TG
D-31

ЗАКРЕПЛЕНИЕ И УПЛОТНЕНИЕ ГРУНТОВ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ



К-171
624.13

ГОССТРОЙ СССР
ГОССТРОЙ УЗССР
ЦЕНТРАЛЬНОЕ И УЗБЕКСКОЕ ПРАВЛЕНИЯ НТО СТРОЙИНДУСТРИИ
МИНИСТЕРСТВА МЕЛИОРАЦИИ И ВОДНОГО ХОЗЯЙСТВА СССР И УЗССР
ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ ОСНОВАНИЙ
И ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ ГОССТРОЯ СССР ИМ. Н. М. ГЕРСЕВАНОВА
СРЕДНЕАЗИАТСКИЙ ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ ИРРИГАЦИИ ИМ. В. Д. ЖУРИНА

ЗАКРЕПЛЕНИЕ И УПЛОТНЕНИЕ ГРУНТОВ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

(Тезисы докладов на IX Всесоюзном научно-техническом совещании)

МОСКВА
СТРОЙИЗДАТ 1978

УДК 624.138 (063)

Закрепление и уплотнение грунтов в строительстве: (Тезисы докладов на IX Всесоюз. науч.-техн. совещании). М.: Стройиздат, 1978. – 368 с. – В надзаг.: Госстрой СССР. Госстрой УзССР. Центр. и Узбекск. правл. НТО стройиндустрии, М-ва мелиорации и водного хоз-ва СССР и УзССР и др.

В книге изложены результаты теоретических и экспериментальных исследований, технологические особенности и технико-экономические показатели разных способов закрепления и уплотнения грунтов, а также опыт применения этих способов в жилишном, промышленном, ирригационном и гидротехническом строительстве.

Книга предназначена для научных и инженерно-технических работников научно-исследовательских, проектных, строительных и производственных организаций, связанных со строительством зданий и сооружений в сложных грунтовых условиях.

Редакционная коллегия: В.А.Духовный, канд.техн. наук (отв. редактор); Б.А.Ржаницын, д-р техн. наук, проф. (зам. отв. редактора); А.А.Адылов, канд.техн.наук (зам. отв.редактора); Р.К.Кенджаев, канд.техн.наук (ученый секретарь); В.М.Безрук, д-р геол.-минерал. наук. проф.; А.А.Григорян, д-р техн. наук; В.Г.Галицкий, канд.техн. наук; Е.М.Сергеев, чл.-корр. АН СССР, д-р геол.-минерал. наук, проф.; В.И.Крутов, д-р техн.наук; В.Е.Соколович, д-р техн. наук; А.Н.Токин, канд.техн. наук; Н.А.Цытович, чл.-корр. АН СССР, д-р техн.наук, проф.; И.И.Черкасов, д-р техн. наук, проф.; Б.П.Горбунов, д-р техн. наук; Б.С. Федоров, канд. техн. наук.

3 30206-1290 / 047(01)-78 Зак.изд.

© Научно-исследовательский институт оснований и подземных сооружений им. Н.М.Герсеванова Госстроя СССР, 1978

4663

ПРЕДИСЛОВИЕ

Огромные преобразования, происшедшие в нашей стране после победы Великой Октябрьской социалистической революции, славный 60-летний юбилей которой отметил советский народ и все прогрессивное человечество, и решения XXУ съезда КПСС поставили перед строителями ряд ответственных задач при сооружении новых промышленных комплексов, городов, ирригационных систем.

Бо́льшая часть территории СССР находится в сложных для строительства грунтовых условиях, а требования, предъявляемые к современным сооружениям, все возрастают. Это вызывает необходимость применения таких строительных приемов, которые обеспечили бы высокую надежность и долговечность сооружений.

Одним из направлений в строительстве, позволяющим изменить природные свойства слабых грунтов в нужном для строительства направлении, является физико-химическое закрепление и физико-механическое уплотнение грунтов в условиях их естественного залегания.

Способы закрепления и уплотнения грунтов, позволяющие значительно повысить их несущую способность, ликвидировать просадочность лёссовых грунтов, вести безосадочную проходку тоннелей, применяются при обратных засыпках котлованов, для их вытрамбовывания, для создания уширений буронабивных свай, проходки скважин под сваи и т.д.

Эти методы уже нашли широкое применение в практике строительства.

Восемь Всесоюзных совещаний по искусственному улучшению свойств грунтов, проведенные с 1958 по 1974 г. в Риге, Москве, Киеве, Тбилиси, Новосибирске и Ленинграде, способствовали расширению и углублению исследований в этом направлении и внедрению новых прогрессивных методов производства работ.

Проведение IX Всесоюзного совещания в Узбекистане свидетельствует, с одной стороны, о больших объемах работ, выполняемых в указанных направлениях в этой республике, и, с другой стороны, о возможности дальнейшего развития исследований и внедрения передовых достижений в области физико-химических способов закрепления и физико-механических способов уплотнения грунтов для различных областей строительства. В республике развернуты гигантские строительные и мелиоративные работы. Достаточно ска-

4663

зать, что объем ежегодных капиталовложений на эти работы в Узбекистане превышает 2млрд. руб.

При строительстве ответственных сооружений, предприятий с мокрым технологическим процессом и зданий повышенной этажности на просадочных грунтах толщей более 20 м уже применяются фундаменты из силикатированного лёсса, прорезающие всю просадочную толщу. Такими объектами, в частности, являются существующее и вновь строящееся здания Центрального Комитета Коммунистической партии Узбекистана в Ташкенте, где по рекомендациям и под руководством НИИ оснований и подземных сооружений Всесоюзным объединением Гидроспецстрой выполнены фундаменты из силикатированного лёсса, прорезающие просадочную толщу в 25 м. Эти здания получили равномерные осадки порядка всего лишь 12-18 мм.

Развернувшееся широким фронтом освоение целинных орошаемых земель в Голодной, Каршинской и Сурханшерабадской степях в условиях просадочных грунтов вызвало необходимость массового применения метода поверхностного уплотнения грунта оснований зданий и сооружений трамбованием. Так, в Голодной степи за 20 лет этот метод применен на площади более чем 10 км^2.

В докладе министра мелиорации и водного хозяйства Узбекской ССР и И.Х.Джурабекова подробно освещается и ряд других важных мелиоративных и строительных задач. Особого внимания заслуживает строительство на сильнозагипсованных грунтах.

Задачей совещания является обмен опытом по применяемым в производственной практике и перспективным для строительства способам закрепления и уплотнения грунтов, применяемой технологии и оборудования, а также технико-экономическим показателям внедрения в строительстве разработанных методов. Широкий взаимный обмен информацией специалистов, работающих в этих областях, направлен на выполнение решений XXУ съезда КПСС по снижению стоимости, улучшению качества и повышению эффективности строительства, а также статьи 26 Конституции СССР об организации внедрения результатов научных исследований в народное хозяйство. Если учесть, что удельный вес работ по устройству оснований и фундаментов составляет около 20% общей стоимости сооружений, то станет понятным, насколько актуальны вопросы строительства в сложных грунтовых условиях, обсуждаемые на настоящем совещании.

Председатель Оргкомитета канд.техн.наук
В.А.Духовный

4663

И. А. Ганичев,
заместитель председателя
Госстроя СССР

ИТОГИ И ЗАДАЧИ РАБОТ ПО ЗАКРЕПЛЕНИЮ И УПЛОТНЕНИЮ ГРУНТОВ ДЛЯ СТРОИТЕЛЬСТВА

В "Основных направлениях развития народного хозяйства СССР на 1976–1980 годы", утвержденных XXV съездом КПСС, предусматривается, что около половины капиталовложений в народное хозяйство приходится на долю строительно-монтажных работ. Эти работы выполняются на всей огромной территории Советского Союза, которая составляет свыше 22 млн. км^2.

Значительная часть территории СССР сложена сильносжимаемыми глинистыми и структурно неустойчивыми грунтами. До 48% территории занято вечномерзлыми грунтами, около 15% приходится на просадочные лёссовые грунты (Средняя Азия, Сибирь, Украина). В районах Поволжья и Северного Кавказа залегают набухающие при увлажнении грунты. В Средней Азии распространены засоленные и загипсованные грунты, в Сибири и Прибалтике – заторфованные грунты. В ряде районов грунты сложены морскими и речными илами.

Крупные промышленные предприятия и новые города все чаще приходится сооружать в сложных инженерно-технических условиях на грунтах, ранее считавшихся непригодными для строительства.

Одновременно возрастают нагрузки на грунты в связи с повышением этажности зданий, увеличением межколонных пролетов в цехах, утяжелением промышленного оборудования. Если раньше нагрузка на колонну составляла 100–150 тс, то теперь в ряде случаев колонны высотных зданий и цехов передают сосредоточенную нагрузку до 10 тыс.тс. Поэтому в строительстве получили широкое применение свайные фундаменты на забивных и буронабивных сваях, а также глубокие опоры большого диаметра. Кроме того, применяются специальные способы устройства фундаментов, как например, "стена в грунте" и др. Опыт проектирования и строительства на свайных фундаментах показал, что последние позволяют значительно уменьшить объем земляных и бетонных работ, повысить уровень индуст-

4663

риальности работ нулевого цикла, сократить сроки и обеспечить возможность проведения работ в любое время года, а также повысить надежность конструкции и этим улучшить качество эксплуатации зданий и сооружений.

Однако большая часть зданий и сооружений в жилишном, промышленном и особенно в гидротехническом и ирригационном строительстве возводится на естественном основании. Поэтому в Советском Союзе начиная с первой пятилетки уделялось большое внимание развитию механики грунтов.

В этой области теоретические исследования и экспериментальные разработки советских ученых занимают ведущее место, что было признано и на УШ Международном конгрессе по механике грунтов и фундаментостроению (Москва, 1973 г.).

У исследователей, изучающих природные свойства грунтов, всегда было стремление улучшить их строительные свойства и тем самым повысить несущую способность грунтов. В СССР разработаны, получили признание и находят широкое применение в различных областях строительства два направления в улучшении строительных свойств грунтов.

Первое направление – использование по аналогии с естественным образованием горных пород, способности химических растворов цементировать частицы грунта между собой. Для этого в грунт забивают металлические трубки–инъекторы или пробуривают скважины, через которые и осуществляется нагнетание химических растворов. Эти растворы, вытесняя воду или воздух из пор грунта, заполняют поры и превращают грунт в прочный и водоустойчивый массив. Способ химического закрепления грунтов нашел применение при укреплении грунтов под фундаментами зданий и сооружений, при усилении свайных фундаментов, при проходке подземных выработок и устройстве противофильтрационных завес.

Второе направление – физико–механическое уплотнение грунтов путем трамбования, использования энергии взрывы и др., что позволяет уменьшить объем пустот в грунте и тем самым повысить плотность грунта и его несущую способность. Разработан ряд способов, которые находят применение в дорожном, промышленном, гидротехническом и ирригационном строительстве. Уплотнение на глубину до 15 м в просадочных грунтах осуществляется устройством грунтовых свай, а также применением энергии взрыва. В слабых водонасыщенных песчано–илистых грунтах (Прибалтика) уплотнение осуществляется с помошью песчаных свай или бумажных дрен.

Как в области химического закрепления, так и в области уплотнения над разработкой новых способов, усовершенствованием и внедрением в строительстве уже разработанных трудится большой коллектив ученых и инженеров. Об этом свидетельствуют результаты печатаемых в сборнике работ, выполненных в течение последних четырех лет.

Кроме СССР аналогичные работы по химическому закреплению грунтов ведутся также и в ряде зарубежных стран, в частности в США и Японии. Однако в СССР применяются химические способы, разработанные в нашей стране.

4663

Закрепление и уплотнение грунтов получило широкое практическое применение в различных областях строительства. Для регламентирования их применения Госстроем СССР издан ряд нормативных документов (СНиП III-9-74, СНиП II-15-74), справочники и инструкции. Но области применения уже освоенных способов должны быть расширены, так как это, как правило, дает экономический эффект и снижает затраты труда и продолжительность производства работ.

Уплотнение грунтов в промышленном и гражданском строительстве в СССР начало широко применяться в 40-50-х годах XX столетия в основном с целью создания надежных оснований зданий и сооружений. В результате уплотнения грунтов резко повышаются их прочностные характеристики, увеличивается степень плотности, снижаются сжимаемость и коэффициент фильтрации.

В последние годы резко возрастают объемы уплотнения грунтов при обратных засыпках котлованов, начинает широко применяться метод вытрамбовывания котлованов для устройства отдельно стоящих фундаментов. Уплотнение применяется для создания уширений буронабивных свай, проходки скважин под сваи и т.п. В практике строительства получил также применение метод поверхностного уплотнения просадочных грунтов тяжелыми трамбовками. Если в 50-60-х годах применялись трамбовки массой 2,5-3 т с диаметром основания 1,2-1,3 м и толщина уплотненного слоя по глубине достигала 1,5-2 м, то в 70-х годах при применении трамбовок массой 4,5-5,5 т с диаметром основания 1,4-1,6 м глубина уплотненного слоя достигает 3 м. Однако возможности данного метода значительно больше. В частности, в последние годы во Франции и Японии применяются трамбовки массой 25-250 т. У нас в стране в ближайшие годы строительные организации будут оснащены кранами и экскаваторами грузоподъемностью 50 т, что позволит применять трамбовки массой до 15 т с диаметром основания до 3-3,5 м и значительно увеличит глубину уплотнения.

При строительстве зданий и сооружений на грунтах I типа по просадочности начал применяться метод возведения фундаментов в вытрамбованных котлованах. Особенностью этого метода является то, что за счет конусности трамбовки при вытрамбовывании котлованов происходит уплотнение грунтов как в основании, так и по боковым наклонным стенкам. Проведенные исследования показали, что фундаменты, возведенные в вытрамбованных котлованах, воспринимают вертикальные нагрузки до 120-150 тс, а горизонтальные до 30-40 тс.

Этот метод подготовки оснований обеспечивает значительное снижение объема земляных работ, расхода бетона и металла, почти полностью исключает опалубочные работы и снижает трудоемкость и стоимость устройства фундаментов.

В развитие этого метода разработаны и начинают применяться ленточные прерывистые фундаменты в вытрамбованных котлованах и фундаменты в вытрамбованных котлованах с уширенной нижней частью. Устройство такого уширения в нижней части котлована, которое получается путем втрамбовывания в дно котлована жесткого

4663

бетона, щебня, гравия или крупного песка, позволяет повысить нагрузку на фундамент до 200–250 тс и более полно использовать прочность бетона.

При строительстве жилых и промышленных зданий и сооружений на слабых водонасыщенных грунтах зачастую целесообразно и экономически выгодно применять уплотнение путем устройства вертикальных песчаных или бумажных дрен и создания временного пригруза привозным грунтом (для удаления из уплотняемого грунта через дрены влаги) взамен устройства свайных фундаментов из забивных железобетонных свай (например, при строительстве крупных резервуаров, промышленных зданий с повышенными требованиями к осадкам полов, отдельных объектов очистных сооружений, линейных сооружений).

НИИ оснований и подземных сооружений Госстроя СССР совместно с трестами Оргтехстрой Минстроя Латвийской ССР и Калининградского территориального управления строительства разработал и внедрил в практику новую технологию и оборудование для уплотнения слабых грунтов с устройством песчаных дрен. Первый опыт применения песчаных дрен на отдельных объектах Минстроя СССР позволяет сделать вывод, что указанный метод приводит к уменьшению расхода металла и цемента при устройстве фундаментов, а также сокращает сроки их возведения (без учета времени на предпостроечное уплотнение).

Применение бумажных комбинированных дрен является более эффективным по сравнению с песчаными дренами и требует менее сложного оборудования. Наибольший эффект от применения указанного метода может быть получен при необходимости значительной подсыпки территории строительной площадки. Применение метода уплотнения грунтов бумажными дренами позволяет уменьшить расход материалов (бетон, арматурная сталь) на 20%, трудоемкость работ на 5–10% и сократить стоимость устройства фундаментов более чем на 25% по сравнению со свайными фундаментами. Недостатком данного метода уплотнения грунтов, кроме необходимости доставки и укладки большого количества песчаной массы или грунта для создания временной нагрузки, является длительность времени, необходимого для консолидации уплотняемого грунта (5–6 мес).

Песчаные и бумажные комбинированные дрены рекомендуется применять при строительстве зданий и сооружений, имеюших большую площадь опирания на грунт зданий на сплошной фундаментной плите и с повышенными требованиями к осадкам полов, крупных резервуаров, складов цемента и зерновых элеваторов, ангаров, открытых площадок для складирования и автомобильных дорог. Бумажные комбинированные дрены особенно целесообразно применять в условиях Тюменской области, где имеется дефицит песка. НИИ оснований разработаны "Рекомендации по предпостроечному уплотнению оснований с устройством вертикальных дрен".

В настоящее время создано оборудование для изготовления бумажных комбинированных дрен и выпушена опытная партия (600пог. м), ведется разработка навесного оборудования для погружения

4663

этих дрен. В 1978–1979 гг. намечается начать экспериментальное строительство на этих дренах.

Химическое закрепление грунтов в нашей стране начало применяться с 1932 г. на строительстве первой очереди Московского метрополитена при закреплении песчаных грунтов в основаниях зданий для предохранения их от деформаций при проходке тоннелей. Закрепление осуществлялось разработанным в НИИ оснований (Б.А. Ржаницыным) двухрастворным способом силикатизации, который основан на цементирующей способности геля кремневой кислоты. Предел прочности при сжатии силикатированного грунта изменяется от 10 до 100 кгс/см^2.

В дальнейшем был разработан целый ряд однорастворных способов силикатизации песчаных и лёссовых грунтов. Однорастворный способ силикатизации нашел широкое применение для закрепления просадочных грунтов. Этот способ позволяет не только полностью устранить просадочные свойства лёссовых грунтов, но и значительно улучшить их физико-механические свойства. Силикатизация применяется в грунтах с коэффициентом фильтрации не менее 0,1 м/сут. Способ позволяет производить закрепление грунтов на глубину до 20–30 м и более.

В практике строительства для закрепления грунтов кроме силиката натрия широко применяются растворы синтетических смол. НИИ оснований разработано 17 рецептур, которые позволяют закреплять не только песчаные и просадочные лёссовые грунты, но также и насыпные сильногумусированные. В частности, такие грунты были закреплены в основании ряда зданий Московского Кремля.

Наряду с разработкой новых рецептур ведутся работы по усовершенствованию технологии процесса закрепления. При закреплении грунтов на глубину более 10 м применяются манжетные инъекторы, опускаемые в предварительно пробуренные скважины. Противофильтрационная завеса из химически закрепленного грунта, выполненная по проекту Гидроспецпроекта на одном из строительств, осуществлялась с помощью манжетных инъекторов на глубину до 200 м.

Особенно эффективно применение химических способов при усилении оснований фундаментов сушествуюших зданий и сооружений, так как производство работ по химическому закреплению грунтов не требует перерыва в их эксплуатации.

В качестве примера следует отметить работы по силикатизации оснований Одесского оперного театра, Большого театра в Москве и Оперного театра им. Кирова в Ленинграде, проводившиеся без перерыва в их эксплуатации. В Ташкенте выполнены работы по прорезке 25-м просадочной толши под фундаментами существующего здания также в период его эксплуатации.

Закрепленные силикатизацией грунты отличаются долговечностью и экономичностью. Стоимость закрепления грунтов колеблется от 5 до 60 руб. за 1 м^3 укрепленного грунта, при этом стоимость закрепления лёссовых просадочных грунтов составляет 7–20 руб.

Метод однорастворной силикатизации лёссовых грунтов П типа по просадочности с прорезкой всей просадочной толши представляется наиболее перспективным и экономичным решением в данных грунто-

вых условиях, позволяющим полностью исключить неравномерные деформации оснований сооружений. Только по проектам Ростовпромстройниипроекта строителями Ростовской области, Украины, Ставропольского края, Калмыцкой АССР и Казахстана закреплено более 350 тыс.м^3 грунта, в том числе более 100 тыс.м^3 в грунтовых условиях II типа по просадочности.

Следует отметить еще одно перспективное направление применения химических методов укрепления грунтов при сооружении свайных фундаментов. Метод химического закрепления грунта с использованием сваи-инъектора позволяет решить задачу увеличения несущей способности сваи простыми средствами. Особенность сваи-инъектора заключается в том, что по продольной оси ствола сваи устанавливается стальная трубка. После забивки сваи до требуемой глубины через эту трубку можно закрепить грунт вокруг нижнего конца сваи любым известным методом. В результате образуется опорный массив, играюший ту же роль, что и уширенная пята.

Сваи-инъекторы могут быть применены как при возведении новых зданий и сооружений, так и при усилении фундаментов старых, поврежденных или требуюших реконструкции зданий. Основным условием при устройстве фундаментов с применением свай-инъекторов является выяснение возможности закрепления грунта вблизи нижнего конца сваи.

Кроме химического закрепления грунтов под острием свай в строительной практике уже нашел применение способ химического закрепления грунта вдоль стенок свай. Применение такого способа особенно эффективно в лёссовых просадочных грунтах, когда нет необходимости прорезки всей просадочной толши.

Процесс закрепления осушествляется по следуюшей схеме. В лидирующую скважину до погружения железобетонной сваи вместо воды заливается раствор силиката натрия плотностью 1,1-1,13 г/см^3. Затем следует погружение и забивка сваи. Силикатный раствор при погружении сваи в грунт выдавливается и, затвердевая в порах грунта, создает вокруг сваи закрепленную зону, прочно связанную со сваей. Этот способ был успешно применен при строительстве двух жилых домов КамАЗа.

Наряду с упомянутым выше способом силикатизации грунтов свайного основания возможно также применение смолизации. В полость между грунтом и сваей, образующуюся от первых ударов молота, подается раствор карбамидной смолы со шавелевой кислотой. Благодаря формированию полимергрунтовой оболочки вокруг сваи облегчается режим забивки свай и сокрашается число ударов. Одновременно происходит заполнение пор, пустот и трешин в околосвайном грунте, что придает ему сплошность. После отверждения смолы несушая способность висячих свай повышается на вертикальную и горизонтальную нагрузки. Новый метод забивки свай успешно применяется при возведении свайных фундаментов в Уфе и Тюмени. Так, в Тюмени только на строительстве одного объекта погружено 2320 свай в полимерной рубашке. При этом длина свай и стоимость фундамента сокращены в среднем на 25%.

Закрепление грунтов было успешно применено для безосадочной

проходки тоннелей и сооружений станций Московского метрополитена на Краснопресненском радиусе. Грунты на участках этой трассы представляли собой однородную толщу (свыше 15 м) аллювиальных отложений, сложенных кварцевыми песками от средне- до тонкозернистых (содержащими от 1 до 3,5% карбонатов); пористостью 37-41%, с коэффициентом фильтрации 3,5-9,5 м/сут. Закрепление проводилось карбамидными смолами с предварительной обработкой грунтов раствором слабой соляной кислоты. Последующие работы по вскрытию котлованов и проходке тоннеля показали, что при применении закрепления грунтов не было деформаций близко расположенных зданий и осадки земной поверхности.

При строительстве метро во Франции химическое закрепление грунтов осуществляется из забоя проходимого тоннеля, что позволяет проходить его со скоростью 1 м/сут. Если с такой скоростью шитовой проходки как исключение можно мириться на участках, где расположены особенно ценные здания, то для незастроенных участков трассы эта скорость недостаточна.

В настоящее время скорость щитовой проходки в Москве составляет 9 м/сут. Поэтому основным направлением дальнейших работ в этой области должно явиться закрепление грунтов с поверхности земли. Подготовленный до проходки участок с прочно закрепленным контуром будущего тоннеля обеспечит требуемую скорость проходки.

Основная задача ближайшего времени состоит также и в усовершенствовании бурения скважин с тем, чтобы отклонение их от заданного направления составляло не более 0,3-0,5%. Это значит, что при глубине 30 м отклонение от заданного центра составит не более 10-15 см. В настоящее время уже достигнута точность в 1%.

Следует отметить работы НИИОСПа Госстроя СССР и НИИСПа Госстроя УССР по созданию нового способа устройства ленточных и свайных фундаментов (без выемки грунта) буроинъекционным методом. Путем размельчения грунта и его смешивания с цементным молоком, нагнетаемым через полые штанги под давлением с помощью шнекофрезерных агрегатов, можно без каких-либо земляных работ получить прочный материал - цементогрунт марок 50 - 200.

Буроинъекционный метод практически может быть использован во всех видах грунтов, кроме тяжелых глин и крупнообломочных пород. Этот метод позволяет снизить в 3-5 раз стоимость ленточных и свайных фундаментов, исключить земляные работы, освободить транспорт от перевозки инертных материалов.

Условия строительства и эксплуатации земляных сооружений мелиоративных систем, как это указывается в докладе министра мелиорации и водного хозяйства Узбекской ССР И.Х. Джурабекова, значительно сложнее, так как мелиоративные сооружения при эксплуатации подвержены переменному воздействию воды.

Трудности при строительстве мелиоративных систем связаны также и с проходкой траншей и котлованов в водонасыщенных грунтах, обладающих малой водопроницаемостью. Для уплотнения таких грунтов весьма эффективен метод применения иглофильтровой установки с пропусканием постоянного электрического тока через грунт.

т.е. метод электроосмоса. Располагая иглофильтры по периметру будущего котлована или вдоль траншеи, а металлические электроды на расстоянии 1 м от иглофильтров, можно создать электрическое поле, в котором направление движения воды будет от положительного электрода к иглофильтру. В результате вода в грунте будет приведена в натяженное состояние, как это наблюдается в капиллярной зоне, и уровень нулевого напора будет снижен на нужную величину. После этого проходка будет осуществляться как в осушенном грунте. Самый большой в СССР котлован, вскрытый с применением электроосмоса, имел размеры в плане 40х70 м.

В итоге следует отметить, что представленные на настоящее совещание доклады свидетельствуют о том, что за прошедшие после УШ совещания четыре года советские ученые и инженеры внесли значительный вклад в дело совершенствования строительства в нашей стране.

Б. А. Ржаницын,
д-р техн. наук, проф.,
заслуженный деятель науки и техники РСФСР

ФУНДАМЕНТЫ ИЗ ЗАКРЕПЛЕННОГО ГРУНТА

В связи с большим объемом промышленного и жилищного строительства в СССР, осуществляемого в районах, бедных каменными материалами, встал вопрос об устройстве фундаментов из химически закрепленного грунта. Такие фундаменты в настоящее время применяются при строительстве на просадочных лёссовых грунтах, илах, песках, а также в ряде случаев для прекращения осадки существующих зданий, сооруженных на насыпных гумусированных грунтах.

Многолетний опыт строительства на широко распространенных на территории СССР просадочных грунтах показывает, что, несмотря на значительный прогресс в этой области, за годы советской власти еще не созданы достаточно надежные и экономичные методы строительства на таких грунтах большой толщи (20–30 м). На этот пробел указывалось, в частности, на УШ Международном конгрессе по механике грунтов и фундаментостроению (Москва, 1973 г.) и в решении последнего Межвузовского совещания в Ростовском инженерно-строительном институте (1973 г.).

О путях решения проблемы строительства на просадочных грунтах большой толщи среди специалистов существуют противоречивые мнения. Это выявилось и на совещании в Запорожье в июне 1974 г., где состоялось совместное заседание секции оснований и фундаментов Центрального правления и Запорожского областного правления НТО строительной индустрии, посвященное рассмотрению вопроса о строительстве на просадочных лёссовых грунтах, толща которых превышает 15 м. В совещании приняли участие более 150 специа-

листов из 26 строительных, проектных, научных и изыскательских организаций.

В нашем докладе на этом совещании были подвергнуты критике такие приемы строительства, как водозашита, предварительное мачивание, глубинное механическое уплотнение грунтов. Эти приемы сыграли в свое время положительную роль, однако сейчас, когда имеется более совершенное оборудование, они, по нашему мнению, отстают от уровня технического прогресса и не обеспечивают полной надежности возводимых сооружений.

Основным методом фундирования ответственных сооружений должна стать полная прорезка всей толши просадочных грунтов. При этом одним из эффективных видов фундаментов являются глубокие опоры из химически закрепленных грунтов. При экономическом сравнении вариантов проектировшики должны обязательно учитывать эксплуатационные затраты. Опыт эксплуатации Запорожского трансформаторного завода и ряда других предприятий показывает, что расходы на рихтовку подкрановых путей, на ремонт конструкций, деформированных от неравномерностей осадки и т.п. часто сводят на нет экономию, полученную вследствие применения более дешевых приемов подготовки основания.

С докладом "Фундаменты из буронабивных свай, прорезаюшие толшу просадочных грунтов", выступил заместитель главного инженера Укрглавспецстроя Минмонтажспецстроя УССР В.И.Лернер. Его точка зрения была сформулирована в следуюших словах: "... устойчивость зданий и сооружений высокого класса ... может быть гарантирована только с помошью фундаментов глубокого заложения, прорезаюших всю толшу просадочных грунтов, с опиранием на надежные плотные грунты". В этих целях организации Укрглавспецстроя освоили и успешно выполняют проектирование и строительство надежных и долговечных фундаментов из буронабивных свай. Экономическая эффективность этих фундаментов возрастает с повышением этажности жилых домов и увеличением пролетов промышленных зданий. За последние 10 лет этими организациями выполнено 320 тыс.м^3 фундаментов из буронабивных железобетонных свай. Накопленный опыт позволил докладчику утверждать, что с помошью таких фундаментов можно прорезать толши просадочных грунтов до 30 м. В дальнейшем необходимо совершенствовать систему контроля сплошности ствола, а также заменить парциальную выдачу грунта при сухом разбуривании полости уширения на непрерывную выдачу.

А.К. Бекетов (Ростовский Промстройниипроект), выступивший с докладом "Фундаменты из силикатированного лёсса, прорезаюшие просадочную толшу более 15 м", также считает необходимым полностью прорезать просадочную толшу и предлагает это осушествлять с помошью химического закрепления. Свои рекомендации докладчик обосновывает большим производственным опытом. Так, только по проектам Ростовпромстройниипроекта строителями Ростовской области, Украины, Ставропольского края, Калмыцкой АССР, Казахстана закреплено более 350 тыс. м^3 грунта, в том числе более 100 тыс.м^3 в грунтовых условиях II типа по просадочности.

В 1967–1968 гг. были проведены исследования по ликвидации просадочных свойств грунтов при малом расходе силиката натрия. Установлено, что у грунтов с частично или полностью ликвидированной просадочностью модуль деформации возрастает со 100 до 200–400 кгс/см^2, а сцепление – с 0,2 – 0,3 до 0,6 – 1,1 кгс/см^2, замачивание снижает величины этих характеристик незначительно. Лабораторные исследования, подтвержденные в дальнейшем полевыми испытаниями, выявили зависимость относительной просадочности, начального просадочного давления и прочностных характеристик грунтов от удельного расхода силиката натрия. Выяснены также оптимальные параметры закрепления грунтов для ликвидации их просадочных свойств как без существенного упрочнения, так и с упрочнением до 8–12 кгс/см^2, что необходимо при устройстве фундаментов из закрепленного грунта.

За 10-летний период совместной работы Ростовского Промстройниипроекта и НИИ оснований и подземных сооружений в результате усовершенствования технологии стоимость 1 м^3 закрепленного грунта снизилась с 20–30 до 2–8 руб. Технико-экономический анализ показал, что применение фундаментов из закрепленного грунта при строительстве в грунтовых условиях II типа по просадочности дает снижение сметной стоимости 1 м^2 площади промышленного здания на 5–18%. При этом значительно снижаются затраты труда, сокращаются сроки строительства и экономятся сталь и цемент. Большие резервы снижения стоимости заложены в производстве и транспортировании жидкого стекла.

С дополнительным докладом выступил проф. И.М.Литвинов. Он напомнил, что многолетний опыт показал неэффективность даже самых дорогих и надежно действуюших водозашитных мероприятий: они "не исключают возможности неизбежного с течением времени (через 5–10 лет) неравномерного подтопления зашишаемых ими зданий и сооружений снизу, за пределами влияния любых водозашитных мер". В дополнение к широко известным данным по ряду промышленных площадок (Запорожсталь, Никопольский трубный завод и др.) он привел интересные данные А.С.Когана по городам за 1947 г., в течение которого утечка в грунт только "из водопровода достигла в процентах от водозабора в Архангельске 38, в Астрахани 15, в Туле и Краснодаре 14". В Одессе, по сведениям УкрГИИНТИЗа, из водопровода теряется более 30%, а из канализации – более 15% всей воды, забираемой в городскую водопроводную сеть. В пределах городской застройки уровень грунтовых вод обычно повышается со скоростью 0,5 – 2,5 м/год.

Эти и другие данные приводят И.М. Литвинова к выводу, что "при возведении ответственных зданий и сооружений на просадочных грунтах нельзя полагаться только на водозащитные мероприятия ... Устойчивость таких сооружений может быть обеспечена только при полной прорезке просадочной толши и опирании подошвы фундаментов на грунты, не обладаюшие просадочными свойствами, или путем их полной стабилизации на всю просадочную толшу". В связи с этим И.М.Литвинов подверг критике ведушееся в Запорожье массовое строительство девятиэтажных домов в грунтовых условиях II типа

по просадочности без прорезки просадочной толщи. Получаемая при этом в процессе строительства небольшая (около 4%) экономия не может оправдать возможные в период эксплуатации весьма большие затраты. Неравномерные осадки вызовут значительное ухудшение условий проживания жильцов, не говоря уже об опасности повреждения коммуникаций газа, водопровода и канализации, прекращения работы лифтов и т.д.

И.М. Литвинов поддержал идею применения буронабивных свай для прорезки просадочной толщи при строительстве девятиэтажных крупнопанельных зданий. Он привел выводы, сделанные И.Н.Волочаевым, В.И.Матошиным и И.А.Ульчичем в результате тщательного учета всех затрат, о технической и экономической целесообразности возведения таких домов на буронабивных сваях при просадочной толще 15–20 м.

Доклады были дополнены рядом сообщений, с которыми выступили гл.инженер Запорожского отделения УкрвостокГИИНТИЗа В.И. Копейкин, гл. конструктор Запорожского отделения Приднепровского Промстройпроекта Ю.В.Лушинский, гл. конструктор Запорожского филиала Укргорстройпроекта В.А.Сайко, зав.сектором Запорожского отделения НИИСКа В.И.Гупаленко, ст.научный сотрудник Запорожского отделения НИИСКа В.И.Степура и начальник Запорожского отделения УкрвостокГИИНТИЗа А.А.Руденко. Кроме того, в прениях выступили восемь участников совещания.

Некоторые из выступавших не во всем согласились с докладчиками.

Так, например, В.А.Сайко, основываясь на опыте строительства жилых зданий в Запорожье, указал, что метод приспособления зданий к просадкам (устройство жесткого нулевого цикла, разрезка здания осадочными швами, усиление стен и подземной части поясами и др.) является основным, и надежность его подтверждена опытом строительства. За 10 лет массовой застройки города домами серии 1-480А только три здания (менее 1%) имели повреждения. Необходимым условием нормальной эксплуатации зданий, построенных по этому методу, является применение водозащитных мероприятий. Однако защищать надо не отдельное здание, а определенный район. Что же касается применения буронабивных свай, то этот метод оказывается целесообразным при несущей способности свай не ниже 120 т, в противном случае их просто нельзя разместить. Рассмотрев также ряд других методов строительства, В.А. Сайко приходит к следующему выводу: "Оптимальное решение задачи обеспечения прочности и эксплуатационной пригодности зданий при максимальной экономической эффективности не может быть обеспечено применением одного-двух методов, и возможно только при дифференцированном подходе с учетом инженерно-геологических условий, объемно-планировочного и конструктивного решения и класса здания, организации водозашиты в районе строительства, технико-экономических показателей методов подготовки оснований и эксплуатационных затрат".

Некоторые выступавшие поддержали отдельные положения В.А. Сайко.

Проф. М.Н.Гольдштейн также считает неприемлемым односторонний подход к выбору мероприятий, так как методы механического уплотнения грунта имеют свои достоинства, водозашита далеко не всегда оказывается неэффективной, а приемы прорезки просадочных грунтов нуждаются в удешевлении.

Исходя из опыта строительства в Таджикистане, где толши просадочных грунтов весьма велики, т. Ошеров отметил, что во многих случаях единственным реальным решением является предварительное замачивание в комбинации с подушкой уплотненного грунта. Он очень положительно отозвался о результатах использования метода предварительного замачивания в сочетании с глубинными взрывами (метод И.М.Литвинова). Положительный опыт применения этого метода подготовки основания отметил также и сам проф. И.М.Литвинов.

Э.П.Шведов на основании опыта Запорожья, Днепропетровска и Никополя и В.А.Руденко в результате проведенных им крупных полевых экспериментов считают, что нельзя сбрасывать со счетов грунтовые подушки, глубинное уплотнение и предварительное замачивание и следует применять их наряду с другими методами.

В.И.Степура рассказал о совершенствовании метода термического закрепления грунтов, который уже сейчас позволяет закреплять грунт на глубину до 16 м. Этому же вопросу было посвящено выступление Л.Г. Мариупольского. В.И. Овсянкин сообщил о новой установке непрерывного бурения скважин для набивных свай и о работах над новой конструкцией буровой сваи – полой. О возможности применения забивных свай, не полностью прорезающих просадочную толщу, говорила А.А.Григорян. На необходимость учета отрицательного трения указали В.И.Гупаленко и А.А.Григорян.

Совещание показало, что в связи с достигнутым к настоящему времени уровнем механизации и технологии строительных работ появилась возможность широкого применения прорезки толши просадочных грунтов. На основании докладов, сообщений и выступлений, сделанных на заседании, приняты следующие рекомендации.

В качестве фундаментов ответственных зданий и сооружений на просадочных лёссовых грунтах П типа по просадочности при толще их более 15 м на данном этапе следует применять сваи или глубокие опоры (из силикатированных или термически закрепленных грунтов), полностью прорезающие просадочную толщу. При специальном техническом и экономическом обосновании могут быть применены также способы уплотнения грунтов в пределах всей просадочной толши.

Как уже указывалось, одним из прогрессивных методов химического закрепления просадочных лёссовых грунтов является силикатизация. Однако ее внедрению в строительство долгое время препятствовало недостаточное производство в СССР силикат-глыбы. В настоящее время химическая промышленность уже приступила к выпуску силикат-глыбы в количестве, покрывающем все запросы.

В качестве одного из примеров эффективного применения силикатизации лёссов можно привести следующий. В 1975 г. в Ташкенте было построено шестиэтажное административное здание в котлова-

не глубиной 5 м на железобетонных плитах, т.е. в условиях бытовой нагрузки, что предотвращает неравномерные осадки. После трех лет эксплуатации возникли осадки, достигающие 400 мм. Причиной этого явилось замачивание залегающих под фундаментными плитами лёссовых грунтов П типа по просадочности с толщей 25 м.

Для прекращения деформаций здания НИИ оснований предложил, а Гидроспецстрой Минэнерго СССР выполнил ленточные фундаменты из силикатированного лёсса, прорезающие всю просадочную толщу. По окончании работ осадки начали резко затухать и в течение последующего года равномерная по всему зданию осадка составила 12–18 мм.

Рядом, при строительстве нового здания фундаменты из силикатированного лёсса, прорезающие 25-метровую толщу, были выполнены еще до устройства котлована. Проектирование здания и наблюдение за осадками осуществлялось УзГИИТИ. Наблюдения показали, что осадки этого здания за период строительства в течение года составили 10–12 мм.

При производстве работ по силикатизации лёссов в Ташкенте применялся раствор силиката натрия плотностью 1,13–1,19 г/см^3. Увеличение плотности до 1,19 г/см^3 вызывалось тем, что с глубиной влажность грунта возрастала до 25%. В результате силикатизации была получена однородная прочность при одноосном сжатии закрепленного грунта 15 кгс/см^2.

Аналогичный случай произошел и при прорезке просадочной толщи под фундаментами здания Одесского театра оперы и балета, построенного в 1887 г. на пологом склоне плато с уклоном в сторону моря. Через несколько лет после ввода театра в эксплуатацию обнаружились значительные деформации конструкций, особенно в восточной части здания, обращенной к морю. Через 13 лет после постройки были устроены контрфорсы с восточной стороны, однако осадки продолжались. В 1902 г. комиссия рекомендовала прекратить периодическое замачивание основания. Керамические трубы были заменены металлическими и заключены в тоннели. Но и после этого неравномерные осадки продолжались, и в 1954 г. здания театра пришло в аварийное состояние. По рекомендации НИИ оснований была произведена силикатизация грунтов основания, выполненная в течение 6 мес, без перерыва в эксплуатации театра. Общий объем закрепленного грунта составил 15,4 тыс.м^3. В результате осадки начали затухать и через 1,5 года после окончания работ полностью прекратились. Интересно отметить, что основной причиной деформации здания театра была обильная поливка цветов и деревьев, расположенных вблизи его восточной части. Силикатизация позволила прекратить осадки здания, продолжавшиеся 70 лет. За истекшие после этого 20 лет осадок не наблюдалось.

Опыт показывает, что когда для устройства фундаментов из силикатированного лёсса применяются достаточно концентрированные растворы силиката натрия, при закреплении лёсса влажностью 16–20% обеспечивается необходимая прочность фундаментов. Это нашло отражение в главе СНиП Ш-9-74, где запрещается применение силиката натрия плотностью ниже 1,1 г/см^3.

4663

Наряду с этим в практике Ростовского Промстройниипроекта имелось немало случаев, когда уже после значительного замачивания фундаменты не получали неравномерных осадок, хотя силикатизация лёссов была выполнена с применением растворов силиката натрия плотностью, ниже предусмотренной СНиП. Ввиду большого числа таких случаев необходимо тщательно обследовать эти объекты и установить области применения растворов плотностью менее 1,1 г/см^3.

В НИИ оснований автором доклада предложена, а В.К. Чувелевым успешно применена в Ташкенте и Алма-Ате новая технология устройства фундаментов методом силикатизации лёссовых грунтов. Эта технология значительно упрощает весь процесс силикатизации и снижает затраты труда. Работы по силикатизации лёссов осуществляются с помощью одного бурового станка типа УГБ, поливомоечной машины ЗИМ-ПМ-130Б, переносного тампона со шлангом и выполняются двумя буровыми мастерами и шофером поливомоечной машины. Процесс закрепления лёссов производится в следующем порядке. Буровым станком бурят скважины на величину одной заходки (5-10 м). В зависимости от глубины закрепления диаметр скважины составляет от 67 до 120 мм. В скважину опускают тампон, который соединен шлангом с насосом поливомоечной машины, заполненной силикатом натрия рабочей концентрации. Насос позволяет закачивать раствор силиката натрия под давлением до 16 ати и с расходом до 10 л/мин на 1 м скважины. На заводе, где разваривают силикат-глыбу, машину на 2/3 объема заливают водой, затем в нее добавляют концентрированный раствор силиката натрия. При переезде машины от завода до строительной площадки происходит перемешивание раствора.

В настоящее время прочностные характеристики силикатированного лёсса достаточно изучены, что позволило приступить к расчету фундаментов из такого лёсса.

