровня подземных вод способствовали развитию

обильного трещинообразования в надфундаментных конструкциях зда-

ния. Так, неправильное ведение производства работ с применением во-299/\*]

допонижения вблизи эксплуатирующегося здания привело к нарушению



вели к выводу, что именно работы по устройству ливневой канализации

послужили причиной неравномерных осадок здания и деформации его

конструктивных частей (рис. 122). Рис. 122. Деформация жилого дома

вследствие откачки воды из тран-

шеи-3,30 При составлении проекта на эти работы не учитывалось их

влияние на состояние окружающих сооружений. Как и следовало ожи-

дать, производство указанных работ вблизи зданий, построенных на

свайных фундаментах, не вызвало их деформаций. 300 ■ М-23УПВ15+6м

Долговременное или постоянное снижение уровня подземных

вод на первых порах вызывает лишь равномерные осадки попавших в

эту зону зданий и сооружений, которые, как правило, существенно не

сказываются на их эксплуатационной пригодности. Однако отдаленные

последствия более опасны, особенно там, где постройки возведены на

деревянных сваях. Оголенные головы этих свай, попавшие в зону пере-

менной влажности, начинают интенсивно гнить и разрушаться. При-

меры деформаций таких зданий в Москве, С.-Петербурге, Хельсинки и

других городах были приведены нами ранее. Следовательно, при возведении или усилении фундаментов в

реконструируемых зданиях необходимо выбирать такие методы произ-

водства работ, при которых была бы полная уверенность, что во время

разработки котлована и устройства самих фундаментов природные

свойства грунтов основания будут сохранены или их нарушение сведет-

ся к минимуму. Опыт петербургских строителей, активно занимающихся вопро-

сами реконструкции и устройства фундаментов около существующих

зданий и сооружений [24, 25]. позволяет избежать некоторых нежела-

тельных явлений, вызванных работой водопонижительных установок.

Так, в частности, при погружении иглофильтров в водонасыщенные

песчаные грунты с помощью подмыва расстояние между ними и краем

существующих фундаментов должно быть больше разности отметок

низа иглофильтра и подошвы фундамента. Если по каким-либо причи-

нам это расстояние должно быть меньшим, то обязательно устанавли-

вать иглофильтры в скважины, заполненные крупным или средней

крупности песком. Аналогично поступают при водопонижении в мелких

и пылеватых песках, а также в супеси. Указанные мероприятия направлены на снижение возможности

вымывания пылеватых фракций из грунта. Контроль за составом отка-

чиваемой из скважины воды целесообразно осуществлять через 2 и 6 ч с

начала водоотлива. При обнаружении в ней пылеватых частиц игло-

фильтры должны быть переставлены в более удаленные скважины, обо-

рудованные обратным фильтром. Для исключения опасного влияния водопонижения у реконст-

руируемого здания на близстоящие сооружения финские строители про-

водят специальные мероприятия, обеспечивающие стабильный уровень

подземных вод вокруг строительной площадки. С этой целью, откачивая

иглофильтрами воду из котлована, часть ее выливают за пределы шпун-

товой стенки (в кольцевой или вертикальный дренаж) для поддержания

ее постоянного уровня. Так, в частности, было и при реконструкции му-301

зея Атенеум.. Во время работ по реконструкции подземного пространст-

ва административных зданий в центре г. Хельсинки функционировало

автоматическое устройство, чутко реагирующее на понижение уровня

подземных вод за пределами шпунтовой стенки. Если оно происходило,

то автоматически включались насосы и закачивали необходимое коли-

чество воды за шпунтовую стенку. Когда уровень подземных вод вы-

равнивался до проектного положения, насосы выключались. При ис-



пользовании подобной технологии поддержания постоянного уровня

подземных вод не только предупреждаются нежелательные деформации

окружающих зданий, но исключаются оголение и гниение голов дере-

вянных свай.б. Техника безопасности производства работПри производстве работ по упрочнению грунтов оснований и

усилению фундаментов должны строго соблюдаться правила по технике

безопасности при строительных и горных работах, а также при работах

компрессорных, гидравлических и электрических установках согласно

СНиП III-4-80 "Техника безопасности в строительстве".В тех случаях, когда упрочнение грунтов ведется с применением

токсичных материалов или с выделением ядовитых отходов, необходи-

мо соблюдать специальные требования по защите рабочего персонала от

вредных влияний, а также защите почвы, подземных вод, атмосферного

воздуха, территории и помещений от загрязнений. Прежде чем начать

работы по упрочнению грунтов, необходимо учитывать расположение

подземных коммуникации (водопровод, канализация, газ, кабельная

сеть и др.). Запрещается допускать к работе по химическому закреплению

грунтов рабочих без специального обучения безопасным методам труда,

инструктажа на рабочем месте и медицинского освидетельствования.