Закрепленные массивы из силикатированного лёссового грунта в виде столбов или лент в просадочных грунтах $\underline{\text{I}}$ и $\underline{\text{II}}$ типа по просадочности рассчитываются в соответствии с требованиями главы СНиП II-15-74 по $\underline{\text{I}}$ т $\underline{\text{II}}$ группам предельных состояний. Расчетные характеристики грунтов E, C и φ определяются по стандартным испытаниям образцов, взятых из закрепленных массивов (при степени влажности $G > 0{,}8$), полученных при контрольном закреплении на площадке строительства здания или сооружения. Закрепление грунтов силикатизацией для лёссовых грунтов $\underline{\text{II}}$ типа по просадочности должно производиться на всю просадочную толщу. Для грунтов $\underline{\text{I}}$ типа по просадочности при возможности замачивания их в период эксплуатации зданий и сооружений допускается устройство закрепленного массива не на всю глубину просадочной толщи в том случае, если суммарная деформация закрепленной и незакрепленной части грунта не превысит предельно допустимой для данного вида здания или сооружения. Закрепленный массив и его основание рассчитываются по обеим группам предельных состояний.

Несущая способность массива из закрепленного грунта в лёссовых грунтах $\underline{\text{II}}$ типа по просадочности должна определяться с уче-

4663

том возможного развития отрицательных сил трения по боковой поверхности массива. Учет отрицательных сил трения проседающих слоев грунта может приниматься до глубины, где величина просадки от действия собственного веса грунта составляет менее 5 см или равна допустимой для данного сооружения. Площадь поперечного сечения закрепленного массива должна быть не менее 10 $м^2$.

По устройству фундаментов из песчаных грунтов имеется большой опыт, так как такие фундаменты впервые были применены при строительстве 1 очереди Московского метрополитена. С целью защиты существующих зданий, расположенных вблизи трассы метро, песчаные грунты под фундаментами этих зданий предварительно закреплялись двухрастворным способом силикатизации. С тех пор на сотнях объектов успешно выполнены аналогичные работы.

По существующей в настоящее время технологии химического закрепления грунтов внедрение закрепляющих реагентов осуществляется через инъекторы, забиваемые с поверхности или погружаемые через отверстия, пробуренные в фундаменте. Эта технология имеет недостатки, которые особенно отрицательно сказываются на зданиях, являющихся памятниками культуры. В таких сооружениях исключается выполнение работ изнутри, не рекомендуется производить бурение фундаментов, нежелательны перерывы в эксплуатации здания.

В связи с необходимостью закрепления грунтов (подводки) под фундаментами памятников архитектуры в 1969 г. автором доклада и Л.И.Курденковым предложена новая так называемая горизонтальная технология химического закрепления грунтов оснований под фундаментами существующих зданий, которая успешно применена в 1974-1976 гг. на двух объектах Московского Кремля.

Сущность новой технологии заключается в том, что погружение инъекторов и инъекция закрепляющих растворов осуществляются не сверху вниз, как по существующей технологии, а горизонтально, из оборудованных для этой цели технологических подземных выработок в виде отдельных колодцев, шурфов или сплошных траншей. Вид, число и расположение их зависят от конфигурации и размеров здания.

Манжетные инъекторы погружаются в грунты из технологических колодцев путем задавливания гидравлическими домкратами или забуриванием. Инъекторы в пространстве закрепляемого массива располагаются горизонтальными рядами в несколько ярусов по глубине. Расстояние между рядами в ярусе 1-1,5 м. В ярусе инъекторы располагаются веерообразно или параллельно в зависимости от вида технологической выработки. После установки манжетных инъекторов производится нагнетание химических растворов через манжеты с помощью двойного тампона. Очередность нагнетания растворов предусматривается проектом. В результате под фундаментами создаются массивы из закрепленного грунта нужного очертания или сплошная плита, армированная оставленными в ней металлическими или пластмассовыми трубами манжетных инъекторов.

Одним из примеров успешного применения новой технологии является выполненная в Московском Кремле работа по укреплению ос-

4663

нования здания церкви Ризположения. Как в процессе производства работ, так и после их завершения осадки практически отсутствуют. Прочность закрепленного массива в среднем составляет 30 кгс/см^2.

Значительным усовершенствованием широко применяемой в настоящее время технологии закрепления грунтов являются также работы, выполняемые Мосинжстроем. По этой технологии с помощью установки фирмы "Бауэр" полностью автоматизирован весь процесс инъекции путем составляемой заранее программы, осуществляемой автоматической станцией.

В городах, в том числе в Москве, ряд зданий построен на насыпных гумусированных грунтах, количество органических примесей в которых доходит иногда до 30%. При высыхании этих грунтов и в результате гниения органической части в течение 100 лет и более наблюдается значительное уменьшение их несущей способности. Ранее не производилось химическое закрепление таких грунтов, однако в последнее время обстоятельства потребовали их закрепления, для чего в НИИОСПе под руководством В.Е.Соколовича была разработана новая силикатно-кремнефтористоводородная рецептура. Вследствие применения такой рецептуры насыпному гумусированному грунту сообщается прочность при одноосном сжатии 6-10 кгс/см^2.

В связи со строительством портовых сооружений на территориях, сложенных слабыми илистыми грунтами, возникла необходимость создания новых прогрессивных способов устройства фундаментов на таких грунтах.

Одним из перспективных путей решения этой задачи является использование илоцемента - искусственного материала, получаемого смешиванием илистого грунта с вяжущим, в первую очередь с портландцементом (возможно применение и более сложных композиций, включающих кроме цемента различные интенсифицирующие добавки).

В отличие от широко известных грунтоцементов, приготовляемых из маловлажных грунтов песчано-пылеватого состава, илоцемент изготовляется на основе водонасыщенных малоуплотненных грунтов, характеризуемых влажностью 100-120% и более, высоким содержанием солей (30 г/л), глинисто-коллоидной фракции и органических веществ, а также другими особенностями, специфичными для современных илистых отложений.

Несмотря на высокое значение водовяжущего отношения (как правило, более 0,7), достигается достаточно прочное закрепление ила, не уступающее по прочности рядовому грунтобетону, у которого, как известно, водовяжущее отношение не превышает 0,3. Твердение цементного вяжущего интенсифицируется главным образом содержащимся в илистом грунте реакционноспособным алюминием, активным кремнеземом и закисным железом.

НИИ оснований и ЛИВТ при участии СибЗНИИЭПа, Дальморниипроекта и Приморлесстроя были проведены исследования по проверке закрепляемости илов различных бассейнов. Натурные исследования были выполнены в 1972-1973 гг. в бухте Врангеля (порт Восточный) и в 1975 г. в бухте Пластун.

4663

Главной целью этих исследований являлось опробование на илах технологии изготовления свай, ранее применявшейся лишь для маловлажных лёссовых грунтов. Согласно этой технологии изготовление илоцементных свай с помошью грунтосмесительной машины, созданной на базе буровой машины, осуществляется следуюшим образом: загруженный в приемный бункер цемент подают в растворомешалку и закачивают в нее воду для приготовления цементной суспензии. Из растворомешалки суспензия подается к рабочему органу, который, погружаясь в ил, перемешивает его с нагнетаемой цементной суспензией. После завершения технологического цикла в иле без извлечения его на земную поверхность образуется илоцементная свая цилиндрической формы.

Из свай, изготовленных в бухте Врангеля, через 28 сут были выбурены и испытаны керны илоцемента. Прочность укрепленного ила (обладаюшего до закрепления текучепластичной консистенцией) составила в среднем 2–3 кгс/см^2, а в отдельных случаях 5–6 кгс/см^2.

Исключительная технологичность и незначительная трудоемкость процесса изготовления илоцементных свай позволяет широко применять их в порто– и фундаментостроении, особенно в малообжитых районах со слаборазвитой производственной базой и дефицитом рабочей силы. Подсчет показал, что илоцементные сваи оказались дешевле железобетонных на 40%.

В настоящее время илоцементные сваи уже нашли применение на ряде объектов портового строительства, в частности в Баку для устройства фундаментов для кранов; запроектировано также их применение на зарубежных объектах, где Советский Союз осуществляет научно–техническую помощь.

Изложенное выше показывает, что за истекший между УШ и 1Х совешаниями период устройства фундаментов из закрепленного грунта как в части расширения категорий закрепляемых грунтов, так и в части технологии и оборудования значительно продвинулось. Устройство фундаментов из закрепленного грунта для существуюших зданий и для нового строительства по объему выполняемых работ и их значимости уже превратилось в самостоятельную отрасль промышленности.

В отношении строительства на просадочных лёссовых грунтах (с учетом докладов, сделанных на совешании, состоявшемся в г. Запорожье в 1974 г.) необходимо отметить следуюшее.

1. При устройстве фундаментов ответственных сооружений, предприятий с мокрым технологическим процессом и зданий повышенной этажности, сооружаемых на грунтах II типа по просадочности, особенно при толшах 15–30 м, необходима полная прорезка просадочной толши.

2. При экономическом сравнении вариантов проектировшики должны учитывать эксплуатационные расходы на рихтовку подкрановых путей, на ремонт конструкций, деформированных от неравномерных осадок, и т.д.

И. Х. Джурабеков,
министр мелиорации и водного хозяйства
Узбекской ССР

ОРОШАЕМОЕ ЗЕМЛЕДЕЛИЕ В УЗБЕКИСТАНЕ И ПРОБЛЕМЫ ЗАКРЕПЛЕНИЯ И УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТОВ

Узбекистан по площади орошаемых земель занимает первое место в Советском Союзе. На этих землях выращиваются около 65% всей продукции хлопка-сырца в стране, кенаф, рис, виноград, фрукты, овощи и бахчевые культуры.

Опыт мелиоративного строительства Узбекистана приобретает особенно важное значение в свете принятой майским (1966 г.) Пленумом ЦК КПСС и получившей дальнейшее развитие в последующих решениях партии и правительства программы широкой мелиорации земель как одного из основных средств дальнейшего подъема в стране сельскохозяйственного производства.

Из общей площади пригодных под орошение земель 11,8 млн. га в настоящее время орошается 3,2 млн. га.

Согласно директивам XXУ съезда КПСС на X пятилетку на освоение 462 тыс. га новых земель на территории республики предусмотрено выделить 4,8 млрд. руб.

Кроме того, половина площади существующих орошаемых земель (1645 тыс. га) подлежит реконструкции из-за низких коэффициентов земельного использования (КЗИ) и полезного действия (КПД), повышенной и высокой степени засоленности (около 800 тыс. га) и высокого стояния уровня грунтовых вод (на площади около 700 тыс. га).

Колоссальный объем строительства и реконструкции земляных бетонных и железобетонных гидротехнических сооружений, в том числе каналов, дрен и коллекторов, требует обеспечения надежности работы этих сооружений и их оснований, что связано с выполнением значительных объемов работ по уплотнению и закреплению грунтов.

Геологические и инженерно-геологические условия. Территория Узбекистана характеризуется сложным геологическим строением, в котором участвует мощная серия сильнодислоцированных осадочных, метаморфических и магматических образований – от протерозойских до четвертичных. Породы протерозоя и палеозоя смяты в сложные складки и разбиты многочисленными разломами.

Не останавливаясь на характеристике древних образований, поскольку они не относятся к теме совещания, рассмотрим четвертичные отложения.

Четвертичные отложения на территории республики представляют собой континентальные образования аллювиального, аллювиально-пролювиального, пролювиального и делювиального генезисов, характеризующиеся разнообразным литолого-петрографическим составом и различной мощностью. Аллювиальные отложения развиты в основном по долинам крупных рек и сложены конгломератами, галечниками и песками, перекрытыми маломощными лёссовидными породами. Аллювиально-пролювиальные осадки развиты в горной части и

4663

в предгорьях, слагают конусы выноса; это – конгломераты, галечники и лёссовые породы. Пролювиальные отложения представляют собой мелкообломочные шебеночные образования временных водотоков и лёссовые породы. Делювиальные отложения сложены в основном лёссовыми породами, развиты на склонах гор, в речных долинах и по бортам оврагов. На равнинах широко распространены эоловые пески.

Среди глинистых пород на территории республики имеются различные разновидности, используемые как сырье для производства строительных материалов. К ним, в частности, относятся 183 месторождения и проявления бентонитовых глин, которые используются при производстве керамзита, холодных асфальтов и в качестве антифильтрационного материала для улучшения фильтрационных свойств земляных плотин, осуществляемого инъекцией суспензии бентонитовой глины, уплотняющей ядро (экран) плотины. Нам представляется, что необходимо разработать научно обоснованные рекомендации по использованию этих глин для мелиоративных и гидротехнических сооружений. Существенной проблемой является устройство мелиоративных сооружений на загипсованных грунтах.

Вопросы инженерной геологии, освещающие геологические условия устойчивости зданий и сооружений (тектоника, сейсмика), а также качество грунтов как оснований для них имеют первостепенное значение.

Гидрогеологические условия. Предгорные равнины имеют обеспеченный отток подземных вод и поэтому отрицательный солевой баланс.

Оазисы межгорных равнин с недостаточным оттоком подземных вод характеризуются положительным солевым балансом. Подземные воды формируются от периметра (контура) оазиса к его центральной части в условиях замкнутой гидрогеологической структуры, обусловливающей затрудненный отток грунтовых вод, к тому же интенсивно подпитываемый снизу восходящим током напорных горизонтов. Поэтому в центральной части оазиса накапливаются солевые запасы в соответствии с направлением и разгрузкой грунтовых вод за счет испарения и транспирации. Здесь требуется дренаж на большей части оазиса, за исключением зон предгорных шлейфов и вершин конусов выноса. Типичными представителями таких регионов являются Голодностепский, Ферганский и Ширабадский оазисы.

Оазисы платформенных (низменных) равнин характеризуются минимальных оттоком подземных вод, близким к условиям бассейна, из-за малых общих уклонов водоупора. Здесь наблюдается резко положительный солевой баланс, поэтому на мелиоративных системах необходима густая коллекторно-дренажная сеть. К этим категориям относятся орошаемые и неорошаемые массивы в пределах дельт рек: Зеравшана (Бухарский, Каракульский и Кенимехский оазисы), Амударьи (Хорезмский оазис и территория Каракалпакской АССР) и Кашкадарьи (Каршинский оазис).

В аридной зоне (в пустынях) широко развиты четвертичные отложения. По литологическому составу выделяются группы песчаных и соленосных пород. Первая группа объединяет две подгруппы:

4663

эоловые и современные морские пески. Эоловые пески залегают в виде гряд, грядо-бугристых, грядо-ячеистых и барханных форм. Литологически они характеризуются преобладанием частиц фракцией от 0,1 до 0,25 мм (60-90%). Толща эоловых песков 10-20 м и более. В зоне эоловых песков повсеместно развиты процессы развеивания и движения песков, а в пониженных участках - образования такыров и солончаков. Морские пески в основном залегают на побережье Аральского моря. Это однородные тонко- и мелкозернистые пески, слегка глинистые, с большим скоплением рековин. Толща комплекса 2-5 м. Грунтовые воды залегают на глубине от 1 до 10 м. Минерализация воды очень высокая 50-350 г/л. По составу эти воды хлоридные, обладают сильной сульфатной агрессией. Группа соленосных пород развита во впадинах Хорезмского и Бухарского оазисов. Эти породы содержат поваренную соль с прослоями гипса, илистой черной грязи, суглинка и реже песка.

Следует обратить особое внимание на борьбу с блужданием русла (дейгишем) Амударьи, протекающей в собственных песчаных отложениях. Борьба с дейгишем ведется давно, но методы борьбы до настоящего времени малоэффективны. Нужны дальнейшие серьезные исследования и разработка научно обоснованных методов по закреплению русловых песков для предотвращения дейгиша.

Неблагоприятные гидрогеологические условия могут значительно снизить устойчивость грунтов основания сооружений. Например, высокое стояние уровня грунтовых вод (3-4 м ниже подошвы фундамента здания или сооружения) требует повышения сейсмичности на 1 балл. Кроме того, грунты, склонные к разжижению, при сейсмической вибрации могут оказаться в неустойчивом плывунном состоянии. Процесс оплывания грунтов в настоящее время еще недостаточно изучен.

На наш взгляд, в нормативных документах необходимо четко указать, что повышение балльности назначается без учета снижения деформационно-прочностных параметров водонасыщенных грунтов, по сравнению с сухими или при совместном, возможно частичном, учете указанных условий.

Обращаем особое внимание на необходимость планомерного изучения образования селей и прежде всего на изучение селеобразующих бассейнов, которое позволит прогнозировать появление селей, а также разработать методы по упрочнению пород, образующих сели.

Сооружение мелиоративных систем. Основными сооружениями мелиоративных систем являются:

водозаборные сооружения - гидроузлы на реках и каналах с самотечным водозабором или машинным подъемом (насосными станциями); скважины для добычи подземной воды; водохранилища для накопления воды;

линейные земляные сооружения - оросительные и сбросные каналы; коллекторно-дренажная сеть;

мелиоративные насосные станции и скважины вертикального дренажа;

транзитные гидротехнические сооружения на каналах и отводах - перепады; дюкеры; акведуки; земляные переходы логов и водотоков;

4663

противопаводковые и противоселевые сооружения, предназначенные для трансформации расходов или временного задержания стока паводков и селей, – водохранилища; нагорные канавы; валы; копани, располагаемые на склонах водосборного бассейна; дамбы и решетчатые преграды в саевых логах.

Специфические условия работы сооружений мелиоративных систем. Если при негидротехническом строительстве после технической мелиорации грунтов основания (в том числе закрепления или уплотнения) состояние его остается стабильным в строительный и эксплуатационный периоды, то при сооружении оросительной системы состояние основания, как правило, претерпевает изменения. Колебания уровня грунтовых вод (иногда с изменением минерализации) и фильтрационный режим вызывают физико-технические и химические изменения грунтов основания. В результате этих изменений могут возникнуть нежелательные деформации основания. Техническая мелиорация основания сооружения, строящегося на действующей оросительной системе, осложняется из-за необходимости водоотлива из котлована сооружения, осушения заданной толщи основания перед проведением мелиорации и т.п.

Условия строительства и эксплуатации земляных сооружений мелиоративных систем (каналов, дрен, коллекторов, отводов), значительно сложнее, чем других инженерных коммуникаций (дорог, подземных кабелей, различных трубопроводов), так как земляные мелиоративные сооружения при эксплуатации подвержены переменному воздействию как поверхностного стока (вода в канале, коллекторе), так и грунтовых вод.

В то же время большинство методов закрепления грунтов разработаны и внедрены для стабильных условий, в основном для обезвоженного основания.

Для переменных водно-солевых условий закрепление грунтов должно обеспечить два требования: первое – закрепление с одновременным уплотнением за счет компонентов закрепления, что предназначается для оросительных каналов и аккумулирующих водоемов, поскольку такое закрепление уменьшает фильтрационные потери; второе – закрепление с сохранением фильтрационной способности закрепляемых грунтов, дрен и коллекторов, для которых уменьшение фильтрационной способности нежелательно.

Строительство оросительной системы на просадочных грунтах. Согласно "Инструкции по проектированию оросительных систем на просадочных грунтах" (ВСН П-23-75) перед началом строительства производится длительное, в течение нескольких лет, замачивание и планировка просадочного основания. В результате замачивания грунта появляются просадки под воздействием природного (бытового) давления от массы грунта. При этом в верхнем слое толщей 5-7 м, а иногда до 10 м, из-за недостаточного давления просадки практически не происходит.

Нагрузка от возведенных зданий и сооружений на обводненное впоследствии основание (поскольку оно находится на территории оросительной системы) вызовет просадки в пределах верхнего непросевшего слоя (иногда и ниже него). Для устранения этих до-

полнительных просадок для фундаментов (неглубокого заложения – около 1 м) сельскохозяйственных зданий и мелиоративных сооружений массового строительства обычно производится механическое уплотнение на глубину 1,5–2 м ниже подошвы фундамента, или 2,5–3 м от дневной поверхности. Залегающая ниже непросевшая толща грунта может оказаться, как сказано выше, обводненной и появятся просадки в основании строящегося или построенного здания (сооружения).

Действующие нормативы не освещают еще многие вопросы строительства мелиоративных систем на просадочных основаниях. В "Инструкции по проектированию оросительных систем на просадочных грунтах" (ВСН П-23-75) и в СНиП П-15-74 "Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования" отсутствуют исчерпывающие рекомендации и требования для оценки инженерно-геологического строения просадочного основания с целью определения достоверных показателей процесса и результатов замачивания.

В указанных нормативных документах отсутствуют также сведения по скорости вымывания различных солей из грунта (химическая просадка) и т.п.

В СНиП П-15-74 отсутствуют рекомендации по мероприятиям, направленным на снижение деформаций оснований для сооружений оросительных систем, располагаемых на просадочных набухающих и засоленных (например, загипсованных) грунтах в сейсмических районах, при ожидаемых изменениях природных условий (подъема уровня грунтовых вод и изменения их минерализации), которые требуют комплексного учета различных неблагоприятных сочетаний.

Рекомендуемые конструктивные (не расчетные) мероприятия, снижающие чувствительность зданий и сооружений к повышенным деформациям оснований, такие как устройство поэтажных железобетонных или армокаменных поясов, усиление анкеровкой и замоноличиванием сборных и сборно-монолитных элементов, увеличение податливости зданий и сооружений за счет применения гибких или разрезных конструкций и т.п., требуют объективного расчетного обоснования, поскольку рекомендации без надлежащего полного обоснования являются в конечном счете волевыми (субъективными).

Назрела необходимость разработки нормативного документа по натурному исследованию процессов замачивания и консолидации грунта во времени в увязке со сроками строительства зданий и сооружений, так как сохранение (поддержание) оптимальной степени водонасыщения (0,7–0,8), способствующей максимальному проявлению просадок верхнего слоя от увеличивающегося постепенно веса зданий и сооружений в течение срока строительства, обеспечит завершение основных (опасных) просадочных деформаций, оставшихся после предварительного замачивания и местного механического уплотнения основания под фундаментами. В противном случае – при неоптимальном водонасыщении или консолидированном основании в период строительства – незавершенные (остаточные) просадки произойдут в период эксплуатации мелиоративной системы, когда при переменном уровне грунтовых вод будет наблюдаться оптимальная степень водонасыщения.

На случай вынужденной задержки строительства по сравнению со сроками консолидации грунтов основания или при резком несовпадении этих сроков следует разработать методы дополнительного увлажнения оснований и контроля над строяшимися объектами.

Нельзя не отметить особые затруднения, возникаюшие при реконструкции действуюших мелиоративных систем, для которых в период вегетации и промывки земель (в невегетационный период) уровень грунтовых вод близок к поверхности земли. Водонасыщенные грунты характеризуются низкими прочностными показателями и имеют пластичную или текучепластичную консистенцию, что значительно осложняет производство земляных работ. Например, выемка водонасыщенного грунта канала (дрены, коллектора) производится лентами толщиной 0,6–0,8 м вместо полного забоя экскаватора с одной стоянки, чем вызываются непроизводительные перемещения механизма. Низкая прочность грунтов (особенно при тиксотропном их состоянии) вынуждает предусматривать пологие откосы линейных сооружений и значительную ширину отчуждений, уменьшаюших КЗИ. Для предотвращения указанных нежелательных условий нужны эффективные дешевые методы хотя бы для временного закрепления обводненного грунта.

В послевоенный период (в течение последних 30–35 лет) в Узбекистане значительно расширено использование древнего народного узбекского метода возведения насыпного сооружения отсыпкой грунта в воду. Развитие этого метода осуществляли инженеры С. К.Калюжнюк, Б.П. Курбанов, Ю.И. Горский, Л.В. Таланов и др.

Прежде методом отсыпки грунта в воду возводились невысокие дамбы каналов и водоемов. За послевоенный период указанным методом возведено около 10 водохранилиш земляных плотин высотой до 30 м на основаниях, сложенных как плотными, так и рыхлыми (просадочными) грунтами. В последнем случае поддержание влажности основания, близкой к оптимальной, в период возведения плотины обеспечивалось оттоком (инфильтрацией) воды из тела плотины.

Поскольку научно обоснованных нормативных рекомендаций не имеется, производились различные опытные работы, и с учетом опыта возведения предыдуших аналогичных сооружений принимались проектные решения с последуюшей корректировкой при строительстве.

Для ускорения строительства плотин указанным методом научно-исследовательскими организациями Узбекистана (САНИИРИ, ТашГУ) были предложены методы промачивания грунта тела возводимой плотины различными растворами (например, известковым раствором). Но отсутствие производственного опыта, кустарное выполнение опытных работ и высокая стоимость растворителей не способствовали внедрению этих рекомендаций.

Нам представляется, что Госстрою СССР нужно выделить средства на обобшение опыта возведения плотин методом отсыпки грунта в воду, на проведение соответствуюших НИР и на разработку нормативных документов по этой проблеме.

Замачивание просадочнсго основания на рельефе с уклоном 0,1–

0,4 и более из-за отсутствия соответствующих механизмов и землеройных агрегатов, предназначенных для производства работ в указанных условиях, вызывает значительные затруднения. Полагаем, что назрела необходимость разработки конструкций соответствующих механизмов и агрегатов, например по аналогии с действующими механизмами и агрегатами, предназначенными для сенокоса на крутых склонах.

Устройство мелиоративных систем на загипсованных грунтах является серьезной проблемой, так как отсутствуют сведения: о скорости растворения гипса при разной степени загипсованности грунтов при их различном гранулометрическом составе и минеральном строении; о воздействии атмосферных агентов и воды на вскрытые поверхности загипсованного грунта, например в ложе канала. Очевидно, что без длительных натурных исследований на опытных участках и на построенных в этих условиях мелиоративных системах данная проблема не может быть полностью решена. Разработка методов закрепления загипсованных грунтов является, на наш взгляд, основным решением данного вопроса.

На основе многолетнего опыта эксплуатации, проектирования и строительства мелиоративных систем в Узбекистане для предстоящего выполнения большого объема работ по реконструкции и строительству новых систем возникает ряд важнейших проблем:

1. Разработать и внедрить эффективные методы технической мелиорации барханных песков с целью закрепления их от ветровой эрозии и создания почв, пригодных для выращивания сельскохозяйственных культур.

2. Разработать нормативно-техническую документацию по методике определения усилий и деформаций при набухании грунтов (по аналогии с определением просадочных деформаций) при разной степени водонасыщения, в капиллярной зоне и при различных воздействиях внешней переменной нагрузки во времени.

3. Доработать и внедрить метод научно обоснованного скоростного определения оптимальных параметров для механического уплотнения грунтов при возведении плотин, дамб и искусственных оснований, предложенной канд.техн.наук, доц. Е.С. Песиковым (ТИИМСХ).

4. Разработать научно обоснованные нормативные документы по возведению земляных плотин и дамб методом отсыпки связного грунта в воду с учетом геотехнических характеристик оснований, в том числе просадочных.

5. Разработать методы ускорения замачивания просадочного основания и возведения земляных сооружений методом отсыпки грунта в воду посредством использования различных растворов.

6. Разработать методы производства работ по замачиванию просадочных оснований на местности с уклоном 0,1-0,4 и более с применением специальных механизмов и агрегатов.

7. Разработать научные рекомендации по использованию бентонитовых глин для мелиоративных и гидротехнических сооружений.

8. Разработать рекомендации по строительству и эксплуатации мелиоративных систем на загипсованных грунтах.

9. Разработать научные методы борьбы с дейгишем.

10. Разработать методы закрепления грунтов, склонных к оплыванию.

ЗАКРЕПЛЕНИЕ ГРУНТОВ

Т. Т. Абрамова, И. П. Тейшова
(МГУ, Москва)

ВЛИЯНИЕ СОСТАВА ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ НА ЭФФЕКТИВНОСТЬ ИХ ЗАКРЕПЛЕНИЯ СИЛИКАТНЫМ РАСТВОРОМ С ОРГАНИЧЕСКИМ ОТВЕРДИТЕЛЕМ

В иностранной литературе (США) имеются сведения об использовании формамида в качестве отвердителя высокомолекулярного силиката натрия (M_C = 3,5÷4). Авторами доклада было решено выявить возможность применения более низкомодульного силиката натрия (M_C = 2,7) для формсиликатной рецептуры.

Формсиликатные растворы получали введением формамида в раствор силиката натрия определенной концентрации. При введении формамида $H—CO—NH_2$ происходит гидролиз, превращающий формамид в соль муравьиной кислоты. Продолжительность перехода силиказоля в гель зависит от концентрации компонентов, их объемного соотношения и температуры. При плотности силиката натрия 1,19 и 1,27 г/см^3, температуре 20°С и добавлении к 100 мл силиката натрия 30 мл отвердителя с изменением концентрации формамида от 100 до 20% был получен интервал времени гелеобразования от 30 с до 22 ч. При данных концентрациях силиката натрия и температуре 20°С добавка различного количества формамида (от 15 до 60 мл) приводит к изменению продолжительности гелеобразования от 7 ч 52 мин до 30 с. Таким образом, чем больше объем отвердителя, чем выше его концентрации, тем полнее происходит нейтрализация гидроокиси натрия муравьиной кислотой.

Лабораторные исследования показали, что наиболее полно отвечает требованиям, предъявляемым к инъекционным растворам, следующий состав: силикат натрия плотностью 1,19 г/см^3 и 80%-ный формамид с объемным соотношением первого ко второму 100:30. Продолжительность гелеообразования при температуре 20°С составляет 2 ч. Начальная вязкость раствора составляет 2,5 сПз (t = 20°С) и практически остается неизменной во времени и лишь за 5 мин до перехода в гель наблюдается резкое ее возрастание.

Для исследований были выбраны семь разновидностей песчаных грунтов, которые сравнительно мало отличаются по минеральному

составу. Преобладающим минералом в их составе является кварц. Характерными отличительными чертами для этих пород являются гранулометрический состав и состав поверхностных пленок. Влияние указанных особенностей было изучено определением прочности на одноосное сжатие образцов при хранении в воде и в воздушно-влажной среде (см.таблицу). Повышение дисперсности ведет к увеличению удельной площади поверхности частиц, что, в свою очередь, приводит к увеличению общей площади взаимодействия искусственного цемента и минералов и к упрочнению.

Наиболее дисперсным грунтом является аллювиальная тяжелая супесь, содержащая 7,56% частиц размером < 0,001 мм. Закрепленные формсиликатным раствором образцы ее имеют наибольшую прочность после 5 мес хранения в воздушно-влажной среде. В водной среде после 1 мес хранения прочность практически остается стабильной. Эоловый тонкозернистый песок, содержащий 1,62% частиц размером < 0,001 мм, тоже обладает высокой прочностью закрепления (21 кгс/см^2).

В процессе формирования и выветривания песчаных отложений поверхность минералов претерпевает значительные изменения. На поверхности минеральных зерен образаются аутигенные пленки различного состава, которые определяют результаты закрепления. Наименьшая прочность закрепления обнаружена у песков с органо-минеральными (аллювиальный средне-мелкозернистый ожелезненный песок) и с органическими (аллювиальный средне-мелкозернистый гумусированный песок) пленками. Органо-минеральные пленки при взаимодействии с раствором силиката натрия частично разрушаются, и закрепляюший раствор взаимодействует с негидратированным ядром песчаных частиц. Как показали исследования Л.А. Евдокимовой, прочность такой связи невелика, так как отсутствует непосредственная связь полимеризующегося геля с поверхностью песка.

Органические пленки оказывают менее вредное воздействие на прочность закрепления, чем органо-минеральные. Органические кислоты, взаимодействуя с инъекционным раствором, сокращают время гелеобразования (за счет снижения pH среды). Это ведет к некоторому увеличению прочности по сравнению с песком почвенного горизонта В.

Песок горизонта С содержит на поверхности частиц железистые пленки в небольшом количестве, поэтому обладает большей прочностью закрепления по сравнению с песками горизонтов A_2 и B_1.

Для выявления роли карбонатов были взяты флювиогляциальный средне-мелкозернистый слабокарбонатный и эоловый тонкозернистый карбонатный пески с содержанием карбонатов соответственно 3,11 и 6,61%. Значения прочности флювиогляциального песка и песка горизонта С практически не отличаются. Карбонатный песок характеризуется большей дисперсностью и незначительным коэффициентом фильтрации (4,2 м/сут). Следовательно, содержание карбонатов не оказывает существенного влияния на эффективность закрепления.

Прочности образцов при их хранении в воде ниже прочности их при хранении в воздушно-влажной среде. Прочность песчаных пород, закрепленных формсиликатным раствором, увеличивается во

Порода	$к_ф$, м/сут-ки	Прочность в воздушно-влажной среде, кгс/см^2					Прочность в водной среде, кгс/см^2						
		1 сут	7 сут	5 мес	1 год	2 года	1 сут	7 сут	1 мес	2 мес	5 мес	1 год	2 года
Песок, м/з, г.Люберцы	21,3	6,3	9,5	13,8	14,8	16,5	3,5	4	7,2	9	12	9	8
Песок т/з карбонатный	4,2	11,2	16	16	17	21	4,2	8,3	12	13	13	14,5	-
Песок с-м/з слабокарбонатный, г.Дмитров..	19	6	7	13	12	17	3	3,2	3,4	9	10	-	-
Супесь тяжелая м/з, г. Петушки	9,2	11	15,6	19	20	23,6	5,5	8	12	14,4	15	-	16
Песок с-м/з гумусированный. Почв. гор. $А_2$, г. Петушки.	22,7	4,3	5,3	9,5	10	13,1	2,6	3	4,8	7,3	6,8	6,3	-
Песок с-м/з ожелезненный, Почв. гор. $В_1$, г. Петушки	13,1	3,2	4,2	7,4	8,6	9,8	2,5	2,7	2,8	5,9	5,7	3,5	-
Песок с-м/з слабоожелезненный, г. Петушки. Почв. гор. С..	27,1	5	6,8	12,3	12,2	13	2,9	4,8	7	8	9	1	-

времени, причем в воздушно-влажной среде больше, чем в воде. Это, возможно, объясняется образованием дополнительных связей в структуре закрепленного грунта.

Из сказанного выше следует, что рекомендуемый состав формсиликатного раствора наиболее целесообразно использовать для закрепления тонкозернистых песков и супесей. Отличительной особенностью песков, закрепленных формсиликатным раствором, является нарастание прочности во времени, в том числе и при хранении в водной среде.

Г. А. Авдеева
(САФ НИИ оснований, Душанбе)

РАСЧЕТ ПРОДОЛЖИТЕЛЬНОСТИ ИНЪЕКЦИИ СИЛИКАТА НАТРИЯ ПРИ СИЛИКАТИЗАЦИИ ЛЕССОВОГО ГРУНТА

При составлении техно-рабочего проекта закрепления лёссовых грунтов возникает необходимость расчета таких параметров, как продолжительность нагнетания силиката при заданной скорости и давлении или количества нагнетаемого раствора в зависимости от фильтрационных особенностей грунта. Подобная задача ранее решалась В.М.Марголиным, однако он не учитывал изменение коэффициента фильтрации лёсса при силикатизации во времени.

Прежде чем проводить расчет параметров нагнетания, необходимо определить изменение коэффициента фильтрации лесса при силикатизации фильтрационным методом. Можно установить, что коэффициент фильтрации со временем уменьшается, стремясь к некоторой постоянной величине k_∞. В первом приближении допустим, что экспериментальные данные будут аппроксимированы выражением

$$(k-k_\infty)(t+t_0)=C_1 . \qquad (1)$$

Вычислим постоянные в этом выражении t_0, k_∞ и C, расположив полученные результаты в ряд и разделив по числу искомых величин на три одинаковые группы. Вычислим для каждой группы Σt, Σk и Σkt. По формулам, полученным методом средних, определяем последовательно:

1) параметр времени, определяющий начальный коэффициент пористости,

$$t_0=\frac{(\overset{1}{\Sigma}kt-\overset{2}{\Sigma}kt)(\overset{1}{\Sigma}t-\overset{3}{\Sigma}t)-(\overset{1}{\Sigma}kt-\overset{3}{\Sigma}kt)(\overset{1}{\Sigma}t-\overset{2}{\Sigma}t)}{(\overset{1}{\Sigma}k-\overset{3}{\Sigma}k)(\overset{1}{\Sigma}t-\overset{2}{\Sigma}t)-(\overset{1}{\Sigma}k-\overset{2}{\Sigma}k)(\overset{1}{\Sigma}t-\overset{3}{\Sigma}t)}; \qquad (2)$$

2) коэффициент фильтрации, соответствующий бесконечной продолжительности фильтрации,

$$k_\infty=\frac{\overset{1}{\Sigma}kt+t_0(\overset{1}{\Sigma}k-\overset{2}{\Sigma}k)}{\overset{1}{\Sigma}t-\overset{2}{\Sigma}t}=\frac{\overset{1}{\Sigma}kt-\overset{3}{\Sigma}kt+t_0(\overset{1}{\Sigma}k-\overset{3}{\Sigma}k)}{\overset{1}{\Sigma}t-\overset{3}{\Sigma}t}; \qquad (3)$$

3) постоянную C, имеющую размерность коэффициента фильтрации и определяющую изменение коэффициента фильтрации во времени,

$$C=\frac{1}{N}(\Sigma kt-k_{\infty}\Sigma t+t_{o}\Sigma k)-k_{\infty}t_{o}\,. \qquad (4)$$

Далее, обобщая формулы Марголина для скорости продвижения границы раствора, напишем уравнение

$$\frac{dr}{dt}=\frac{k(p_1-p_2)}{\rho n}\,, \qquad (5)$$

где r – радиус растекания раствора; p_1 – давление, при котором идет нагнетание силикатного раствора; p_2 – давление водонасыщенного пласта: $p_2 = H\gamma_{в}$ (здесь H – расстояние от уровня грунтовых вод до инъектора); p_2 вычисляется при закреплении грунта, лежащего ниже уровня грунтовых вод; n – эффективная пористость: $n=(\varepsilon-\varepsilon_w)/(1+\varepsilon)$ (здесь ε – коэффициент пористости в сухом состоянии; ε_w – то же, при естественной влажности).

Подставляя в выражение (5) значение коэффициента фильтрации из формулы (1) и разделяя переменные, получим:

$$dt=\frac{\gamma n r_o^2}{p_1-p_2}\varphi(\rho)d\rho\,, \qquad (6)$$

где r_o – радиус инъектора; $\varphi(\rho)$ – функция, рассчитанная В.М. Марголиным для разных видов источников (см.таблицу).

ρ	$\varphi(\rho)\cdot 10^3$	ρ	$\varphi(\rho)\cdot 10^3$
1	0,00	53	4,87
3	0,009	55	5,31
5	0,01	57	6,01
7	0,04	59	6,23
9	0,07	61	6,72
11	0,12	63	7,23
13	0,17	65	7,76
15	0,25	67	8,32
17	0,34	69	8,89
19	0,44	71	9,48
21	0,56	73	10,10
23	0,70	75	10,70
25	0,85	77	11,55
27	1,02	79	12,10
29	1,21	81	12,79
31	1,41	83	13,49
33	1,63	85	14,40
35	1,87	87	15,00
37	2,13	89	15,80
39	2,40	91	16,61
41	2,70	93	17,42

4663

Продолжение

1	2	3	4
43	3,02	95	18,29
45	3,50	97	–
47	3,70	99	20,07
49	4,07	101	20,99
51	4,36		

Преобразуем правую сторону выражения (6):

$$t_0\left(\frac{C}{t+t_0}k_\infty\right)dt = t_0 k_\infty\left(\frac{C}{\tau+1}+1\right)dt\ , \qquad (7)$$

где

$$\tau = t/t_0;\quad C' = C/(R_\infty t_0).$$

Интегрируя от 0 до τ, получаем:

$$t_0 k_\infty \int_0^\tau \left(\frac{C}{1+\tau}\right)d\tau = k_\infty t_0 F(\tau, C'), \qquad (8)$$

где

$$F(\tau, C') = C\ln(1+\tau)+\tau\ .$$

После интегрирования подставляем в формулу (6) безразмерные интегралы и получаем формулу для расчета продолжительности инъекции раствора силиката натрия при переменном коэффициенте фильтрации:

$$\frac{F(\tau, C')}{\varphi(\rho)} = \frac{\gamma n r_0^2}{k_\infty t_0 (p_1 - p_2)}\ . \qquad (9)$$

Эта формула пригодна для расчета продолжительности нагнетания раствора в грунт. Функцию (9), характеризующую изменение коэффициента фильтрации во времени, в зависимости от экспериментальных данных следует вычислять для каждого конкретного случая.

А. И. Адылходжаев, Т. И. Фазилов
(ТашИИТ, Ташкент)

ЗАКРЕПЛЕНИЕ ПОДВИЖНЫХ ПЕСКОВ И УКРЕПЛЕНИЕ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ ГОССИПОЛОВОЙ СМОЛОЙ

Из отечественного и зарубежного опыта закрепления подвижных песков стало очевидным, что самым эффективным методом защиты различных объектов от песчаных заносов является фитомелиорация с применением различных органических вяжущих веществ, с помощью которых создается защитное покрытие, способствующее прорастанию семян и развитию пустынных растений.

4663

В качестве вяжущего для закрепления подвижных песков нами предложена госсиполовая смола (ГС). Как показали лабораторные и производственные испытания, ГС может быть, кроме того, успешно применена вместо битума для укрепления песчаных грунтов при создании защитного экрана автомобильных дорог, проходящих в песчаных пустынях.

Смола представляет собой густовязкий продукт, получаемый в виде кубового остатка при дистилляции жирных кислот, которые выделяются из хлопкового соапстока масложиркомбинатов. Ежегодный выпуск ГС составляет 10 000 т. В ограниченном количестве в настоящее время смола применяется для антисептировании и огнезащиты древесины, приготовления формовочной массы в литейном производстве, антикоррозионного покрытия металлов, а также в качестве эмульгатора для приготовления битумной эмульсии.

Высокое содержание в ГС смолоподобных веществ (более 45%), низкая стоимость (25 руб/т) и сходство по вязкостно-температурным характеристикам с битумом МГ-70/130 являются предпосылками для применения ее в качестве вяжущего при закреплении подвижных песков и укреплении грунтов.

Результаты исследований свойств госсиполовых смол семи различных масложиркомбинатов (МЖК) показали, что все они, отвечая требованиям ОСТ 18-114-73, отличаются изменением характеристик в широких диапазонах.

Применение ГС для закрепления и укрепления песчаных грунтов требует снижения ее вязкости путем разогрева, растворения с добавлением органических растворителей или эмульгирования. Учитывая непостоянство свойств ГС, а также удобство применения их в эмульгированном виде, нами совместно с институтом химии растительных веществ АН УзССР установлены критерии и интервалы варьирования показателей ГС, при которых возможно получение эмульсий с требуемыми свойствами: число омыления 150-200 мг КОН/г, кислотное число 60-80 мг КОН/г, выход жирных кислот 65-85%, условная вязкость $\leqslant 50\ C_5^{60}$.

Для обеспечения ветроэрозионной устойчивости защитного покрытия на поверхности дефлируемых песков необходимо такое вяжущее, которое обеспечило бы получение материала с упруговязкопластичными свойствами с реологической моделью Максвелла – Шведова – Кельвина.

С целью установления оптимальной концентрации эмульсии и норм расхода на единицу площади поверхности песков с различным гранулометрическим составом для получения требуемой структуры защитного покрытия были проведены испытания образцов. В результате проведенных испытаний было установлено, что следует использовать эмульсию 25%-ной концентрации.

Одним из основных условий обеспечения закрепления песков является тепловлажностная характеристика подкоркового слоя, в котором находятся посеянные до нанесения вяжущего семена пустынных растений. Защитный слой должен обеспечить сохранение почвенной влаги и повышенную температуру в вегетационный период.