Подходы и подъезды к складам химических материалов и растворным

узлам должны быть свободны от материалов и оборудования. Работы в

стесненных закрытых помещениях должны производиться с применением

ем принудительной вентиляции. Содержание двуокиси углерода в воз

духе не должно превышать на рабочих местах 0,5%, и содержание

формальдегида - не более 0,5 мг/м<sup>3</sup>. Для перемещения химических материалов должны быть при

способлены специальные шланги, насосы, патрубки и краны. Зона раз

мещения инъекторов должна быть ограждена, иметь предупреждающие

надписи и световую сигнализацию, а в темное время освещена. При 302

пропуске электрического тока в зоне размещения электродов не должно

быть людей, все операции по заливке электролита, откачке воды, под-

ключению и отключению электродов и ремонту разводящей сети дол-

жны выполняться при отключенном токе. В зоне пропускания тока не

должно быть металлических предметов, не связанных с процессом за-

крепления. Воздушные компрессоры должны быть оборудованы маномет-

рами, предохранительными клапанами, маслоотделителями и воздуш-

ными фильтрами на всасывающем патрубке. Глубинный обжиг грунтов осуществляется при высоких темпе-

ратурах и давлениях, являющихся факторами повышенной опасности и

требующих строгого соблюдения техники безопасности и противопо-

жарной техники. Место производства работ должно быть ограждено и освещено.

Размещение источников энергии жидкого топлива компрессорных уста-

новок, газопроводов, трансформаторов, а также разводящих трубопроводов и шлангов должно исключать возможность взрыва и возгорания.

Розжиг форсунок должен производиться только в средствах индивидуальной защиты. Установки для глубинного обжига грунтов должны обслуживаться двумя людьми (не менее), один из которых назначается старшим. При работе в закрытых помещениях, подвалах котлованов должна быть обеспечена надежная вентиляция. После вынужденной остановки форсунки, перед их последующим включением ствол нагревательной скважины должен быть провентилирован. Участок работ по глубинному обжигу грунтов должен быть обеспечен средствами пожаротушения, первого медицинского обслуживания, телефонной связью. При производстве работ по цементации и устройству буровых зон зонной свайной зона около бурового станка, ограниченная полуокружностью

Розжиг форсунок должен производиться только в средствах индивидуальной

защиты. Установки для глубинного обжига грунтов должны обслуживаться

двумя людьми (не менее), один из которых назначается старшим.

При работе в закрытых помещениях, подвалах котлованов должна

быть обеспечена надежная вентиляция. После вынужденной остановки

форсунки, перед их последующим включением ствол нагревательной

скважины должен быть провентилирован. Участок работ по глубинному

обжигу грунтов должен быть обеспечен средствами пожаротушения,

первого медицинского обслуживания, телефонной связью. При производстве работ по цементации и устройству буровых зон

зона около бурового станка, ограниченная полуокружностью

ностью, радиус которой равен полной длине используемых буровых

штанг плюс 2 м, считается опасной зоной. В опасной зоне запрещается

выполнять работы, не имеющие отношение к проводимому технологи-

ческому процессу, и находиться лицам, не имеющим отношения к вы-

полняемым работам. Перед заполнением скважин твердеющим раство-

ром при цементации и устройстве буроинъекционных свай должна быть

проверена исправность предохранительных клапанов и манометров, а

вся система (насосы, шланги, трубопроводы и т. п.) опрессована на по-

луторное расчетное максимальное давление, необходимое при произ-

водстве работ, но не выше максимального рабочего давления, преду-

смотренного техническим паспортом оборудования.303

Производство работ по разработке траншей способом «стена в

грунте» можно начинать только при наличии утвержденного проекта

производства работ, согласованного с заинтересованными организациями

ми (службами энергосети, водопровода и канализации, теплосети, газо

вого хозяйства, связи и т.п.). Вдоль разрабатываемой траншеи на рас

стоянии 3 м с каждой стороны должно быть устроено ограждение, а

маршруты перемещения машин и механизмов вдоль траншеи должны

быть определены в проекте производства работ. Резервуары для храпе

ния химических добавок и глинистого раствора следует содержать в

закрытом виде; люк растворомешалки необходимо закрывать решеткой

с запором. Отбор проб раствора из растворомешалки разрешается про

изводить только после полной ее остановки. Переход людей через от

крытую траншею допускается только по специальным мостикам с дву

сторонними перилами. Надзор за правильным и безопасным ведением работ и точным

соблюдением требований техники безопасности возлагается на произво

дителя работ по водопонижению. Объект производства работ вблизи

жилых строений, промышленных зданий и сооружений, переходных

мостиков ограждают забором, имеющим высоту не менее 2 м. Исправ-

ность оборудования, механизмов, защитных устройств и инструмента

должна контролироваться до начала работ. Запрещено во время работал

машин и оборудования чистить и ремонтировать его, заходить за предо-

хранительные ограждения. Размещение иглофильтров следует производить за пределами

возможной призмы обрушения откоса котлована. Их подъем и опуска-

ние должны производиться на таком расстоянии, чтобы при возможном

падении они не задели электропроводку. Водопонижительную установку

к эксплуатации принимает комиссия из представителей строительной и

проектной организаций и дирекции строящегося предприятия, которая

оформляет приемосдаточный акт. К нему прилагают исполнительную

документацию. Разрешение на демонтаж водопонижительной установки

дается представителями тех же организаций, составляющих для этого

соответствующий акт. При выполнении работ по электродуговой резке бетона, кирпи-

ча и т.п. на строительной площадке необходимо учитывать, что рабочие,

обслуживающие электродуговые установки, подвергаются воздействию

ряда вредных факторов (пары из частиц горящего бетона, яркое излуче-

ние, теплота и шум от горячей дуги). Поэтому к работе допускаются

лица, прошедшие инструктаж, знакомые с порядком ведения работ.304

Все приборы и оборудование электродуговых приборов должны

быть заземлены. Для защиты (органов дыхания от паров бетоне следует

пользоваться марлевыми респираторами, для защит глаз от электриче-

ской дуги рабочие должны надевать щитки сварщика, а для защиты от

шума - наушники-глушители. Если работы по реконструкции фундаментов осуществляются на



действующем предприятии, то общие мероприятия по технике безопасности

должны быть изложены в проекте производства работ. Ответственный

за их соблюдение несет инженерно-технический персонал и

руководители строительной организации, а также руководители про-

мышленных предприятий. Территория или участок действующего цеха, где идут строи-

тельные работы, должны быть ограждены. В случаях совместного про-

изводства работ генеральный подрядчик обязан вести журнал совме-

стных работ, а начальника действующего цеха ставить в известность в

письменном виде. Заключение В одной работе невозможно равноценно рассказать обо всех

имеющихся способах усиления оснований и фундаментов. Некоторые

технологии рассмотрены нами достаточно подробно, а некоторые (в свя-

зи с ограниченностью их использования на практике) освещены поверх-

ностно, без разбора и анализа примеров применения в конкретных грун-

товых условиях. Нам представляется, что для работ, связанных с исследованием

грунтов оснований реконструируемых зданий и сооружений, следует

смелее использовать методики изучения строительных свойств грунтов

без отбора их образцов из оснований. По-прежнему, на наш взгляд, ос-

таются актуальными исследования, связанные с выявлением физико-

химической природы упрочнения грунтов в напряженной зоне основа-

ний эксплуатируемых сооружений и ее развитием во времени. Внесение

ясности в этот вопрос позволит более определенно устанавливать связь

между допускаемым давлением на грунт и сроком эксплуатации соору-

жения. При этом было бы целесообразно выявить взаимосвязь между

интенсивностью длительно действовавшей нагрузки и приращением

упрочнения и уплотнения как для связных, так и для песчаных грунтов. Вполне перспективными могут оказаться кольцевые обоймы,

образуемые с помощью струйной технологии вокруг  
одиночных фунда-

ментов реконструируемых зданий. Они, как известно,  
ограничивают

20--3454 305

боковые перемещения грунта и тем самым снижают  
общую осадку фун-

даментов. Кроме того, возрастает несущая способность  
усиленных та-

ким образом фундаментов. Во всяком случае, кольцевые  
обоймы, изго-

товленные в основаниях иными методами, хорошо себя  
зарекондова-

ли в процессе эксплуатации ряда промышленных  
зданий, а также резер-

вуаров для хранения нефти в сложных инженерно-  
геологических усло-

виях. Наиболее сложными представляются проблемы  
усиления осно-

ваний и фундаментов промышленных сооружений. На  
наш взгляд, здесь

тоже можно было бы иметь типовые решения,  
учитывающие специфику

предприятия. Наличие большого подземного хозяйства  
и, вследствие

этого, существование на одной площадке различных типов фундаментов

с разным уровнем заложения относительно пола зданий и т.п. Реконст→

рукция предприятия может изменить его профиль таким образом, что в

нем появятся производства с мокрым технологическим процессом,

подчас сопровождающимся утечками не только воды, но и химически

активных жидкостей. Это обстоятельство должно обязательно учитыв→

ваться при выборе материала для фундаментов. Кроме того, эти воды

могут отрицательно воздействовать на грунты основания, вызывая их

разупрочнение, неравномерные осадки, просадки, набухание и т.п. В тех

случаях, когда изменение гидрогеологических условий наверняка ухуд→

шат строительные свойства оснований, необходимо разработать такие

типовые варианты усиления, когда фундаменты полностью прорезают

ослабляемую толщу и опираются на достаточно прочные грунты. Серьезные проблемы при этом