Исследования, проведенные на каракумском песке с защитным покрытием оптимальной структуры показали, что температура в

4663

подкорковом слое при температуре окружающей среды 70–80°С в полтора – четыре раза меньше, чем над защитным покрытием. Такой режим в подкорковом слое предотвращает ожоги молодых всходов. Изучение изменения влажности под покрытием выявило образование "буферного слоя" сухого песка на глубине 1,5–2 см, препятствующего диффузии паров воды из нижних слоев. Установлено, также, что испаряемость влаги из–под защитного покрытия в 6–8 раз ниже, чем на открытой поверхности песков.

Были проведены опытные работы по установлению влияния защитной корки из смолы на прорастание некоторых видов пустынных растений (см.таблицу).

Наименование семян	Всхожесть, %, при глубине посева, см					
	0	1	2	3	4	5
В районе станции Исатай						
Черкез	27	0	0	0	0	0
Адраспан	32	38	31	31	31	19
Ежа сборная	48	72	72	56	45	63
Саксаул черный . .	72	63	63	58	42	38
В районе станции Чарджоу						
Черкез	22	0	0	0	0	0
Адраспан	50	52	43	58	38	43
Ежа сборная	41	46	32	30	31	44
Саксаул черный . .	29	29	28	26	29	28

Семена сеяли на разную глубину – от 0 до 5 см. После посева песчаную поверхность на глубину 0,5–1 см обрабатывали эмульсией 25%-ной концентрации с расходом 3,5 л/м^2. Семена растений, находившихся в непосредственном контакте с госсиполовой смолой не погибли, а показали хорошую всхожесть – более 60%. Через год приживаемость растений под защитной коркой составила 45–50%.

Наше предложение о возможности применения госсиполовой эмульсии для закрепления песков нашло использование при строительстве автомобильной дороги Чарджоу – Мары. Приготовление эмульсии производилось битумно–эмульсионной базе спецколонны № 67 треста Средаздорстроя. Эмульсия наносилась автогудронатором на базе автомобиля ЗИЛ–130. За один проход закреплялась полоса шириной 25–40 м. При скорости автомобиля 4,5 км/ч расход вяжущего составил 3,5–4 л/м^2. К маю 1977 г. объем пескозакрепительных работ составил более 80 га, в результате чего был достигнут экономический эффект в сумме 65 тыс.руб.

Госсиполовая смола, согласно нашему предложению, была применена также и для укрепления барханных песков при строительстве автомобильной дороги Чарджоу – Мары взамен битумной эмульсии. Для испытаний смеси приготовлялись в соответствии с СН 35–74.

4663

Расход эмульсии 25%-ной концентрации составлял 8 и 10%. При этом модуль упругости, определенный через 3 сут, соответственно был равен 9700 и 5700 кгс/см^2, что вполне отвечает техническим условиям. Положительные результаты лабораторных и производственных испытаний позволили строителям автомобильной дороги Чарджоу - Мары наладить производство эмульсии и использовать ее для создания защитного экрана взамен битумной эмульсии. К настоящему времени с помощью госсиполовой эмульсии песчаные грунты укреплены на протяжении 10 км, в результате чего получена экономия в сумме 42 тыс.руб.

Таким образом, установлена возможность применения госсиполовой смолы (нового, дешевого и доступного вяжущего) для закрепления подвижных песков и укрепления песчаных грунтов.

А. А. Адылов
(САНИИРИ, Ташкент)

ПРИМЕНЕНИЕ ЛЕССОВЫХ ГРУНТОВ, ЗАКРЕПЛЕННЫХ ПОЛИМЕРАМИ, В КАЧЕСТВЕ ФИЛЬТРА ЗАКРЫТОГО ГОРИЗОНТАЛЬНОГО ДРЕНАЖА

Огромные масштабы и высокие темпы мелиоративного строительства выдвигают необходимость мелиорации земель в число важнейших народнохозяйственных проблем. Одной из составных частей мелиорации является устройство различных типов дренажа, из которых наиболее распространенным является закрытый горизонтальный дренаж.

В настоящее время в качестве фильтра используют несвязные материалы, песчано-гравийные смеси, искусственные минеральные ткани, маты, войлоки, торф и др. Из различных видов материалов, применяемых в качестве фильтров, наибольшее распространение получили песчано-гравийные обсыпки. Недостатком этого фильтра является относительно высокая стоимость, обусловленная затратами на разработку карьера, сортировку смеси, транспортирование до места укладки. В условиях Голодной степи стоимость 1 м^3 песчано-гравийного фильтра составляет 11 руб., а удельный вес стоимости фильтрующей обсыпки составляет более 35% общей строительной закрытой дрены. Кроме того, недостатком этого фильтра является то обстоятельство, что при попадании воды в наддренную полосу образуется пульпа и по контакту материкового грунта и обратной засыпки грунта проникает в песчаный фильтр, заливая его.

В связи со сказанным выше встал вопрос о разработке таких конструкций закрытых дрен, при которых можно было бы экономить гравийную обсыпку или заменять ее более дешевым фильтром из искусственного материала и которые не имели бы отмеченных недостатков.

В наших опытах была разработана как в лабораторных, так и полупромышленных условиях технология получения из лёссовых грунтов с добавкой водорастворимого полимера (типа К) искусственно-

Грунты	Коэффициент неоднородности	Коэффициент пластичности	Объемный вес до опыта, т/м^3	Градиент		Коэффициент фильтрации, м/сут	Состояние грунта
				$J_{кр}$	$J_{оп}^{макс}$		
Грунт № 60	1,5	6	1,2	–	0,82	0,0006	Ненарушенная структура
Грунт № 62	4	7	1,35	–	0,6	0,0005	Монолит
Грунт № 63	3,85	10	1,4	0,55	0,59	0,0004	Монолит
Искусственный фильтр с 0,5% полимера К–9	15	–	1,1	–	0,8	0,075	Искусственно гранулированный грунт
То же, с 1% полимера К–9	5	–	1,06	–	0,5	0,13	Искусственно гранулированный грунт
Грунт № 60 + фильтр с 0,5% полимера К–9	–	–	1,2–1,06	10,2	17,2	0,00085–0,003	Искусственно гранулированный грунт
То же, с 1% полимера К–9	–	–	1,2–1,06	7	10	0,0001–0,0025	Искусственно гранулированный грунт

го гранулированного фильтра, приближающегося по своим фильтрационным свойствам к песчано-гравийным обсыпкам. Устройство фильтров из искусственно гранулированных лёссовых грунтов над дренажными трубами с целью защиты их от заиления способствует не только долговечности дренажа, но и изменению в положительную сторону его водоприемной способности.

Полимерные материалы К-4 и К-9 давно нашли применение в области почвоведения для так называемого оструктуривания почв. Агротехнический эффект, а также механизм взаимодействия полимерного препарата с почвой в достаточной степени отражен в работах многих исследователей.

Нами рассматривается вопрос, касающийся использования полимеров К-4 и К-9 для создания фильтрового материала, заменяющего песчано-гравийный фильтр при устройстве закрытого горизонтального дренажа. Учитывая высокую стоимость песчано-гравийных смесей, создание искусственно закрепленного гранулированного материала из местных лёссовых грунтов, не уступающих по своим физико-механическим и фильтрационным свойствам традиционно используемым материалам, позволит значительно снизить затраты.

Технология получения искусственно гранулированных грунтов заключается в добавлении к грунту водного раствора полимера К-4 или К-9 и последующего механического перемешивания смеси. Механическое перемешивание может производиться в растворомешалке или агломераторе барабанного типа.

Существенное значение имеют исходная влажность грунта, род грунта, доза полимерного материала и время перемешивания смеси. Эксперименты, проведенные с супесчаными грунтами в агломераторе барабанного типа, показали, что при влажности $W = 17\%$ и продолжительности окатывания 15 мин было получено 72% гранул диаметром меньше 1 мм; при окатывании в течение 25 мин было получено 90% гранул размером от 5 до 0,1 мм и максимальной крупностью до 20 мм. При закреплении суглинистых грунтов с увеличением продолжительности окатывания от 10 до 25 мин (при $W = 29\%$) происходит увеличение размеров гранул. При продолжительности окатывания 10 мин действующие диаметры $d_{10} = 0{,}25$ мм и $d_{60} = 1{,}6$ мм, а при 25 мин – соответственно $d_{10} = 0{,}45$ мм и $d_{60} = 1{,}9$ мм. При влажности грунта 23% и различной продолжительности окатывания действующие диаметры гранул следующие: при 5 мин $d_{60} = 0{,}5$ мм; при 10 мин $d_{60} = 1{,}3$ мм; при 15 мин $d_{60} = 1{,}6$ мм; при 20 мин $d_{60} = 2{,}3$ мм. Максимальные размеры гранул колеблются от 10 до 20 мм. Таким образом, можно полагать, что оптимальная продолжительность окатывания составляет 15 мин. Лабораторные исследования показали, что оптимальная доза полимерного препарата для получения качественных гранул, отвечающих требуемым условиям, составляет 0,5–1% веса сухого грунта.

В таблице приведены коэффициенты фильтрации суглинистых грунтов, обработанных полимерным препаратом К-4, и коэффициент фильтрации грунта обратной засыпки дренажной траншеи. Сравнение этих данных показывает, что коэффициент фильтрации грунто-поли-

мерной смеси почти в 10 раз больше, чем у грунта обратной засыпки, необработанного полимерным препаратом.

Водно-физические свойства искусственно-гранулированного грунта достаточно стабильны и отвечают требованиям, предъявляемым к фильтровому материалу закрытых горизонтальных дрен:

Усадка линейная, %	2 – 6
Набухание при различных нагрузках,%	0,8 – 2
Скорость размокания, с:	
необработанного полимером грунта	30 – 380
грунто-полимерной смеси при дозе К-4 0,1-1%	практически не размокает

Длительные опыты по определению деформационных изменений искусственных гранул показали, что при воздействии соответствующих расчетных нагрузок отдельные гранулы практически не деформируются.

В настоящее время в условиях Голодной степи построены две опытные дрены с использованием искусственно гранулированных грунтов в качестве фильтров, заменяющих гравийно-песчаную смесь, и ведутся систематические натурные наблюдения.

А. А. Акимов
(Украинский институт инженеров водного хозяйства, Ровно)

ХИМИЧЕСКИ СТОЙКИЕ ОСНОВАНИЯ ИЗ ЗАКРЕПЛЕННОГО ГРУНТА

При воздействии соляной, серной, азотной и других кислот на лёссовидный грунт, а также на железобетонные и металлические конструкции фундамента происходят деформации, которые приводят к значительным повреждениям зданий и сооружений.

Полы склада серной кислоты объединения "Азот" в Ровно выполнены из бетонной плиты, гидроизоляционного слоя и кладки из кислотостойкого кирпича. В основании полов и фундаментов – лёссовидная супесь, уплотненная тяжелыми трамбовками. В результате проливания кислоты и образования ее паров происходило нарушение гидроизоляции в местах стыков, набухание и разрушение железобетона металлических элементов конструкций и проникание кислоты в грунт. Серная кислота, попавшая в грунт, сильно его разжижала. Реакция кислоты с водонасыщенным грунтом, идущая с большим выделением газа, вспучила поверхность грунта. Все это привело к полному разрушению пола и деформациям несущих конструкций.

Для предотвращения деформаций пола и усиления фундаментов предложены химически стойкие основания из закрепленного грунта. Для устройства таких оснований были опробованы различные способы закрепления лёссовидных супесей Украинского Полесья нарушен-

ной и ненарушенной структуры, а также местные среднезернистые пески. Емкость поглощения лёссовидных супесей 13–15 мг/экв. Лабораторные исследования проводились в приборе, где через отобранный грунт под давлением 5–20 тс пропускался раствор для закрепления.

Лёссовидные супеси нарушенной структуры (насыпные) закреплялись однорастворной силикатизацией с различной плотностью раствора силиката натрия, а именно: 1,1; 1,13; 1,15; 1;18; 1,2 г/см^3 с модулем 2,6 и различным объемным весом скелета насыпного грунта – от 1,3 до 1,6 г/см^3.

После закрепления и трехдневного хранения образцы грунта испытывали на водостойкость. Образцы грунта, закрепленные раствором силиката натрия плотностью 1,18 и 1,2 г/см^3, водостойки, а образцы грунта, закрепленные раствором меньшей плотности в воде, распадались на кусочки или полностью рассыпались. Лучшее закрепление получено для образцов грунта объемным весом скелета 1,5 г/см^3 и плотностью раствора силиката натрия 1,18 г/см^3. Прочность на раздавливание составляла 2,56 кгс/см^2. Закрепленная лёссовидная супесь имеет шелушение на поверхности при погружении ее в серную кислоту.

Прослеживается зависимость водостойкости закрепленного грунта от объемного веса скелета грунта и плотности раствора. Чем больше плотность раствора силиката натрия, тем меньший требуется объемный вес скелета грунта, при котором он становится водостойким.

Прослеживается зависимость водостойкости закрепленного грунта от содержания гипса. Увеличение содержания гипса до 4% ведет к повышению прочности в 5 раз, дальнейшее увеличение – к снижению прочности, а при 10%–ном содержании гипса закрепленный грунт становится неводостойким.

В качестве оснований под полы склада серной кислоты опробованы также местные мелко– и среднезернистые пески, которые нейтральны к воздействию серной кислоты.

Большая фильтрационная способность песков не позволяет предохранить лёссовидные супеси от воздействия серной кислоты, поэтому предлагается закрепить пески, сделав их непроницаемыми с повышенной прочностью и стойкостью против воздействия серной кислоты. С этой целью проводились исследования по закреплению песков мочевино–формальдегидной смолой (смолизация), а также сложным раствором, состоящим из раствора силиката натрия плотностью 1,19 г/см^3 в смеси с коагулянтом (гелем на основе серной кислоты).

Среднезернистые пески, закрепленные мочевино–формальдегидной смолой, обладают прочностью 1,2 кгс/см^2, водостойки, но химически не стойки. При погружении образцов в серную кислоту их разрушение происходило в течение 10 мин. Закрепление песков однорастворной силикатизацией сложным раствором силиката натрия в смеси с коагулянтом дало удовлетворительные результаты. Этот способ и был заложен в проект устройства химически стойкого основания под полы склада серной кислоты на заводе объединения "Азот".

Закрепление рекомендуется проводить наливом по картам. Для закрепления песков предлагается раствор, состоящий из двух частей, соединяющихся за 30 мин до закачивания. Каждая часть приготовляется в отдельной емкости.

В помещениях, где возможен разлив фосфорной, азотной и соляной кислот, рекомендуется устраивать химически стойкие полы из глинистого грунта, закрепленного обычной силикатизацией.

В. М. Алексеев, Г. А. Липсон
(ВИСИ, Воронеж)

ВЛИЯНИЕ СТРУКТУРЫ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ НА ПРОЦЕССЫ ИХ ЭЛЕКТРОХИМИЧЕСКОГО ЗАКРЕПЛЕНИЯ

Одним из перспективных методов преобразования природы глинистых грунтов с целью повышения их несущей способности является обработка электрическим током с применением различных химических реагентов.

Несмотря на то что электрохимическим методам закрепления грунтов посвящены многочисленные исследования как в СССР, так и за рубежом, теоретическая основа этих методов разработана недостаточно. Так, еще не решен вопрос о механизме и закономерностях изменения прочности грунтов в зависимости от условий электрообработки.

На современном этапе развития технической мелиорации грунтов все большее внимание исследователей привлекает возможность проникновения в процессы, происходящие на структурном уровне и способные более успешно решать задачи улучшения свойств грунтов. Разработка этой проблемы необходима для управления процессами электрохимического закрепления применительно к различным инженерно-петрографическим типам структуры.

В связи с этим в задачу исследований входило выявление влияния состава коллоидно-дисперсных минералов и инженерно-петрографических типов структур глинистых пород на процесс их электрохимического закрепления. Исследования проводились на делювиальных гидрослюдисто-каолинитовых суглинках ненарушенной структуры, а также на моделях структур, отвечающих гранулометрическому и минералогическому составу лёссовых пород.

Стабилизация лёссовых грунтов электрическим методом проводилась в осмометрах при силе тока 2 – 4 А, напряжением 50–80 В и плотности тока 30–40 мА/см^2, подаваемого на металлические электроды. Продолжительность опытов определялась моментом установления постоянного электрического сопротивления грунта. По окончании опытов производились послойные физико-химические исследования прошедшего электрообработку грунта. Электрообработка грунтов различных структур производилась как при инъекции дистиллированной воды, так и с добавками карбоната кальция и хло-

ристого кальция. Карбонат кальция вводили в образцы до их электрообработки в количестве 10% веса твердой фазы. Хлористый кальций инъецировали в виде 1%-ного водного раствора. Продолжительность электрообработки составила от 10 до 60 ч.

Образцы лёссовых грунтов различных структур после электрообработки испытывали на размокаемость, прочность при одноосном сжатии, просадочность, а также производили серию химических анализов и микроскопических исследований.

Из табл. 1 можно видеть, что емкость поглощения грунтов различных структур под воздействием электрического тока претерпевает значительные изменения, что указывает на преобразование физико-химической природы поверхности частиц.

Таблица 1

Структура	Коэффициент структурной цементации k_c	Емкость поглощения, мг-экв	
		до электрообработки	после электрообработки с добавкой 1%-ного раствора $CaCl_2$
Агрегативно-слитая	5	30,6	10,5
Агрегативная	3,5	26,1	11,4
Агрегативно-зернистая	2,9	12,6	11,3

Однако эти преобразования существенно различаются в зависимости от структуры. Наиболее энергетически активными оказываются агрегативно-слитые структуры с большей емкостью обмена. В структурах с малой емкостью обмена (агрегативно-зернистых) возникновение новообразований затруднено ввиду слабого проявления обменных реакций, на что указывает незначительное изменение емкости поглощения после электрообработки. Таким образом, интенсивность физико-химических процессов и сопутствующих им химических реакций тесно связана со структурой грунта, емкостью поглощения, составом обменных катионов и, следовательно, с дисперсностью и минералогическим составом.

Все это приводит к тому, что грунты различных структур закрепляются неодинаково.

В табл. 2 представлены эффективность электрохимического закрепления различных структур при преобладающем составе коллоидно-дисперсных минералов, а также их прочность до и после электрохимического закрепления.

Можно видеть, что рост интенсивного воздействия на лёссовые грунты электрохимического закрепления может быть поставлен в зависимость от типа структур в следующий ряд: агрегативно-зернистые, агрегативные, агрегативно-слитые. В области зернистых структур эффективность электрохимического воздействия уменьшается, что можно объяснить отсутствием в этих структурах доста-

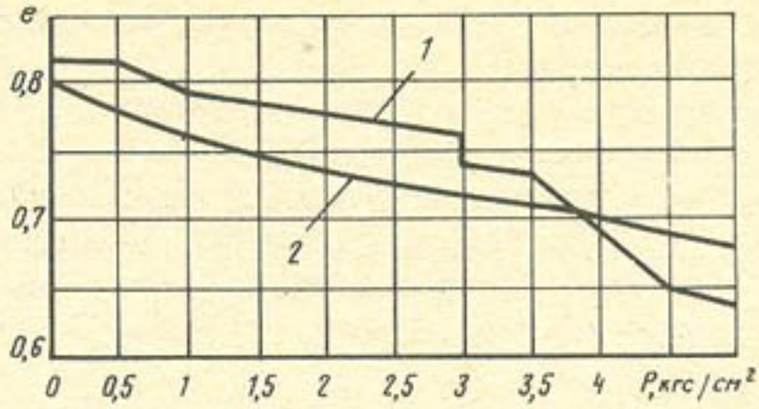
Таблица 2

Структуры	Эффективность электрохимического закрепления различных структур при преобладающем составе минералов		Прочность структур, кгс/см^2			
			до закрепления		после закрепления	
	монтмориллонита	каолинита	монтмориллонита	каолинита	монтмориллонита	каолинита
Агрегативно-слитые 3-4 . . .	+	+	6	2	12	4
Агрегативные 3-3	+	+	5,2	1,7	10	2,8
Агрегативно-зернистые 1-3 ..	+	-	4,2	1,5	7	17

точного количества веществ, способных вызвать синтез новых минеральных соединений, приводяших к упрочнению структурных связей. Прочность образцов агрегативно-зернистых структур, в минералогическом комплексе которых преобладал каолинит, после электрохимической обработки практически не отличалась от исходной до закрепления. В то же время агрегативные структуры с преобладанием в минералогическом комплексе монтмориллонита после электрообработки с внесением солей кальция показали прочность на сжатие 6-12 кгс/см^2.

Создание такой прочности объясняется резким упрочнением структуры за счет новообразований (типа кальцита). Закрепление грунтов этих же структур, но с преобладанием каолинита в минералогическом составе оказалось менее эффективным. Прочность каолинитовых образцов на сжатие составила от 0 - 4 кгс/см^2.

Это объясняется различными условиями протекания процесса электролиза в каолинитовых и монтмориллонитовых образцах, хотя по составу присутствуюших ионов поровый раствор каолинита имеет некоторое сходство с поровым раствором монтмориллонита. Однако внутренних ресурсов для образования шелочной и кислой зон у каолинита очень мало. Так как у катода концентрируются соли одновалентных металлов, эта зона не закрепляется. У анода совершенно недостаточна кислотность для растворения алюминиевого электрода, поэтому надлежашего закрепления каолинита в этой зоне также не наблюдается. Таким образом, электрохимическое закрепление лёссовых грунтов может быть эффективным для структур, содержаших в своем составе достаточное количество компонентов, способных к образованию цементируюших веществ. Эти вещества создают дополнительные связи упрочнения между частицами и агрегатами лёссового грунта, в результате чего создается новая водоустойчивая структура, не обладаюшая просадочными свойствами.



Результаты испытания лёссового грунта на просадочность до и после его электрообработки
1 – незакрепленный грунт; 2 – закрепленный грунт

Анализ рисунка, на котором представлены результаты испытания лёссового грунта агрегативной структуры на просадочность с введением добавок хлористого кальция и дистиллированной воды, показывает, что обработка грунта электрическим полем без введения солей уменьшает просадочные свойства более чем в 3 раза, однако не ликвидирует их. Электрообработка с внесением хлористого кальция полностью устраняет просадочные свойства. Полученные результаты позволяют рассматривать электрохимическое закрепление как комплекс сложных физико-химических процессов, преобразующих структуру грунтов.

Таким образом, имеются условия для оценки эффективности воздействия постоянного тока и химических добавок на закрепление различных инженерно-петрографических типов структур.

В. П. Ананьев, В. Ю. Зеленский,
Л. П. Шувалова, С. В. Трусова,
В. В. Белоключевский
(РИСИ, Ростов-на-Дону)

К ВОПРОСУ О СИЛИКАТИЗАЦИИ ЛЕССОВЫХ ГРУНТОВ

Основными задачами работы по закреплению силикатизацией лёссовых грунтов района г.Сальска Ростовской области являлись определение эффекта силикатизации различными по плотностям растворами жидкого стекла при разной природной влажности лёссовых грунтов и определение "надежного" радиуса закрепления. Исследования выполнялись сотрудниками Ростовского БВНИР Промстройниипроекта и инженерно-строительного института.

В районе г.Сальска лёссовые грунты залегают сплошным покровом толщей 24–26 м на тяжелых суглинках или на глинах нижне-

четвертичного возраста. В толще суглинков прослеживается два-три горизонта погребенных почв. Грунтовые воды располагаются глубже 24 м. Лёссовые грунты представлены довольно однородными средними и тяжелыми макропористыми желто-бурыми суглинками, среди которых иногда встречаются маломощные прослои легких суглинков. В свежих изломах образцов наблюдаются включения ("белоглазки") крупных кристаллов и друз гипса (до 1 - 1,5 см). В целом этот район характеризуется грунтами П типа по просадочности.

Свойства лёссовых грунтов были изучены на 14 площадках. Лабораторные анализы показали, что эти грунты являются пылеватыми суглинками (частицы фракции 0,05-0,005 мм составляют 60-70%, менее 0,005 - 20-30%). Природная влажность грунтов лежит в интервале 0,1-0,22. При этой влажности объемный вес грунта колеблется от 1,62 до 1,74 г/см^3. Общая пористость составляет 0,45-0,5. В составе глинистой части грунтов основное место занимают гидрослюды (12-15% веса всего грунта), в меньшем количестве присутствуют монтмориллонит (3-5%), хлорит (около 3%) и отдельные частицы каолинита. Из числа минералов-солей выявлены гипс, тенардит и галит. Общее количество водорастворимых солей достаточно велико и в отдельных случаях достигает 1,4% веса всего грунта. Во всех случаях грунты содержат карбонаты (7-11%) в виде тонкодисперсных рассеянных в массе грунта частиц и включений "белоглазки". В погребенных почвах количество карбонатов резко снижается.

Все лёссовые грунты района г.Сальска по структурным характеристикам относятся к агрегативно-зернистому классу со слабыми смешанными коагуляционно-кристаллизационными связями.

После закрепления раствором силиката натрия (плотность раствора 1,1, 1,15 и 1,2 г/см^3) влажность лёссовых грунтов, как правило, возрастала до 0,26, а объемный вес увеличивался до 1,83-1,93 г/см^3. Грунты при этом полностью теряли свои пластические свойства. При закреплении раствором плотностью 1,1г/см^3 пластичность частично сохранялась.

Изучение закрепленных грунтов под микроскопом показало, что они приобретают новую структуру. В основе структуры лежат крупные водопрочные агрегаты диаметром 2,5-3 см. Замечено, что количество и размер агрегатов находятся в зависимости от плотности раствора жидкого стекла и влажности закрепляемого грунта. Особенно четко эта зависимость проявляется в пределах радиуса закрепления. Это хорошо видно из данных таблицы, составленной на основе микроагрегатного гранулометрического анализа.

Испытание сальских закрепленных грунтов показало, что наиболее высокую прочность на сжатие они получают также при плотности раствора 1,2 в интервале природной влажности лёссовых грунтов 0,1 - 0,15. В радиусе 0,1 м прочность достигает 1,16-1,4, в радиусе 0,35 м - 0,8-0,9 и в радиусе 0,65 м - 4,7-5 кгс/см^2. При плотности раствора 1,15 и при влажности грунтов 0,15 прочность закрепленных грунтов оказывается несколько меньшей.

Плотность раствора силиката натрия, г/см^3	Природная влажность суглинка	Содержание агрегатов в исходном грунте, %	Радиус закрепления, м	Содержание агрегатов в силикатированном грунте, %
1,2	0,2	7	0,1	78
			0,35	52
			0,5	15
1,15	0,15	7	0,1	88
			0,35	65
			0,5	58
1,1	0,1	6	0,1	83
			0,35	43
			0,5	19

Интересно отметить характер распределения жидкого стекла в период его нагнетания в грунт. В первый период нагнетания жидкое стекло заполняет все крупные поры грунта. Спустя 1 – 2 ч раствор жидкого стекла оттягивается в тончайшие микропоры (межчастичные поры). Крупные поры освобождаются от жидкого стекла, и оно остается только на их стенках в виде тончайших пленок. Из этого можно сделать вывод, что при силикатизации лёссовых грунтов в их закреплении особое значение приобретает межчастичная пористость. Она в данном случае является "эффективной" пористостью. Именно здесь оседает основная масса жидкого стекла и закрепляет грунт с помощью высокопрочных кристаллизационных связей. Крупные поры, видимо, выполняют роль только проводящих жидкое стекло каналов.

Таким образом, при силикатизации лёссовых грунтов целесообразно кроме общей (расчетной) пористости определять активную (проводящие поры размером $> 0{,}02$ мм) и эффективную (поры, участвующие в закреплении, размером $< 0{,}02$ мм) пористость.

Опытным путем было установлено также расстояние от инъектора, в пределах которого достигается закрепление необходимой прочности и водостойкости. Оно названо "надежным" радиусом. Результаты исследований показали, что для лёссовидных суглинков района г.Сальска это расстояние составило около 0,65 м при закреплении раствором плотностью 1,15 и 1,2 г/см^3. При закреплении раствором плотностью 1,1 г/см^3 "надежный радиус" составляет около 0,45 при общем радиусе инъецирования 0,65 м.

А. И. Архипов
(ДИИТ, Днепропетровск)

ЗАКРЕПЛЕНИЕ ГРУНТОВ ОСНОВНОЙ ПЛОЩАДКИ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА ЖЕЛЕЗНЫХ ДОРОГ МЕТОДОМ СИЛИКАТИЗАЦИИ

Увеличение балластных углублений в основной площадке земляного полотна железных дорог под действием переменных нагрузок подвижного состава, а также атмосферных и температурных факторов встречается повсеместно. Распространенный метод борьбы с подобными деформациями путем устройства поперечных балластных прорезей оказывается малоэффективным, поскольку из балластных углублений отводится только свободная вода. Связанную воду дренированием удалить невозможно.

О.М.Резниковым был разработан метод лечения основной площадки земляного полотна подбалластными плитами, которые резко уменьшали давление от подвижного состава на ослабленные грунты основной площадки. Этот метод был проверен на Львовской и Одесско-Кишиневской железных дорогах. На всех деформирующихся местах, на которых были уложены подбалластные плиты, была достигнута полная стабилизация, в то время как на соседних участках продолжались просадки пути.

Под руководством профессора М.Н.Гольдштейна и Л.А. Смоляницкого был опробован метод омоноличивания нижнего слоя шебеночного балласта. Этот способ позволяет получить перекрывающую подбалластную плиту без разборки рельсошпальной решетки. Практическое применение указанного способа на Львовской и Одесско-Кишиневской железных дорогах показало высокую эффективность цементации. Таким образом, опыт, накопленный Днепропетровским институтом инженеров транспорта (ДИИТом), показывает, что наиболее целесообразным способом борьбы с деформациями основной площадки является устройство перекрывающих плит.

Однако оба описанных способа из-за некоторых недостатков находят ограниченное применение.

В 1973 г. профессор М.Н.Гольдштейн предложил повысить несущую способность земляного полотна путем создания распределяющей плиты из нижней части подбалластного слоя (когда он имеет повышенную толщину) с закреплением его силикатизацией. Изучение возможностей практической реализации этого предложения было осуществлено в 1973 г. геотехнической станцией ДИИТа на Одесско-Кишиневской железной дороге.

В качестве силикатного раствора была использована разработанная профессором В.Е.Соколовичем рецептура, представляющая собой смесь растворов жидкого стекла и кремнефтористоводородной кислоты. При создании подбалластной плиты методом силикатизации без добавочного давления основными требованиями к применяемой рецептуре являются: достаточная проникающая способность смеси; определенная продолжительность гелеобразования, позволяющая раствору проникнуть в массив на заданную глубину; прочность и долговечность. Количество кремнефтористоводородной кислоты и

плотности реагирующих растворов должны обеспечить проникание смеси на нужную глубину и получение прочного материала. С этой целью были проведены лабораторные опыты по определению продолжительности гелеобразования и оптимального объемного соотношения между реагирующими растворами, обеспечивающего проникание закрепляющего раствора на нужную глубину. Зная коэффициент фильтрации песчаного подбалласта, можно заранее подобрать такой раствор, который обеспечит заданную толщину подбалластной плиты.

Кроме того, изучался вопрос о количестве силикатизирующего раствора, которое необходимо для прочного закрепления песчаного подбалласта. Большая серия опытов, проведенных с этой целью, показала, что при заполнении пор раствором на 50% обеспечивается высокая прочность образцов на сжатие. Дальнейшая концентрация раствора в порах не вызывает существенного увеличения прочности. При плотности жидкого стекла 1,18–1,23 г/см^3 прочность при сжатии закрепленных образцов колеблется от 50 до 60кгс/см^2, причем вязкость жидкого стекла составляет 4–6 сПз. Дальнейшее повышение плотности жидкого стекла не ведет к существенному увеличению прочности, но в значительной мере влияет на вязкость раствора. Увеличение вязкости делает невозможной безнапорную силикатизацию.

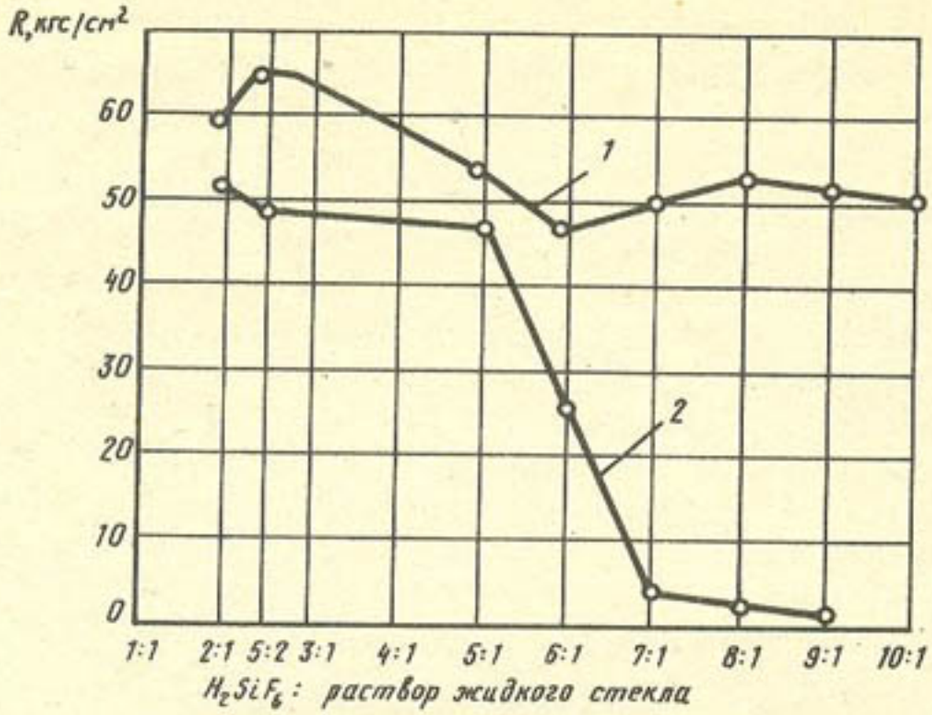
Существенное влияние на прочность закрепления имеет pH водной среды. Чем выше щелочность водной среды, тем усиленней происходит растворение кремнезема и тем больше падает прочность. В области средних значений pH = 5÷8, наиболее характерных для природных вод, растворение кремнезема незначительно.

Количество добавляемой к жидкому стеклу кремнефтористоводородной кислоты существенно не влияет на прочность образцов, выдерживаемых на воздухе. Однако если эти образцы поместить в воду и выдержать их там в течение месяца, то прочность резко падает с уменьшением количества кислоты (см.рисунок), что объясняется зависимостью скорости процесса гелеобразования от количества добавляемой к жидкому стеклу кислоты. Поэтому после фильтрации закрепляющего раствора в песчаный подбалласт целесообразно добавить такое количество кислоты, которое вызовет быстрое гелеобразование всего введенного раствора.

Динамические воздействия подвижного состава не влияют на прочность плиты, образованной путем силикатизации. Опыты, проведенные на моделях с пульсирующей нагрузкой, показали, что формирование плиты происходит так же, как если бы образцы находились в спокойном состоянии.

В полевых условиях для отработки технологии закрепления песчаного подбалласта была проведена серия опытов. Для этой цели была выбрана старая железнодорожная насыпь. Геологический разрез насыпи выглядел следующим образом: верхний слой толщиной 15 см представляет собой загрязненный щебень; ниже залегает пылеватый песок, толщина которого составляет 50 см; еще ниже – слой среднезернистого желтого песка толщиной 10–15 см; основная площадка и тело насыпи сложены из лёссовидного суглинка.

Экспериментальные работы заключались в том, что на глубину 15 см (до пылеватого песка) отрывались ямки на расстоянии 1 м



Зависимость предела прочности образцов при сжатии от объемного соотношения между H_2SiF_6 и раствором жидкого стекла
1 – сухие образцы; 2 – через 1 мес хранения в воде

друг от друга. В эти ямки заливался раствор жидкого стекла плотностью 1,19 г/см^3, смешанный с раствором кремнефтористоводородной кислоты плотностью 1,04 г/см^3. Объемное соотношение между смешанными растворами было 5:1. Количество вылитой смеси в каждую ямку составило 100 л. Через месяц после заливки зоны вокруг ямок раскапывались. На глубине 15 см от поверхности, т.е. в толще мелкозернистого песка была обнаружена монолитная плита толщиной до 35 см, шириной 3,6 м. Плита разламывалась после нескольких сильных ударов ломом. Опытной заливкой удалось выявить зону распространения раствора, которая оказалась равной 0,8–1 м. При этом было установлено, что при безнапорной силикатизации образуется силикатная плита в песчаном подбалласте.

Сейчас проводятся опытные работы по внедрению силикатизации на одном из участков Одесско-Кишиневской железной дороги. В случае успеха железнодорожники получат для аналогичных природных условий простой, эффективный и дешевый метод борьбы с деформациями основной площадки земляного полотна. Стоимость закрепления силикатизацией 100 м пути составляет 490 руб.

Е. Т. Базин
(КПИ, г. Калинин)

К ВОПРОСУ ЭЛЕКТРОХИМИЧЕСКОГО ЗАКРЕПЛЕНИЯ ТОРФЯНЫХ ГРУНТОВ

Для выбора оптимального режима электрохимического воздействия на торфяные грунты были проведены исследования протекающих при этом процессов.

4663

Торфяные грунты состоят из огромного количества твердых органических и минеральных частиц, имеюших исключительное разнообразие форм, размеров и взаимных расположений, а также обладаюших большой способностью к физико-химическим взаимодействиям между средой и фазой.

При электроосмосе в торфяных грунтах происходит направленное перераспределение ионов. К катоду передвигаются катионы и молекулы воды, а к аноду – анионы. Вместе с ионами переносятся молекулы растворителя. Подвижность катионов больше, чем анионов. Свободные катионы в отличие от связанных анионов более гидратированы. Поэтому к катоду перемешается больший поток жидкости.

С возрастанием напряжения и силы электрического тока увеличиваются расход и скорость переноса жидкости в торфяных грунтах. Для равновесного состояния определены значения коэффициентов электроосмотической фильтрации ($k_э = 0{,}9 \cdot 10^{-5}$ см$^2 \cdot$ В$^{-1} \cdot$ с$^{-1}$ для верхового и $k_э = 3 \cdot 10^{-5}$ см$^2 \cdot$ В$^{-1} \cdot$ с$^{-1}$ для низинного торфяного грунта) и электроосмотического переноса ($k_{о.э}$ равно 0,2 и 0,3 см^3/К соответственно). Полученные значения $k_э$ довольно близки по величине к абсолютной скорости передвижения катионов в минеральных грунтах под действием электрического тока, которая в среднем составляет $3 \cdot 10^{-5}$ см$^2 \cdot$ В$^{-1} \cdot$ с$^{-1}$. Это подтверждает предположение о том, что перенос катионов вызывает передвижение влаги, так как они более гидратированы, чем анионы. В связи с этим нельзя ожидать получения коэффициентов электроосмотической фильтрации, превышаюших скорости движения катионов при электроосмосе и в торфяных грунтах.

Низкие значения электрокинетического потенциала торфяных грунтов (табл. 1), рассчитанные по формуле Смолуховского с учетом зависимости вязкости и диэлектрической проницаемости среды от температуры раствора, объясняются объемным расположением в агрегате ионогенных групп, электроотрицательность которых частично подавлена присутствующими в грунте ионами металлов и водорода.

В результате направленного передвижения ионов, окислительно-восстановительных реакций у электродов и других явлений в анодной части монолита торфяного грунта образуется кислая (pH = 2,5), а в катодной – шелочная (pH = 12) зоны, в которых механизм ионообменных, структурообразовательных и других процессов различен. У анода (в кислой среде) обменивается в основном водород СООН-групп, а у катода (в шелочной среде) возрастает емкость обмена как с увеличением доступности СООН-групп к взаимодействию с ионами среды за счет их ионизации, так и с повышением реакционной способности фенольных гидроксилов. Катионы передвигаются к катоду и скапливаются в прикатодной зоне (табл. 2), а также частично унисятся вместе с фильтратом. Легкорастворимые и подвижные соединения ионов K^+ и Na^+ вымываются транзитным потоком жидкости.

Обеднение межэлектродного пространства в ходе электроосмоса катионами – основными носителями электрических зарядов – вызывает увеличение сопротивления образца торфяного грунта. По мере образования водородной формы торфяного грунта (подвижные ионы

4563

Таблица 1

Градиент потенциала E, В/см	Сила тока, $1 \cdot 10^3$, А	Сопротивление, $r \cdot 10^3$, Ом	Удельная электропроводность $E_1 \cdot 10^{-5}$, $Ом^{-1} \cdot см^{-1}$	Расход жидкости $Q \cdot 10^{-3}$, $см^3/с$	Скорость переноса воды $v \cdot 10^{-5}$, см/с	Температура t, °C	Электрокинетический потенциал ζ, мВ	pH фильтрата
			Шейхцериевый торф R = 40%					
1	18,5	1,08	12,6	5,34	3,56	21,7	-5,1	4,6
2	35,3	1,13	11,7	11	7,33	22,4	-4,98	7
3	49,6	1,2	10,9	14,7	9,8	22,3	-4,45	8,74
5	79,8	1,25	10,6	24,5	16,3	23,6	-4,42	9,14
7,5	107,9	1,39	9,65	31,7	21,14	24,1	-3,76	9,75
10	140	1,43	9,34	40	26,6	21,8	-3,7	10,15
15	263,5	1,14	11,65	81	54	28,7	-4,38	10,95
			Медиум-торф, R = 10%					
1	12,5	1,6	8,4	1,6	1,07	21,7	-1,48	5,47
2	24	1,66	8	2,78	1,85	21	-1,29	8,90
3	29,5	2,03	6,57	4,42	3,14	19	-1,55	9,82
5	48	2,08	6,4	8,29	5,53	18	-1,65	9,97
6	55,5	2,18	6,16	10	6,67	18,6	-1,65	10,14
10	105,5	1,9	7,08	17,9	11,92	27,5	-1,49	11,86

Таблица 2

Катионы	Начальное содержание катионов, %	Содержание катионов, %						
		Сечение по длине монолита от анода, мм						
		0–25	25–55	55–85	85–115	115–145	145–175	175–200
Шейхцериевый торф R =40%								
Ca^{2+}	39,3	15,5	15	23,3	34,5	46,6	44,6	82,4
Mg^{2+}	8,8	4,3	3,8	4,2	7,6	5,8	5,1	26,4
Fe^{3+}	3,6	16,9	14,8	5,1	0,8	0,8	0,7	3,4
Al^{3+}	11,8	20,5	15,6	9,2	5,2	5,3	6,6	6,6
		Сечение под длине монолита от анода, мм						
Медиум-торф, R = 10%		0–8	8–40	40–80	80–120	120–160	160–192	192–200
Ca^{2+}	24,6	14,8	10,1	14,2	16,8	13	11,6	47,2
Mg^{2+}	10,3	6,9	4,3	4,9	4,7	3,6	3,9	20,1
Fe^{3+}	0,8	4,8	3,3	0,7	0,7	0,5	0,4	12,9
W	92,2	68,4	86,5	88	89,7	89,7	87,2	84,5

металлов при электроосмосе замещаются ионом водорода) возрастает сопротивление анодной зоны, что приводит к перераспределению напряжения по длине образца. Это отрицательно сказывается на ходе процесса (абсолютные значения ζ -потенциала уменьшаются), поскольку значительная часть электроэнергии расходуется на преодоление сопротивления в уже отгенерированном участке грунта, вызывая его нагревание, в особенности при высоких градиентах потенциала (см.табл. 1). Развивающееся со временем неравномерное падение напряжения между электродами, особенно у анода, вызывает появление отрицательного давления в поровом растворе (до 30 мм вод.ст. и более при градиенте электрокинетического потенциала 10 В/см), которое наряду с обезвоживанием (см. табл. 2) приводит к уплотнению торфяного грунта.