необходимо решать при ведении

земляных работ в реконструируемом цехе, когда один или группа фун-

даментов будут обнажены на определенную глубину. Такой этап состоя-

ния новых и старых фундаментов, безусловно, должен быть проверен

расчетом. Если потребуются, необходимо заранее предложить строите-

лям временного или постоянного усиления фундаментов. Так, в частно-

сти, для обнаженных свайных кустов могут быть предложены горизон-

тальные монолитные железобетонные диски, снижающие свободную

длину свай и повышающие их устойчивость. При обнажении одиночных

и ленточных фундаментов в проекте должны предусматриваться защита

их шпунтовыми ограждениями доуглубление, пересадка на сваи или на

шлицевые фундаменты. До сих пор отсутствует расчетная схема работы плитных фун-

даментов, усиленных висячими сваями с разреженным шагом (в 2... 3

м). Казалось бы, что такое усиление мало что меняет в работе плит

больших размеров в плане. Однако наблюдения за осадками здания на

306

плитах, устроенных в условиях залегания слабых водонасыщенных

грунтов, показали, что характер развития во времени таких зданий по-

сле усиления сваями меняется, и они начинают стабилизироваться. Ис-

следования в этом направлении еще продолжаются, но необходимость

хорошо обоснованной расчетной схемы ощущается уже сейчас. В заключение хотелось бы сказать несколько слов о норматив-

ном документе, регламентирующем процессы упрочнения оснований и

усиления фундаментов реконструируемых зданий и сооружений. Для

Москвы и Санкт-Петербурга основные положения таких норм существ-

уют, но нужен аналогичный документ для всей Федерации. Вероятно,

нелишними в этом документе могли бы быть таблицы предельных до-

полнительных величин общих и неравномерных деформаций реконст→

руируемых зданий и сооружений (вроде той, что приведена нами в гл.

5). Вместе с тем, надо предоставить проектировщикам возможность са→

ним проводить расчет допускаемых дополнительных деформаций зда→

ний, исходя из их конструктивных особенностей, совместной работы с

коммуникациями и специфики технологии производства.

Литература1. Коновалов П. А. Устройство фундаментов на заторфованных грунтах.- М.: Стройиздат, 1980. - 160 с.2. Симагин В.Г. Особенности проектирования и возведения фундамен→

тов около существующих зданий - Петрозаводск: Изд-во Гос. Ун-та,

1983 -55с.3. Соколов В.К. Модернизация жилых зданий - М.: Стройиздат, 1986. -151с.4. Основания гидротехнических сооружений. Нормы проектирования:

СНиП 11-16-76.5. Трофименков Ю.Г., Воробков И.Н. Полевые методы исследования

строительных свойств грунтов. - М.: Стройиздат, 1981. -215 с.6. Методика обследования и проектирования оснований и фундаментов

при капитальном ремонте, реконструкции и надстройке зданий. М.:

Стройиздат, 1972.- III с.7. Прохоркин С Ф Реконструкция промышленных предприятий - М.:

Стройиздат, 1981.-124 с.8. Ганичев И. А. Устройство искусственных сооружений и фундаментов.-М.;

Стройиздат, 1981.-543 с.9. Гендель Э.М. Инженерные работы по реставрации памятников архи-

тектуры .- М.: Стройиздат, 1980. - 198 с.10. Дмитриев Н.В., Малышев Л И., Спицын Ю.И. Усиление оснований

и фундаментов зданий Государственной Третьяковской галереи //

Основания, фундаменты, механика грунтов. - 1986. №4.- С.6-8.11. Рекомендации по проектированию и строительству щелевых фунда-

ментов/НИИОСП.-М., 1982.12. Ржаницын Б.А. Химическое закрепление грунтов в строительстве. -

М.: Стройиздат, 1985.13. Артюшина В.Н., Губкина Д А. Опыт реконструкции цеха термофос-

форной кислоты ПО «Химпром» в Славянске //

менты и механика грунтов - 1986. №4 - С. 8-9.14.