Исследования показали, что в процессе сжатия грунта резко снижается его гидравлическая проницаемость, а влияние электроосмотической фильтрации увеличивается. Следовательно электроосмотическое передвижение влаги наиболее эффективно в торфяных грунтах с малой водопроницаемостью. Поэтому применение электроосмоса целесообразно на заключительной стадии консолидации торфяных оснований, когда скорость уплотнения значительно снижается вследствие уменьшения водопроницаемости грунта.

В. Н. Баранов, А. Т. Черный
(Промстройниипроект, Ростов-на-Дону)

КОСВЕННЫЕ МЕТОДЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ СИЛИКАТИРОВАННЫХ ГРУНТОВ

В исследовании физико-механических свойств закрепленных грунтов наиболее приемлемыми являются методы непосредственных экспериментальных определений соответствующих численных показателей. Однако такие исследования связаны с необходимостью выполнения большого объема сложных и длительных испытаний, требующих значительного количества природного материала. В то же время, по данным В.А.Приклонского, примерно 75% применяемых показателей может быть вычислено по результатам простейших определений. Особенно перспективно установление зависимостей между показателями инженерно-геологических свойств и косвенными характеристиками грунтов, которыми оперирует геофизика.

Исходя из требований одинаковой точности результирующей оценки среднего, можно всегда установить экономическую эффективность косвенных методов. Критерий целесообразности использования корреляционной зависимости можно записать в виде

$$r^2 \geq C_2 / C_1 , \qquad (1)$$

где r – коэффициент корреляции зависимости косвенных характеристик и интересующих нас инженерно-геологических показателей;

4663

C_1 и C_2 – стоимость единичных экспериментов, выполняемых для выявления характеристик соответственно путем "прямых" испытаний и на основе корреляционной связи.

Расчеты показывают, что среди геофизических характеристик лёссовых силикатированных грунтов требованию наибольшей информативности отвечает удельное электрическое сопротивление. Можно также отметить, что его замером сопутствует более высокий прирост информации (3,2 бита), чем при непосредственных испытаниях на прочность и деформируемость (1,65–2 бита). Причем электрометрические методы исследований как в лабораторных, так и в полевых условиях достаточно просты и надежны, коэффициент вариации составляет 8–11%.

Если качественная взаимосвязь физико-механических свойств и геоэлектрических параметров силикатированных грунтов была очевидна, то попытки установления количественных зависимостей между ними почти не предпринимались. Это обусловливалось тем, что на электропроводность незакрепленных и закрепленных грунтов оказывают влияние многочисленные факторы, а именно: пористость, влажность и температура грунта, количество и химический состав водорастворимых солей, структура и минералогический состав породы и т.д. Эти факторы влияют на электрические свойства пород в различных сочетаниях, что сильно затрудняет однозначную геологическую интерпретацию геоэлектрических данных.

Исследованиями авторов установлено влияние каждого из вышеназванных геологических параметров. При этом доказано, что наибольшее влияние имеют первые пять, которые, по существу, и определяют удельное электрическое сопротивление. На этой основе предложен способ оценки удельного расхода (количество жидкого стекла в 1 $м^3$ грунта) при силикатизации. При инъецировании растворов жидкого стекла в грунт его удельное электрическое сопротивление резко уменьшается в основном за счет изменения двух параметров: значительного повышения количества электролитов в порах и возрастания влажности. По окончании процесса силикатизации удельное электрическое сопротивление практически не изменяется, что позволяет определять удельный расход силиката натрия в любой момент после закрепления на грунтах естественной и нарушенной структуры и любой влажности. До сего времени количество жидкого стекла (плотностью 1,4 $г/см^3$), израсходованного на закрепление 1 $м^3$ грунта, устанавливается лишь по окончании работ путем обнажения или обуривания закрепленного массива с целью выявления его объема. Этот способ весьма трудоемкий, не дает возможности проконтролировать удельный расход закрепляющего реагента и оценить равномерность распределения жидкого стекла по радиусу.

Предлагаемым способом удельное количество израсходованного крепителя определяется сопоставлением концентрации водорастворимых солей в грунте до и после его закрепления, так как исследованиями авторов доказано, что введение 1 кг жидкого стекла в грунт приводит к повышению количества солей в нем на величину, эквивалентную 48 г хлористого натрия. Для этого измеряется удельное электрическое сопротивление либо незакрепленных и сили-

4663

катированных грунтов, либо водных вытяжек, приготовленных на них. Затем по удельному электрическому сопротивлению выявляется прирост содержания солей в закрепленном грунте. Изменение количества солей при силикатизации можно установить также по данным химического анализа водных вытяжек.

По замерам удельного электрического сопротивления грунтов вычисляется удельное сопротивление порового раствора

$$\rho_p = \frac{\rho}{1{,}8\, P_n\, P_{н.г}\, P_t}, \qquad (2)$$

где ρ – удельное электрическое сопротивление грунта; 1,8 – коэффициент, которым учитывается дисперсность породообразующего материала и его глинистость; P_n, $P_{н.г}$ и P_t – параметры, которыми учитывается влияние соответственно пористости, влажности и температуры (определяются по палеткам, приводимым в курсах по электрокаротажу).

По значению ρ_p рассчитывается концентрация внесенных водорастворимых солей.

Зная удельный расход силиката натрия, можно определить физико-механические свойства грунта, используя известную их зависимость от количества жидкого стекла.

Наличие зависимостей между физико-механическими свойствами силикатированных грунтов и удельным расходом жидкого стекла, с одной стороны, и между удельным расходом и электропроводностью, с другой, позволило теоретически обосновать существование между величиной ρ и прочностными R (или деформационными) характеристиками степенной корреляционной связи типа

$$R = a/\rho^k, \qquad (3)$$

где a и k – эмпирические коэффициенты, зависящие от свойств грунта.

Экспериментальные исследования подтвердили теоретическое предположение. На графике в билогарифмических координатах эта зависимость описывается прямыми линиями, имеющими коэффициент корреляции 0,8–0,9, что говорит о том, что связь является реальной и существенной.

Данные способы использованы при контроле качества закрепления грунтов основания на следующих объектах: жилого дома № 1 по ул. 3-я Баррикадная и поршневого завода (Ростов-на-Дону), хирургического корпуса больницы им. М.И.Калинина (Донецк) и др.

Например, при контроле качества закрепления грунтов основания фундаментов главного и административного корпусов поршневого завода в Ростове-на-Дону выполнялись электрокаротажные замеры удельного электрического сопротивления специальным зондом в сухих скважинах, которые бурились в закрепленных массивах на различном расстоянии от осей инъекции растворов и в незакрепленном грунте. В процессе бурения из контрольных массивов отбирались керны для определения прочности и влажности. По зависимостям (2) и (3) определялись удельный расход жидкого стекла и проч-

4663

ность в заданной точке массива. Расхождение между экспериментальными и расчетными данными не превышало 14%.

Вычисления по формуле (1) подтверждают, что применение рекомендуемых косвенных методов определения физико-механических свойств силикатированных грунтов является экономически целесообразным. Дальнейший контроль качества силикатизации проводился без отбора монолитов на основе электрокаротажных измерений закрепленного грунта, что позволило получить годовой экономический эффект в сумме 21 тыс. руб.

В. К. Баушев, Л. И. Косяк
(ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, Ленинград)

ИНЪЕКЦИЯ КРУПНОПОРИСТЫХ ПОРОД С БОЛЬШИМИ СКОРОСТЯМИ ФИЛЬТРАЦИИ

Анализ литературных и патентных источников показал, что в настоящее время строительная практика располагает достаточно апробированными способами инъекционного закрепления пород в условиях фильтрационного потока. Разработка новых рецептур быстротвердеюших смесей, наиболее близких по своим свойствам к искомым, проводилась лабораторией цементации с целью создания составов для беструбного крепления скважин. Сроки твердения этих смесей составляли от 15 до 1 мин при комнатной температуре. Композиции включали фурфурол, кислые отвердители, ацетон в качестве растворителя кислоты и небольшие добавки фурилового спирта (порядка нескольких процентов).

Работы показали, что уже составы: фурфурол 50 – 40%, бензолсульфокислота 40 – 50% и фуриловый спирт 10% – в отсутствие воды образуют смолу в момент слияния всех компонентов. Для получения смеси, твердеюшей в воде, необходимо активизировать приведенные выше составы. Причем с чем большей скоростью фильтрует вода, тем более активной должна быть смесь. Возрастания активности можно добиться как за счет увеличения количества отвердителя, так и за счет увеличения содержания активизирующей добавки (в данном случае фурилового спирта). Нами было использовано и то, и другое. Однако как количество кислоты, так и количество добавки не должно превышать некоторого предела, за которым активность смеси не возрастает, а падает. Наши лабораторные исследования показали, что наибольшей активности в зависимости от содержания бензолсульфокислоты смесь достигает при соотношении мономера и отвердителя 10 : 8. При отверждении фурфурола 35–40%-ным раствором серной кислоты в ацетоне оптимальное соотношение мономера и отвердителя составляет 10 : 5. Максимально активизирующее количество фурилового спирта по отношению к фурфуролу составляет 3:1. Активизирующее воздействие на исследуемые композиции оказывают и небольшие добавки ацетона. Ацетон вводится при приготовлении раствора бензосульфокислоты, ко-

торая при температурах до 50°С представляет собой кристаллическое вещество и не может быть в таком виде введена в мономер. Нами изучались смеси, включавшие раствор бензосульфокислоты в ацетоне, однако наряду с ними рассматривались и безацетоновые композиции, так как смеси готовятся непосредственно на строительной площадке, где работа с ацетоном требует ограничений и не всегда возможна по соображениям техники безопасности.

Были изучены и опробованы в натурных условиях рецептуры композиций, отверждаемых расплавом бензолсульфокислоты. Этот отвердитель, благодаря которому смеси обладают высокой активностью, а искусственный камень – большой прочностью, к сожалению, значительно осложняет технологию производства работ, особенно при низких положительных и отрицательных температурах. Температура плавления кислоты составляет 50°С, а поскольку отвердитель следует подавать расплавленным до места выпуска смеси, все подающее оборудование должно иметь значительную теплоизоляцию и начальный обогрев. Таким образом для возможности проведения работ в холодное время необходимо было найти новый отвердитель. Наряду с композициями, отверждаемыми расплавом бензолсульфокислоты и раствором ее в ацетоне, были изучены и опробованы в натуре рецептуры, обеспечиваюшие необходимую активность и технологичность смеси. Рецептура включает в качестве мономера смесь фурилового спирта и фурфурола и в качестве отвердителя – 80%-ный водный раствор бензолсульфокислоты. Оба компонента смеси являются легкоподвижными жидкостями, что позволяет использовать простейшее оборудование для их перекачивания и подачи в грунт. Смола, полученная в лабораторных условиях, представляет собой куски двоякого рода структуры – или твердый пористый пемзообразный материал прочностью 20–30 кгс/см^2 в возрасте примерно 1 мин (время, необходимое для изъятия и испытания образца), или глиноподобный плотный пластичный материал. Эти образования способны тампонировать ходы каменной наброски.

На первом этапе осуществляется подбор составов быстротвердеюших композиций в стеклянной посуде на воздухе. Дозировка компонентов производилась по массе, а смешение реагентов осуществлялось путем слияния жидкостей. Этим путем были опробованы составы, дающие мгновенную бурную реакцию, в результате чего образовывалась смола пористого строения.

Поскольку мы используем высокоактивные смеси, то принято решение подавать два компонента смеси раздельно. Для обеспечения смешения реагентов два канала, по которым поступают компоненты, должны иметь обший выпуск, длина которого определяет время смешения компонентов и подбирается таким образом, чтобы, обеспечив перемешивание, не допустить образования смолы в самом выпуске.

После отбора рецептур, дающих бурную реакцию на воздухе, перешли к опытам по подбору и исследованию композиций, твердеюших в стоячей и текушей воде, а также образуюших искусственный камень со шебнем при его обводнении и в условиях воздействия фильтрующего потока. Прочность искусственного камня в суточном

возрасте составляла 80–100 кгс/см^2, при закреплении щебня ($\bar{d}$ = 2÷3 см) скорость течения воды 1–2 см/с.

Помимо лабораторных исследований дважды были проведены опытно-производственные работы.

Летом 1973 г. на базе каскада Серебрянской ГЭС было организовано опробование разработанных ВНИИГом и предложенных для осуществления инъекции в основание русловой части плотины Серебрянской ГЭС-2 закрепляющих смесей, имеющих малые сроки твердения. Таким составом явилась рецептура (в объемных процентах): фуриловый спирт 37,5, фурфурол 12,5 и расплав бензолсульфокислоты 50.

Опытное закрепление каменной наброски в русле р. Туманная закрепляющими смесями приведенного выше состава, вводимыми в водный поток на глубину 0,3 м наливом с высоты 3 м, показало, что при скорости движения воды 21,5 см/с (18 580 м/сут) возможно мгновенное образование твердого пористого материала, способного закольматировать ходы фильтрации в каменной наброске.

В. К. Баушев, Л. И. Косяк, Д. М. Яшкуль
(ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, Ленинград)

УПЛОТНЕНИЕ МАЛОПРОНИЦАЕМЫХ ФИЛЬТРУЮЩИХ ГРУНТОВ И КОНСТРУКЦИЙ

Инъекционная пропитка малопроницаемых грунтов не всегда возможна в силу ряда имеющихся трудностей. Основная из этих трудностей состоит в необходимости сочетания низкой вязкости инъецируемого раствора и ограниченного времени твердения. С момента приготовления инъекционного раствора и начала инъекции все растворы увеличивают свою вязкость. Это является основным препятствием получения технически приемлемых радиусов закрепления. Обработка малопроницаемых водонасыщенных грунтов двухрастворным способом вызывает большие трудности неконтролируемого процесса смешения компонентов и весьма сложна в практическом осуществлении.

Значительные затруднения при химических способах уплотнения грунтов создает химическая несовместимость растворов и минеральных компонентов грунта. Предварительная обработка кислотами карбонатных пород добавляет лишнюю технологическую операцию.

Инъекционный раствор для уплотнения малопроницаемых водонасыщенных грунтов должен обладать рядом свойств, главными из которых являются: однорастворность; низкая, близкая к воде вязкость; минимальное или полное отсутствие токсичности; сохранение низкой вязкости в течение инъекции; образование водонерастворимого тампонирующего материала во всей зоне уплотненного грунта; индифферентность к химическому составу грунтовой воды и грунту; технологическая простота инъекции и долговечность инъекционного материала.

В этом плане представляет интерес работа по использованию силанов для закрепления грунтов, выполненная Н.И.Масловым и др. в Краснодарнипинефти и Краснодарнефтегазе, которую авторы освещают как первый опыт однорастворного инъекционного закрепления грунтов жидкими кремнийорганическими соединениями (метилтрихлорисилан, диметилдихлорсилан, триметилхлорсилан, фенилтрихлорсилан, метильные кубовые остатки и азеотроп кремнийорганического производства), вступающими в химическую связь с водой закрепляемых грунтов, чем и достигается давно поставленная задача перед исследователями, занимающимися закреплением грунтов. Однако в силу нестойкости инъекционной смеси и высокой опасности для обслуживающего персонала, работа которого должна осуществляться в противогазах, на существующей стадии разработки этот способ нельзя рекомендовать для закрепления грунтов в условиях гидротехнического строительства.

Снижение и полное исключение токсичности инъекционного материала является в настоящий момент главнейшей задачей при работе по уплотнению неустойчивых грунтов в тоннелях и других горных выработках, в которых вентилирование отсутствует или затруднено.

В нефтедобывающей промышленности Америки (патент США № 2 946 383, изобретатель Уильям Дж.Беарден и др.) было опробовано несколько составов, удовлетворяющих перечисляемым выше требованиям. Эти составы состоят из веществ, таких, как нафталин, канифоль, шеллак и др., растворенных ацетоном, этиловым спиртом. Наиболее перспективными материалами в этом плане являются растворы различной концентрации канифоли в ацетоне и в этиловом спирте (денатурате) или в спиртово-ацетоновых растворителях, широко используемых отечественной лакокрасочной промышленностью.

Такие однорастворные композиции (ориентировочный состав 1:1 по весу) близки по вязкости к воде, могут изготовляться заранее в заводских условиях и доставляться к месту производства работ в готовом виде.

Уплотнение фильтрующих материалов происходит в результате соединения инъецируемого раствора с грунтовой водой, разбавления в ней содержащего тампонирующий материал растворителя и выпадения из него водонерастворимого вещества в осадок. Такой механизм действия позволяет отнести предлагаемый способ уплотнения к чисто физическому.

Для закрепления и уплотнения грунта в условиях, исключающих токсические воздействия на окружающую среду, может быть рекомендован раствор канифоли в этиловом спирте. Канифоль абсолютно нетоксична, так как является продуктом переработки сосновой смолы (живицы) после отгонки от нее скипидара. Этиловый же спирт в известных концентрациях является пищевым продуктом. Такой тампонирующий состав может быть рекомендован для уплотнения и закрепления грунтов в невентилируемых горных выработках и для других сложных условий закрепления и противофильтрационного уплотнения грунтов. Названные уплотняющие смеси безразличны к pH грунтовой воды и уплотняемого материала, механизм их действия предельно прост.

В лабораторных условиях было осуществлено закрепление обводненного песка с $k_ф$ = 4,5 м/сут под слоем воды. Образовавшийся закрепленный слой грунта в результате воздействия на него насыщенного раствора канифоли в ацетоне удерживает воду в течение 3 лет при градиенте напора 32.

Такие материалы, как ацетон и этиловый спирт, не являются дефицитными и имеют широкое распространение. Канифоль же производится в нашей стране в относительно небольших количествах. Но по последним данным, на опытном заводе по производству нефтемаслопродуктов в г.Бердянске (Запорожская область) освоен новый вид продукции – синтетическая канифоль. Десятки тонн новой продукции были отправлены потребителям в 1976 г. До освоения выпуска синтетической канифоли мировое ее производство составляло 1 млн. т/год. Технология производства синтетической канифоли на доступном сырье разработана Нижне-Волжским филиалом ГрозНИИ. По своим качествам она не уступает живичной, но значительно дешевле.

В настоящее время предлагаемый метод уплотнения малопроницаемых водонасыщенных пород и конструкций проходит испытание в натурных условиях при ремонте фильтрующего бетона одной из плотин ГЭС.

В. М. Безрук
(Союздорнии, Москва)

ХАРАКТЕРИСТИКА СВОЙСТВ УКРЕПЛЕННЫХ ГРУНТОВ

В результате многолетних разносторонних исследований, проводившихся многими коллективами исследователей, в 1978 г. были разработаны разнообразные (по своему принципу воздействия на грунт) методы укрепления грунтов, в том числе и наиболее эффективные – комплексные методы.

Укрепление грунтов особенно широкое применение нашло на территории Украинской ССР и Казахской ССР, а также в Западной Сибири и в ряде областей Российской Федерации.

Важной особенностью, характерной для настоящего времени, является то, что в связи с увеличением объемов строительства автомобильных дорог и аэродромов выявлена потребность и установлена экономическая целесообразность укрепления не только различных природных грунтов, но в ряде случаев и обломочных (дискретных) искусственных грунтов: отходов различных видов промышленности (например, доменных и топливных шлаков, зол-уноса и золошлаков), а также отходов, накапливаюшихся при переработке, дроблении и обогащении каменных материалов.

Однако наличие весьма разнообразных и многочисленных методов укрепления не означает и, безусловно, не вызывает практической необходимости в разработке и применении столь же многочисленных нормируемых характеристик и требований к укрепленным материалам (местным природным и искусственным грунтам). Наоборот,

количество нормируемых характеристик физико-механических свойств целесообразно свести к минимуму.

Опыт проектирования и строительства автомобильных дорог и аэродромов показывает, что пользование едиными нормируемыми требованиями и характеристиками, предъявляемыми к укрепленным грунтам, является практически весьма целесообразным. При этом следует учитывать как характер возникающих в укрепленном материале структур и структурно-механических свойств, так и условий работы этих материалов в конструктивном слое дорожных и аэродромных одежд при различных климатических условиях.

Такой подход при лабораторном подборе составов смесей и испытании образцов, а также при производстве работ полностью себя оправдал и заложен в новом всесоюзном нормативном документе - "Инструкции по применению грунтов, укрепленных вяжущими материалами, для устройства оснований и покрытий автомобильных дорог и аэродромов", СН 25-74.

Исследования, проведенные в Союздорнии и других институтах, показывают, что в дальнейшем при лабораторном подборе составов смесей в качестве основной расчетной характеристики следует принять предел прочности на растяжение при изгибе или при сдвиге.

При укреплении природных и искусственных грунтов, прочность и другие свойства которых предопределяются образующейся в них пространственной кристаллизационной водо- и морозоустойчивой структурой, а следовательно, и жесткими связями частиц и их микроагрегатов, следует обеспечивать предел прочности на растяжение при изгибе, указанный в табл. 1. Значения предела прочности, указанные в табл. 1, даны для образцов грунтов, укрепленных портландцементом или шлакопортландцементом, твердевших в течение 28 сут и укрепленных известью, известково-шлаковым, известково-зольным цементом, золой-уноса, твердевших в течение 90 сут.

Таблица 1

Показатели	Класс прочности		
	1	П	Ш
Предел прочности на растяжение при изгибе водонасыщенных образцов, кгс/см^2	10-20	6-10	2-6
Предел прочности на растяжение при изгибе после периодического замораживания-оттаивания, кгс/см^2 . . .	7-15	4-7	1-4

Подбор составов смесей, а также испытаний образцов, в том числе и на переменное замораживание-оттаивание, должны проводиться по методике, изложенной в СН 25-74.

При комплексном укреплении, когда формируется армирующий каркас и водо- и морозоустойчивая структура смешанного типа (кристаллизационно-коагуляционная или конденсационно-коагуляционная), необходимо пользоваться показателями, указанными в табл. 2.

Таблица 2

Показатели	Битумные эмульсии совместно с цементом или битумными эмульсиями совместно с карбамидными смолами, классы прочности		Битумные эмульсии с добавкой извести или без добавки	Жидкие битумы или дегти с добавкой активных или поверхностно-активных веществ или без их добавки
	I	II		
Предел прочности на растяжение при изгибе водонасыщенных образцов, кгс/см^2	10–15	6–10	–	–
Предел прочности на растяжение при изгибе после периодического замораживания–оттаивания, кгс/см^2	8–12	5–8	–	–
Предел прочности при сдвиге водонасыщенных образцов, кгс/см^2	–	3–5	2–4	1,5–3
Предел прочности при сдвиге после периодического замораживания–оттаивания, кгс/см^2	–	2–4	1,2–2,5	1 – 2

Примечание. Снижение предела прочности образцов при t = 50°С допускается не более чем на 70% по сравнению с пределом прочности водонасыщенных образцов при изгибе и не более чем на 60% по сравнению с пределом прочности водонасыщенных образцов при сдвиге.

Значения предела прочности на растяжение при изгибе определены при температуре 20–22°С на образцах, твердевших в течение 28 сут. Структура смешанного типа образуется при добавке портландцемента, битумной эмульсии, синтетических смол, нефти.

При укреплении грунтов органическими вяжущими материалами (жидкими битумами и дегтем), обеспечивающими формирование коагуляционной структуры, в качестве нормируемой характеристики необходимо определять предел прочности на сопротивление при сдвиге. Такое определение производят при вертикальном давлении 3–5 кгс/см^2 и температуре образцов 20–22°С (см.табл. 2). Следует отметить, что под действием вяжущих материалов, слой укрепленного грунта приобретает связность и монолитность, поэтому сопротивление сдвигу в основном зависит от возникшего сцепления и в меньшей степени от сил трения.

Расчетной характеристикой, помимо предела прочности на растяжение при изгибе или сдвиге, является также модуль упругости укрепленного грунта. Численное значение модуля упругости укрепленных природных или естественных грунтов необходимо устанавливать с учетом работы укрепленного материала в конструктивном слое одежды путем определения в натурных условиях, на круговых дорожках или на стендах.

В. М. Безрук
(Союздорнии, Москва)
О. Ф. Закурдаева
(Хабаровский филиал Гипродорнии, (Хабаровск)

ХАРАКТЕРИСТИКА ОТХОДОВ ТЭС ДАЛЬНЕГО ВОСТОКА И ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ЭТИХ ОТХОДОВ ПРИ УСТРОЙСТВЕ ОСНОВАНИЙ ИЗ МЕСТНЫХ ГРУНТОВ, УКРЕПЛЕННЫХ КОМПЛЕКСНЫМ ВЯЖУЩИМ

Тепловые электростанции энергетической системы южных районов Дальнего Востока работают на бурых углях Райчихинского, Артемовского, Павловского, Реттиховского, Вахрушевского месторождений и на каменных углях Сучанского месторождения. Разные по качеству и свойствам угли этих месторождений предопределяют свойства получаемых после их сгорания отходов – золы-уноса и золошлаков.

Исследованные отходы ТЭС юга Дальнего Востока по химическому составу отличаются от золы-уноса и золошлаков, получаемых от сгорания бурых и каменных углей, горючих сланцев месторождений других регионов нашей страны: небольшое количество активных окислов (CaO + MgO) в буроугольных золах-уносах сухого отбора; малое содержание сернистых и сернокислых соединений (в пересчете на SO_3); повышенное содержание полуторных окислов $Al_2O_3 + Fe_2O_3$.

Количество CaO + MgO в золах-уноса исследуемого региона не превышает 13,4%, в то время как в буроугольных золах Канско-

Ачинского месторождения – 29,4%, Ангренского – 18,1%; в золах горючих сланцев – 28–38,2%; в золах торфа – 50,4%. Однако по сравнению с буроугольными золами Подмосковного бассейна и каменноугольными золами других месторождений в исследуемых отходах содержание этих компонентов в 2–4 раза повышено. Количество сернистых и сернокислых соединений в отходах Дальневосточных ТЭС незначительно и не превышает 0,4% а в золах других районов содержание их составляет 1–12%. По содержанию полуторных окислов $Al_2O_3+Fe_2O_3$ (26–35%) буроугольные золы района исследования отличаются от буроугольных зол большинства районов страны и приближаются к каменноугольным золам Донецкого и Кузнецкого месторождений и торфяным золам.

Качественный и количественный состав органических соединений отходов ТЭС юга Дальнего Востока также значительно отличается от отходов других районов. Угли Райчихинского месторождения, на которых работает большинство ТЭС юга Дальнего Востока, содержат 42,3% гуминовых кислот, в то время как бурые угли Подмосковного бассейна 13,5%, а Ангренского 20,6%. Гуминовые кислоты углей Дальнего Востока характеризуются упрощенным строением, поскольку эти угли относятся к более поздним стадиям образования.

Исследование с помощью дифрактометра ИРС–50И минералогического состава зол–уноса бурых углей Райчихинского месторождения позволило установить, что они состоят в основном из аморфного стекла и включают следующие минералы: кварц αSiO_2, карбонат $CaCO_3$, муллит $3Al_2O\cdot 2SiO_2$, полевой шпат – ортоклаз $(K,Na)AlSi_3O_8$, окись магния MgO и др.

Показатели модулей исследованных отходов района изменяются следующим образом: основности 0,04–0,17, гидравлический – 0,02–0,14, глиноземной – 1,39–8,37, силикатной – 1,12–2,34. При сравнении этих модулей с модулями портландцемента видно, что они значительно отличаются от последних, т.е. отходы ТЭС характеризуются пониженной активностью и не могут использоваться в качестве самостоятельного вяжущего. Это подтверждается также показателем pH водных суспензий отходов ТЭС. Для зол уноса сухого отбора pH колеблется от 7,8 до 11,6, а для золошлаков – от 8,4 до 9,2. Однако отходы ТЭС в смеси с известью твердеют в течение 5–7 сут, обеспечивают водостойкость образцов и характеризуются активностью для зол–уноса сухого отбора 68 мг CaO на 1 г добавки, а для золошлаков 41–44 мг CaO на 1 г добавки.

Удельная площадь поверхности исследованных отходов ТЭС при пылеугольном сгорании 3160–3610 $см^2$ на 1 г, при слоевом 1910–2500 $см^2$ на 1 г, а золошлаков 1640–3380 $см^2$ на 1 г.

Результаты исследований Союздорнии, Хабаровского филиала Гипродорнии золы–уноса и золошлаков ТЭС юга Дальнего Востока показали, что эти отходы могут использоваться как активная добавка к минеральным вяжущим материалам.

Наиболее распространенными местными материалами для строительства автомобильных дорог в зоне Дальнего Востока являются гравийно–песчаные и песчано–гравийные смеси, а также песок. Как показывают результаты дифференциально–термических исследований,

выполненных на дериватографе системе Паулик–Эрдей, и данные рентгеноструктурного анализа, выполненного на ИРС–50И, на образцах из песчано–гравийной смеси, укрепленной 4% цемента и 10% золы–уноса сухого отбора, в начальный период преимущественное развитие получают гидролиз и гидратация клинкерных зерен, главными продуктами которых являются различного состава гидратированные силикаты, гидратированные алюминаты и гидроокись кальция.

Присутствие в отходах ТЭС небольшого количества CaO, $Ca(OH)_2$, $2CaO \cdot SiO_2$, $CaO \cdot Al_2O_3$ способствует образованию дополнительных гидросиликатов и гидроалюминатов кальция, что повышает прочность укрепленного материала. Прочность песчано–гравийной смеси, укрепленной 4% цемента, в возрасте 28 сут, – 16 кгс/см^2, в возрасте года – 26,7 кгс/см^2, а укрепленной комплексным вяжущим (4% цемента М 400 + 10% золы–уноса) соответственно – 33 и 72,8 кгс/см^2.

Наличие в отходах ТЭС обменного катиона Ca^{++} способствует увеличению концентрации извести в поровом растворе укрепляемого грунта, повышает шелочность среды, а следовательно, условия нормального твердения и способствует более полной активизации этих отходов.

Большое количество стеклообразной фазы (от 58 до 87%) является резервом вяжущего вследствие того, что она способна подвергаться шелочной активизации и участвовать в синтезе кристаллогидратов. При сравнении дифрактограмм песчано–гравийной смеси, укрепленной комплексным вяжущим и одним цементом установлено, что пики кварца SiO_2 значительно уменьшены для материалов, укрепленных цементом с добавками золы–уноса. Следовательно, большое количество двуокиси кремния при укреплении комплексным вяжущим связано в гидросиликаты кальция. Образование дополнительных цементирующих веществ подтверждается также и потерями веществ при эндотермическом эффекте (130–180°С) при проведении дифференциально–термического анализа на материалах, укрепленных цементом и комплексным вяжущим. Потери воды гидросиликатов, образованных при укреплении песчано–гравийной смеси одним цементом, составляют около 1,3%, а при укреплении этим же количеством цемента и 10% золы–уноса – 1,8%.

Отсутствие или незначительное содержание сернистых и сернокислых соединений в рассматриваемых отходах положительно влияет на ход процессов структурообразования, так как не образуется сульфоалюмината кальция.

Однако введение отходов ТЭС в вяжущее оказывает отрицательное влияние на прочность и долговечность укрепленного материала вследствие содержащегося в нем несгоревшего угля.

Исследованные песчано–гравийные смеси, укрепленные комплексным вяжущим, содержащим 5,6% несгоревшего угля в отходах ТЭС, имеют объемный вес скелета смеси $\delta_{ск}$ = 2,107 г/см^3 и оптимальную влажность $W_{опт}$ = 8,16%, а содержащим 12,8% несгоревшего угля – $\delta_{ск}$ = 1,999 г/см^3, $W_{опт}$ = 11,29%. Наличие органических веществ в отходах ТЭС отрицательно влияет уже в на-

4663
4663

чальных периодах твердения. Поэтому при использовании отходов ТЭС для укрепления конструктивных слоев дорожных одежд количество несгоревшего угля не должно превышать 8–10%.

Исследование зол-уноса сухого отбора, полученных от сгорания бурых углей Райчихинского месторождения, золошлаков, полученных от сгорания бурых углей Вахрушевского месторождения, смешанных видов бурых углей Артемовского, Павловского, Реттиховского месторождений и каменных углей Сучанского месторождения, позволило разработать в каждом конкретном случае практические рекомендации по использованию этих отходов для устройства оснований автомобильных дорог в качестве комплексного вяжущего при укреплении материалов. Отходы ТЭС позволяют экономить основное вяжущее – портландцемент и каменные дорожно-строительные материалы.

Результаты исследования подтверждены опытно-производственным строительством. Построены опытные участки с основаниями из местных грунтов и материалов, укрепленных комплексным вяжущим (портландцемент + отходы ТЭС), в Приморском крае и Сахалинской области. При опытно-экспериментальных работах на Сахалине в составе комплексного вяжущего был использован низкоактивный портландцемент с $R_{сж}$= 200 кгс/см^2. Устройство слоев оснований из местных материалов, укрепленных комплексным вяжущим, доведено до производственного строительства. На одной из дорог на протяжении 13 км выполненно такое основание под усовершенствованный тип покрытия. Это позволило сэкономить 2,5 тыс.т высокомарочного портландцемента, использовать 4,3 тыс.т отходов ТЭС и получить экономический эффект более 360 тыс.руб.

А. К. Бекетов, А. Ф. Селезнев, В. М. Азархин
(Промстройниипроект, Ростов-на-Дону)

РАСЧЕТ СИСТЕМЫ "ЗАКРЕПЛЕННЫЙ ЛЕНТОЧНЫЙ МАССИВ – ЛЕССОВАЯ СРЕДА" ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ В ГРУНТОВЫХ УСЛОВИЯХ 1 ТИПА ПО ПРОСАДОЧНОСТИ

В последние годы все большее значение приобретают исследования, направленные на разработку теоретически обоснованных методов расчета закрепленных массивов в лёссовых грунтах. В настоящей работе, выполненной под руководством и при участии проф. Б.А.Ржаницына (НИИОСП им. Н.М.Герсеванова), предлагается метод расчета системы "закрепленный лёссовый массив – лёссовая среда" по предельным состояниям.

Проектирование закрепленных массивов состоит из выбора и обоснования метода подготовки оснований и инженерно-геологической оценки исследуемой толщи. Кроме того, необходимо располагать достаточным объемом исходных данных о показателях свойств грунтов и оценкой однородности толщи на основе статистической информации. Такой комплексный анализ всех факторов позволяет

4663

предложить технически грамотное и экономически целесообразное конструктивное решение подготовки оснований методом силикатизации. Окончательный вывод делается на основании технико-экономического сравнения прорабатываемых вариантов.

После постановки задачи и уточнения расчетной схемы исследуемой системы "закрепленный ленточный массив – лёссовая среда" производится определение напряженно-деформированного состояния грунтовой системы с учетом собственного веса грунта и деформируемости закрепленного массива при действии на него полосообразной нагрузки. На вертикальных контактах, как установлено на основании полевых экспериментов, принято равенство вертикальных и горизонтальных перемещений массива и окружающего грунта. Определение напряженно-деформированного состояния производится численным методом – методом конечных элементов.

При проектировании системы согласно СНиП II-А.10-71 производится два вида расчетов: в основу которых положены свойства закрепленного грунта и в основу которых положены свойства лёссового грунта.

Закрепленный грунт рассчитывают по несущей способности исходя из условия

$$N \leq \Phi / k_н ,$$

где N – расчетная нагрузка на закрепленный массив, тс; $k_н$ – коэффициент надежности, принимаемый не менее 1,2; Φ – несущая способность закрепленного массива:

$$\Phi = m_у m_г R_с F ,$$

здесь $m_у$ – коэффициент условий работы закрепленного грунта, принимаемый равным 1,5; $m_г$ – коэффициент, учитывающий разную степень закрепляемости грунтов в лабораторных и полевых условиях, равный 1,2; F – площадь приложения нагрузки, м^2.

Расчетное сопротивление сжатию закрепленного грунта определяется по формуле

$$R_с = k_{дл} k_о k_{вл} \cdot 10 \sigma_{сж} / k_г ,$$

где $k_{дл}$ – коэффициент длительной прочности; $k_{вл}$ – коэффициент, учитывающий изменение влажности; $k_о$ – коэффициент, учитывающий работу закрепленного массива в лёссовой толще в условиях сложного напряженного состояния; $\sigma_{сж}$ – предел прочности при сжатии силикатированного грунта, кгс/см^2, в 28-дневном возрасте и при степени влажности 0,8; $k_г$ – коэффициент безопасности по грунту; принимается по СНиП II-15-74, прил. 1.

Расчет лёссового грунта, находящегося под закрепленным массивом, по несущей способности выполняется обычным образом согласно требованиям СНиП II-15-74. В качестве нагрузки принимаются напряжения на контакте, полученные из решения задачи определения напряженно-деформированного состояния системы.

При неполной прорезке закрепленным массивом лёссовой толщи I типа по просадочности расчет системы по деформациям производится исходя из условия

4663

$$S_o + S_{пр} \leq S_{пред} ,$$

где S_o – осадка закрепленного и лёссового грунта; $S_{пр}$ – просадка лёссового грунта; $S_{пред}$ – предельно допустимая деформация; устанавливается по СНиП П–15–74, табл. 18.

Осадка лёссового и закрепленного грунта определяется из решения задачи о нахождении напряженно–деформированного состояния системы.

При расчете просадочных деформаций необходимо предварительно выделить деформируемую зону. Ее мощность определяется исходя из сопоставления вертикальных сжимающих напряжений весомой среды $б_y$ с начальным просадочным давлением $б_{пр}$.

На основании исследований, выполненных в лаборатории оснований и фундаментов, по изменению начального просадочного давления $б_{пр}$ в зависимости от пористости, числа пластичности грунта и его степени влажности предложена формула

$$б_{пр} = б_o + AG - Be ,$$

где G – степень влажности грунта; e – коэффициент пористости; $б_o, A, B$ – постоянные коэффициенты.

Просадка оснований, сложенных лёссовыми грунтами, определяется по формуле (12) СНиП П–15–74. При определении просадки лёссового грунта $S_{пр}$ необходимо вычислить относительную просадочность $б_{пр}$. Согласно экспериментальным исследованиям $б_{пр}$ можно определить как функцию вертикальных нормальных напряжений и физических характеристик грунта:

$$б_{пр} = б_y^m (AG - Be),$$

где $б_y$ – вертикальные нормальные напряжения, которые находятся из решения задачи нахождения напряженно–деформированного состояния системы; m – показатель степени, равный 0,9; A, B – коэффициенты, зависящие от числа пластичности и степени влажности грунта, кгс/см^2 (см.таблицу).

Число пластичности грунта	Значения коэффициентов при степени влажности грунта	
	0,3 – 0,5	0,51 – 0,8
7 – 11	A = 4,7 B = 3,5	A = 5,1 B = 4
11 – 14	A = 3,7 B = 3	A = 4,1 B = 3,5
14 – 17	A = 3,2 B = 2,5	A = 3,6 B = 2,8

Примечание. Коэффициенты приведены для грунтовых условий Ростовской области и Калмыцкой АССР.

4663

При выполнении на горизонтальном контакте закрепленного массива с лёссовым грунтом условия $\sigma_y < \sigma_{пр}$ требования расчета оснований по вертикальным деформациям считаются удовлетворенными и для грунтовых условий I типа по просадочности деформации могут расчетом не проверяться.

Предлагаемый метод позволяет достоверно и качественно производить расчет системы "закрепленный ленточный массив – лёссовая среда" по предельным состояниям в грунтовых условиях I типа по просадочности.

А. К. Бекетов, А. Ф. Селезнев, Ю. И. Качан
(Промстройниипроект, Ростов-на-Дону)

РАСЧЕТ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ В ЗАКРЕПЛЕННОМ СИЛИКАТИЗАЦИЕЙ ЛЕССОВОМ МАССИВЕ С УЧЕТОМ ОТРИЦАТЕЛЬНОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ ПО ЕГО БОКОВОЙ ПОВЕРХНОСТИ

Как показали экспериментальные полевые исследования, при расчете осадок фундаментов на закрепленных силикатизацией массивах лёссовых просадочных грунтов при толще их свыше 15 м необходимо учитывать взаимодействие массивов с окружающим их грунтом природного сложения при замачивании и просадке последнего под собственным весом. До некоторой глубины по боковой поверхности массива развиваются силы отрицательного сопротивления окружающего грунта, вследствие чего возрастают вертикальные напряжения в закрепленном грунте и подстилающей его толще. Нами получено выражение для касательных напряжений по боковой поверхности массива, дополнительно нагружающих его:

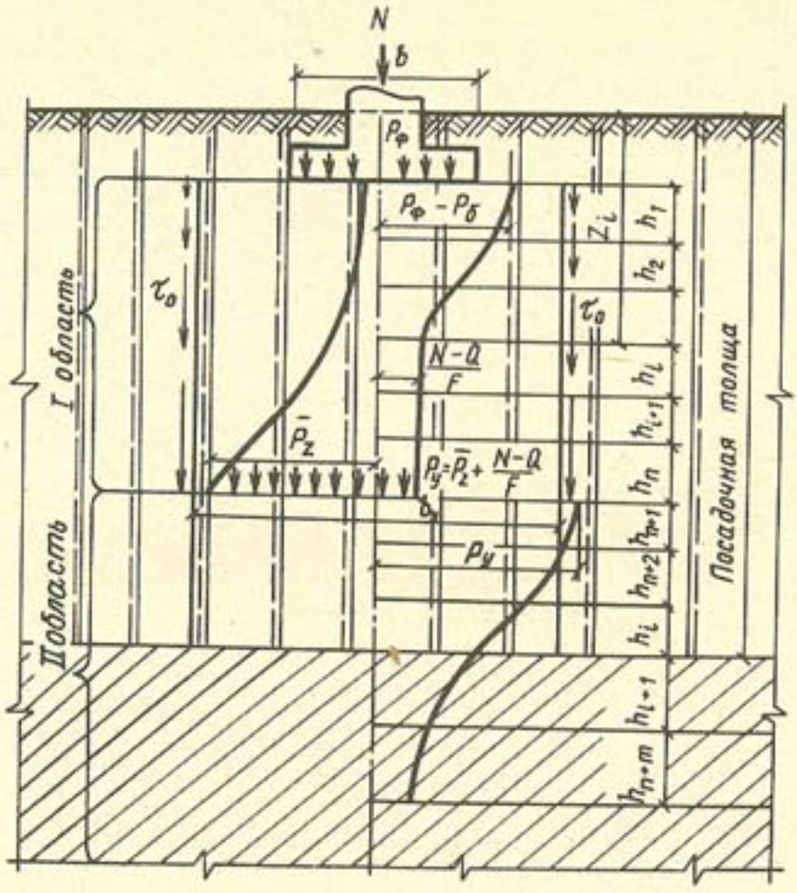
$$\tau_0 = \frac{g\gamma - bc}{b}\left(1 - e^{-b\xi tg\varphi Z}\right) + c, \qquad (1)$$

где g – ускорение свободного падения; γ, c, φ – соответственно объемный вес, сцепление и угол внутреннего трения водонасыщенного просадочного грунта; b – параметр, принимаемый, согласно экспериментальным данным, равным $6/H$ (где H – просадочная толща); ξ – коэффициент бокового давления просадочного грунта; Z – расстояние от поверхности грунта до точки, в которой определяется касательное напряжение.

Средние вертикальные напряжения $\bar{P}_z$ в любом горизонтальном сечении массива от действия касательных сил по его боковой поверхности можно получить, интегрируя выражение (1):

$$\bar{P}_z = \frac{u}{F_м}\int_0^Z \tau_0 dZ = \frac{u}{F_м b}\left[g\gamma Z - \left(\frac{g\gamma - bc}{b\xi tg\varphi}\right)\left(1 - e^{-b\xi tg\varphi Z}\right)\right], \qquad (2)$$

где u, $F_м$ – соответственно периметр и площадь горизонтального сечения массива.



К расчету вертикальных давлений в массиве от веса сооружения и сил отрицательного сопротивления грунта

Глубина развития отрицательного сопротивления зависит как от просадочных свойств окружающего массив грунта, так и от деформативности самого массива и подстилающей его толщи. Приближенно эту глубину развития можно ограничить кровлей слоя, просадка которого от собственного веса равна 5 см. Ниже этой границы закрепленный массив работает совместно с грунтом природного сложения.

Исходя из экспериментально установленного характера взаимодействия закрепленного массива с просадочным грунтом, при построении расчетной схемы для определения вертикальных напряжений в массиве выделяются две области (см. рисунок): I – слой от подошвы фундамента до глубины, где просадка грунта от собственного веса равна 5 см; II – толща, лежащая ниже этого слоя.

В пределах верхнего слоя вертикальные напряжения в любом горизонтальном сечении массива от действия касательных сил по его боковой поверхности определяются из выражения (2). Дополнительные (к природным) напряжения в массиве от веса сооружения вычисляются по формуле

$$p_{oz} = \alpha p_o \qquad (3)$$

до глубины, где они достигают постоянного значения

$$p_{oz} = (N - Q)/F_н \,. \qquad (4)$$

4663

В формулах (3) и (4) P_o – дополнительное (к природному) вертикальное давление на массив по подошве фундамента; α – коэффициент, учитывающий изменение по глубине дополнительного давления в массиве, определяется по СНиП II-15-74, табл. 1 прил. 3; N – нагрузка, передаваемая на массив фундаментом; Q – вес грунта, вынутого при устройстве фундамента.

Ниже, до границы развития отрицательного сопротивления, эти напряжения принимаются равными постоянному значению [см. формулу (4)].

Вертикальные напряжения по оси фундамента во второй выделенной области рассчитываются как для условного фундамента согласно СНиП II-15-74. При этом размеры условного фундамента равны размерам массива в плане, а дополнительное (к природному) напряжение по его подошве равно сумме выражений (2) и (4).

Осадка фундамента сооружения на массиве из закрепленного грунта, работающем в условиях просадки окружающего грунта под собственным весом, теперь находится методом послойного суммирования. Расчетная осадка не должна превышать предельно допустимую для данного сооружения величину.

Предлагаемый метод позволяет производить расчет закрепленного массива также и по первой группе предельных состояний – по несущей способности. При этом основным является требование, чтобы напряжения в массиве не превышали предела прочности закрепленного грунта при сжатии, который определяется стандартными испытаниями в лабораторных условиях с учетом работы массива в условиях сложного напряженного состояния.

Изложенный метод учитывает взаимодействие закрепленного массива и лёссового просадочного грунта, что повышает надежность сооружений, возводимых в сложных инженерно-геологических условиях.

В. М. Бескровный, Н. С. Дежина
(Союздорнии, Омск)

ОБ ИСПОЛЬЗОВАНИИ ДЛЯ УКРЕПЛЕНИЯ ГРУНТОВ ВЯЖУЩИХ ИЗ НЕФЕЛИНОВОГО ШЛАМА ГЛИНОЗЕМНОГО ПРОИЗВОДСТВА

В последнее время усилия ученых и практиков в области дорожного строительства направлены на изыскание и исследование местных вяжущих материалов, являющихся отходами различных производств. Одним из видов промышленных отходов, которые могут быть использованы для получения вяжущего, является нефелиновый шлам Ачинского глиноземного комбината. Ежегодное поступление этого шлама в отвал составляет 3 млн. т, запасы в отвале – 24 млн.т.

Омским филиалом Союздорнии совместно с Институтом физико-химических основ переработки минерального сырья СО АН СССР (ИФХИМС) была исследована возможность использования вяжущих на основе нефелинового шлама Ачинского глиноземного комбината

4663

для укрепления грунтов при устройстве оснований автомобильных дорог.

Нефелиновый шлам Ачинского комбината, являющийся отходом после извлечения глинозема из нефелиновой руды, представляет собой влажный сыпучий пескообразный материал светло-коричневого цвета, крупностью 0-5 мм. Удельный вес шлама 2,86-2,98 г/см^3, насыпной объемный вес в сухом состоянии 1000-1200 кг/м^3, модуль крупности 1,8 - 2,2.

Согласно данным выполненных физико-химических исследований (рентгенофазовый, ИК-спектральный и дифференциально-термический анализы) шлам характеризуется преобладанием в его составе β-двухкальциевого силиката, частично гидратированного. Химический состав шлама представлен в табл. 1.

Таблица 1

Химический компонент	Содержание компонента, %
SiO_2	26,22
Al_2O_3	4,21
Fe_2O_3	3,61
CaO	52,7
MgO	1,68
$K_2O + Na_2O$	2,6
SO_3	1,67
H_2O	1,4
П.п.п.	3,34

Для укрепления легкого суглинка с числом пластичности 10 использовали вяжущие, полученные совместным помолом сухого шлама с портландцементом марки 300 или двуводным гипсом, а также разработанные ИФХИМСом нефелиновые цементы № 3 и 5, обладающие способностью нормально твердеть в присутствии ряда органических веществ, в том числе гумуса и экстрактивных веществ древесины. Составы и свойства вяжущих, приготовленных из нефелинового шлама, приведены в табл. 2.

Данные табл. 2 показывают, что исследуемые вяжущие, испытанные по ГОСТ 310-68, обладают гидравлической активностью. Сроки схватывания вяжущих № 25 и 28 соответствуют продолжительности технологического цикла устройства слоев дорожной одежды из укрепленного грунта. Короткие сроки схватывания цементов № 3 и 5 требуют проведения дополнительных исследований по установлению влияния продолжительности технологического разрыва (между увлажнением и уплотнением) на уплотняемость смесей и прочность образцов укрепленного грунта.

Результаты испытания образцов укрепленного грунта приведены в табл. 3.

Обращает на себя внимание различный характер набора прочности образцами грунта, укрепленного вяжущими № 25 и 28, и грунта, укрепленного цементами № 3 и 5. Если для первых характерен

Таблица 2

Вяжущее	Состав вяжущего, %	Удельная площадь поверхности, $см^2/г$	Сроки схватывания, ч–мин		Предел прочности стандартных образцов из раствора 1:3 при продолжительности твердения 28 сут, $кгс/см^2$	
			начало	конец	при сжатии	на растяжение при изгибе
Вяжущее № 25	Шлам–90, цемент – 10	3620	1–55	4–50	51	20
Вяжущее № 28	Шлам–90, гипс–10	4000	4–25	8–15	129	41
Цемент № 3	Шлам–84, гипс–10, известь–3, нефелиновая – 3 руда – 3	15000	0–04	0–10	118	37
Цемент № 5	Шлам – 84,5, гипс – 10, известь – 5, добавка – 0,5	20000	0–07	0–15	123	39

непрерывный и относительно плавный набор прочности в течение всего рассматриваемого периода твердения, то для вторых свойственно быстрое нарастание прочности в первый 28 сут твердения и замедление этого процесса в последующий период. В первом случае характер набора прочности укрепленным грунтом объясняется медленной гидратацией содержащегося в шламе β -двухкальциевого силиката, во втором случае – налицо влияние введенных в состав цементов № 3 и 5 активизирующих добавок, а также способа приготовления этих цементов.

Было исследовано влияние продолжительности технологического разрыва (между увлажнением и уплотнением грунтовой смеси с быстросхватывающимся цементом № 5) на уплотняемость смеси и прочность образцов укрепленного грунта. Установлено, что продолжительность технологического разрыва до 7 ч практически не влияет на прочность укрепленного грунта. При этом смесь в течение всего указанного периода не схватывалась и была удобоуплотняемой. Это позволяет сделать вывод о возможности использования для укрепления связных грунтов вяжущих из нефелинового шлама даже в тех случаях, когда сроки схватывания вяжущего намного

Таблица 3

Вяжущее и его расход, % массы грунта	Предел прочности водонасыщенных образцов, кгс/см^2, при продолжительности твердения, сут			Число циклов замораживания-оттаивания при температуре -22°С	Коэффициент морозостойкости
	при сжатии		на растяжение при изгибе		
	28	90	90		
Вяжущее № 25:					
8	17	25	4,5	10	0,38
11	19	32	8	10	0,85
15	22	45	7,2	15	0,88
Вяжущее № 28:					
8	24	46	10	15 20 25	0,98 1,14 1,86
11	26	57	11	15 20 25	0,77 0,72 0,95
15	32	69	15	15 25	0,96 1,29
Цемент № 3:					
8	42	47	14	10 15	0,65 0,37
11	56	60	18	15 20	0,70 0,38
15	62	73	21	20 25	0,82 0,60
Цемент № 5:					
8	34	48	11	15 20 25	0,92 0,80 1,01
11	53	69	17	15 25	1,15 1,31
15	75	107	23	25	1,24

короче продолжительности технологического цикла устройства слоя укрепленного дорожного основания.

Использование для укрепления грунтов вяжущих материалов из нефелинового шлама взамен портландцемента может дать значительный экономический эффект, так как, по данным Ачинского глиноземного комбината, стоимость таких вяжущих в 2,5–3 раза ниже стоимости производимого на комбинате портландцемента.

На основании проведенных работ можно сделать следующие выводы:

1. Вяжущие материалы на основе нефелинового шлама глиноземного производства могут быть использованы для укрепления грунтов в основаниях дорожных одежд.

2. Грунты, укрепленные названными вяжущими, по показателям прочности и морозостойкости удовлетворяют требованиям действующих нормативных документов и являются пригодными для устройства в суровых климатических условиях верхнего и нижнего слоев оснований на автомобильных дорогах I–IУ категорий.

3. Использование в дорожном строительстве вяжущих на основе нефелинового шлама позволит сократить дефицит вяжущих материалов, повысить темпы и качество строительства дорог и снизить его стоимость.

Ю. В. Бутлицкий, В. К. Петренко
(Среднеазиатский филиал Союздорнии, Ташкент)

ФИЗИКО-ХИМИЧЕСКИЕ ПРОЦЕССЫ, ПРОТЕКАЮЩИЕ В БИТУМОГРУНТАХ

В битумогрунте битум распределяется в виде тонких слоев. Величина когезии битума определяет поведение его в тонких слоях, характеризует силу внутреннего сцепления и его клеящую способность.

По методике, разработанной в лаборатории органических вяжущих Союздорнии, были проведены исследования для определения когезии битума МГ 70–130 с добавками различных ПАВ по усилению сдвига между двумя пластинками, склеенными тонким слоем битума.

Применяемые ПАВ по разному изменяют когезию битума. Так, анионоактивное вещество (госсиполовая смола) уменьшает когезию до 50 кгс/см^2, катионоактивная добавка (препарат Э–1) увеличивает ее до 81,0 кгс/см^2.

Характер и величина взаимодействия битума с частичками грунта обусловливаются поверхностными свойствами обоих веществ, в основном величиной свободной поверхностной энергии (поверхностным натяжением). Поверхностное натяжение на границе "битум–воздух" $\sigma_{ж-г}$ связано непосредственно с адгезией битума твердым телом (грунтом) в уравнении Дюпре – Юнга:

$$W_a = \sigma_{ж-г}(1+\cos\theta); \qquad (1)$$

Целесообразно заменить определение адгезии определением поверхностного натяжения и краевого угла смачивания θ. Натяжение битумов с добавкой госсиполовой смолы (в пределах используемых концентраций) имеет значение $16{,}9 \cdot 10^{-3}$ гс/см, а с добавкой препарата Э–1 – $17{,}5 \cdot 10^{-3}$ гс/см. Краевой угол смачивания битумом с добавками ПАВ и без них засоленных и незасоленных грунтов находится в пределах 16–35°. Наименьшее его значение для битума с добавкой Э–1.

Рассчитанная по формуле (1) адгезия W_a, характеризующая взаимодействие двух конденсируюших фаз в расчете на единицу площади, равна: битума – 32,4 эрг/см^2; битума + 0,5% госсиполовой смолы – 33 эрг/см^2; битума + 0,1% препарата Э–1 – 33,9 эрг/см^2.

При полном смачивании $S > 0$, где $S = W_a - 2\sigma_{ж-г}$. В нашем случае это условие не соблюдается, т.е. битум не полностью смачивает поверхность грунта $(S < 0)$.

Одной из характеристик смачивания является относительная адгезия $Z_a = W_a / W_к$. С увеличением Z_a смачивание увеличивается. Для битума Z_a = 1,01, для битума с госсиполовой смолой Z_a = 1,3, для битума с препаратом Э–1 Z_a = 1,02. Смачивание предопределяет дальнейшие процессы взаимодействия битума с грунтом: избирательную адсорбцию и хемосорбцию отдельных элементов битума.

Сила адсорбции и расположение частей раствора на грунтовых частицах зависят от свойств раствора, в основном от его поверхностного натяжения и наличия в нем нескомпенсированных ионов. Определив для каждой концентрации битума в бензоле поверхностное натяжение и построив зависимость $\sigma = f(c)$, вычисляем удельную адсорбцию по формуле Гиббса $\Gamma = \frac{c}{RT}\left(\frac{d\sigma}{dc}\right)$ и адсорбционную активность битума и битума с добавками ПАВ. Величины $\frac{d\sigma}{dc}$ определяются как тангенсы углов наклона касательной к изотерме поверхностного натяжения в точках отдельных концентраций.

Рассчитанные таким образом изотермы адсорбции битума и битума с добавкой госсиполовой смолы приближаются к правильной форме. Для битума с добавкой препарата Э–1 изотерма имеет резко выраженный максимум.

Поверхностно–активные добавки повышают активность битума в 2 раза и более.

Непосредственное определение адсорбции битума на поверхности грунтовых частиц, где неприменимо уравнение Гиббса, производилось хроматографическим методом. Адсорбируемость битума на грунтах с добавкой цемента выше, чем без добавки. Характер адсорбции для битумов с добавками препарата Э–1 и госсиполовой смолы близок, а адсорбируемость битума без добавок во всех случаях примерно на 10–30% ниже. Адсорбционная насыщаемость достигается при концентрации препарата Э–1 – 0,5% а госсиполовой смолы – 10%.

По величинам адгезии, адсорбции и удельной адсорбции можно судить о процессах и величине взаимодействия вяжушего с поверхностью частицы грунта. Обе добавки ПАВ, как анионоактивная, так и катионоактивная, улучшают взаимодействие битума с грунтом, но по большинству показателей препарат Э–1 несколько эффективнее госсиполовой смолы.

Применение вышеназванных ПАВ позволяет сократить расходы битума в 1,5–2 раза при укреплении засоленных грунтов.

С. Д. Воронкевич, В. М. Голоднов,
В. И. Сергеев, Т. Г. Шимко
(МГУ, Москва)

ВЛИЯНИЕ СОРБЦИИ НА ИСКУССТВЕННОЕ ЗАКРЕПЛЕНИЕ ГРУНТОВ СИЛИКАТНЫМИ РАСТВОРАМИ

Прочность закрепления дисперсных грунтов вдоль радиуса инъекции уменьшается от центра к периферии обработанного массива грунта. Для некоторых песчаных разностей в результате сорбции значительный объем периферийной части закрепленного грунта может иметь прочность, много меньшую, чем прочность при исходной концентрации раствора.

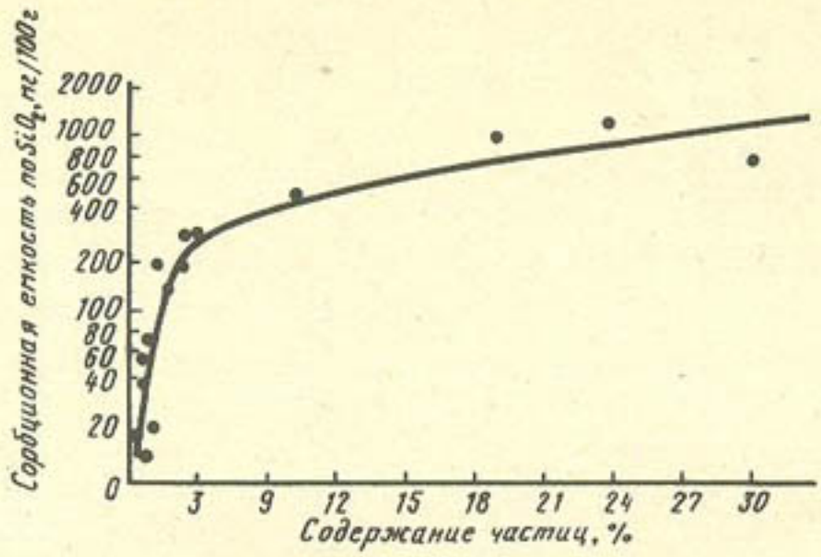
Авторами проведены детальные исследования влияния названных факторов на сорбционную емкость грунта, сорбционной емкости на изменение концентрации раствора вдоль радиуса инъекции и последней на прочность закрепления. В результате этих исследований было установлено, что величина сорбционной емкости дисперсных грунтов определяется, прежде всего, содержанием частиц размером $< 0{,}01$ мм. По результатам опытов, выполненных на песчаных грунтах различного состава и генезиса, получена зависимость сорбции SiO_2 от содержания физической глины (см.рисунок). Установлено, что в грунтах, близких по содержанию частиц размером менее 0,01 мм, разница в величине сорбционной емкости по отношению к компонентам силикатного раствора определяется наличием и составом аутигенных пленок на песчаных фракциях, Наибольшая сорбция в этом случае наблюдается при глинистых пленках монтмориллонитового состава.

Опытные работы показали, что существенное изменение концентрации компонентов инъецируемого раствора наблюдается лишь в грунтах с величиной сорбционной емкости по SiO_2 более 100–150 мг на 100 г грунта. Такая величина сорбции, как правило, соответствует грунтам с содержанием физической глины более 2%.

Выполненный комплекс исследований позволяет рекомендовать для ориентировочной оценки влияния сорбции на искусственное закрепление специально разработанную систематизацию песчаных пород (см.таблицу). Приведенная таблица на основании гранулометрического и минерального состава, а также коэффициента фильтрации и содержания физической глины позволяет оценить возможную величину сорбционной емкости и величину радиуса закрепления с пониженной прочностью.

Более точная оценка влияния сорбции основывается на двух моментах: на изучении связи между относительной концентрацией раствора и относительной прочностью и на расчете изменения концентрации раствора вдоль радиуса инъекции.

Для получения зависимости прочности от изменения концентрации использовались грунты различного гранулометрического состава и генезиса с величиной сорбционной емкости от 200 до 1400 мг на 100 г грунта. Выполненные опытные работы показали, что



Зависимость сорбции SiO_2 от содержания частиц размером < 0,01 мм

практически для всех исследованных разностей при изменении содержания компонентов силикатного раствора в поровом пространстве закрепляемого грунта характер изменения относительной прочности идентичен. Например, при снижении относительного количества SiO_2 от 0,9 до 0,5 наблюдается падение относительной прочности на раздавливание соответственно от 0,8–0,9 до 0,1–0,25.

Предлагаемый расчет изменения концентрации компонентов силикатного раствора основан на использовании балансового уравнения массопереноса:

$$\frac{\partial N}{\partial t} + n\frac{\partial C}{\partial t} + v\frac{\partial c}{\partial x} = D\frac{\partial^2 C}{\partial x^2}\ , \qquad (1)$$

где N – величина сорбционной емкости; t – время движения раствора; n – активная пористость; C – концентрация раствора; v – скорость движения раствора; D – коэффициент дисперсии.

Для грунтов зоны аэрации правую часть уравнения можно принять равной нулю.

Специальными исследованиями на фильтрационном лотке было доказано, что для расчета концентрации компонентов силиката натрия при инъекции можно воспользоваться решением уравнения (1), полученным Г.Томасом (1951) в виде:

$$\bar{C} = \frac{C}{C_o}\ F(\eta,\tau) = 1 - e^{-\tau}\int_0^{\eta} e^{-\xi}\, J(2\sqrt{\tau\xi})\, d\xi\ ,$$

где $\eta = \alpha x/v$; $\tau = (vt - nx)\alpha\beta/v$. Коэффициенты β и α находятся экспериментальным путем.

Коэффициент $\beta = C/N$ – коэффициент распределения, может быть рассчитан после определения величины сорбционной емкости в динамических условиях. Для определения N через фильтрационную трубку, заполненную песчаным грунтом с пористостью, равной пористости его in situ , пропускается раствор жидкого стекла. На выходе из трубки собирается порциями фильтрат, в котором определяются концентрации SiO и Na_2O. Суммирование

Общая оценка групп песчаных пород	Основные литологические особенности песчаных пород	Основные показатели состава и свойств песчаных пород		Величина сорбционной емкости, мг на 100 г грунта	Величина радиуса с пониженной прочностью закрепления, % радиуса распространения раствора
		содержание физической глины, %	коэффициент фильтрации, м/сут		
I					
Процесс сорбции практически не влияет на прочность закрепления пород по всему радиусу распространения раствора силиката натрия	Кварцевые пески с малым содержанием пылеватой и глинистой фракции, слабо-ожелезненные	0,2	15 - 25	0 - 150	0 - 20
II					
Процесс сорбции снижает прочность закрепления пород на отрезках радиуса, составляюших в среднем 50% радиуса распространения силиката натрия	Пески преимущественно кварцевого состава мелко- и тонкозернистые, легкие супеси, сильно ожелезненные, иногда карбонатные (содержание карбонатов от 0,5 до 7%)	2 - 10	5 - 15	150-500	20 - 80
III					
Процесс сорбции снижает прочность закрепления пород практически по всему радиусу распространения раствора силиката натрия	Песчаные грунты различного минерального состава с повышенным содержанием тонкозернистых, пылеватых и глинистых фракций	10	5	500	80 - 100

разницы значений SiO_2 и Na_2O в фильтрате и в исходной пробе позволяет определить величину сорбции этих компонентов исследуемым грунтом.

Для определения α – коэффициента скорости сорбции, можно воспользоваться графическим способом, предложенным В.М. Шестаковым (1973). При определении α по указанному способу используется зависимость вида $\bar{C} = 0{,}5\,erfc\,\xi$, где $\xi = \frac{nx - vt}{2\sqrt{\alpha(vt - nx)}}$.

При применении асимптотического решения в зоне относительной концентрации от 0,01 до 0,95 наблюдается линейная зависимость величины $\xi\sqrt{t}$ от t. Зная наклон этой прямой (тангенс угла наклона i) к оси t, можно определить параметр скорости сорбции

$$\alpha = 4i^2/\beta . \qquad (3)$$

Переход к радиальной задаче легко осуществляется, согласно В.М.Шестакову, путем замены в выражении (2) значения скорости v на Q/m и x на $\pi(r^2 - r_c^2)$ (где Q – расход раствора; m – мощность пласта; r – расстояние вдоль радиуса инъекции; r_c – радиус скважины).

Полученное таким образом изменение концентрации компонентов силикатного раствора с учетом его влияния на прочность закрепления позволяет дать более точную оценку влияния сорбции на искусственное закрепление грунтов методом газовой силикатизации.

Проведенные исследования дают основания сделать следующие выводы.

1. Выполненные исследования позволили разработать инженерно-геологический подход (на основе предложений систематизации и расчетного метода) к оценке песчаных пород по влиянию их сорбционной способности на эффективность инъекционного закрепления силикатными растворами.

2. Величина сорбционной емкости определяется содержанием физической глины. Если количество таковой менее 2%, явлением сорбции при оценке его влияния на эффективность закрепления можно пренебречь. В песчаных грунтах с содержанием глины > 10%, а также при наличии сильно развитых железистых пленок, и особенно глинистых пленок, в минеральном составе которых преобладает монтмориллонит, явление сорбции приводит к снижению концентрации компонентов раствора по всему радиусу инъекции с соответствующим падением прочности закрепления.

3. Экспериментальными исследованиями доказана возможность применения одного из решений балансового уравнения для расчета распределения концентраций компонентов силикатного раствора вдоль радиуса инъекции. Этот расчет позволяет прогнозировать распределение компонентов силикатного раствора вдоль радиуса в ходе инъекционного процесса в условиях проявления сорбции.

4. Схема оценки влияния сорбции определяется детальностью проводимых исследований. При ориентировочной оценке достаточно иметь гранулометрический и минеральный состав грунта, а также значение коэффициента фильтрации. Для более достоверной оценки необходимо определение в лабораторных условиях величины сорбции и кинетики этого процесса.

4663

С. Д. Воронкевич, Л. А. Евдокимова, Н. А. Ларионова
(МГУ, Москва)

НОВЫЙ ТАМПОНАЖНЫЙ РАСТВОР НА ОСНОВЕ ЛИГНОСУЛЬФОНАТА КАЛЬЦИЯ (ССБ)

В настоящее время в мировой практике накоплен определенный опыт использования лигносульфоната кальция или жидкого лигнина для глубинного закрепления пород в виде хромлигнинового раствора. В Канаде при проходке туннеля близ г. Виахариуса в плотных кварцитах с прослойками неустойчивых водоносных сланцев цементационная завеса не смогла устранить притоков воды. Лишь применение хромлигнинового раствора на 60-м участке туннеля позволило успешно изолировать воду. В другом случае хромлигниновый раствор в комбинации с цементным был использован для устранения течи в перемычке плотины Гранд Мер. В 1961-1962 гг. Норвежским геотехническим институтом были проведены работы по закреплению трещиноватых известняков и сланцев при проходке туннеля под фиордом ниже уровня воды на 60 м. Цементационная завеса не дала ожидаемого эффекта и лишь применение тампонажного раствора на основе лигнина позволило добиться полной водонепроницаемости. В США на основе лигносульфоната кальция получен инъекционный материал "Терра Фирма", который был успешно использован для тампонирования пород при проходке ствола шахты, а также для фундаментостроения.

Цементообразующей основой таких растворов служит сульфитно-спиртовая барда, которая является отходом при получении целлюлозы из древесины сульфитным способом. При этом способе нецеллюлозные компоненты древесины переводятся в раствор. Одним из таких компонентов, составляющих до 30% древесины, является лигнин.

Сульфитно-спиртовая барда (ССБ) представляет собой технический раствор лигносульфоната кальция с содержанием сухих веществ 7-12%. Часть сульфитно-спиртовой барды для перевода в товарное состояние обезвоживают обычно до содержания 50% сухих веществ. В таком виде продукт носит название концентрата бардяного жидкого (КБЖ) и обладает вяжущими и поверхностно-активными свойствами.

Наиболее распространенным из нескольких способов перевода лигносульфонатов в водонерастворимое состояние является известный с 1910 г. (немецкий патент) способ, заключающийся в обработке бардяного концентрата соединениями хрома. Химическая реакция взаимодействия бардяного концентрата и окисляющих добавок типа бихромата натрия основана на способности ионов хрома и других металлов образовывать с органическими соединениями, содержащими гидроксильную группу, прочные внутрикомплексные соединения.

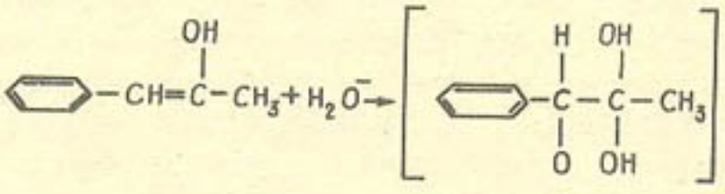
Реакция отверждения сопровождается при этом способе выделением ядовитого шестивалентного хрома и ее применение в природной геологической среде представляет существенную опасность. В

4663

проблемной лаборатории геологического факультета МГУ была предпринята попытка применить другие виды окислителей в целях инициирования полимеризации лигносульфоновых комплексов. В частности, было исследовано совместное действие красной кровяной соли и перекиси водорода. Феррицианид калия под влиянием перекиси водорода восстанавливается до ферроцианида согласно уравнению

$$2Fe(CN)_6^{3-} + H_2O_2 + 2OH^- = 2Fe(CN)_6^{4-} + 2H_2O + O_2.$$

Скорость реакции восстановления пропорциональна концентрации феррицианида, перекиси водорода и гидроксильных ионов. Образующийся комплекс $Fe(CN)_6^{4-}$ представляет собой прочное соединение. В данной системе перекись водорода выполняет роль инициатора полимеризации. При взаимодействии перекиси водорода с лигносульфонатами кальция происходит окисление последнего. В результате электролитической диссоциации перекиси в растворе идет накопление иона (H_2O^-), являющегося активным окисляющим агентом. Ряд исследователей предполагает, что механизм взаимодействия лигносульфонатов с перекисью может идти по схеме.

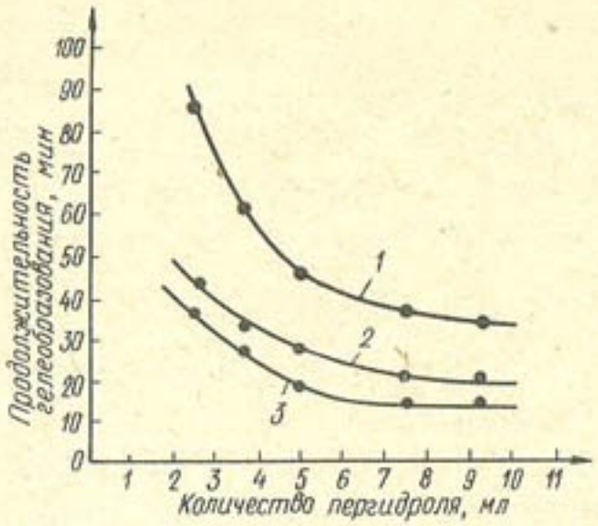


В этом случае в результате сложной реакции может произойти разрыв кислород–кислородной и углерод–углеродной связей и образование углерод–кислородной связи у карбонильного углерода. Окисление карбонильных и фенольных групп в боковых цепях лигносульфонатов создает возможность протекания реакций конденсации, приводящих к образованию комплексных продуктов. Следовательно, в результате реакции происходит блокирование реакционноспособных фенольных гидроксильных групп и резкое химическое изменение полимолекулы лигносульфонатов, что обусловливает изменение структуры лигносульфонового комплекса с образованием нового соединения, имеющего сетчатую структуру, которая усиливается водородными связями между различными группами.

Проведенные исследования показали, что при введении в водные растворы бардяного концентрата, сухой красной кровяной соли и концентрированного раствора пергидроля (30%–ный раствор перекиси водорода) образуется водонерастворимый гель. Водный раствор КБЖ с добавкой красной кровяной соли сохраняется длительное время без изменений реологических свойств. Только после введения пергидроля происходит отверждение смеси.

Продолжительность гелеобразования смеси зависит от количества добавляемой красной кровяной соли и пергидроля (см.рисунок). При одной и той же добавке феррицианида калия и увеличении пергидроля от 2,5 до 10 мл на 100 мл раствора ССБ продолжительность гелеобразования уменьшается в 2 раза. При введении в смесь пергидроля больше 5 мл образуется пористый гель типа вспученной резины. Увеличение добавки красной кровяной соли так-

4663



Зависимость продолжительности гелеобразования ферролигниновых растворов (γ = 1,135 гс/см^3) от количества окисляющих добавок (ККС)
1–1%; 2–2%; 3–5%

же приводят к уменьшению продолжительности гелеобразования смеси.

С увеличением количества красной кровяной соли повышается прочность гелей, однако введение феррицианида калия в количестве, превышающем 2–2,5%, не дает существенного увеличения прочности. В случае расхода красной кровяной соли меньше 1% образуются неполимеризующиеся золи. Особенно это характерно для смесей на основе КБЖ с плотностью 1,1 г/см^3.

Таким образом, лучше всего поставленной задаче отвечают инъекционные растворы следующего состава: ССБ плотностью 1,1–1,135 г/см^3 – 100 мл; $K_3[Fe(CN)_6]$ – 2 г; H_2O_2 (конц.) – 3,75–5 мл. Начальная вязкость таких растворов составляет 6–8 сПз. Во времени наблюдается постепенное увеличение вязкости, которая непосредственно перед образованием геля достигает величины 18–20 сПз. Скорость отверждения смеси на основе бардяного концентрата увеличивается с понижением температуры: при температуре 1°С продолжительность гелеобразования смесей увеличивается в 3–4 раза.

В лабораторных и полевых условиях были проведены опыты по закреплению песчаных пород различного состава. Кварцевый среднезернистый песок люберецкого месторождения с $k_ф$ = 17 м/сут, закрепленный смесью КБЖ плотностью 1,135 г/см^3 (100 мл) с добавкой 2 г красной кровяной соли и 3,8 мл перекиси водорода, имел прочность через сутки после закрепления 20–40 кгс/см^2. Испытания закрепленного люберецкого песка на фильтрацию показали, что при градиентах напора 20–25 песок практически водонепроницаем. При увеличении градиента напора до 100 и более коэффициент фильтрации возрастает; например, люберецкий песок, закрепленный раствором КБЖ плотностью 1,135 г/см^3 с добавкой 2 г феррицианида калия и 5 мл перекиси водорода, не фильтрует при градиенте напора 100, а при градиенте 200 коэффициент фильтрации оказывается равным $3,7 \cdot 10^{-3}$ м/сут.

Эоловый карбонатный тонко– и мелкозернистый песок (район г.Ашхабад) при закреплении смесью ССБ плотностью 1,135 г/см^3 с добавкой 2 г красной кровяной соли и 3,8 мл перекиси водорода приобретает значительную прочность (до 50–60 кгс/см^2) и прак-

4663

тически полную водонепроницаемость. Испытания на фильтрацию показали, что закрепленный песок при градиентах напора до 100 не фильтрует.

Полевые работы проводились на Мещерской научной станции МГУ на первой надпойменной террасе р.Клязьмы. Разрезом на этом участке была вскрыта подзолистая песчаная почва на песчаных аллювиальных отложениях. По гранулометрическому составу пески преимущественно средне- и мелкозернистые. Коэффициент фильтрации песков составляет 3,8–5,6 м/сут. В песчаный грунт под давлением 3 атм было заинъецировано около 100 л смеси раствора КБЖ с феррицианидом калия и перекисью водорода. Инъекционный раствор характеризовался хорошей проникающей способностью. При вскрытии шурфа обнаружился сцементированный массив песка в форме груши. По всему объему массива наблюдалось однородное закрепление с прочностью на одноосное сжатие около 2–3 кгс/см^2.

Таким образом, в результате лабораторных и полевых опытов установлено, что ферролигниновую смолизацию можно применять для закрепления песчаных грунтов различного гранулометрического и минерального состава. Присутствие органических веществ не препятствует использованию инъекционных растворов на основе ССБ. Карбонатность и ожелезненность пород играют положительную роль, увеличивая прочность закрепления. Ферролигниновый раствор может быть также эффективным при тампонировании тонкотрещиноватых скальных грунтов осадочного происхождения.

Ю. М. Васильев
(Ленинградский филиал Союздорнии, Ленинград)

УСАДКА ЦЕМЕНТОГРУНТА ПРИ ТВЕРДЕНИИ

При твердении цементогрунта развиваются деформации усадки, приводящие к появлению в материале растягиваюших напряжений. Цементогрунт, как любой реальный материал, характеризуется определенными реологическими свойствами и, в частности, ползучестью при воздействии напряжений. Деформация ползучести, протекающая в процессе твердения цементогрунта, приводит к уменьшению вероятности появления трещин при его усадке.

Для обеспечения достаточной трещиностойкости цементогрунта должно соблюдаться условие

$$a_y - a_п \leq a_{доп}, \qquad (1)$$

где a_y – относительная деформация усадки; $a_п$ – относительная деформация ползучести; $a_{доп}$ – предельная относительная деформация при растяжении.

В настоящей статье приведены результаты исследований процесса ползучести цементогрунта. Величина деформации ползучести $a_п(t)$ может быть определена по формулам:

при линейной ползучести

4663

$$a_n(t) = \sigma_B C(t); \qquad (2)$$

при нелинейной ползучести

$$a_n(t) = f(\sigma_b) C(t), \qquad (3)$$

где σ_b – напряжение в материале; $f(\sigma_b)$ – линейная функция напряжения; $C(t)$ – мера ползучести.

Для выражения функции $f(\sigma_b)$ наиболее простой является зависимость, предложенная Н.Х.Арутюняном,

$$f(\sigma_b) = \sigma_b + \beta \sigma_b^2, \qquad (4)$$

где β – параметр нелинейной ползучести, определяемый опытным путем.

В реальных условиях усадке цементогрунтового слоя препятствует трение слоя по поверхности грунтового основания и, кроме того, при одновременном устройстве покрытия из битумоминеральной смеси упруговязкие свойства последней. Приближенные расчеты и опыты показали, что силы сопротивления сдвигу цементогрунта по материалу основания покрытия составляют 10–30% растягиваюших напряжений при усадке. Тогда формула (4) примет вид

$$f(\sigma_b) = 1{,}2 (\sigma_b + \beta \sigma_b^2). \qquad (5)$$

Таким образом при нелинейной ползучести относительная величина деформации составит:

$$a_n(t) = 1{,}2 (\sigma_b + \beta \sigma_b^2) C t. \qquad (6)$$

Величину меры ползучести $C(t)$ определяют по формуле

$$C(t) = \varphi(t) / E_o, \qquad (7)$$

где $\varphi(t)$ – характеристика ползучести; E_o – модуль упругости.

В результате можно полагать, что для расчета деформации ползучести необходимо определить значения таких параметров, как $\varphi(t)$, E_o и β, в условиях линейной и нелинейной ползучести цементогрунта.

Методика опытов заключалась в получении зависимости "деформация – время" на образцах, изготовленных из различных исходных грунтов с обработкой разным количеством цемента. Цилиндрические образцы 5 х 5 см устанавливали в формы, в которых поддерживалась влажность среды 50–60%. Образцы загружали нагрузкой, составляюшей 30 или 80% разрушаюшей. Деформацию измеряли индикаторами часового типа.

Опыты по исследованию процесса ползучести цементогрунта весьма длительны. Поэтому на основании результатов выполненной работы можно сделать предварительные выводы. Как и в бетонах, в цементогрунтах выделены два основных напряженных состояния, при которых происходит либо линейная, либо нелинейная ползучесть. Если для бетона границей, характеризуюшей линейность процесса ползучести, является значение $\sigma_b / R = 0{,}5$ (где R – прочность

4663

бетона при сжатии), то для цементогрунтов граничное условие зависит от количества цемента. В результате опытов установлены границы напряженного состояния (табл. 1), определяющие характер ползучести цементогрунтов в зависимости от содержания цемента. Как отмечалось, количество цемента определяет характер структурных связей в цементогрунтах, которые по своим прочностным и деформационным параметрам подразделены на три типа: I тип – цементогрунт, характеризуюшийся полным преобладанием гибких структурных связей адсорбционной природы; II тип – цементогрунт с ненасыщенной системой (прерывистый структурный каркас); III тип – цементогрунт с насыщенной системой (сомкнутый структурный каркас), характеризуюшийся полным преобладанием жестких структурных связей кристаллизационного типа.

Таблица 1

Материал	Значения σ_b/R, характеризуюшие ползучесть	
	линейную	нелинейную
Цементогрунт:		
тип I	0,2	0,2
" II	0,3	0,3
" III	0,5	0,5
Бетон 3	0,5	0,5

На основании экспериментальных данных определена характеристика ползучести φ_∞^c для средних условий, величина которой для цементогрунта на основе песка и супеси составляет 1,5, а на основе суглинков – 2,6 (для бетонов φ_∞^c равна 2).

В условиях, отличных от средних, значение характеристики ползучести находят по формуле

$$\varphi_\infty = \varphi_\infty^c \eta_1 \eta_2 \eta_3 \eta_4 \eta_5 , \qquad (8)$$

где η_1 – коэффициент, учитываюший влажность среды; η_2 – коэффициент, учитываюший количество цемента;. η_3 – коэффициент, учитываюший влажность смеси; η_4 – коэффициент, учитывающий время прекрашения влажностного ухода за цементогрунтом; η_5 – коэффициент, учитываюший плотность цементогрунта. Значения коэффициентов определены опытным путем.

Многочисленные обследования участков дорог с конструктивными слоями из цементогрунтов показали, что модуль упругости цементогрунтов колеблется от 8000 до 75 000 кгс/см^2. Имея значения характеристики ползучести и модуля упругости цементогрунта, по формуле (7) можно определить величину меры ползучести $C(t)$, которая в среднем равна $(0{,}6 \div 1)\ 10^{-2}$ см^2/кгс.

Опытные данные позволили также определить и значение коэффициента β, который рассчитывается по формуле, полученной путем преобразования формулы (6),

4663

$$\beta = \frac{0,8}{\sigma_в}\left(\frac{a_п(t)}{a_о} - 1\right), \qquad (9)$$

где $a_о$ – условно-мгновенная деформация при приложении нагрузки.

Значения коэффициента β равны 0,03; 0,07; 0,09 соответственно нагрузкам, составляющим 0,3; 0,5; 0,8 разрушающей R.

Полученные данные и результаты исследований процесса усадки цементогрунта при твердении позволяют рассчитывать деформации цементогрунта при твердении и производить оценку его трещиностойкости с учетом воздействия ряда факторов.

Так, оценку трещиностойкости можно производить по коэффициенту трещиностойкости

$$k_{тр} = a_{доп} / (a_у - a_п). \qquad (10)$$

Степень трещиностойкости цементогрунта характеризуется значениями $к_{тр}$, представленными в табл. 2.

Таблица 2

Коэффициент трещиностойкости, $к_{тр}$	Степень трещиностойкости
> 1,5	Высокостойкие
1,5 – 1,0	Стойкие
1,0 – 0,5	Малостойкие
< 0,5	Нестойкие

Напряжения, развивающиеся в цементогрунте при усадке, обычно близки к его пределу прочности при растяжении. Поэтому при усадке цементогрунта, как правило, наблюдается нелинейная ползучесть. Как видно из условия трещиностойкости цементогрунта, его ползучесть снижает вероятность появления трещин при усадке.

Б. П. Горбунов
(НИИ оснований, Москва)

ГИДРАВЛИЧЕСКОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ ИНЪЕКТОРОВ

Теоретические формулы расчета давления и продолжительности инъекции для заданных радиусов в зависимости от свойств грунтов и растворов получены без учета потерь, возникающих при выходе раствора из инъектора. Эти потери особенно велики при нагнетании через манжеты.

Обозначая через H_0 разность напора внутри инъектора и через H_1 разность напора на внешней стороне, т.е. между инъектором и грунтом, гидравлические потери представим отношением:

$$\zeta = H_о / H_1. \qquad (1)$$

4663

Принимая за плоскость сравнения горизонтальную плоскость, проходящую через центр манжета, получаем

$$H_0 = \frac{p}{\rho g} + Z - Z_0 \,, \qquad (2)$$

где p – давление в инъекторе; ρ – плотность раствора; g – ускорение свободного падения; Z – высота манометра над плоскостью сравнения; Z_0 – высота уровня грунтовых вод над плоскостью сравнения.