Смородинов М.И., Корольков В.Н. Струйная технология устройства

противофильтрационных завес и несущих конструкций в грунте //



Технология строительно-монтажных работ - М., ВНИИИС  
Госстроя

СССР. - 1984. вып. 1.-41 с.15. Хасин М.Ф. , Малышев Л И.,  
Бройт И И. Струйная технология укреп-

ления грунтов // Основания, фундаменты и механика  
грунтов, 1984.

№5 - С. 10-12.308

16. Афонин В.Г., Гейман Л.М., Комар В.М. Справочное  
пособие по взрывным работам в строительстве - Киев:  
Будівельник, 1982.17. Методические указания по  
разрушению материала разбираемых

строительных конструкций / НИИСП, Киев. - 1984.18.  
Бузов Г.С., Бессолов П.П. Современное состояние и  
тенденции развития больших городов в СССР и за  
рубежом: Экспресс. Информ. /

МГЦНТИ.-М., 1985.-вып. 5.19. Корт Д., Липпок Ю.,  
Дэкехаймер Р. Организация работ по сносу зданий - М.:  
Стройиздат, 1985.20. Методические рекомендации по  
разрушению бетонных и железобетонных  
фундаментов огнеструйным и электрогидравлическими

способами/ ТПО«Башнефтехимзавода». - Уфа,  
1983.21. Инструкция по забивке свай вблизи зданий и  
сооружений: / ВСН 358-

76/. - М., 1976.22. Инструкция по проектированию и  
устройству фундаментов из свай врубашке: ВСН  
65.03.81/НИИПромстрой.-Уфа, 1981.23. Пособие к  
производству работ при устройстве оснований и  
фундаментов: (к СНиП 3.02.01-83) - М.: Стройиздат,

1986 - 567 с.24. Сотников С.Н., Симагин В.Г., Вершинин В.П. Проектирование и воз-

ведение фундаментов вблизи существующих сооружений. - М.:

Стройиздат. 1986 - 96 с.25. Указания по устройству фундаментов около существующих зданий и сооружений / ОНТИ ЛенНИИпроект. - Л., 1980 - 56 с.26. Швец В.Б., Феклин В.И., Гинзбург Л.К. Усиление и реконструкция фундаментов. - М.: Стройиздат, 1985.-272 с.27. Строганов А С. Анализ причин аварии жилого здания, возведенного на глинистых водонасыщенных грунтах // Основания, фундаменты

и механика грунтов - 1984, №1. С. 8-10.28. Агишев И.А. Зависимость между пористостью и модулем деформации, установленная полевыми испытаниями глинистых грунтов,

НТБ «Основания и фундаменты, 1957, №20. С.3-6.29. Игнатова О.И. Корректировка значений модулей деформации глинистых грунтов пластичной консистенции, определенных на компрес-

сионных приборах // Основания, фундаменты и механика грунтов. -

№2 . С. 8- 10.30. Коновалов В.П. Особенности деформирования фильтрующих фундаментов малоэтажных зданий в сапропелях. Автореф. канд.дисс.

М., МГСУ. 1999.309

31. Московские городские строительные нормы. Основания, фундамен-ты и подземные сооружения.

МГСН 2.07-97, Правительство Моск

вы. М., 1998, 136 с.32. Инструкция по наблюдению за сдвигами земной поверхности и расположенными на ней объектами при строительстве в Москве

подземных сооружений. Госгортехнадзор России, М., 1997г., 73 с.33. Рекомендации по проектированию и устройству оснований, фунда

ментов и подземных сооружений при реконструкции гражданских зданий и исторической застройки. Правительство Москвы. Моско-

мархитектура. М., 1998г.34. Рекомендации по обследованию и мониторингу технического состояния эксплуатируемых зданий, расположенных вблизи нового

строительства или реконструкции. Правительство Москвы. Моско-

мархитектура. М., 1998г.35.Ильичев В.А., Коновалов П.А., Никифорова Н С. «Особенности гео

мониторинга при возведении подземных сооружений в условиях

тесной городской застройки». Основания, фундаменты и механика

грунтов, № 4, 1999 г., с.20 - 26.36. Устройство фундаментов гражданских зданий и сооружений в

Санкт-Петербурге и на территориях, административно подчинен

ных Санкт-Петербургу. ТСН 50-302-96 Санкт-Петербург.  
Администрация

страция Санкт-Петербурга. С.-Пб., 1997, 96 с. 37.  
Мальгинов А.И., Плевков В.С., Полицук А.И.  
Восстановление и усиление строительных конструкций  
аварийных и реконструируемых

зданий. Томск, 1992 - 454 с. 38. Методические  
указания по выравниванию бескаркасных зданий  
на подрабатываемых территориях с помощью  
домкратов. Киев,

НИИСК, 1984. 39. Коханенко М.П., Поляков Г.П., Шевелев  
В.Б. Восстановление гражданских зданий на  
просадочных грунтах. М., Стройиздат. 1990. 40.  
Кузеванов В.В., Шулятьев О.А. Применение  
вдавливаемых свай для усиления плитного фундамента  
промышленного здания. Тр. IV между-

национальной конференции по проблемам свайного  
фундаментостроения.