Рассматривая манжет как сферический источник, установившийся расход его представляем в виде

$$Q = 4\pi k R H_0 \zeta \,. \qquad (3)$$

Если каждое отверстие в манжете радиусом r работает как самостоятельный сферическии источник, то при числе отверстий N суммарный расход можно определить по формуле

$$Q = 2\pi k r N H_0 (1 - \zeta) \,. \qquad (4)$$

При совместном решении выражений (3) и (4) получаем коэффициент гидравлических потерь как постоянную характеристику манжета или инъектора:

$$\zeta = \frac{N}{2R/r + N} \,. \qquad (5)$$

Например, если манжетный инъектор с внешним диаметром 42 мм перфорирован по окружности четырьмя отверстиями диаметром 5 мм, то его коэффициент гидравлических потерь

$$\zeta = \frac{4}{2 \cdot 42/5 + 4} = 0{,}19.$$

Проведенные Е.В.Степановой измерения напоров на горизонтальном инъекторе ($Z = Z_0 = 0$) при нагнетании растворов в неводоносные пески показали, что коэффициент гидравлических потерь для этого инъектора колеблется от 0,15 до 0,2. Следовательно, расчеты, выполненные по формуле (5), находятся в пределах точности эксперимента, что дает основание рекомендовать выражение (5) для вычисления коэффициента гидравлических потерь манжетных инъекторов. Этот коэффициент должен быть внесен в паспорт инъектора как постоянная характеристика.

При расчете параметров инъекции по теоретическим формулам необходимо вводить в них коэффициент гидравлических потерь, как это сделано в выражении (3).

В. С. Горлов
(НИИ оснований, Москва)

О КОРРОЗИИ МЕТАЛЛОВ ПРИ ЗАКРЕПЛЕНИИ ГРУНТОВ СПОСОБОМ СМОЛИЗАЦИИ

Находящиеся под землей конструкции подвергаются в основном электрохимическому воздействию окружающего грунта. Процесс разрушения металлов при их взаимодействии с грунтом называется подземной коррозией.

Как известно, химическое закрепление грунтов инъекцией предполагает нагнетание в грунты растворов кислот, солей и щелочей. В зоне действия этих растворов часто оказываются фундаменты и различные коммуникационные сооружения, изготовленные полностью из металла или содержашие металлические части, и в результате изменяется та естественная коррозионная среда, в которой они находились.

Для исследования характера коррозионного воздействия химического закрепления грунтов на некоторые металлы были выбраны сталь 3 и свинец как наиболее распространенные материалы, применяемые при изготовлении различных конструкций, трубопроводов, кабелей и т.д. Стальные образцы представляли собой пластинки размером 50x15x2 мм, а свинцовые – кольца толщиной 1,5 мм с внешним диаметром 45 и внутренним 30 мм.

Скорость коррозии оценивалась качественно по изменению внешнего вида поверхности металла и количественно обычным весовым методом. Оценка коррозионной стойкости производилась по 10-балльной шкале.

Коррозионная среда представляла собой песок, насыщенный раствором соляной кислоты (аналогично среде, образуюшейся при закреплении способом смолизации карбонатных песков с предварительной их обработкой соляной кислотой). Такая среда может существовать недолго, так как вслед за нагнетанием кислоты нагнетается гелеобразуюший раствор. Поэтому время наблюдения за коррозией металлов в данном случае ограничивалось 7 сут.

Песчаные грунты содержат разное количество карбонатов, и при обработке таких песков соляной кислотой будет изменяться pH кислоты и грунта, играюший существенную роль в протекании коррозионного процесса. Поэтому исследования были проведены на трех среднезернистых песках (содержаших 0,36, 0,72 и 1,75% карбонатов), которые в дальнейшем для краткости изложения будут именоваться соответственно как пески № 1, 2 и 3.

Изучение изменения pH соляной кислоты при ее взаимодействии с песками проводилось путем прокачивания через плексигласовую трубку с песком 3- и 5%-ных растворов HCl до полного заполнения пор песка в трубке. Величина pH кислоты, прошедшей через грунт, измерялась на приборе pH-340 и сравнивалась с исходной (табл. 1).

Для определения коррозии в указанной среде образцы металлов помешали в стеклянные стаканы, наполненные песком. Затем грунт насышался 3- и 5-ным раствором HCl. Контрольные сроки наблюдений были равны 2 и 4 ч, 1, 4 и 7 сут. Данные наблюдений приведены в табл. 2, из которой видно, что наиболее высокая скорость коррозии наблюдалась в первые сутки опытов, затем она резко падала. Для песков, насыщенных 5%-ным раствором HCl, она в целом выше, чем для песков, насыщенных 3%-ным раствором.

Величина pH песков непосредственно не замерялась, но, принимая во внимание описанные выше исследования по изучению изменения величины pH кислоты при взаимодействии ее с карбонатами грунта, можно сказать, что pH насыщенных кислотой песков будет

Таблица 1

Концентрация HCl, %	pH исходного раствора HCl	pH после взаимодействия HCl с песком		
		№ 1	№ 2	№ 3
3	0,24	0,37	0,53	6,62
5	0,15	0,02	0,17	3,72

тем выше, чем больше карбонатов находится в грунте. Этим и можно, видимо, объяснить тот факт, что скорость коррозии стальных и свинцовых образцов в песках с меньшим содержанием карбонатов была выше. Скорость коррозии стальных образцов оказалась выше, чем свинцовых.

Таблица 2

Металл	Песок	Концентрация HCl, %	Величина коррозии, мм/год, через				
			2 ч	4 ч	1 сут	4 сут	7 сут
Сталь 3	№ 3	3	0,5	0,27	0,09	0,08	0,08
		5	0,61	0,95	0,65	0,57	0,45
	№ 2	3	2,12	1,56	0,47	0,11	0,09
		5	3,23	2,12	0,77	0,32	0,28
	№ 1	3	5,58	3,9	3,12	0,67	1,06
		5	7,25	5,25	3,79	3,23	2,01
Свинец	№ 3	3	0,36	0,36	0,09	0,03	0,02
		5	0,31	0,3	0,17	0,11	0,08
	№ 1	3	0,43	0,46	0,16	0,04	0,02
		5	0,46	0,46	0,1	0,004	0,001

При осмотре стальных пластин после испытаний оказалось, что лишь на 4–7-е сутки от начала опыта их поверхность примерно на 20–30% покрылась в отдельных местах слабым налетом ржавчины. У свинцовых образцов никаких видимых изменений поверхности не наблюдалось.

Определение коррозии стальных и свинцовых образцов в закрепленном грунте выполнялось следующим образом. В трубки одновременно с заполнением их песком помещали металлические образцы так, чтобы они полностью оказались в грунте. Затем через трубки прокачивали гелеобразующий раствор, состоящий из раствора карбамидной смолы КМ-2 плотностью 1,1 г/см^3 и 3%-ного раствора соляной кислоты. Время гелеобразования составляло 35 мин.

Для сравнения характера коррозии металлов при закреплении песков способом смолизации с предварительной их обработкой HCl и без таковой исследования проводили на двух песках – без обработки на люберецком бескарбонатном песке и с обработкой на песке № 3.

Проведенные исследования (табл. 3) показали, что в основном скорость коррозии стали была выше, чем у свинца, а коррозионный процесс протекал в закрепленном карбонатном песке более интенсивно, чем в люберецком. Небольшая скорость коррозии металлов при закреплении способом смолизации обусловлена, видимо, благоприятным влиянием образующегося в смоле уротропина, который является замедлителем коррозии металлов.

Таблица 3

Металл	Песок	Величина коррозии через			
		7 сут	10 сут	15 сут	30 сут
Сталь 3	Люберецкий № 3	0,004 / 0,004	0,013 / 0,014	0,011 / 0,012	0,0075 / 0,008
		0,1 / 0,11	0,12 / 0,13	0,05 / 0,056	0,06 / 0,067
Свинец	Люберецкий № 3	0,012 / 0,009	0,011 / 0,008	0,009 / 0,007	0,0045 / 0,003
		0,04 / 0,031	0,036 / 0,028	0,029 / 0,022	0,009 / 0,007

Примечание. Над чертой приведены потери массы образцов, г/м^2; под чертой – скорость коррозии, мм/год.

При осмотре стальных образцов было видно, что их поверхность покрыта ржавчиной примерно на 50–70%, а поверхность свинцовых – оставалась чистой, как до начала опытов.

Оценку коррозионной стойкости исследованных металлов можно сделать пользуясь полученными данными и зависимостью между глубинным показателем и потерей массы при коррозии главнейших металлов. В агрессивной среде, представляющей песок, насыщенный HCl, сталь при скорости ее коррозии 0,1–7 мм/год следует отнести к группе пониженно- и малостойких (оценка 7–8 баллов), а свинец при скорости его коррозии 0,05–0,1 мм/год – к группе стойких металлов (оценка 4 балла). В закрепленном грунте скорость коррозии стали составила на 30-е сутки 0,008–0,06 мм/год, и ее нужно отнести к группе стойких (оценка 4 балла), а свинец при скорости коррозии 0,0035–0,007 мм/год – к группе весьма стойких в данной среде металлов (оценка 2–3 балла).

Проведенные исследования показали, что на интенсивность коррозионного процесса металлов при закреплении грунтов способом смолизации влияют концентрация и значение pH растворов, а также степень карбонатности грунтов. Учитывая, что сталь, например, подвержена коррозии почти в любых почвах и скорость коррозии ее в отдельных случаях достигает 7–8 мм/год, можно заключить, что исследованные агрессивные среды, которые встречаются в практике химического закрепления грунтов, по своему коррозионному воздействию на металлы не превосходят те, которые наблюдаются в

природе. Следовательно, химическое закрепление грунтов не представляет опасности повышенного агрессивного воздействия на металлические элементы конструкций фундаментов и подземных коммуникаций. Однако надо учитывать, что при закреплении грунтов способом смолизации с предварительной обработкой соляной кислотой надо избегать большого перерыва во времени между предварительной обработкой грунта кислотой и нагнетанием гелеобразующего раствора, а также исключать попадание металлических конструкций в зону, непосредственно примыкающую к контуру закрепленного массива грунта.

Т. И. Данилевич, В. К. Чувелев
(НИИ оснований, Москва)

ПОВЫШЕНИЕ АКТИВНОСТИ ЛЕССА ПРИ СИЛИКАТИЗАЦИИ

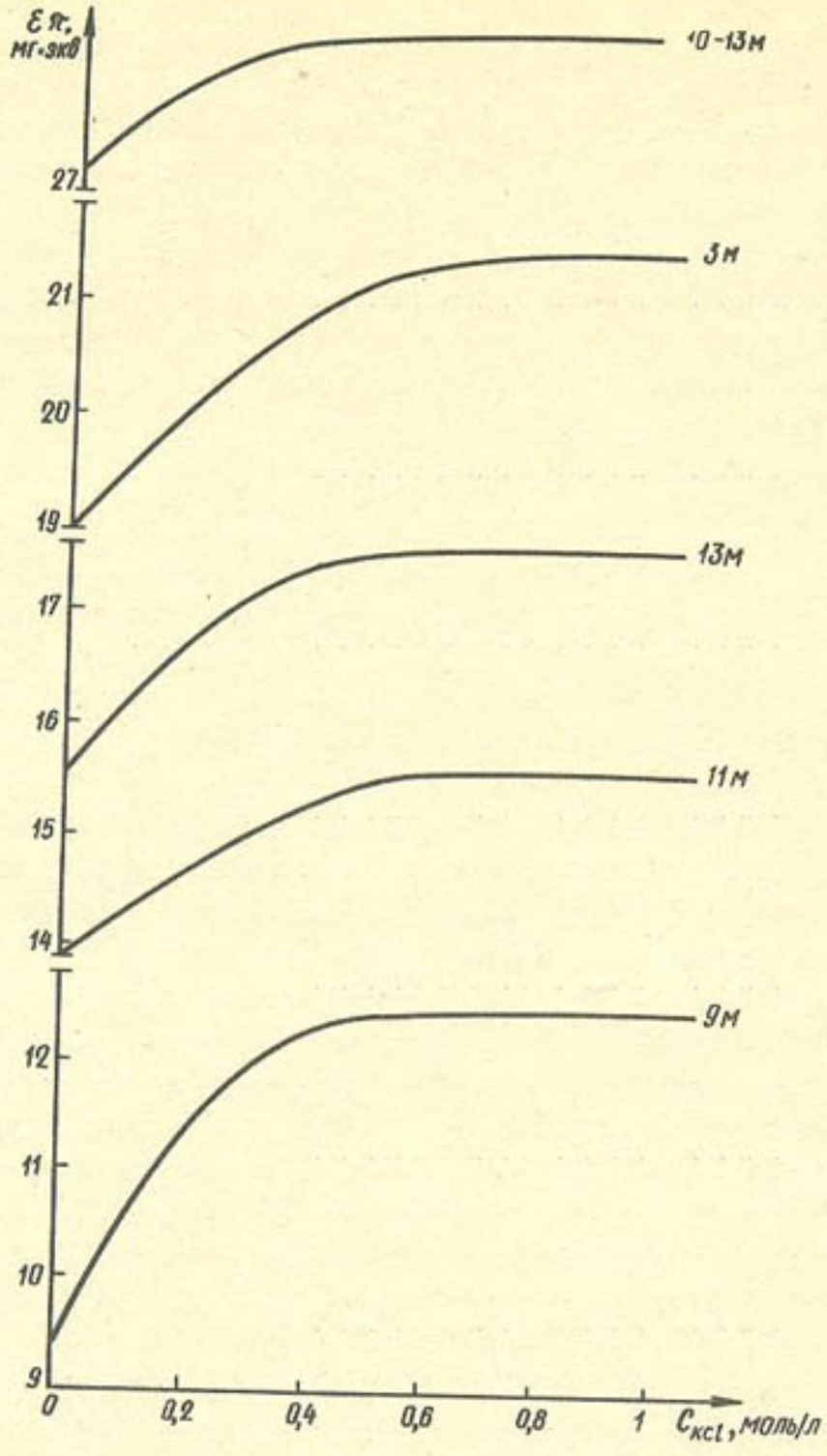
Вопрос о химическом укреплении оснований сооружений, возводимых на лёссовых просадочных грунтах Средней Азии, не является новым. Однако имеющегося опыта недостаточно для того, чтобы уверенно применять этот способ повсеместно.

Важнейшим показателем для прогнозирования эффективности силикатизации лёсса является его обменная емкость в 1 н. растворе щелочи, определяемая содержанием обменных катионов кальция и магния. Прочное закрепление 8–10 кгс/см^2 достигается в лёссовых породах, имеющих емкость обмена 18–20 мг-экв; удовлетворительное закрепление наблюдается в лёссовых грунтах с емкостью обмена 15 мг–экв; слабое закрепление наблюдается при емкости обмена менее 15 мг–экв.

Известно, что поглощение катионов зависит от очень многих факторов и в первую очередь от валентности, величины атомного веса и концентрации ионов в растворе. По активному взаимодействую с почвенным поглощающим комплексом ионы могут быть расположены в ряд: $Fe^{+3} > Al^{3+} > H^{+} > Ba^{2+} > Ca^{2+} > Mg^{2+} > NH_4^{+} > K^{+} > Na^{+}$. Следовательно, если для определения поглощения грунта вместо едкого натра использовать едкое кали, то обменная емкость в последнем случае окажется выше. На различных образцах грунта нами получены соответствующие величины: 12 и 17; 9,5 и 11,5; 14 и 20 мг-экв на 100 г грунта.

Исходя из изложенного выше, нами была предпринята попытка изучить возможность повышения емкости лёссовых пород и увеличения прочности при силикатизации за счет введения ионов калия в рабочий раствор натриевого жидкого стекла.

Для работы использовали лёссовые грунты Узбекистана, отобранные из выработок основания напорно-станционного узла (НСУ) Фархадской ГЭС. Исследования проводили на образцах искусственной структуры, пропитку их крепящим раствором (силикат натрия с модулем 3,2; плотность 1,1 и 1,14 г/см^3) осуществляли под давлением. Испытание образцов на одноосное сжатие проводили через



Зависимость емкости поглощения грунта от концентрации хлористого калия в 1 н. растворе NaOH

7–14 сут выдержки в воде или в воздушно-влажной среде. В качестве добавки в силикатный раствор использовали кристаллическую соль хлористого калия квалификации "хч".

Зависимость обменной емкости образцов грунта, взятых с отметок 3, 9, 11 и 13 м, от содержания хлористого калия в 1 н. растворе щелочи представлена на рисунке. Введение соли в щелочной раствор приводит к увеличению емкости обмена, причем наиболее активное поглощение наблюдается в области концентраций 0,1 – 0,4 моля на 1 л раствора, далее кривые плавно переходят на плато, т.е. при данных условиях наступает полное насыщение грунта

как сорбента. Найденная область концентраций оптимального поглощения была взята за основу при выборе добавок соли в силикатный раствор. Наилучшие результаты получены при содержании хлористого калия 0,25 моля на 1 л раствора. Некоторые из имеющихся данных приведены в таблице.

Поглощение в 1 н. растворе NaOH, мг-экв	Поглощение в 1 н. растворе NaOH с добавкой 0,25 моля KCl на 1 л, мг-экв	Прочность закрепления лёсса при силикатизации (γ = 1,14 г/см^3), кгс/см^2			
		без добавки соли		с добавкой 0,25 моля соли на 1 л	
		при естественной влажности, %			
		10	28	10	28
9,5	11,6	4,7	0,5	7,9	4,2
13,8	14,7	10,4	7,2	13,5	14,4
15,5	16,9	-	11	-	13,5
18,9	20,4	-	3,1	-	5,4

Во всех случаях присутствие соли калия в рабочем растворе способствует улучшению закрепляемости образцов и, следовательно, их водоустойчивости. Особенно это заметно на грунтах с низкой обменной емкостью и повышенной влажностью.

Изучено влияние присутствия соли на проникающую способность силикатного раствора в образец водонасыщенного лёсса при напорной инъекции. Оказалось, что скорость инъекции выше, а равномерность распределения раствора с добавками соли лучше, чем без нее, хотя вязкость силикатного раствора при этом не меняется. Так, для пропитки водонасыщенных образцов (поглощение 9,5 мг-экв) раствором жидкого стекла плотностью 1,14 г/см^3 под давлением 2 кгс/см^2 требовалось 20-25 мин, а с добавкой 0,1 моля соли на 1 л раствора - 17 мин, 0,25 моля - 10 мин, 0,5 моля - 7 мин. Эта закономерность наиболее характерна для влажных лёссов с большим содержанием глинистых частиц.

Было замечено, что добавка соли способствует улучшению проницаемости инъецируемого раствора во влажные лёссы, так как вследствие уменьшения диссоциации молекул двойного электрического слоя коллоидных частиц грунта снижается пептизация грунтовых коллоидов.

С целью проверки полученных результатов в полевых условиях были проведены работы в Алма-Ате на территории ныне функционирующей Республиканской клинической больницы. В геоморфологическом отношении участок расположен в пределах нижней предгорной ступени. Толща лёссовых грунтов П типа по просадочности составляет26 м, грунтовые воды не вскрыты, естественная влажность 20-23%, величина обменной емкости 9-19 мг-экв.

Программой полевых опытных работ предусматривалось сравнение результатов закрепления лёссового грунта раствором силиката натрия плотностью 1,14 г/см^3 с добавкой хлористого калия и без нее. На территории клинической больницы, приблизительно в 2 м от

строения, был заинъецирован раствор в четыре скважины на глубину 8 м, по 6 $м^3$ в каждую; расстояние между скважинами составляло 3 м. Инъекцию осуществляли с помощью тампона, установленного на глубину 2,5 м, под давлением 2 $кгс/см^2$. Раствор плотностью 1,14 $г/см^3$ без добавки соли инъецировали в течение 3 ч, с добавкой соли – 2 ч.

Закрепленный массив был вскрыт с помощью экскаватора на глубину 4 м. Каждую скважину оконтуривали вручную. Равномерная пропитка наблюдалась как с добавкой соли, так и без нее, средний радиус закрепления составил 90 см, образцы отбирали с глубины 3 м. На этой отметке обменная емкость грунта составляла 16,5 мг-экв. Средняя прочность закрепления массива на указанной глубине при использовании силиката плотностью 1,14 $г/см^3$ без добавки соли оказалась 8,3 $кгс/см^2$, с добавкой соли – 11,7 $кгс/см^2$.

Таким образом, в результате полевых работ было установлено, что введение небольшой добавки кристаллической соли хлористого калия улучшает проникание раствора в грунт и повышает прочность закрепления.

В. Ф. Демин, Ю. Д. Попов, В. С. Сулимов
(ВНИИГ, Ленинград),
А. Л. Брик, Ю. Д. Реховский, В. Ф. Шантилов
(ЛИИЖТ, Ленинград)

СПОСОБ УКРЕПЛЕНИЯ ЗАЩИТНОГО СЛОЯ ПЕСКА ПРИ РЕМОНТЕ ГИДРОИЗОЛЯЦИИ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ МОСТОВ

Ремонт гидроизоляции эксплуатируемых железобетонных пролетных строений является одной из самых трудоемких и тяжелых работ на железнодорожном транспорте. Сушествующая в настоящее время технология производства работ по ремонту гидроизоляции очень сложна. Она требует большой затраты времени и значительных перерывов в движении поездов.

В ЛИИЖТе в течение последних лет разработана новая технология ремонта гидроизоляции эксплуатируемых мостов, позволяющая проводить ремонтные работы при нормальной эксплуатации пролетного строения. Сущность этой технологии заключается в покрытии бетонной поверхности тиоколовой гидроизоляцией и созданием над ней зашитного слоя из просеянного песка толщиной около 10 см, закрепляемого пропиткой разработанными ВНИИГом составами на основе смолы ФРЭС.

В последние годы разработанная технология была исследована в лабораторных и опытно-производственных условиях. Лабораторные исследования проводились с песком средней крупности (pH водной вытяжки 8,8) и оптимальным по соотношению компонентов составом – смола ФРЭС: формалин : едкий натр (1,0 : 0,7 : 0,3); время гелеобразования состава – 50 мин, вязкость – 8 сПз.

Исследованы следуюшие характеристики состава и закрепленного

4663

грунта: прочность закрепленного грунта на изгиб и сжатие; водостойкость закрепленного грунта; влияние вибрации на свойства закрепленного грунта; скорость пропитки; морозостойкость образцов закрепленного грунта; совместимость состава на основе ФРЭС с тиоколовым гидроизоляционным материалом.

Изготовление образцов-призмочек для испытания на прочность производилось обычным способом (размер образцов 4x4x16). Испытания образцов на изгиб и сжатие проводились на 3, 7, и 28-е сутки. Испытания образцов на продавливание сразу показали прочность более 200 кгс/см^2, что превышало возможность применяемого прибора ДС-0,2 и поэтому далее испытания не проводились. Для исследования водостойкости образцы на следующий день после изготовления были положены в воду. Испытания проводились по прежней методике. Результаты испытаний (средние данные по образцам) приведены в табл. 1.

Таблица 1

Сроки испытаний, сут	Прочность образцов при хранении, кгс/см^2			
	воздушно-влажном		водном	
	на изгиб	на сжатие	на изгиб	на сжатие
3	18,1	65	18,5	83,4
7	21,2	82,3	23,8	98
28	23,9	88	27,4	110,9

Как видно из приведенных данных, хранение не только не снижает прочности образцов, но, наоборот, повышает: на изгиб – на 14-15%, на сжатие – на 26-27%.

С целью определения влияния вибрации на структурирование полимерного материала в период гелеобразования и укрепления песка пропитанный в формочках песок был поставлен на пульсатор ГРМ-1, которому был дан режим пульсации, близкий к вибрации железобетонного пролетного строения при проходе поезда. Вместе с образцами, укрепленными пропиткой составом ФРЭС, на пульсацию в качестве подварианта были поставлены образцы с пластраствором на основе смолы ФРЭС (смола ФРЭС + 1,5 ч по объему золы ТЭЦ-14). Одновременно были изготовлены образцы, хранившиеся в тех же условиях, но без вибрации. Образцы вибрировались 2 сут, в течение которых они получили 1 678 000 пульсаций, и были испытаны на 7-е сутки после изготовления.

Результаты испытаний (средние значения) сведены в табл. 2.

Таблица 2

Закрепляющий состав	Вид испытания	Прочность образцов, кгс/см^2	
		вибрированных	эталонных
Состав на основе ФРЭС	Изгиб	32	24
	Сжатие	124	134
Пластраствор ФРЭС + зола	Изгиб	27	35
	Сжатие	170	147

4883

Как видно из табл. 2, пульсация в период гелеобразования практически не влияет на прочность закрепления песка.

Следующий эксперимент проводился с целью установления скорости и степени пропитки составом ФРЭС песка по глубине и получаемой при этом прочности закрепления. В стеклянные трубки диаметром 30 мм и длиной около 35 см насыпали песок. Сверху наливали укрепляющий раствор на основе смолы ФРЭС. Над песком в трубке уровень раствора поддерживали на высоте 4 см. Трубки были тарированы по высоте. Глубину проникания раствора замеряли через каждые две минуты.

Увеличение вязкости состава в период гелеобразования происходило неравномерно, а с нарастающей быстротой после некоторого стабильного периода. Быстрое гелеобразование сопровождалось выделением тепла, которое, в свою очередь, ускоряло процесс реакции. В результате этого процесс пропитки песка резко обрывался на глубине 27–28 см через 23–25 мин после начала эксперимента. Температура состава в это время достигала 37°С.

Экспериментом установлено, что неразбавленным составом на основе ФРЭС можно за 20–25 мин пропитать песок средней крупности (pH = 8,8) на глубину до 25–27 см, что для укрепления защитного слоя песка совершенно достаточно. Для определения прочности закрепления образцы извлекали из трубочек, разрезали на части высотой 3 см и испытывали на сжатие на третьи сутки после укрепления. Результаты испытаний представлены на рисунке.

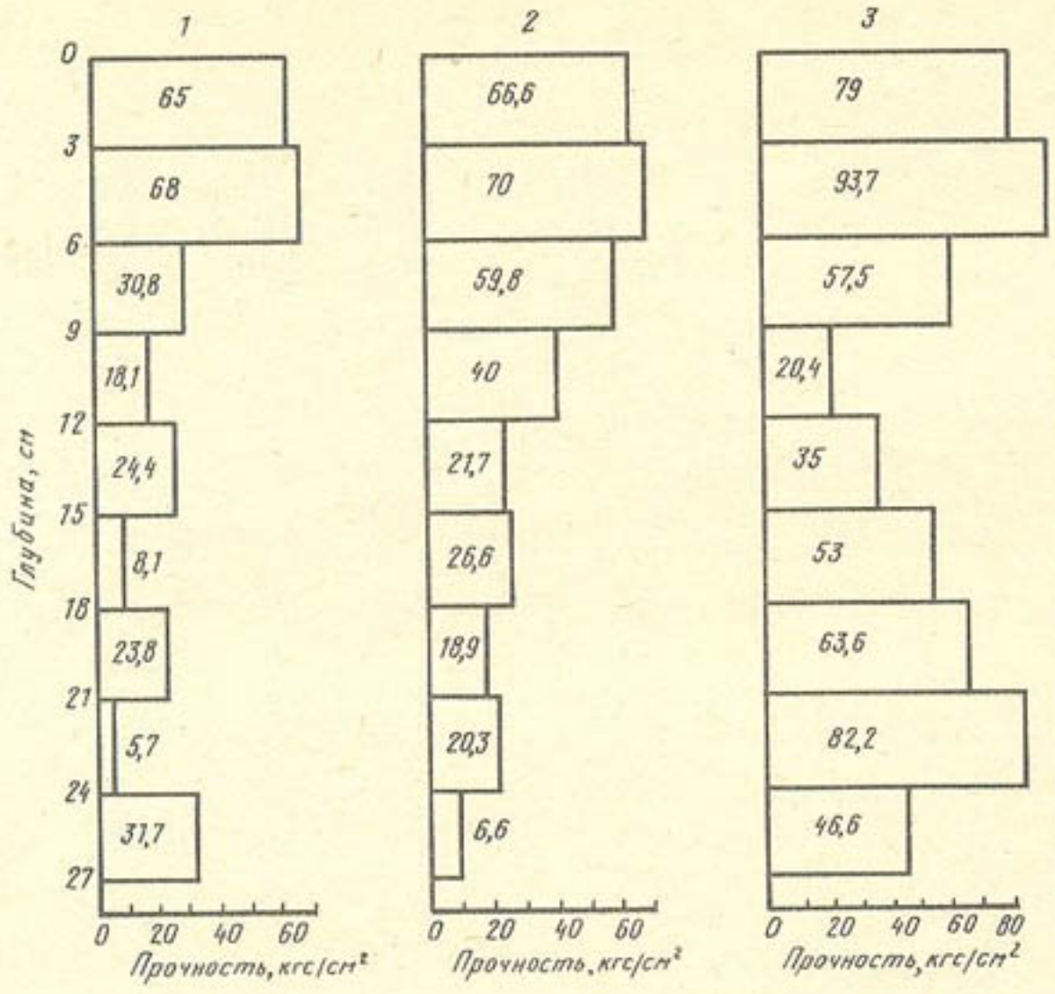
Несмотря на некоторую разбросанность результатов по прочности образцов по высоте, можно отметить, что первые 10 см, т.е. вся глубина предполагаемого защитного слоя, имеют очень хорошую прочность уже на третьи сутки.

Следующим экспериментом было испытание на морозостойкость закрепленных образцов. С этой целью призмочки песка, закрепленные составом на основе ФРЭС, в возрасте 7 сут были помещены в морозильную камеру, в которой образцы замораживались до –60°С, через каждые 4 ч их помещали в воду, где они оттаивали при температуре 20°С в течение 4 ч. Затем цикл повторялся. В качестве подварианта были изготовлены образцы с добавлением 1,5 ч золы ТЭЦ-14. После 58 циклов замораживания и оттаивания образцы были испытаны на изгиб и сжатие. Результаты испытаний (средние значения) приведены в табл. 3.

По полученным результатам можно заключить, что, несмотря на некоторое уменьшение прочности образцов при изгибе, прочность их на сжатие остается совершенно достаточной для надежной защиты гидроизоляционного покрытия от любых возможных механических воздействий. Образцы, укрепленные составом ФРЭС с добавкой золы, дают более высокие прочностные показатели (прочность их на сжатие в 2 раза с лишним превышает прочность образцов, закрепленных составом ФРЭС без золы).

Совместимость состава на основе ФРЭС с тиоколовым герметизирующим покрытием оценивалась по величине адгезии между тиоколовым покрытием и бетоном, а также между тиоколовым покрытием и закрепленным грунтом при испытаниях на сдвиг и растя-

4663



Прочность цилиндрических образцов по высоте при пропитке сверху
1, 2, 3 – номера образцов

жение. Во всех случаях адгезия между закрепленным песчаным грунтом и тиоколовым покрытием была выше адгезии между тиоколовым покрытием и бетоном.

Таблица 3

Закрепляющий состав	Вид испытания	Прочность призм, кгс/см^2	
		замораживаемых и оттаиваемых (после 58 циклов)	эталонных
Состав на основе ФРЭС	Изгиб	18	24
	Сжатие	84	88
Пластраствор ФРЭС + зола	Изгиб	21	–
	Сжатие	196	–

Опытно-производственная проверка новой технологии с применением составов на основе ФРЭС проводилась в 1974 г. при ремонте железобетонного моста на 11 км железнодорожного участка Парнас – Парлогово Финляндской дистанции пути Октябрьской железной дороги. После полуторагодичной эксплуатации отремонтированого пролетного строения были проведены испытания укрепленно-

4663

го защитного слоя на продавливание. Песок, укрепленный составом на основе ФРЭС, показал прочность на продавливание более 80 кгс/см^2. Это гарантирует защиту тиоколовой гидроизоляции от любых механических повреждении. Стоимость ремонта 1 м^2 гидроизоляции по новой технологии с применением составов на основе ФРЭС составила 17 р. 94 к., что в 15 раз дешевле ремонта по существующей технологии (299 р. 04 к.).

В. Ф. Демин, В. П. Урбаневич
(ВНИИГ, Ленинград)

ЗАКРЕПЛЕНИЕ КАРБОНАТНЫХ ГРУНТОВ ЗОНЫ РАЗЛОМА НА ИНГУРИГЭС

Одной из проблем, возникшей при строительстве плотины на ИнгуриГЭС, явилась проблема закрепления зоны тектонического разлома – трещины шириной от 2 до 10 м, пересекающей основание и правобережное примыкание плотины и заполненной доломитовой мукой с крупными скальными включениями.

Применяемый в настоящее время по проекту института Гидропроект способ замены дробленой массы бетоном с целью придания монолитности и механической прочности зоне разлома является трудоемким и технологически неудобным.

Методом инъекционного закрепления химическими смесями можно придать грунту те же свойства, не нарушая их естественного залегания. Однако в данном случае по условиям производства работ (инъекция химических составов должна производиться из штолень) закрепляющая смесь должна обладать малой токсичностью. Во ВНИИГе проводились разработка и исследование такой рецептуры.

В качестве основы смолообразования использовались суммарные сланцевые алкилрезорцины (ФРЭС). Применяемый в известных рецептурах формальдегид для отверждения алкилрезорцинов нельзя было принять в качестве отвердителя по причине его высокой токсичности. В результате исследований был разработан и защищен авторским свидетельством химический состав, отвечающий требованиям к токсичности и технологическим свойствам. Для отверждения алкилрезорцинов был применен гексаметилентетрамин (уротропин), отличающийся низкой токсичностью. Реакция поликонденсации начинается после введения в смесь инициатора реакции, в качестве которого использовалась алифатическая эпоксидная смола ТЭГ-1. Эпоксидная смола способствует разложению гексаметилентетрамина на формальдегид и амидную группу.

По заключению института экспериментальной и клинической медицины Эстонской ССР применяемые реагенты по допустимым концентрациям могут быть использованы при работе в условиях подземных выработок с естественной вентиляцией.

В результате образования резита, представляющего сложную пространственную структуру, отвержденных формальдегидом алкилрезор-

4663

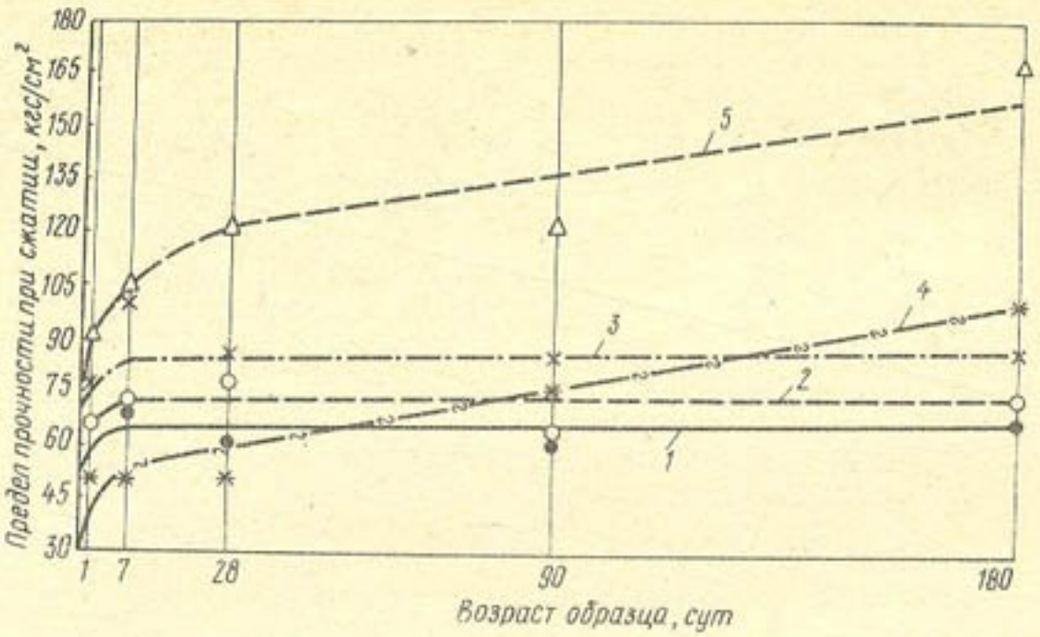


Рис. 1. Зависимость предела прочности при сжатии образцов песка, мела, глины от влияния среды
1 – песок в среде с pH = 1,1; 2 – песок в среде с pH = 11; 3 – песок в воде; 4 – мел в воде; 5 – глина в воде

цинов и сшитых амидами эпоксидных групп, получается искусственный камень с высокими прочностными характеристиками.

В экспериментальных исследованиях по закреплению грунтов, различных по гранулометрическому и минералогическому составу, использовались закрепляющие составы со следующим соотношением компонентов в частях по объему: ФРЭС – 1; гексаметилентетрамин – 0,9; ТЭГ–0,15.

Смесь с указанным соотношением компонентов по реологическим характеристикам отвечает предъявляемым требованиям. Начальная вязкость такого состава составляет 8 сПз с продолжительностью гелеобразования 35–40 мин. Образцы закрепленных этими составами песка, глины и мела выдерживались в различных средах и испытывались при одноосном сжатии. Результаты испытаний приведены на рис. 1. Анализ кривых показывает, что прочность образцов закрепленной глины через 180 сут достигает 150 кгс/см^2, в то время как образцы закрепленного песка дают прочность 80 кгс/см^2. Это свидетельствует о влиянии среды, в которой происходит отверждение, на прочностные свойства резита. Данные лабораторных исследовании показывают, что указанный состав может быть эффективно применен при закреплении грунтов, имеюших pH $\geqslant$ 7.

На рис. 2 показаны результаты испытаний образцов закрепленного карбонатного грунта, взятого из зоны разлома на Ингури-ГЭС. Как видно из графика, образцы, хранимые в воздушно-влажностных условиях, через 180 сут достигают прочности соответственно 60 и 70 кгс/см^2.

Работы по инъекционному закреплению карбонатных грунтов были проведены на опытно-производственном участке в одной из штолен в зоне разлома. Опытное поле было разбито на три ряда скважин глубиной 5 м, инъецируемых в три очереди (рис. 3). Кондукторы

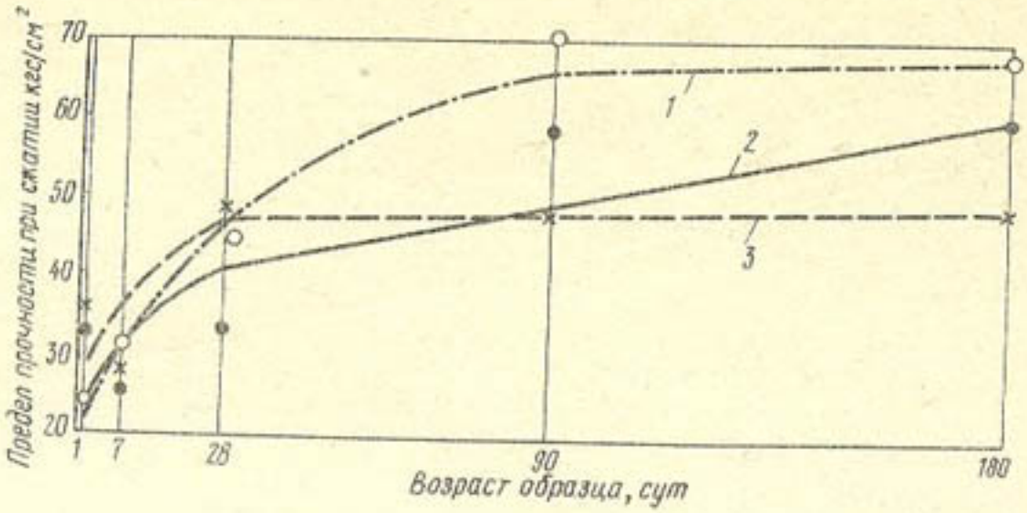


Рис. 2. Зависимость предела прочности при сжатии образцов грунта с опытного участка ИнгуриГЭС от влияния среды

1 – воздушно-влажностное хранение; 2 – хранение в воде; 3 – воздушное хранение

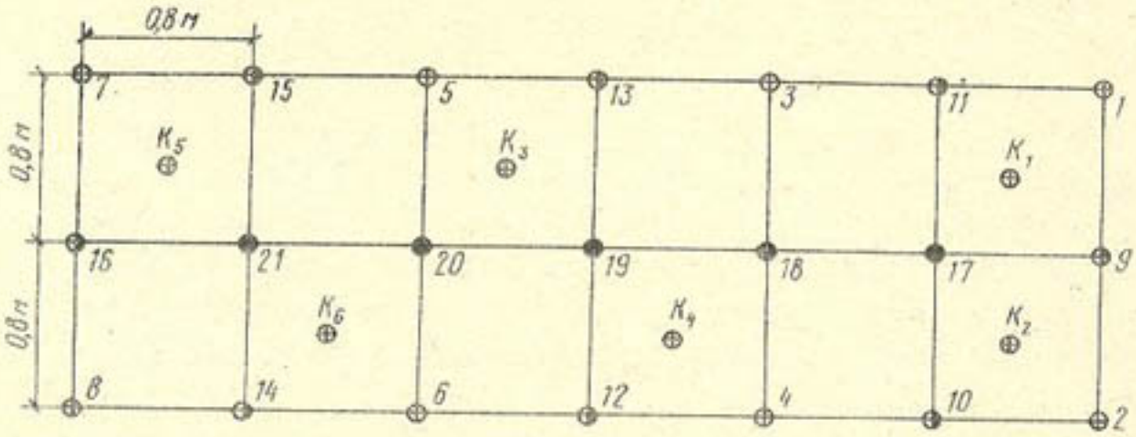


Рис. 3. План расположения инъекционных скважин опытно-производственного участка

1–8 – скважины I очереди; 9–16 – скважины II очереди; 17–21 – скважины III очереди; K_1–K_6 – контрольные скважины

устанавливали на глубину 2 м; таким образом, зона инъекции составляла 3 м. Для инъекционных работ использовалось стандартное оборудование, применяемое при цементации.

Перед инъецированием химического состава была проведена инъекция цементных растворов по контуру опытного участка с целью тампонирования крупных трещин и пустот и тем самым уменьшения расхода химического материала.

Гидроопробование и нагнетание химического раствора осуществлялось шестеренчатым насосом. Давление инъекции в зависимости от поглощения устанавливалось от 2 до 20 атм. Данные гидроопробования свидетельствуют о низкой поглощающей способности грунта зоны разлома. Большинство скважин показало удельное водопоглощение, составляющее сотые и тысячные доли литра в 1 мин.

Объем закрепленного грунта составил 40 $м^3$. Контроль качества закрепленного грунта осуществлялся выбуриванием контрольных

4663

скважин. Извлеченные из контрольных скважин керны закрепленного грунта длиной до 1 м свидетельствуют о хорошей проникающей и закрепляющей способности инъецируемого состава. Испытания образцов, изготовленных из кернов, показали прочность при одноосном сжатии 45–70 кгс/см^2, что вполне удовлетворяет требованиям по прочности. Предел прочности при изгибе составил 30–32 кгс/см^2.

Укрепление грунта химическим составом, применяемым в сочетании с предварительным тампонажем крупных пор и пустот цементной смесью, намного дешевле укрепления горнопроходческим способом. Стоимость закрепления 1 м^3 грунта химическим составом на 15 руб. дешевле стоимости закрепления горнопроходческим способом. Это обстоятельство, наряду с преимуществом в технологии ведения работ, позволило рекомендовать разработанный состав для закрепления зоны тектонического разлома на ИнгуриГЭС.