строения, ч. II, Пермь, 1994. 41. Коновалов П.А.,  
Никифорова Н.С., Хазрон Л.В., Макось В.Т. Усиление

подпорных стен некрополя Пушкиных - Ганнибалов  
в Свято-Спасском

монастыре // Основания, фундаменты и механика  
грунтов,

1998 г., № 1. 42. Коновалов П.А., Финаев И.В., Прохоров  
В.Ю. Аварийные деформации девятиэтажных жилых  
зданий на намывных основаниях со 310

слабым подстилающим слоем // Основания, фундаменты и механика

ка грунтов, 1990, №6.43. Коновалов П.А., Макось В Т. Проблемы восстановления разрушенного участка Кремлевской стены в Новгороде // Основания, фунда-

менты и механика грунтов, 1995 №1.44. Коновалов П.А., Петросян И.Р. Усиление фундаментов деформированного здания малого театра в Москве // Основания, фундамен-

ты и механика грунтов, 1993, №1.45. Коновалов П. А., Шишкин В.Я. Усиление фундаментов жилых домов на аллювиальных грунтах в Магнитогорске // Основания, фунда-

менты и механика грунтов, 1996, №3.46. Новгородский В.И., Ли А.Д. , Шишкин В.Я. и др. Усиление монолитного железобетонного перекрытия // Бетон и железобетон, 1996,

№3.47. Бахолдин Б.В. , Джантимиров Х.А. Новые электроразрядные технологии в геотехническом строительстве// Основания, фундаменты и

механика грунтов, 1998, №4-5.48. Григоращенко В.А., Исаков А.Л. и др. Определение несущей способности свай, отформованных в грунте пневмопробойниками. АН

СО ИГД, Новосибирск, 1989.49. Аскалонов В.В.

Силикатизация лессовых грунтов. М.:

Стройиздат, 1959.50. Гордон А.Л., Пильдес Л.

Эффективный метод усиления свайных фундаментов//

Строительство и архитектура Москвы, 1976, № 9,

c.9-12.51. Plagemann W., Langner W. Die Grundung von Hoch und Ingenierbau-ted. - Leipzig, 1948.52. Sanace podlozi tunelovich peci velkich opatovicich//Vodni stavbi. -1981.53. Wikstrom R~ G.M., Heikkila J.T., Paavola P.K., Pelkkikangas M.K. The

influence of vibration on Ateneum//Proceedings of the eleventh interna-

tional conference on soil mechanics and foundation engineering. San

Franciso. - 1985.- V.3-, - p. 1499-1502.54. Geotechirical Engineering for the Preservation of Monuments and his-torical Sites. Proceeding of international symposium on the geotechni-

cal engineering for the preservation of monuments and historical sites,

Napoly/Italy/3-4 October 1996.

СодержаниеПредисловие 4Глава 1. Причины проведения работ по упрочнению оснований и усилению фундаментов зданий 51. Деформации строящихся и эксплуатируемых зданий... 52. Рост нагрузок при надстройке и реконструкции 273. Нормирование давления на грунты оснований 31Глава 2. Состояние оснований и фундаментов реконструируемыхзданий 441. Влияние срока службы зданий на износ их фундамен-тов 442. Конструктивные параметры фундаментов 503. Изменение давления на грунты оснований после ре-конструкции зданий 564. Использование резервов в несущей способности осно-ваний при реконструкции 615. Опыт назначения допустимого давления на грунтыоснования после реконструкции 666. Деформации зданий после их

реконструкции 68 Глава 3. Особенности работы оснований эксплуатируемых зда-

ний 721. Природа упрочнения грунта 722. Глубина сжимаемой толщи оснований 773. Изменение влажностного режима и уровня подземных вод 894. Уплотнение грунтов основания под нагрузкой 935. Влияние длительных нагрузок на механические свой-

ства грунтов оснований 99 Глава 4. Инженерно-геологические изыскания, обследование фундаментов и геомониторинг реконструируемых зда-

ний 1091. Инженерно-геологические изыскания 1092. Исследования грунтов оснований 1173. Обследование фундаментов 1274. Техническое заключение о возможности реконструк-

ции зданий 1335. Мониторинг в геотехнике и его требования 135

Глава 5. Проектирование оснований и фундаментов реконструи-

руемых зданий г 1441. Последовательность работ по проектированию оснований и фундаментов 1442. Сбор нагрузок для расчета фундаментов 1463. Определение допустимого давления на грунты оснований, обжатых длительно действовавшей нагрузкой 1494. Проверка прочности фундаментов 1525. Расчет оснований по предельным состояниям 156 Глава 6. Усиление фундаментов на естественном основании 1641. Укрепление фундаментов 1642. Увеличение опорной площади фундаментов 1743. Заглубление фундаментов. Подводка под колонны нового фундамента 1814. Устройство под зданием фундаментной плиты 1835. Выравнивание неравномерных осадок и кренов здания

1856. Упрочнение и подъем деформировавшегося основания высоконапорной инъекцией 1897. Введение дополнительных опор 191 Глава 7. Применение свай при усилении оснований и фундамен-

тов 1931. Подводка под здание набивных свай 1932. Усиление фундаментов вдавливаемыми сваями 1993. Буроинъекционные сваи 2234. Щелевые фундаменты 2305. Сваи, выполняемые по разрядно-импульсной технологии (РИТ) 2336. Сваи, устраиваемые с помощью пневмопробойников.. 2357. Частичная замена свайных фундаментов 238 Глава 8. Закрепление грунтов оснований 2401. Цементация 2402. Силикатизация 2423. Электрохимическое закрепление 2464. Термическое закрепление 2485. Армирование оснований 2496. Струйная технология для создания несущих конструкций в грунте 251 Глава 9. Особенности производства работ нулевого цикла при реконструкции 260313

1. Эффективные способы разрушения старых фундамен-

тов 2602. Способы восстановления нарушенной гидроизоляции. 2693. Работы по забивке свай и шпунта вблизи эксплуатируемых сооружений 2764. Углубление подземных помещений зданий 2875. Особенности работ по водопонижению и водоотливу.. 2966. Техника безопасности производства работ 302 Заключение \*. 305 Литература 308

CONTENTS Preface 4 Chapter 1 The motivations for carrying out the construction

works to strengthen soil bases and to reinforce



foundations of buildings 51.1 Deformations of buildings in the period of op→

eration 51.2 Raise of loads in the process of superstruction and reconstruction • 271.3 Standartization of the pressure acting on soils of base 31Chapter 2 State of soil bases and foundations of buildings under reconstruction 442.1 Influence of operation life of buildings upon wear of their foundations 442 .2 Structural parameters of foundations 502.3 Change of pressure on the soils of bases after re→

construction of buildings 562 .4 Use of reserves of bearing capacity of soil bases while reconstruction 612 .5 Experience of using the allowable pressure on the soils of bases after reconstruction 662 .6 Deformations of buildings after their recon→struction 68Chapter 3 The specifications of foundations operation 723 .1 The nature of soil strengthening 723 .2 The depth of the compressible thickness of soil base 773 .3 Change of humidity regime and groundwater level 893 .4 Compaction of soils of base under the loading... 93

3 .5 The influence of the extended loads on the me→

chanical properties of soils of bases 99Chapter 4 Engineering and geological investigations, inspec→

tion of foundations and geomonitoring of buildings

under reconstruction 1091.1 Engineering and geological investigations. 1091.2 Research of soils of bases. 117315

1.3 Inspection of foundations 1271.4 Technical estimate of the possibility of buildings

reconstruction 1331.5 Monitoring In geotechnical engineering and Its

requirements 135Chapter 5 Design of bases and foundations of buildings underreconstruction 1445.1 The sequence of design works of bases and founda-

tions 1445.2 The gathering of load data for foundation design... 1465.3 Determination of the permissible pressure on seasof the bases compacted by the extended load 1495.4 Control of foundation strength 1525 .5 Limit state design of bases 156Chapter 6 Reinforcement of foundations on natural base. 1646.1 Strengthening of foundations 1646 .2 Enlarge of foundation bearing area 1746.3 Deepening of foundations. Underpinning of new

foundation 1816.4 Construction of foundation plate under building... 1836.5 Equalization of nonuniform settlements and incli-

nations of building 1856.6 Strengthening and lifting of the deformed base by

jet-grouting 1896.7 Use of additional bearings 191Chapter 7 Use of piles while reinforcing of bases and founda-

tions 1937.1 Underpinning of cast-in-place piles 1937.2 Reinforcement of foundations by pressed - in piles. 1997.3 Bored-jet-grouted piles 2237.4 Slit foundations 2307.5 The piles set up by the pulsed discharge technol-

ogy (RIT) 2337.6 The piles set up by the air-operated punchingtook 2357.7 Partial substitution of pile foundations 238Chapter 8 Stabilization of soils of bases. 2408.1 Cementation 2408.2 Silicatization 242