Л. Г. Джаиани, С. Я. Кушнир, В. В. Очинский
(ТюмИСИ, Тюмень)

О ПЕРСПЕКТИВЕ ПРИМЕНЕНИЯ МЕТОДА ЭЛЕКТРОХИМИЧЕСКОГО ЗАКРЕПЛЕНИЯ ГРУНТОВ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ТОБОЛЬСКОГО НЕФТЕХИМИЧЕСКОГО КОМБИНАТА

Тюменская область по объему капитального строительства занимает одно из ведуших мест в стране. Особое внимание среди строек пятилетки отведено строительству Тобольского нефтехимического комбината. Проектом предусмотрены большая плотность застройки и значительные по величине нагрузки, передаваемые объектами комбината на грунты основания (до 8 кгс/см^2). Однако опыт строительства в области показал, что несущая способность грунтов исчерпывается нагрузками 2–2,5 кгс/см^2. Такое положение привело к тому, что более 80% всех сооружений комбината и базы стройиндустрии проектируется на свайных фундаментах. Проектируемая длина свай (до 18 м и более), обеспечиваюшая потребную несущую способность, принимается без учета возможностей сушествуюшей базы стройиндустрии и технологии производства свайных работ.

Известно, что более эффективными и распространенными (более 75% всех зданий и сооружений) являются фундаменты на естественном основании. Однако грунты, слагаюшие площадку Тобольского нефтехимического комбината, далеко не всегда могут служить естественными основаниями, а сушествуюшие методы инженерной подготовки часто оказываются неэффективными или экономически нецелесообразными. В этих условиях следует идти по пути улучшения строительных свойств грунтов методами технической мелиорации. Одним из таких методов является электрохимическое закрепление грунтов.

Грунтовые условия Тюменской области специфические и характеризуются: обводненностью (на 85% территории уровень грунтовых вод находится выше отметки заложения фундаментов); заболочен-

4663

ностью и заторфованностью (в среднем такие территории составляют 52%, а в некоторых нефтегазопромысловых районах – до 80%, например Самотлор); глубинным сезонным промерзанием (нормативная глубина промерзания колеблется от 1,5 до 3 м); склонностью грунтов к морозному пучению (обусловлено высоким содержанием в грунтах пылеватых частиц – до 40% и более).

Таким образом, около 75% минеральных грунтов в области оцениваются по строительной классификации как слабые.

Работы по электрохимическому закреплению грунтов выполнены кафедрой механики грунтов, оснований и фундаментов с целью: изучения возможности повышения расчетного сопротивления грунтов и замены свайных фундаментов площадными; изучения возможности повышения несущей способности висячих свай (для сокращения количества свай в свайном поле или их длины); исследования влияния процесса электрохимического закрепления на способность грунтов к морозному пучению.

При выполнении исследований использовались лабораторные и полевые методы. В лабораторных условиях устанавливали вид и оптимальную концентрацию электролита, параметры электрохимического закрепления, а также влияние температурного режима и процесса закрепления на прочностные свойства материала фундаментов – железобетона. В полевых условиях проверяли полученные параметры и отрабатывали технологию работ по закреплению грунтов.

Критериями оценки качества закрепления грунтов служили:

изменение физико-механических характеристик образцов грунта ненарушенной структуры, отобранных до и после закрепления;

сопротивление грунта, определяемое методом статического зондирования до и после закрепления;

несущая способность свай по результатам испытаний статическими нагрузками;

размокаемость грунтов, определяемая до и после закрепления.

Полевые исследования по электрохимическому закреплению суглинков выполнены на экспериментальной площадке, расположенной непосредственно на территории строительства Тобольского нефтехимического комбината.

Перед закреплением методом налива определялся коэффициент фильтрации и удельное электрическое сопротивление грунта (прибором МС-08). Эти параметры равны соответственно k_ϕ = 0,15 м/сут и ρ = 3500 Ом·см. Для определения химической активности грунта и подземных вод был сделан полевой химический анализ.

В качестве электролита использован 5%-ный раствор хлорного железа $FeCl_3$. Электродами служили стержни арматурной стали диаметром 16 мм, которые опускали в скважины, пробуренные шахтным электросверлом ЭР1ВД-2МУ из полых буровых штанг с коронками диаметром 36 мм для бурения шпуров по породе. Расстояние между скважинами составляло 0,6 м. Градиент напряжения составлял 1-2 В/см, а плотность тока равнялась 1-2 А/м^2. Во время закрепления, длившегося в течение 12 сут, постоянно контролировалась температура грунта.

4663

По повышению расчетного сопротивления грунта параметры электрохимического закрепления составили: объем закрепленного грунта 43 м^3; расход электроэнергии 1350 кВт·ч; расход электролита 4288 л; расход электроэнергии на 1 м^3 закрепленного грунта – 31 кВт·ч. По повышению несущей способности железобетонных висячих свай параметры электрохимического закрепления составили: объем закрепленного грунта 28 м^3; расход электролита 2754 л; расход электроэнергии на 1 м^3 закрепленного грунта 18 кВт·ч.

В результате выполненных работ расчетное сопротивление грунта и несущая способность сваи повысились почти вдвое. При этом существенно изменились и характеристики грунтов. Так, влажность грунта после закрепления уменьшилась на 30%, а коэффициент сжимаемости снизился в 1,9 раза.

Положительные результаты полевых исследований послужили основой практического применения метода электрохимического закрепления при усилении фундаментов действующего цеха завода ЖБИ–2 Главтюменпромстроя в Тюмени.

Дальнейшие работы по электрохимическому закреплению грунтов должны быть направлены на определение оптимальных параметров закрепления для конкретных грунтовых условий Тюменской области.

А. С. Дудкин, И. Л. Гурячков
(Союздорнии, Москва),
Е. С. Варызгин,
(ЦНИИ МПС, Москва)

ЩЕБЕНОЧНЫЕ МАТЕРИАЛЫ, УКРЕПЛЕННЫЕ ВЯЖУЩИМИ, ДЛЯ УСТРОЙСТВА ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОЙ БАЛЛАСТНОЙ ПРИЗМЫ

Балластную призму на железных дорогах с интенсивным движением тяжелых поездов сооружают только из высокопрочного гранитного щебня или из других твердых пород. Известняковый щебень разрешается применять только на малонагруженных линиях.

Повышенные требования к прочности гранитного щебня фактически достигли предела и для дальнейшего увеличения прочности балластной призмы появилась необходимость в изыскании и разработке других мероприятий, повышающих прочность не только балластной призмы, но и верхней площадки земляного полотна и всего сооружения пути в целом.

В исследованиях, проведенных СоюздорНИИ, использовали мелкий известняковый и гранитный щебень фракции 0–25 мм, не отвечающий требованиям стандарта, предъявляемым к каменным материалам. Свойства укрепленного каменного материала сравнивали со свойствами стандартного высокопрочного гранитного щебня с размером частиц 25–60 мм.

Испытания материалов проводили на моделях, имитирующих работу балластной призмы как двухслойную конструкцию "укрепленный материал – грунт". Круглыми штампами разных размеров испытывали уложенные на супесчанный грунт материалы, укрепленные различными составами:

мелкий известняковый щебень с размером частиц 0–25 мм – 8% цемента; 6% цемента и 2% жидкого битума; 6% цемента и 2% полимерно-битумного вяжущего (ПБВ); 8% цемента и 3% битумной эмульсии (в расчете на эмульгированный битум);

мелкий гранитный щебень с размером частиц 0–25 мм – 8% цемента;

высокопрочный известняковый и гранитный щебень с размером частиц 25–60 мм, отвечающий требованиям ГОСТ 7392–70 и обычно применяемый для устройства балластной призмы.

Перед опытами с этими материалами испытывали супесчаный грунт (после его уплотнения).

Для установления момента наступления предельного состояния конструкции, по которому можно определить предельную нагрузку, проводили испытания с доведением материала до полного его разрушения. За момент достижения предельного состояния конструкции принимали точку перехода линейной зависимости осадки штампа от нагрузки в нелинейную – упругопластическую стадию.

На основании установленной опытами зависимости $S_{упр}$ от P вычислены общие модули упругости двухслойной конструкции, по которым по номограмме Союздорнии (1971 г). определяли модули упругости верхнего слоя – материала.

Модули упругости мелкого известнякового щебня с размером частиц 0–25 мм, обработанного 6% цемента и 2% жидкого битума или 2% ПБВ, либо 8% цемента и 3% битумной эмульсии (в расчете на эмульгированный битум), в возрасте 28 сут составляют 21 180–22 586 кгс/см^2. Модули упругости мелкого и гранитного щебня с размером частиц 0–25 мм, обработанных 8% цемента в возрасте 28 сут составляют 35 940–36 900 кгс/см^2. Модуль упругости гранитного щебня с размером частиц 25–60 мм, не обработанного вяжущим, составляет 2240 кгс/см^2, что в 10 раз ниже модуля упругости укрепленных материалов.

Это свидетельствует о том, что распределяющая способность укрепленных материалов значительно выше, чем неукрепленного. Следовательно, применение укрепленных материалов дает возможность существенно снизить нагрузку на основную площадку земляного полотна или же уменьшить толщину балластного слоя при сохранении допустимых нагрузок на земляное полотно.

Для испытанных щебеночных материалов, укрепленных одним цементом или комплексным вяжущим, а также и для не укрепленных, на полулогарифмическом графике от $h/D = 0{,}2$ до $h/D = 1{,}2$ установлена линейная связь между относительной высотой балластной призмы h/D и предельной нагрузкой P (рис. 1). По приведенным на графике зависимостям $P_{пред}$ от h/D установлена эффективность укрепления щебеночных материалов различными добавками. Наиболее эффективным материалом после мелкого гранитного щебня, обработанного 8% цемента, является мелкий известняковый щебень, укрепленный комплексным вяжущим; 6% цемента и 2% жидкого битума или 2% ПБВ.

При обеспечении монолитности балластной призмы и при высоких модулях упругости материала передачу давления на основную пло-

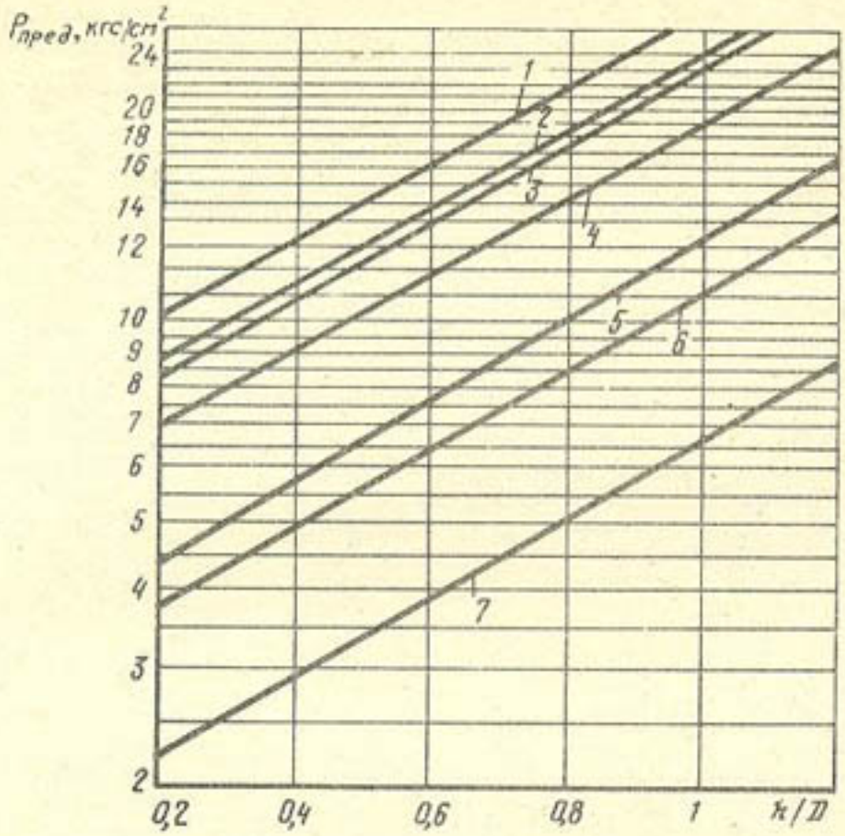


Рис. 1. Зависимость предельной нагрузки $P_{пред}$ от относительной высоты балластной призмы из материалов, укрепленных вяжущими

1 – мелкий гранитный или известняковый щебень + 8% цемента; 2 – мелкий известняковый щебень + 8% цемента + 3% битумной эмульсии; 3 – мелкий известняковый щебень + 6% цемента + 2% жидкого битума или 2% ПБВ; 4 – мелкий известняковый щебень + 6% цемента; 5 – мелкий супесчаный грунт + 10–15% цемента; 6 – легкий супесчаный грунт + 8% цемента; 7 – высокопрочный известняковый или гранитный щебень фракции 25–70 мм

щадку вполне допустимо определять исходя из фактических нагрузок на путь. За расчетную площадь распределения напряжения принята площадь круглого штампа $D = 50$ см, которая по теоретическим и экспериментальным исследованиям соответствует фактической площади передачи давления от поездной нагрузки на балластную призму.

На основании опытных данных рассчитана высота балластной призмы из щебеночных материалов, укрепленных различными вяжущими. Расчет по допустимому давлению σ на основную площадку земляного полотна выполнен с определением σ_z/P по графику (рис.2) при расчетной нагрузке от локомотива 5 кгс/см^2. Отношение h/D устанавливали методом подбора величины h, при которой $\sigma_p \leq \sigma_{доп}$.

При расчете балластной призмы на прочность относительную высоту балластной призмы h/D определяли по графику (см. рис. 1) при нагрузках $P_{пред} = P_{расч}$.

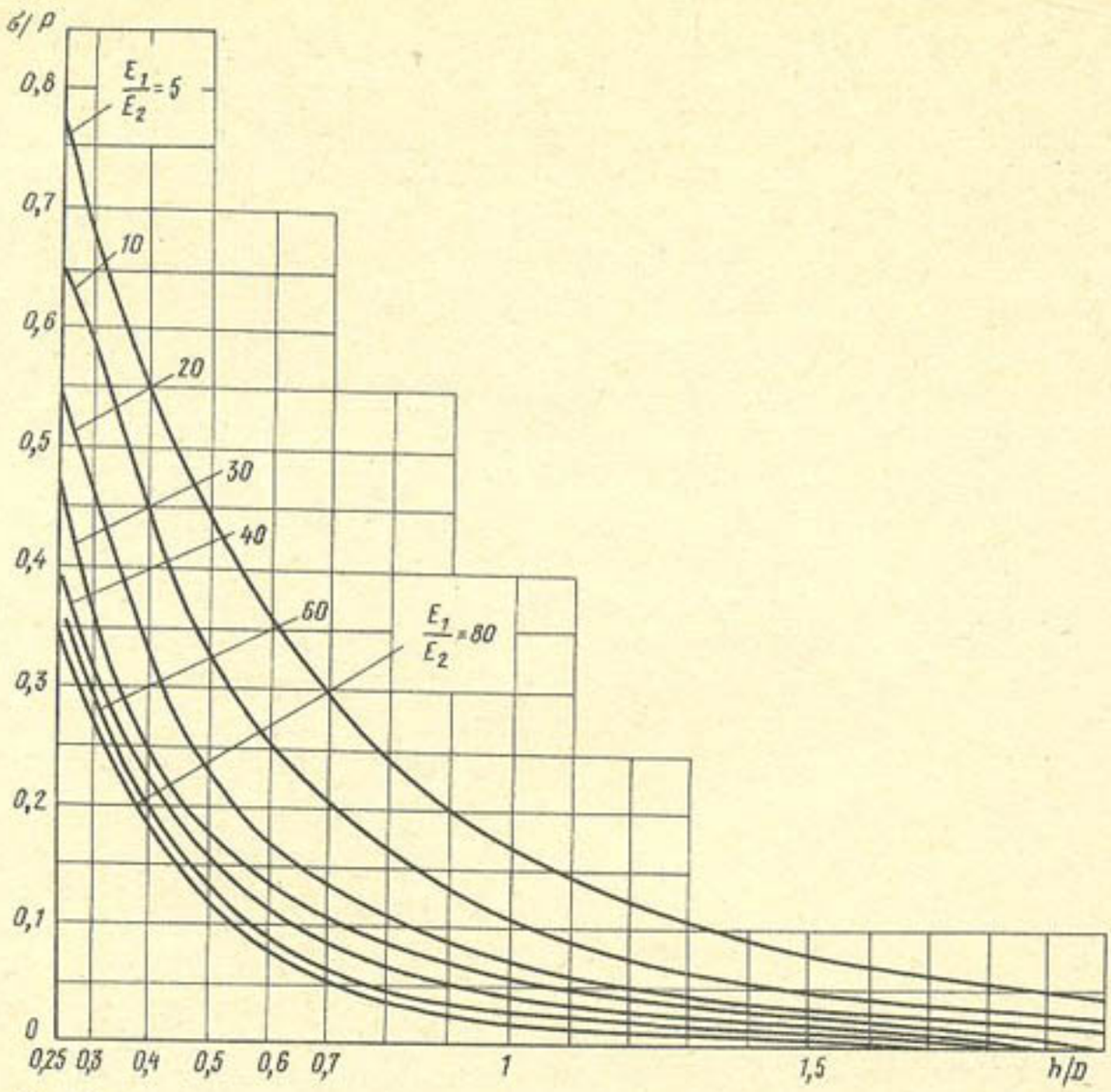


Рис. 2. Вертикальные напряжения на площадке земляного полотна при различных значениях E_1/E_2 или n/D

В расчетах были приняты: расчетная нагрузка от локомотива $P_{пред} = 5 \cdot 2 = 10$ кгс/см^2; расчетный диаметр штампа $D = 50$ см; модуль упругости грунта земляного полотна $E_2 = 420$ кгс/см^2; допустимое давление на грунт $\sigma_{доп} = 0{,}8$ кгс/см^2; модули упругости материала балластной призмы E_1 принимали по полученным данным. Высоту балластной призмы принимали наибольшую из двух расчетов.

Материал, укрепленный добавками	Модуль упругости материала E_1, кгс/см^2	$\frac{E_1}{E_2}$	Высота балластной призмы, см, при расчете	
			на прочность	по допустимому давлению
Мелкий известняковый щебень с размером частиц 0–25 мм:				
8% цемента	35940	86	10	21
6% цемента и 2% жидкого битума . .	22586	54	17,5	23

Продолжение таблицы

Материал, укрепленный добавками	Модуль упругости материала E_1, кгс/см^2	$\frac{E_1}{E_2}$	Высота балластной призмы, см, при расчете	
			на прочность	по допустимому давлению
6% цемента и 2% ПБВ	21575	52	17,5	23
8% цемента и 3% битумной эмульсии (в расчете на эмульгированный битум)	21180	51	16	23
Высокопрочный известняковый или гранитный щебень с размером частиц 25–60 мм . .	2240	–	–	68

Из таблицы результатов расчета видно, что высота балластной призмы из мелкого щебня, укрепленного цементом с различными добавками вяжущих, почти в 3 раза меньше высоты призмы из дефицитного высокопрочного известнякового или гранитного щебня. В связи с этим сделан вывод об эффективности строительства балластной призмы из некондиционного мелкого щебня, укрепленного комплексным вяжущим.

П. И. Дыдышко, В. П. Першин, Н. Д. Кочерова
(ЦНИИС МПС, Москва)

СТАБИЛИЗАЦИЯ ГРУНТОВ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА С ПОМОЩЬЮ ГИДРОИЗОЛЯЦИОННЫХ ПОКРЫТИЙ

Образование пучин и просадок железнодорожного пути происходит по многим причинам. Одной из этих причин является неравномерное увлажнение грунтов земляного полотна инфильтрующейся атмосферной влагой. При необеспеченном стоке влаги в местах балластных корыт и ложа влажность связных грунтов по всей толще деятельного слоя в 1,2–1,3 раза выше, чем при ровной основной площадке со стоком. Величина морозного пучения при этом увеличивается в несколько раз, что создает неровности в профиле пути.

Для снижения влажности и предупреждения морозных деформаций земляного полотна на опытных участках в эксплуатационных условиях применены гидроизоляционные покрытия на битумной основе и полимерные (ПВХ) пленки.

Земляное полотно сложено суглинками различного вида и генезиса и представлено выемками, нулевыми местами и насыпями. Ос-

новная площадка (граница раздела балластных материалов и связных грунтов земляного полотна) неравномерно деформирована. Продолжительность эксплуатации опытных участков с гидроизоляционным покрытием составляет от 3 до 20 лет. Покрытия уложены на глубине 0,4–0,6 м от верха балластной призмы в виде полос шириной от 4 до 6 м и длиной, равной протяженности деформирующегося участка. Покрытие укладывали как на защитный слой из песка, так и непосредственно на грунты земляного полотна, планируя основание под ним с уклоном 0,04.

На основании натурных наблюдений получены следующие результаты. Влажность связных грунтов, представленная как средняя величина из всех определений в предзимний период и в период максимального промерзания за ряд лет, под гидроизоляционным покрытием меньше, чем за его пределами на 2–6% (см. таблицу). Эта закономерность сохраняется по всей толщине деятельного слоя (наблюдения за влажностью проводили до глубины 2,5 м). Изменения влажностного режима шлака аналогичны связным грунтам. Влажность песка, ввиду его малой водоудерживающей способности, одинакова на опытных и контрольных участках и близка по своему значению к "бытовой" влажности, равной 5,3%, которая получена в различных условиях сети дорог страны из 360 определений.

Колебания влажности в различные периоды годового цикла под гидроизоляционным покрытием не превышают 5% абсолютного значения, в то время как на контрольном участке эта величина может достигать в связных грунтах, особенно на контакте с балластным слоем, почти 30% (рис. 1).

Таким образом, вероятностное значение распределения влажности грунта по глубине под покрытием уменьшается не только по своей средней величине , но и по диапазону изменения в годовом цикле, что приводит к увеличению несущей способности грунта и снижению величины морозного пучения.

При исследовании помимо влажности грунтов дополнительно оценивали их мерзлую текстуру. В мерзлых суглинках наблюдаются редкие (через 2–3 см) ледяные включения в виде линз толщиной в доли миллиметра либо отдельные гнезда кристаллов льда размером до 2–5 мм. В песке видимых на глаз включений льда не отмечается. Непосредственно под гидроизоляционным покрытием на ряде участков включения льда в зимний период отсутствуют. На некоторых участках под покрытием к концу зимы нарастает изморозь слоем толщиной до 5 мм. Полученные результаты свидетельствуют о том, что перераспределение влаги в грунте зимой происходит не только в жидком, но и в парообразом состояния. Однако пленочная миграция влаги имеет превалирующее значение, так как общая толщина ледяных включений в грунте под покрытием достигает 20–40 мм. Следовательно, нет оснований опасаться значительных морозных деформаций грунта, поскольку покрытие препятствует парообразному току влаги.

В летний период конденсата влаги и увеличения влажности грунта под покрытием не зафиксировано. Установлено, что укладка гидроизоляционного покрытия непосредственно на связные грунты рав-

Район	Грунт земляного полотна	Продолжительность эксплуатации, год	Количество определений влажности	Средняя влажность грунта, %		Величина пучения грунта, мм	
				под покрытием	на контрольном участке	до устройства покрытия	после устройства покрытия
Центр европейской части СССР	Песок Средний	20	23	4,5	4,5	-	-
	суглинок Легкий	20	15	21	23,4	-	-
	Суглинок	3	62	13,4	15,4	130	50
Южный Урал	Песок Средний	4	14	5,4	5,5	-	-
	суглинок	4	32	16,5	22,6	50	20
	Шлак	3	24	7,1	12,7	-	-
	Тяжелый суглинок	3	21	31,6	34	120	30
Средний Урал	Легкий суглинок	12	27	12,4	17,2	60	20
	Средний суглинок	12	29	19,1	22,6	70	30

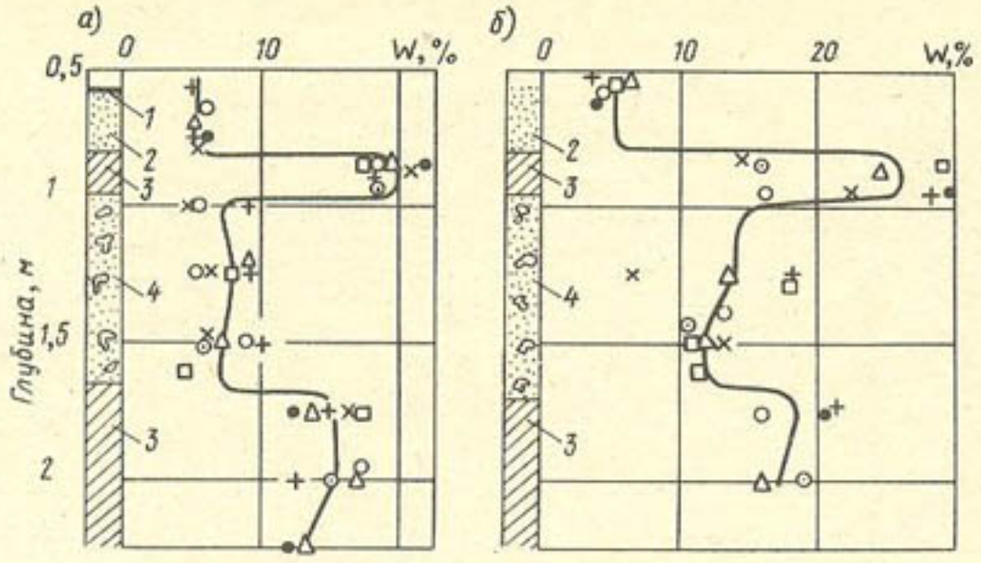


Рис. 1. Распределение влажности грунта W по глубине под гидроизоляционным покрытием (а) и за его пределами (б)
1 – гидроизоляционное покрытие; 2 – песок; 3 – суглинок; 4 – шлак

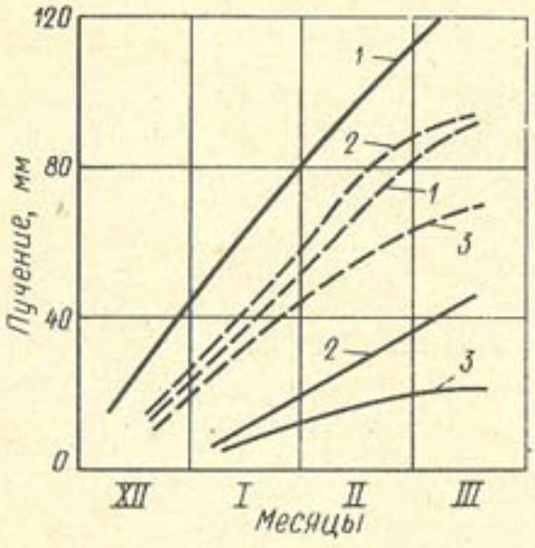


Рис. 2. Нарастание пучения в ходе промерзания (сплошные линии – на участке гидроизоляционного покрытия; штриховые – на контрольном участке)
1 – до устройства покрытия; 2 и 3 – после его устройства

нозначна по своему воздействию конструкции с подстилающим защитным слоем из дренирующих материалов.

В результате изменений влажностного режима под покрытием величина морозного пучения грунта снижается в 2–4 раза и не превышает значений, наблюдаемых в суглинистых грунтах при обеспеченном стоке влаги с основной площадки (см.таблицу). Неравномерное пучение на всех опытных участках устранено полностью и необходимость применения пучинных подкладок для выправки профиля пути в зимний период отпала уже в первую зиму после устройства покрытия.

Нарастание пучения грунта под покрытием идет постепенно, по мере продвижения фронта промерзания вглубь. На рис. 2 показан рост пучения во времени на одном из участков до и после устройства гидроизоляционного покрытия. В отличие от других участков, где грунтовые воды находятся на глубине 4–5 м и ниже здесь глубина залегания грунтовых вод составляет всего 1,3 м. Однако

величина пучения за прощедшие три года (данные по одной зиме, как необычайно мягкой, не приведены) не превышала 40–50 мм. Данные прямого эксперимента показывают, что применение гидроизоляционных покрытий для стабилизации суглинистых грунтов возможно и при близком стоянии грунтовых вод.

Л. А. Евдокимова, Н. А. Ларионова,
Е. Н. Огородникова, В. Н. Соколов
(МГУ, Москва)

ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОЦЕССОВ СТРУКТУРООБРАЗОВАНИЯ ПЕСЧАНОГО ЗОЛОГРУНТА НА ОСНОВЕ ТОРФЯНОЙ ЗОЛЫ И СПОСОБА ИХ АКТИВИЗАЦИИ

Целью настоящей работы являлось выяснение возможности укрепления песчаного грунта активной торфяной золой сухого удаления и изучение процессов структурообразования, протекающих в чистой золе и зологрунтовой смеси. Сопоставление полученных данных проводилось с данными по закреплению песка 5% цемента марки 400.

Для исследования использовался мелкий пылеватый, разнозернистый песок флювиогляциального генезиса, преимущественно кварцевый, сильно ожелезненный, карбонатный, имеющий широкое распространение на территории БССР. В качестве вяжущего применялась торфяная зола сухого удаления (циклонная) Лидской ТЭЦ. Удельная поверхность золы 2600 $см^2/г$, потеря при прокаливании 5,7%, содержание общей окиси кальция 37,15%, из них свободной 17,67%. Процесс структурообразования изучался на зологрунтовых смесях, содержащих 30% золы. Результаты исследований представлены на рисунке.

Высокое содержание свободной окиси кальция, а также присутствие активных минералов в составе золы определяют достаточно интенсивное твердение золы сухого удаления (кривая 1). К семисуточному возрасту прочность зольных образцов в воздушно-влажном состоянии составляла 21 $кгс/см^2$, а при водонасыщении -16 $кгс/см^2$. Увеличение прочности обусловлено появлением в системе новообразований гидросиликатов кальция. К 28 сут на рентгенограммах практически отсутствуют линии, характерные для свободной окиси кальция. Новообразования представлены гидросиликатами высокой основности, кроме того, наблюдаются гидросиликаты с меньшей основностью: CSH (A) (3, 21), CSH (B) (3,04; 1,82), фошагит (3,37; 3,25) и ксонотлит (4,26; 3,23; 3,04; 2,71).

К двум месяцам прочность образцов торфяной золы достигает 44 $кгс/см^2$ при воздушно-влажном твердении и 51 $кгс/см^2$ при водонасыщении. В более поздние сроки твердения наблюдается увеличение прочности и водоустойчивости образцов.

Таким образом, в период гидратации торфяной золы в течение 28 сут происходит гидратация силикатов кальция и браунмиллерите и связывание свободной окиси кальция активизирующейся двуокисью



Рис. 1. Изменение прочности исследуемых зологрунтов во времени
1 – чистая зола; 2 – песок + 30% золы + Na_2SiF_6; 3 – песок + 30% золы; 4 – песок + 5% цемента

кремния и глиноземом; на более поздних стадиях структурообразования увеличение прочности обусловлено повышением степени раскристаллизации новообразований.

Исследования кинетики структурообразования зологрунта на основе флювиогляциального мелкого пылеватого песка показали (кривая 2), что скорость увеличения прочности в первые 7 сут. ниже, чем в образцах чистой золы и песка, укрепленного 5% цемента (кривая 3).

Активизация реакций за счет извести золы, двуокиси кремния, глинозема зол, компонентов песка и в первую очередь веществ аутигенных пленок песка способствует достаточно интенсивному увеличению прочности в период с 7 до 28 сут. Прочность зологрунта к 28 сут возрастает до 14,5 кгс/см^2 в воздушно-влажном состоянии и до 7,8 кгс/см^2 при водонасыщении, что обусловлено образованием гидросиликатов кальция. Как показали рентгеноструктурные исследования, характер твердения зологрунта аналогичен твердению чистой золы. Отличительной особенностью является присутствие в системе свободной гидроокиси кальция. Присутствие свободной окиси кальция подтверждается результатами химического анализа (см. таблицу); содержание ее к этому сроку составляет 1,99%. В этот период образцы песка, укрепленного 5% цемента, имеют прочность 7 кгс/см^2 в воздушно-влажном состоянии и 4 кгс/см^2 в водонасыщенном состоянии. Такая прочность для цементогрунтовой смеси сохраняется на протяжении всех сроков испытаний до 1 года.

В период с 28 до 60 сут в зологрунтовой смеси наблюдается значительное снижение прочности до 4 кгс/см^2. Это обусловлено изменением состава новообразований, что подтверждается результатами химических анализов по определению количества свободной окиси кальция. За этот период содержание свободной окиси кальция увеличилось с 1,9 до 2,3%. Преобразование метастабильных соединений и наличие микродефектов в структуре способствует снижению прочности зологрунта.

4663

Состав смеси	Содержание окиси кальция, % при сроке хранения, сут					
	7	28	60	90	180	360
Песок 70%, зола 30%	-	1,99	2,3	-	1,38	1,33
Песок 70%, зола 30%, Na_2SiF_6	0,59	0,53	1,08	0,48	-	-

При электронно-микроскопических исследованиях песчаного зологрунта замечена значительная микротрещиноватость, связанная с разуплотнением материала в результате замедленного гашения свободной извести. Частицы песка покрыты оболочками гелеобразных продуктов, лишь местами наблюдается раскристаллизация гидратированных частиц золы, приводящая к появлению усадочных микропространств вокруг зольных частиц.

К 6 мес прочность резко возрастает до 25,2 кгс/см^2 с последующим увеличением к годовому сроку до 34 кгс/см^2. Количество свободной окиси кальция к этому сроку уменьшается до 1,38% и практически остается неизменным до 12 мес - 1,33% (см. таблицу).

Как показывает сравнение кривых графика, прочность песка, укрепленного 30%-ной добавкой золы, значительно превышает прочность песка, укрепленного 5%-ной добавкой цемента. Однако структурные изменения, наблюдавшиеся в период 28-60 сут, определяют низкую морозостойкость грунта. Образцы после трех циклов замораживания-оттаивания разрушаются полностью.

В связи с изложенным выше, возникает необходимость поиска активизаторов твердения, позволяющих интенсифицировать процессы структурообразования и связывание свободной окиси кальция.

В качестве активизатора использовался кремнефтористый натрий, который вводили в сухую зологрунтовую смесь. Введение добавки кремнефтористого натрия способствует значительной интенсификации твердения в ранние сроки, при этом исключается снижение прочности в двухмесячный период, характерное для зологрунта без добавки (см. рисунок). Прочность зологрунта с добавкой кремнефторида натрия превышает прочность зологрунта без добавки в 28-суточном возрасте в 2 раза, а после двухмесячного твердения в 8 раз, достигая 34 кгс/см^2. Для зологрунта с добавкой активизатора наблюдается снижение прочности к 3 мес твердения до 24,9 кгс/см^2, однако при водонасыщении прочность повышалась до 37,4 кгс/см^2.

Прочность зологрунта с добавкой кремнефтористого натрия во времени продолжает увеличиваться и к 6 мес достигает 48,5 кгс/см^2 в воздушно-влажном состоянии и 57,4 кгс/см^2 при водонасыщении. Добавка кремнефтористого натрия способствует повышению морозостойкости материала. На рентгенограмме полностью исчезают линии, характерные для $Ca(OH)_2$. Отмечается появление линий, характерных для CSH (A) (2,23; 2,77), CSH (B) (3,03; 1,82), C_2S_2H (3,97; 2,76; 2;54), гиролита (7,9; 3,36; 2,12) и афвиллита (3,18; 2,82). Рентгеновские исследования свидетель-

4663

ствуют о разнообразном составе новообразований и более высокой степени их раскристаллизации.

Полное связывание свободной окиси кальция подтверждается также химическими анализами. К 2 мес в составе зологрунтовой смеси суммарное содержание гидроокиси натрия и кальция увеличивается до 1,08%. На рентгенограммах зологрунта в этот период отмечается присутствие линий $d = 1{,}79 \cdot 10^{-10}$ м, характерных для $Ca(OH)_2$, что свидетельствует о трансформации новообразований, сопровождающейся переходом высокоосновных гидросиликатов кальция в низкоосновные. В ходе этих процессов выделяется некоторое количество свободной извести и, как показали электронно-микроскопические исследования, происходит переход пластинчатых кристаллов гидросиликатов кальция в новообразования волокнистого и игольчатого строения. Повышается степень раскристаллизации новообразований. Сростки кристаллов армируют материал и заполняются контактные пространства, что приводит к дальнейшему росту прочности.

На основании проведенных исследований следует считать, что 30%-ная добавка торфяной золы сухого удаления для укрепления мелкого пылеватого песка является более эффективной и целесообразной, чем 5%-ная добавка цемента.

Введение кремнефторида натрия в зологрунтовую смесь приводит к активизации процессов твердения, энергичному связыванию свободной окиси кальция и значительному повышению прочности и морозостойкости.

Л. А. Евдокимова
(МГУ, Москва)

КИСЛОТНАЯ АКТИВИЗАЦИЯ ЗОЛ ГИДРОУДАЛЕНИЯ ПРИ УКРЕПЛЕНИИ ИХ ИЗВЕСТЬЮ

Высокое содержание стекловидной фазы и кислый алюмосиликатный состав зол гидроудаления, получаемых от сжигания бурых углей Подмосковного бассейна и каменных углей Донецкого и Кузнецкого бассейнов, определяют их низкую пущоланическую активность. Пущоланическая активность зол гидроудаления существенно проявляется только в поздние сроки твердения (после 28 сут). В связи с этим одной из актуальных задач проблемы использования неактивных к самостоятельному твердению зол и золошлаковых смесей является повышение пущоланической активности при закреплении известью или цементом для ускорения процессов нормального твердения и получения максимальной прочности. Эта задача решается в нескольких направлениях. Одним из направлений является механическое измельчение – помол зол гидроудаления.

Инертная остеклованная поверхность частиц золы, воздействие воды при транспортировании и хранении зол в отвалах, выветривание зол под воздействием атмосферных агентов являются комплексом причин низкой активности зол. В процессе помола вскрываются внутренние более активные к взаимодействию с известью поверх-

4663

ности, возрастает удельная площадь поверхности золы, повышается количество активного кремнезема и глинозема. Так, при увеличении удельной площади поверхности золошлаковой смеси с 1500 до 10000 $см^2/г$, полученной от сжигания бурых углей и добавки 10% гидратной извести, прочность в 28-суточном возрасте увеличилась с 17 до 100 $кгс/см^2$ (образцы уплотнялись без нагрузки). Однако помол золы связан с необходимостью использования помольных механизмов и с резким возрастанием затрат труда.

Заметный эффект получается при предварительном выдерживании золоизвестковых смесей с добавкой гидратной золы в течение 1-3 сут до уплотнения (табл. 1).

Таблица 1

Состав образцов	Время выдерживания смеси до уплотнения	$б_{сж}$, $кгс/см^2$, в воздушно-влажном состоянии после твердения, сут			
		7	14	21	28
90% золы гидроудаления Щекинской ТЭЦ и 10% гидратной извести	Без выдерживания	-	7,4	13,3	20
	1 сут	-	9,6	22,8	32
60% золы гидроудаления Щекинской ТЭЦ, 30% аллювиальной глины, 10% гидратной извести	Без выдерживания	6	-	-	11,7
	4 сут	29,5	-	-	43

В качестве химических активизаторов золошлаковых смесей был опробован алюминат натрия $2Na_2O \cdot Al_2O_3$. Алюминат натрия в количестве 1-2% вводился в состав золы гидроудаления Щекинской ТЭЦ (91%), затем добавлялась гидратная известь (9%). Образцы уплотнялись без нагрузки (табл. 2).

Таблица 2

Добавка алюмината натрия, %	$б_{сж}$, $кгс/см^2$, после твердения			Коэффициент размягчения
	28 сут	3 мес	водонасыщенные образцы, 3 мес	
0	9,5	14	12	0,86
1	17,3	22	22,6	1,03
2	14	18	17,1	0,95

Увеличение добавки алюмината натрия более 1% нежелательно, так как резкое ускорение процесса структурообразования, наблюдаемое в этом случае, мешает уплотнению материала и уменьшает его плотность. Алюминат натрия является дорогостоящей и дефицитной добавкой.

Процесс твердения золоизвестковых смесей определяется щелочной активизацией алюмосиликатных кислых составляющих золы и носит весьма замедленный характер в условиях нормальной гидратации. Подвижность и активность двуокиси кремния и глинозема

4663

может быть резко повышена за счет кислотной обработки золы. Как показали наши исследования 1973–1974 гг., сравнительно непродолжительная обработка зол 5%–ными растворами кислот переводит в подвижное состояние в десятки раз большее количество двуокиси кремния и глинозема, чем щелочная обработка (табл. 3).

Таблица 3

Раствор	Содержание компонентов в вытяжке, %				
	SiO_2	Fe_2O_3	R_2O_3	Ca^{2-}	Mg^{2-}
H_2SO_4	2,54	0,28	3,59	0,44	0,09
HCl	2,54	0,28	3,61	1,38	0,06
KOH	0,09	Нет	0,06	Нет	Нет

Щелочная вытяжка из образцов золы, обработанной 5%–ными растворами кислот и едкого кали в течение 1 сут, показала весьма высокую степень преобразования золы в ходе кислотной обработки и появление большого резерва подвижных кремневокислых и алюминиевых соединений в золе (табл. 4).

Таблица 4

Раствор	Содержание компонентов в вытяжке, %			
	SiO_2	Fe_2O_3	Al_2O_3	R_2O_3
H_2SO_4	2,66	0,02	0,46	0,5
HCl	3,3	0,02	0,46	0,48
KOH	1,79	Следы	0,56	0,56

Это создает предпосылку для интенсификации процесса твердения при известковании.

Кислотная активизация зол гидроудаления бурых и каменных углей путем обработки их 5–20%–ными растворами соляной кислоты в течение 1–3 сут с последующим укреплением золы известью или цементом показала, что эффект от кислотной обработки при дозировках вяжущих веществ до 10% наблюдается только при использовании извести.

Использование крепких растворов кислот с концентрацией более 5% нецелесообразно, так как при введении извести бóльшая часть ее расходуется на нейтрализацию избытка кислоты и кислых новообразований. Кроме того, большой выход гелеобразных продуктов определяет появление сети микротрещин в ходе твердения золоизвестковых образцов. Прочность образцов в этом случае будет ниже, чем необработанной золы.

Предварительная обработка буроугольной золы 5%–ным раствором соляной кислоты позволяет при известковании получить прочность в 2–3 раза выше, чем при укреплении известью необработанной золы. Кислотная активизация каменноугольных золошлаковых смесей 5%–ным раствором соляной кислоты перед известкованием

4663

позволила повысить прочность в возрасте 28 сут в 3 раза, а в водонасыщенном состоянии – в 5 раз. Обработка серной кислоты в ряде случаев приводит наряду с повышением прочности к спаду прочности в ходе твердения, что связано с кристаллизацией гипса и эттрингита.

Положительный эффект получается при введении в обработанную кислотой золу перед известкованием добавок грунтов в количестве 10–30%. Добавка грунта приводит к частичной нейтрализации избытка кислоты и кислых продуктов реакции.

Р. С. Жукова, А. И. Билеуш, Н. В. Писаревич
(НИКТИ ГХ МЖКХ УССР, Киев)

О ПОВЕРХНОСТНОМ ЗАКРЕПЛЕНИИ ЛЕССОВЫХ СКЛОНОВ

В пределах Украинской ССР свыше 70% территории занимают лёссовые грунты. Лёссовые склоны подвержены значительной эрозии и разрушению мелкими оползнями. Попытки поверхностного закрепления лёссов силикатизацией, получившей широкое распространение при глубинном их закреплении, смолизацией и другими способами не дали положительных результатов. В этом случае необходимо более устойчивое вяжущее.