8.3 Electro-chemical stabilization 246  
8.4 Thermal consolidation 248  
8.5 Reinforcement of bases 249  
8.6 Use of jet-grouting method for construction of

load-carrying structures in soils 251  
Chapter 9 Peculiarities of the below ground works while re-

construction 260  
9.1 Effective ways of destruction of old foundations... 260  
9.2 Modern techniques of reestablishing the disturbed

waterproofness 269  
9.3 Driving of piles and sheet-pile walls nearby the operated buildings 276  
9.4 Deepening of underground rooms of buildings 287  
9.5 The peculiarities of water lowering and drainageworks 296  
9.6 Safety of engineering works 302  
Conclusion 305  
References 308

Prof. Dr. Sc. (Eng.) Konovalov P. A. "SOIL BASES AND FOUNDATIONS OF BUILDINGS UNDER

RECONSTRUCTION" Problems of the design and construction of foundations of civil and

industrial buildings under reconstruction are considered in the book. Analysis of special features the behaviour of buildings that have

been overbuilt or reconstructed with the subsequent increase in loads acting

on foundations enabled to work out a design procedure for foundations of

such buildings which allowed to avoid supplemental strengthening. For the cases when the reconstruction of buildings stipulates

strengthening of soil bases or reinforcing of foundations there is given a vast

enumeration of measures related to the enlargement of the foundation load-

carrying area, the underpinning with new foundations made of cast-in-place

piles, bored-jet-grouted piles and pressed-in piles, as well as slit foundations,

etc. Recommendations for the grouting of soils and the utilization of the

jetgrouting method are also given. Rational procedures for the construction operations related to the

substructure works to be carried out under reconstruction are recommended

and their economical efficiency is presented as well. The book is intended for design engineers, construction workers,, re→

search workers and geologists concerned with foundation engineering.

Рецензент - д-р техн. наук, проф. М.Ю. Абелев (ЦМИПКС) Коновалов П. А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий - 4-е.

изд., перераб. и доп.-М.: В книге рассмотрены причины проведения работ по упрочнению

оснований и усилению фундаментов зданий. Рассмотрен порядок и объ→

ем инженерно- геологических изысканий, обследования фундаментов и

геотехнический мониторинг реконструируемых зданий. Приводятся тре-

бования к проектированию оснований и фундаментов зданий при рекон-

струкции. Рассмотрен широкий перечень методов усиления фундаментов

на естественном основании, на сваях, закрепление грунтов оснований.

Даются эффективные способы разрушения старых фундаментов, восста-

новление гидроизоляции и т.п. Книга насыщена примерами выполнения

усиления фундаментов, разборки причин аварий и т.п.Изд. 1-е вышло в 1980 г., 2-е в 1988 г. в Стройиздате (Москва), 3-

е в 1998 г. на англ. языке в Нью-Дели - Калькутте (Индия).Для инженерно-технических работников проектных и стро-

ительных организаций, а также служб эксплуатации.Автор выражает глубокую признательность спонсорам за по-

мощь в издание книги: НИЛ "Трансмост" (г.Пермь), ОАО Агрострой-

тельная компания "Калугаагрострой" (г. Калуга), ЗАО  
"Рита"

(г.Москва), МосжилНИИпроект (г.Москва).ISBN 5-93803-  
002-1 © ВНИИНТПИ, 2000

П.А. КоноваловОСНОВАНИЯ

И ФУНДАМЕНТЫ

РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ

ЗДАНИЙКомпьютерная верстка В. Н.  
СержантоваВНИИНТПИ, 125047, Москва, ул. 1-ая  
Тверская-Ямская, 6,

тел./факс: (095)251-17-95, 133-51-31; тел.: 133-07-71,  
133-51-50,

133-92-35; 133-13-31

E-mail: director@vniintpi.net.ru

www.vniintpi.net.ruИздательство "Бумажная Галерея" ЛР  
№ 066824 от 27.08.99 г.

тел./факс: 262-32-64Подписано в печать 25.09.2000 г.  
Формат 60 х 90 7/8. Тираж 5000 экз.Объем 20 печ. л.  
Печать офсетная. Бумага писчая.Заказ №  
3454.Отпечатано с готовых диапозитивов в ГУП ордена  
«Знак Почета»Смоленской областной типографии им. В.  
И. Смирнова.214000, г. Смоленск, пр-т им. Ю. Гагарина,  
2.