Известны бетоны на основе шлаков и щелочного компонента, в которых заполнителем могут служить не только пески, но также супеси и суглинки. Возможность использования в бетонах грунтов с содержанием пылеватых частиц около 80–90% не выявлена. Положительное решение этого вопроса позволит использовать местные грунты (лёссы) при закреплении склонов в качестве заполнителя.

Для проведения опытов были отобраны лёссы на наиболее характерных участках Киева (Куреневка, Подол, склоны Днепра, Соломенка). Эти лёссы содержат в своем составе 75–90% пылеватых и 8–15% глинистых частиц. Все лёссы имеют примерно одинаковый химический состав. Преобладающими компонентами являются 77,69–79,40% SiO_2; 6,21–6,64% Al_2O_3 и 3,86–4,88% CaO. Рентгенографический анализ показал, что лёссы представлены кварцем, гидрослюдой, известью и примесью гипса.

Ниже приведены результаты испытания бетонов на основе шлакощелочного вяжущего с использованием в качестве заполнителя первомайского лёсса.

Вяжущее марки 400 представляет собой молотый доменный гранулированный шлак (модуль основности 1,18; тонкость помола 3500 $см^2/г$), затворенный натриевым жидким стеклом с модулем 1; 1,7; 2,8 (плотность растворов 1,3 $г/см^3$) или раствором гидроокиси натрия. Указанные вяжущие в количестве 25% вводились в грунтовую смесь следующего состава: 25% лёсса + 75% овражного песка.

Наибольшей прочностью при сжатии обладают образцы на вяжу-

4663

щем – одномодульное стекло + шлак (270/145 кгс/см^2)*. При увеличении модуля стекла прочность грунтобетона снижается. Так, составы, приготовленные на стекле с модулем 1,7, имеют прочность 250/123 кгс/см^2. Наиболее низкая прочность у составов на стекле с модулем 2,8 (73/42 кгс/см^2). Такую большую разницу в прочности (270 и 73 кгс/см^2) можно объяснить еще и тем, что составы, приготовленные на стекле с модулем 2,8, обладают чрезвычайно быстрыми сроками схватывания, поэтому образцы могут быть недостаточно уплотнены.

Прочность бетона на шлакощелочном вяжущем ниже прочности бетона, приготовленного на жидком стекле с модулем 1,7 (150/113 кгс/см^2).

При наличии в грунтовых смесях щелочного компонента глинистый минерал вступает с ним во взаимодействие с образованием щелочных гидроалюмосиликатов, которые, в свою очередь, могут служить структурообразующими элементами.

Снятые дифрактограммы показывают, что наиболее существенные изменения в структуре происходят при обработке лёсса одномодульным стеклом.

Одномодульное стекло является также наиболее реакционно-способным и по отношению к шлаку. При этом на дифрактограмме ярко выражена кристаллическая фаза, аналогичная Са–, Na–шабазиту.

Наиболее стабильную прочность в процессе испытания на морозостойкость имеют составы на стеклошлаковом вяжущем (жидкое стекло с модулем 1 и 1,7). После 200 циклов замораживания и оттаивания коэффициент морозостойкости составляет 0,88–0,99, а потери в массе не превышают 1%.

Образцы на вяжущем с добавлением гидроокиси натрия после 100 циклов начали разрушаться, наблюдалось шелушение и отслаивание поверхности.

Для определения стойкости материала против атмосферного воздействия, в частности воздействия углекислого газа воздуха, образцы выдерживались в углекислой среде 28, 60 и 150 сут. Контрольные образцы хранились в воздушно-влажной среде. Результаты испытания образцов, приведенные на рисунке, показывают, что прочность образцов, содержащихся в углекислой и воздушной среде, со временем возрастает.

Образцы грунтобетона на шлакощелочном вяжущем, хранившиеся в воздушной и углекислой среде, имеют близкие по величине значения прочности: 133 – 135; 143 – 148; 162 – 168 (кривые 1).

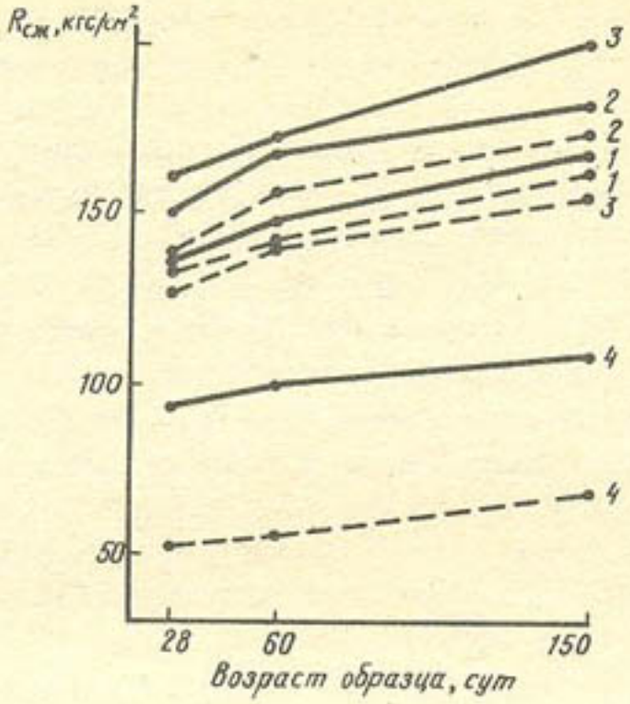
Несколько больше разница в значениях прочности находившихся в воздушной и углекислой среде образцов, изготовленных на вяжущем шлак + $Na_2O \cdot SiO_2$: 136–150; 157–168 (кривые 2).

В грунтобетоне на вяжущем шлак + $Na_2O \cdot 1{,}7SiO_2$ (кривые 3) прочность образцов, хранившихся в углекислой среде, превышает прочность грунтобетона, находящегося в воздушной среде, на 30–48 кгс/см^2 (127–160; 143–173; 151–199).

---

* В знаменателе приведены прочности образцов в водонасыщенном состоянии.

4663



Изменение прочности образцов грунтобетона на различном вяжущем в углекислой (сплошная) линия) и воздушно-влажной среде (пунктирная линия)
1 – шлак + NaOH; 2 – шлак + $Na_2O \cdot SiO_2$; 3 – шлак + $Na_2O \cdot 1{,}7SiO_2$; 4 – шлак + $Na_2O \cdot 2{,}8SiO_2$

Образцы грунтобетона, приготовленные на вяжущем шлак + $Na_2O \cdot 2{,}8SiO_2$ и помещенные в углекислую среду, имеют прочность в 1,5–1,8 раза больше, чем образцы, находившиеся в нормальных условиях.

Следовательно, грунтобетон на стеклошлаковом и шлакощелочном вяжущем при воздействии на него углекислой среды разрушений не претерпевает, а наоборот, набирает прочность. Относительная прочность возрастает с увеличением модуля стекла (кривые 3 и 4).

При использовании шлакощелочного вяжущего прочность грунтобетона возрастает в результате появления структурообразующих элементов (гидросиликатов кальция) при переходе в раствор за счет интенсивного разрушения шлакового стекла и щелочных гидроалюмосиликатов:

$$NaOH + nSiO_2 = Na_2O \cdot nSiO_2 \cdot aq\ ;$$

$$Na_2O \cdot nSiO_2 \cdot aq + Ca(OH)_2 \xrightarrow{aq} Na_2O + mCaO \cdot nSiO_2 \cdot aq\ .$$

При взаимодействии шлакогрунтовой массы с жидким стеклом кроме указанных выше реакций происходит также цементация геля кремневой кислоты, что приводит к дополнительной прочности. Причем увеличение прочности грунтобетона за счет цементации геля кремневой кислоты более существенное, чем в результате образования гидросиликатов кальция (кривые 3 и 4).

Таким образом показано, что при поверхностном закреплении склонов возможно использование местных лёссовидных грунтов в

качестве заполнителей в грунтобетоне (20–30%). Лучшие показатели имеет грунтобетон на основе шлака и жидкого стекла с модулем 1 и 1,7.

Испытаниям подвергались также бетоны, содержащие в своем составе пигменты в количестве 4–8% массы вяжущего. Для получения бетона красного цвета добавляли окись железа Fe_2O_3. Окись хрома придавала бетону зеленую окраску. В качестве природных пигментов использованы сидериты и отсевы цветных известняков.

После 200 циклов замораживания и оттаивания цвет бетонов с добавкой пигментов не изменился. При испытании образцов в климатической камере на светоустойчивость оказалось, что окраску сохраняют составы, содержащие природный пигмент (сидериты, известняки). Образцы, содержащие окись железа и хрома, со временем окраску теряют. Наименее светоустойчивыми являются образцы на шлакощелочном вяжущем. Цветной бетон в сочетании с соответствующим архитектурно-планировочным решением позволит создать композиции, повышающие уровень благоустройства городов.

Одним из вариантов поверхностного закрепления склонов и откосов от эрозии или от неглубоких оползней типа оплывин является применение сборных решетчатых конструкций. Нами был проверен вариант устройства решетчатого крепления из монолитного грунтобетона на основе стеклошлакового вяжущего. Изготовление конструкций крепления откосов методом пневматического набрызга смеси позволяет выполнять крепления не только с диагональным или прямоугольным расположением элементов, возможным для сборных конструкций, но и в виде различных рисунков.

Проверка и отработка основных положений технологии пневматического набрызга материала применительно к цветному грунтобетону на основе стеклошлакового вяжущего производилась на опытном участке (Киев, Богуславский спуск). Ниже описана конструкция крепления.

На поверхности спланированного откоса полосы располагаются в двух направлениях; несущие полосы набрызгиваются в канавки заподлицо с поверхностью склона по направлению основного ската, поперечные полосы устраиваются непосредственно над несущими полосами. Сечение канавок и площадь арматуры полос определяются расчетом. Размер площади, оконтуренной двумя поперечными полосами, должен быть не более 3 $м^2$. В точках пересечения указанных полос арматура несущей полосы и конструктивная арматура поперечных полос связываются свайкой из арматурной стали. Последняя забивается в грунт откоса глубже возможного смещения грунта на 20–40 см.

В верхней части склона арматура несущих полос крепится за сваи, размеры которых уточняются расчетом. В нижней части откоса из сплошного набрызг-бетона устраивается лоток для сбора поверхностных вод. Такой же лоток устраивается в верхней части откоса для перехвата поверхностного стока на подходе к склону. Толщина стенок лотка 4–5 см.

Устройство конструкций монолитного решетчатого крепления откоса осуществлялось в следующем порядке. После установки арма-

туры несущих и поперечных полос бетонировали несущие (продольные) полосы. Затем по рисунку устанавливали одностороннюю металлическую опалубку для поперечных полос. Бетонную смесь с добавкой окиси железа или окиси хрома наносили сразу на всю высоту поперечной полосы, которая контролировалась высотой формы. Образовавшуюся сетку из поперечных полос заполняли растительным грунтом и засеивали травой и цветами.

Откос и конструкции его крепления находятся в хорошем состоянии. Красные и зеленые поперечные полосы подчеркивают декоративность крепления. Образцы, выпиленные из конструкции крепления откоса, имели прочность при сжатии $\sigma_{сж}^{28} = 145$ кгс/см^2, на растяжение при изгибе $\sigma_{u}^{28} = 48$ кгс/см^2.

Таким образом, лабораторными исследованиями и проверкой в натурных условиях подтверждается возможность поверхностного закрепления склонов и откосов методом пневматического набрызга грунтобетона на основе местных лёссовидных грунтов и стеклошлакового вяжущего. Для получения светоустойчивых декоративных составов следует использовать природные пигменты типа сидеритов.

Л. Г. Зайцева, Ю. А. Грачев
(Сибирский металлургический институт имени С. Орджоникидзе, Новокузнецк)

ЗАКРЕПЛЕНИЕ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ПРОДУКТАМИ ЭЛЕКТРОЛИТИЧЕСКОЙ КОРРОЗИИ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ЭЛЕКТРОДОВ

Закрепление слабых водонасыщенных глинистых грунтов с коэффициентом фильтрации $K_ф < 10^{-6}$ м/сут методом инъекции практически не дает эффекта. В НИИ оснований был предложен способ закрепления грунта электролитической коррозией металлических электродов. Лабораторные опыты проводились на суглинках Кузбасса с влажностью 26% и сцеплением 0,08 кгс/см^2 (опыт 1), насыпных грунтах с влажностью 50% и сцеплением 0,1 кгс/см^2 (опыт 2), покровных суглинках Смоленской области.

Грунт нарушенной структуры с влажностью, близкой к пределу текучести, укладывали в плексигласовые лотки размером 50х10х 5,5 см. Расстояние между электродами принимали 20, 30 и 44 см, градиент потенциала равнялся 0,5–1 В/см, продолжительность обработки грунта постоянным электрическим током составляла 75–140 ч. В качестве электродов использовали алюминиевые, железные перфорированные пластины и железную стружку. Результаты эксперимента приведены в таблице.

Из таблицы видно, что при использовании алюминиевых электродов закрепление грунта происходит в анодной и катодной зонах, при железных электродах – в анодной. Введение в грунт раствора хлористого кальция повышает скорость коррозии электродов и ускоряет проникание алюминия и железа в грунт, в результате происходит

№ опыта	Электроды	Влажность грунта, %, в зоне			Сцепление грунта, кгс/см^2, в зоне			Зона закрепления, см
		анодной	средней	катодной	анодной	средней	катодной	
1	Алюминиевые	21	23	25	0,22	0,12	0,12	5
	Железные	22	25	26	0,21	0,1	0,07	4
	Алюминиевые с $CaCl_2$	19	22	23	0,31	0,18	0,31	10
2	Алюминиевые	44	45	45	0,56	0,18	0,31	15
	Железные с $CaCl_2$	48	-	61	0,68	-	0,24	18

упрочнение грунта. Интенсивность такого преобразования зависит от свойств и состояния грунта.

Закрепление водонасыщенных суглинков и глин в большой степени зависит от концентрации ионов водорода. С повышением кислотности скорость коррозии железа сильно увеличивается за счет образования растворимых продуктов коррозии. Повышение концентрации ионов водорода в анодной зоне задерживает образование гидроокиси железа, способствует продвижению ионов двухвалентного железа по грунту в направлении катода.

При закреплении грунта с использованием металлической стружки увеличивается количество прореагировавшего железа вследствие большой площади поверхности стружки, а при добавлении хлористого кальция в межэлектродной зоне наблюдается повышенное содержание нерастворимого железа, которое крепит грунт. Водная вытяжка через три месяца после прекращения обработки грунта электрическим током показала уменьшение содержания кальция и магния, что объясняется образованием нерастворимых соединений, цементирующих грунт.

В августе–сентябре 1971 г. институтом Росгипроводхоз и НИИ оснований совместно с Кармановской ПМК были проведены опытные работы по осушению–закреплению каналов мелиоративной системы совхоза "Родоманово". Откосы канала заложением 1:1 сложены покровными суглинками плотностью 1920 кг/м^3, влажностью 29%. Коэффициент фильтрации $к_ф = 10^{-7}$ м/сут. Закрепление грунта проводили способом электролитической коррозии железных электродов диаметром 0,16 забитых в грунт на расстоянии 50 см друг от друга. У анода пробуривали скважины диаметром 60 см на глубину 50 см. Для интенсификации процесса коррозии в анодную скважину заливали раствор хлористого кальция плотностью 1200 кг/м^3 и пропускали постоянный электрический ток с градиентом потенциала 1–0,6 В/см.

Испытаниями установлено, что прочность закрепленного грунта равна 2–2,5 кгс/см^2, всего было закреплено 126 м^3 грунта.

Способ электролитической коррозии электродов был заложен в

проекте укрепления грунта под фундаментами закрытого склада металла Анжерского машзавода. Всего закреплено 152 м^3 грунта.

По проекту разливочной галереи цеха № 2 Кузнецкого ферросплавного завода фундаменты примыкают к существующим зданиям. Глубина заложения существующих фундаментов 70 см. Устройство свайного фундамента с применением свайного оборудования может вызвать недопустимые осадки и деформации расположенных вблизи сооружений.

В качестве основания проектируемых фундаментов был принят армированный грунт. На глубину сжимаемой толщи со дна котлована в грунт вдавливают обрезки арматуры, уголка и трубы. На поверхности котлована оставляют 0,3–0,4 м для жесткой заделки этих стержней в тело фундамента.

В лаборатории были проведены экспериментальные работы по определению несущей способности отдельных стержней на выдергивание. Для этого в грунт с консистенцией I_L = 0,92 вдавливали круглые стержни диаметром 6 мм и длиной 35 см. Через один образец грунта пропускали постоянный электрический ток в течение 48ч. Несущая способность на выдергивание стержней, через которые не пропускали ток, составила 0,45 кг, несущая способность на выдергивание анода равна 67 кг, катода – 0,85 кг.

При устройстве армированного основания под фундаменты через грунт пропускается постоянный электрический ток с градиентом потенциала 0,5 В/см в течение 36–48 ч. По мере загружения фундамента до проектной нагрузки ведутся наблюдения за осадками.

Л. Г. Зайцева, О. В. Квурт, Л. Г. Богданова
(Сибирский металлургический институт имени С. Орджоникидзе, Новокузнецк)

ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОЧНОСТНЫХ И ДЕФОРМАЦИОННЫХ ХАРАКТЕРИСТИК ЗАКРЕПЛЕННЫХ ГРУНТОВ

В результате химического закрепления грунта получают большую кубиковую прочность около 5–2 кгс/см^2. Однако при строительстве промышленных и гражданских зданий такая прочность грунта не требуется. Достаточно улучшить прочностные и деформационные характеристики грунта, не доводя его до прочности бетонного камня.

Авторами были исследованы прочностные и деформационные характеристики закрепленного способом силикатизации глинистого водонасыщенного грунта Кузнецкого завода ферросплавов.

Лабораторные испытания проводились с грунтом нарушенной структуры. Закрепляли грунт с γ_s = 2720 кг/м^3, W = 0,26, γ = = 1670 кг/см^3. Химический анализ водной вытяжки установил pH = 7,85. Содержание ионов Cl^- – 0,181, Ca^{++} – 0,361; Mg^{++} – 0,318; Na^+ и K^+ – 1,05 мг на 100 г грунта. Содержание CaO и MgO в солянокислой вытяжке составляет соответственно 3,37 и 0,6%.

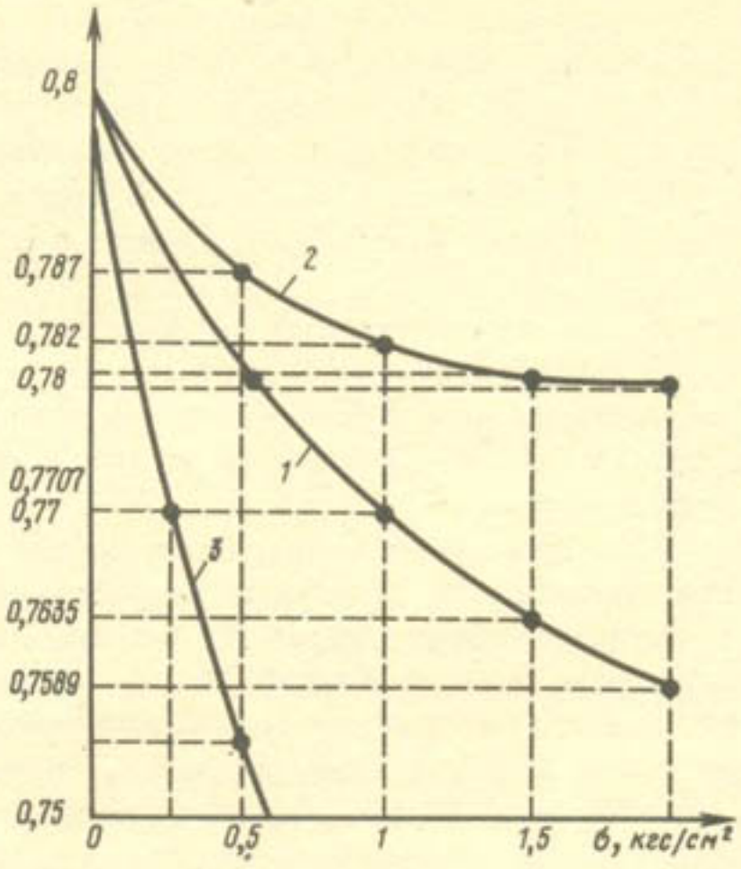


Рис. 1. Компрессионные испытания грунтов
1 – через 7 дней после закрепления; 2 – через 28 дней после закрепления; 3 – незакрепленный грунт

Исследуемый грунт имел емкость поглощения 23 мг = экв на 100 г грунта.

Грунты, высушенные до воздушно-сухого состояния, растирали и просеивали через сито с отверстиями 1 мм. На воде замешивали грунтовое тесто и изготовляли образцы с $W = 0{,}2$; $e \approx 0{,}8$. В эти образцы под давлением до 2 атм нагнетали раствор силиката натрия полностью $\gamma_S = 1130$ кг/м^3.

Результаты компрессионных испытаний и испытаний на сдвиг, проведенных через 7 и 28 дней после закрепления, представлены соответственно на рис. 1 и 2. Из рис. 1 видно, что незакрепленный грунт имеет коэффициент сжимаемости на один порядок выше, чем закрепленный. Улучшаются прочностные характеристики закрепленного грунта (см. рис. 2). Так, удельное сцепление увеличилось с 0,14 до 0,62 кгс/см^2.

На территории завода ферросплавов были проведены полевые испытания с закачкой стекла рабочей концентрации в грунт с последующим вскрытием шурфа и отбором образцов для исследования. Закачка силикатного раствора плотностью $\gamma_S = 1130$ кг/см^3 проводилась с поверхности через инъекторы длиной 3 м. Растворонасосом под давлением 2 атм закачивали порциями по 40–50 л рабочий раствор силиката натрия. В один инъектор было закачано 250 л силикатного раствора. Через 7 дней после закачки был отрыт шурф

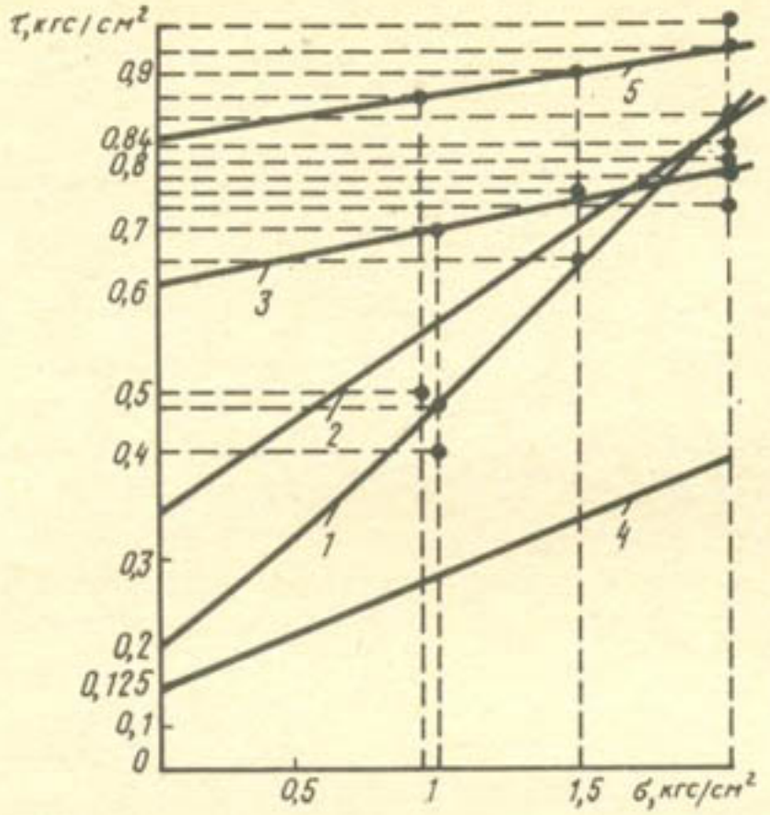


Рис. 2. Испытания грунтов на сдвиг
1 – незакрепленный грунт нарушенной структуры; 2 – закрепленный грунт нарушенной структуры через 7 дней; 3 – то же, через 28 дней; 4 – незакрепленный грунт природного сложения; 5 – закрепленный грунт в полевых условиях

глубиной 2,8 м и взяты образцы закрепленного грунта для лабораторных исследований. Радиус закрепления составил 52 см.

Грунт до закрепления имел $W = 0{,}26$; $e = 1{,}01$, $\gamma_s = 2720$ кг/м^3, $\gamma = 1670$ кг/м^3, $k_\phi = 3{,}1 \cdot 10^{-7}$ м/с; после закрепления $W = 0{,}24$, $\gamma = 1720$ кг/м^3.

Результаты испытаний закрепленных образцов на сдвиг представлены на рис. 2. Удельное сцепление увеличилось с 0,125 до 0,84 кгс/см^2. Проведены испытания на сжатие кубиков (4х4х х4 см) из закрепленного грунта путем последовательного загружения их до появления видимых трещин. Образцы разрушались при напряжении $\sigma_{ср} = 5{,}23$ кгс/см^2.

Грунт, закрепленный в натурных условиях, испытывался на водопроницаемость. Образцы в течение шести месяцев находились в воде и не дали трещин. Коэффициент фильтрации уменьшился на два порядка и стал равен $1{,}8 \cdot 10^{-9}$ м/с. Несущая способность грунта увеличивается с 1 до 1,5–2 кг/см^2 после закрепления.

Следовательно, прочностные и деформационные характеристики закрепленного грунта позволяют использовать его в качестве оснований для фундаментов промышленных и гражданских зданий.

В. С. Заварин
(НИИ оснований, Москва)

ПРИМЕНЕНИЕ ЭТИЛАЦЕТАТА В КАЧЕСТВЕ ОТВЕРДИТЕЛЯ СИЛИКАТНЫХ РАСТВОРОВ ДЛЯ ЗАКРЕПЛЕНИЯ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ

Как известно прочное закрепление песчаных грунтов может достигаться однорастворным способом силикатизации, где отвердителем является наиболее распространенный уксусноэтиловый эфир (этилацетат) – $CH_3COOC_2H_5$. В сильношелочной среде силикатного раствора идет реакция омыления этилацетата с образованием уксусной кислоты и этилового спирта. Уксусная кислота, взаимодействуя со щелочью силикатного раствора, нейтрализует последнюю, переходя при этом в уксуснокислый натрий. В результате постоянной нейтрализации щелочи в силикате происходит повышение силикатного модуля, приводящее к гелеобразованию силиказоля. Добавка этилацетата в качестве отвердителя является эффективной только для высокомодульных силикатных растворов со значением силикатного модуля (Md) 3,3 и выше.

Для получения гелеобразующего раствора, где в качестве отвердителя используется этилацетат, на отечественных силикатных растворах необходимо повышение их модуля. Предложенный В.Е. Соколовичем способ увеличения модуля путем введения в силикат натрия раствора кремнефтористоводородной кислоты плотностью 1,1 г/см^3 в различном процентном отношении (2–5%) позволил использовать отечественный силикат натрия для приготовления рецептуры с этилацетатом.

Предварительные эксперименты показали, что при таком отверждении во время образования геля наблюдается некоторое расслоение золя. Для устранения этого явления в качестве эмульгатора был введен дополнительный компонент – контакт Петрова, который по своему кислотному составу является также дополнительным отвердителем, в результате чего уменьшается расход этилацетата, необходимого для отверждения раствора. В результате были достигнуты хорошее смешение компонентов и более точное определение времени гелеобразования.

Добавка контакта Петрова ведет к ускорению гелеобразования, но одновременно увеличивается вязкость гелеобразующего раствора, что для практического применения нежелательно. В табл. 1 приведены данные изменения вязкости в зависимости от величины добавки контакта Петрова и H_2SiF_6.

Из табл. 1 видно, что с увеличением добавки контакта Петрова вязкость гелеобразующего раствора значительно увеличивается.

Опытами было установлено, что продолжительность гелеобразования можно регулировать количеством как контакта Петрова, так и этилацетата (табл. 2). При постоянных количествах силиката и контакта Петрова продолжительность гелеобразования можно регулировать в больших пределах – до 2 ч (см. рисунок) количеством добавляемого этилацетата.

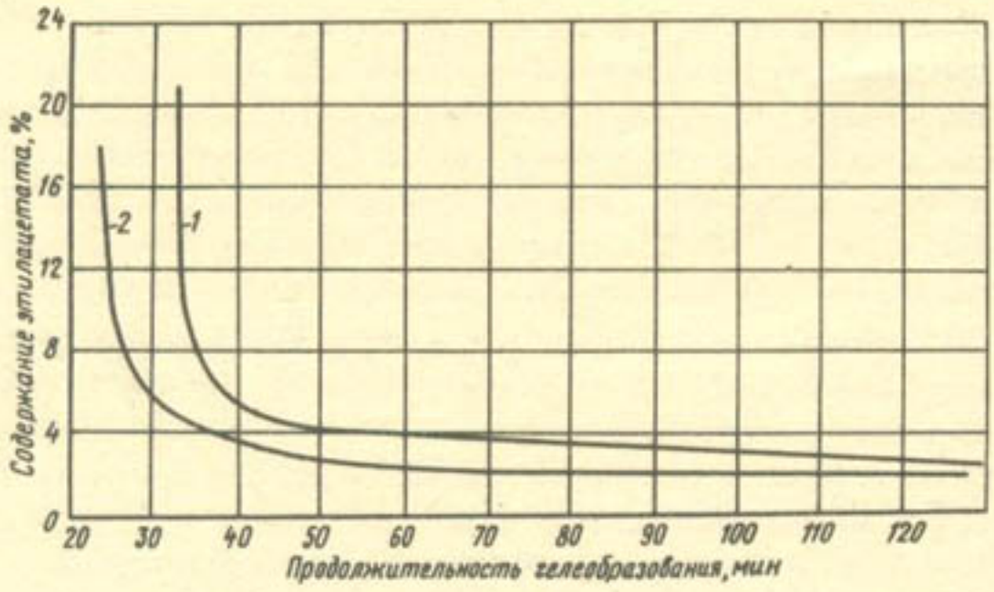
Таблица 1

Величина добавки контакта Петрова, %	Вязкость раствора, сПз, при содержании в силиказоле H_2SiF_6, %	
	4	5
0	9,1	9
2	10	9,3
3	9,5	10,9
4	9,6	11,5
5	11,8	11,8
6	12,2	13,7

Таблица 2

Содержание этилацетата, %	Продолжительность гелеобразования при добавке 2% H_2SiF_6 + контакт Петрова, %			3% H_2SiF_6 + контакт Петрова, %		
	4	5	6	4	5	6
3	112	119	66	79	78	61
4	59	53	51	51	37	37
5	47	41	40	35	31	29
6	40	35	37	32	29	28
7	40	35	34	31	27	25
8	39	34	33	30	24	25
9	38	34	33	30	24	24
10	37	33	32	29	24	24

Как видно из табл. 2 и рисунка, продолжительность гелеобразования регулируется в достаточно широком диапазоне, причем незначительное увеличение добавки H_2SiF_6 при постоянном количестве контакта Петрова (5%) позволяет уменьшить расход этилаце-



Влияние добавки H_2SiF_6 + контакт Петрова на продолжительность гелеобразования
1 – 2%-ная добавка; 2 – 3%-ная добавка

4663

тата, что в конечном счете способствует удешевлению и улучшению рецептуры.

Выбранная оптимальная рецептура с временем гелеобразования около 60 мин была применена для закрепления песчаных грунтов с коэффициентом фильтрации 0,2–10 м/сут. В результате экспериментов было установлено, что грунты, закрепленные гелеобразующим раствором с добавкой этилацетата в качестве отвердителя, на 7 сут приобретают прочность на одноосное сжатие около 20 кгс/см^2, однако к этому времени они еще не достигают высокой водоустойчивости. В этом случае водоустойчивость закрепленных песков достаточно хорошо проявляется только по истечении 7–20 сут хранения в воздушно-влажной среде. При истечении указанного срока одновременно нарастает и прочность образцов.

Лабораторными исследованиями было также установлено, что разработанная рецептура позволяет закреплять песчаные грунты с содержанием карбонатов и гумусированные пески.

На основании результатов проведенных исследований разработанная рецептура подготовлена к практическому внедрению.

М. Н. Ибрагимов
(НИИ оснований, Москва)

НОВЫЕ РЕЦЕПТУРЫ ТАМПОНАЖНЫХ РАСТВОРОВ НА ОСНОВЕ КАРБАМИДНЫХ СМОЛ

За последние десятилетия в связи с развитием химии полимеров был исследован в целях закрепления грунтов ряд различных смол, в том числе мочевиноформальдегидных (карбамидных), фурановых, акриловых и резорциноформальдегидных. Наиболее эффективной оказалась карбамидная смола, которая и нашла широкое применение в строительстве.

Карбамидная смола выгодно отличается от других исследованых смол прежде всего невысокой стоимостью. Закрепляющий раствор, приготовленный из карбамидной смолы, имеет вязкость, близкую к вязкости воды, благодаря чему таким раствором можно закреплять мелкие пески и супеси. Гель, образуюшийся после твердения раствора, обладает высокой механической прочностью: предел прочности при сжатии 60–70 кгс/см^2, модуль упругости до 800 кгс/см^2.

В НИИ оснований в настоящее время под руководством д-ра техн. наук В.Е. Соколовича разработаны новые тампонажные растворы на основе карбамидной смолы, отличающиеся эластично-упругими гелями. Такие растворы пригодны для лечения деформационных (осадочных и температурных) швов подземных и гидротехнических сооружений, через которые происходит фильтрация воды в результате нарушения их уплотнения от неравномерных осадок основания под отдельными частями сооружения или вследствие резкого колебания температуры окружающей среды.

Карбамидная смола, несмотря на ряд ее достоинств, в том виде,

4663

в каком она применяется для закрепления грунтов или лечения фильтрующего бетона, не пригодна для уплотнения швов бетонных сооружений. Исследования по улучшению ее свойств проводились по двум направлениям.

Исследования по первому направлению предусматривали получение маловязкого химического раствора, что было достигнуто путем модификации раствора карбамидной смолы добавкой синтетического латекса.

Синтетический латекс представляет собой водные дисперсии каучукоподобных полимеров, получаемые эмульсионной полимеризацией или сополимеризацией. Наиболее эффективным для модификации карбамидной смолы марок КМ-2, КМ-3, МФ-17, КС-11 является латекс хлоропреновый марки наирит Л-7 и дивинилстирольный марки СКС-65ГП. Латексы хорошо и в неограниченных объемах смешиваются с раствором карбамидной смолы. Смеси получаются однородными и стабильными, отверждаются они раствором щавелевой кислоты. Продолжительность гелеобразования растворов регулируется от нескольких минут до 2-3 ч количеством и концентрацией вводимой щавелевой кислоты. Вязкость карбамидной смолы с введением латекса снижается. Так, вязкость смолы КС-11 плотностью 1,22 г/см^3 при добавке латекса СКС-65ГП в количестве 50 и 200% по объему снижается с 188 сПз соответственно до 25 и 16 сПз. Карбамидная смола с введением в нее латекса более 50% по объему после отверждения щавелевой кислотой образует безусадочный гель. Гель смолы эластичен, обладает низким модулем упругости около 100 кгс/см^2, хорошей адгезией к бетону, в том числе с битумным покрытием. Усилие на отрыв составляет 2-4 кгс/см^2. Гель выдерживает более 100 циклов замораживания при температуре -14°С и оттаивания при положительной температуре в воде без изменения прочности.

При исследованиях по второму направлению требовалось разработать вязкий тампонажный раствор. В качестве добавки был изыскан высокодисперсный материал КР. Добавка эластичного заполнителя в карбамидную смолу в количестве 20-40% по массе улучшает упругие свойства геля, повышает его эластичность. Так, модуль упругости смолы КС-11 плотностью 1,22 г/см^3 с введением 40% заполнителя снижается в 5,5 раза и составляет 95 кгс/см^2.

Разработанные составы растворов были успешно внедрены на ряде объектов. Раствор карбамидной смолы, модифицированный латексом, был применен для уплотнения фильтрующих стыков (швов) сборных железобетонных элементов резервуаров контактных осветлителей на комбинате химического волокна в г. Калинине. Контактные осветлители представляют собой два резервуара, состоящие из отдельных секций высотой 6, шириной 7,7, длиной 9 м. Каждый резервуар состоит из шести секций. Секции резервуаров выполнены из железобетонных плит толщиной 0,2 м.

Для устранения фильтрации через горизонтальные и вертикальные стыки сборных элементов был использован инъекционный раствор следующего состава: карбамидная смола КМ-2 плотностью 1,152 г/см^3 - 1 объем, дивинилстирольный латекс СКС-65ГП - 1 объем, щавелевая кислота плотностью 1,019 г/см^3 для отверж-

4663

дения смолы – 0,08 – 0,15 объема. Продолжительность гелеобразования раствора 3 – 20 мин.

Тампонажный раствор закачивали в стык элементов через буровые скважины. Технология уплотнения включала следующие операции. Перфоратором бурили скважины диаметром 42 мм, пересекающие стык элементов. Устанавливали в скважину трубу-нагнетатель с разжимным резиновым уплотнителем. Производили пробное нагнетание воды для определения величины поглощения и выявления участков сосредоточенного выхода жидкости из шва. При наличии сильного выбивания места выходов зачеканивали ветошью, смоченной жидким стеклом с цементом. На основании результатов пробного нагнетания уточняли состав раствора и его объем на скважину.

Перед нагнетанием гелеобразующего раствора в скважину закачивали щавелевую кислоту в таком же объеме. Щавелевая кислота, взаимодействуя с карбонатом кальция и гидратом окиси кальция, образует защитную пленку нерастворимого щавелевокислого кальция, что способствует более полному отверждению раствора карбамидной смолы в полости шва. Всего было закачано 1350 л гелеобразующего раствора и щавелевой кислоты и уплотнено 190 м шва и 1480 м^2 площади фильтрующих стен. После завершения ремонтных работ фильтрация через стыки сборных элементов и стен прекратилась и в течение двух лет не наблюдается.

Представляет интерес опыт применения карбамидной смолы с добавкой дисперсного эластичного материала КР на одном из участков Киевского метро для ликвидации фильтрации через железобетонную обделку туннеля. В результате нарушения герметичности металлической гидроизоляции в железобетонной обделке туннеля образовалось несколько очагов фильтрации воды с выносом значительного количества песка внутрь туннеля. Произошло интенсивное разуплотнение песка вокруг туннеля, что повлекло за собой осадку сооружения с образованием новых трещин в железобетонной обделке.

По предложению НИИ оснований уплотнение трещин и швов было выполнено путем инъекции нового тампонажного раствора. Состав тампонажного раствора был выбран на основании результатов обследования раскрытия трещин и интенсивности фильтрации воды через них. На участках слабой фильтрации был применен гелеобразующий раствор карбамидной смолы марки КС-11 плотностью 1,22 г/см^3 и щавелевой кислоты плотностью 1,019 г/см^3 в количестве 0,2-0,3 ч от объема смолы. Продолжительность гелеобразования 5-20 мин. На участках интенсивной фильтрации (свищи, крупные трещины) использовали гелеобразующий раствор того же состава, но с добавкой 25% по объему дисперсного материала КР.

В железобетонной обделке бурили скважины, пересекающие наклонно плоскости трещин и швов. Диаметр скважин 42 мм, глубина до 0,6 м. В скважину сначала нагнетали воду с целью определения водопроницаемости и выбора состава и количества раствора, а затем – гелеобразующий раствор. Тампонажный раствор готовили отдельными порциями по 10 л и нагнетали в скважину плунжерным насосом до отказа, т.е. до полного прекращения приема при давлении 5 кгс/см^2. На скважину расходовалось 50-120 л раствора.

4663

После окончания инъекционных работ фильтрация воды через железобетонную обделку туннеля прекратилась, что дало возможность приступить к осуществлению основного противофильтрационного мероприятия – устройству металлической облицовки на участке нарушения герметичности гидроизоляции.

Б. Н. Исаев, В. Ю. Зеленский, Л. К. Неизвестный, В. Д. Топорков
(ПромстройНИИпроект, Ростов-на-Дону)

НОВЫЙ КОМПЛЕКС ОБОРУДОВАНИЯ ДЛЯ ЛАБОРАТОРНОГО ЗАКРЕПЛЕНИЯ ГРУНТОВ

С целью получения параметров закрепления грунта в лаборатории до сих пор использовались способы и устройства, обеспечивающие условия одномерной фильтрации. При этом крепитель пропускался через грунт, помещенный в трубе или многосекционной камере, по длине соответствующей радиусу инъецирования. Недостатком указанных способов и устройств является несоответствие получаемых параметров натурным, которые формируются при плоскорадиальной фильтрации. Это объясняется тем, что эффективность закрепления определяется взаимодействием между коллоидно-минеральной частью грунта и фильтрующим через грунт раствором крепителя. Поэтому важно, чтобы количество и концентрация крепителя, проходящего через каждый образец блока, соответствовали величинам, аналогичным натуре. В многосекционной камере-трубе без регулирования концентрации и количества проходящего через каждый образец раствора невозможно обеспечить плоскорадиальную схему фильтрации.

Сущность нового способа заключается в том, что при пропускании крепителя снизу вверх через блок образцов, установленных вертикально, по индикатору фиксируется момент появления фильтрата в конце блока, а затем он отбирается в верхних точках каждого из образцов. При этом плоскорадиальная схема фильтрации выдерживается за счет того, что обработка каждого образца производится крепителем, концентрация и количество которого зависят от моделируемого радиуса инъецирования и определяются объемом сливаемого после каждого образца фильтрата.

Объем фильтрата, сливаемый после образца К, может быть рассчитан по формуле

$$\Delta V_k = \frac{\sum_{i=1}^{i=\frac{R}{h}} n_i - \sum_{i=1}^{i=k-1} n_i}{k} V - \frac{\sum_{i=1}^{i=\frac{R}{h}} n_i - \sum_{i=1}^{i=k} n_i}{k+1} V - V,$$

где n_i – порядковый номер образца в блоке (нумерация от места подачи раствора); R – моделируемый радиус инъецирования, см; h – высота образца, см; V – объем крепителя для пропитки одного образца, мл (определяется в процессе опыта).

4663

Момент появления фильтрата в конце блока фиксируется при контакте его с индикатором, что определяет начало слива. Индикатор выбирается в зависимости от вида крепителя (фенолфталеин – для раствора силиката натрия, известковая вода – для углекислого газа и др.). Слив фильтрата производится от конца блока к месту подачи раствора.

Предложенный способ осуществляется с помощью устройства (см. рисунок), особенностью которого является то, что камера для индикатора 5 совмещена с верхней прижимной головкой, а межсекционные элементы имеют каналы для вывода фильтрата, оборудованные запорными приспособлениями. Камера для индикатора выполнена в виде прозрачного сосуда и имеет в центральной части цилиндр с двумя вертикальными каналами, один из которых запирается иглой.

Кроме того, устройство снабжено прозрачным сосудом – ресивером для газа (например, углекислого), внутри которого размещен термометр. Ресивер, оборудованный манометром, позволяет по изменению температуры и давления в процессе закрепления определять расход газа при газосиликатизации.

Устройство работает следующим образом.

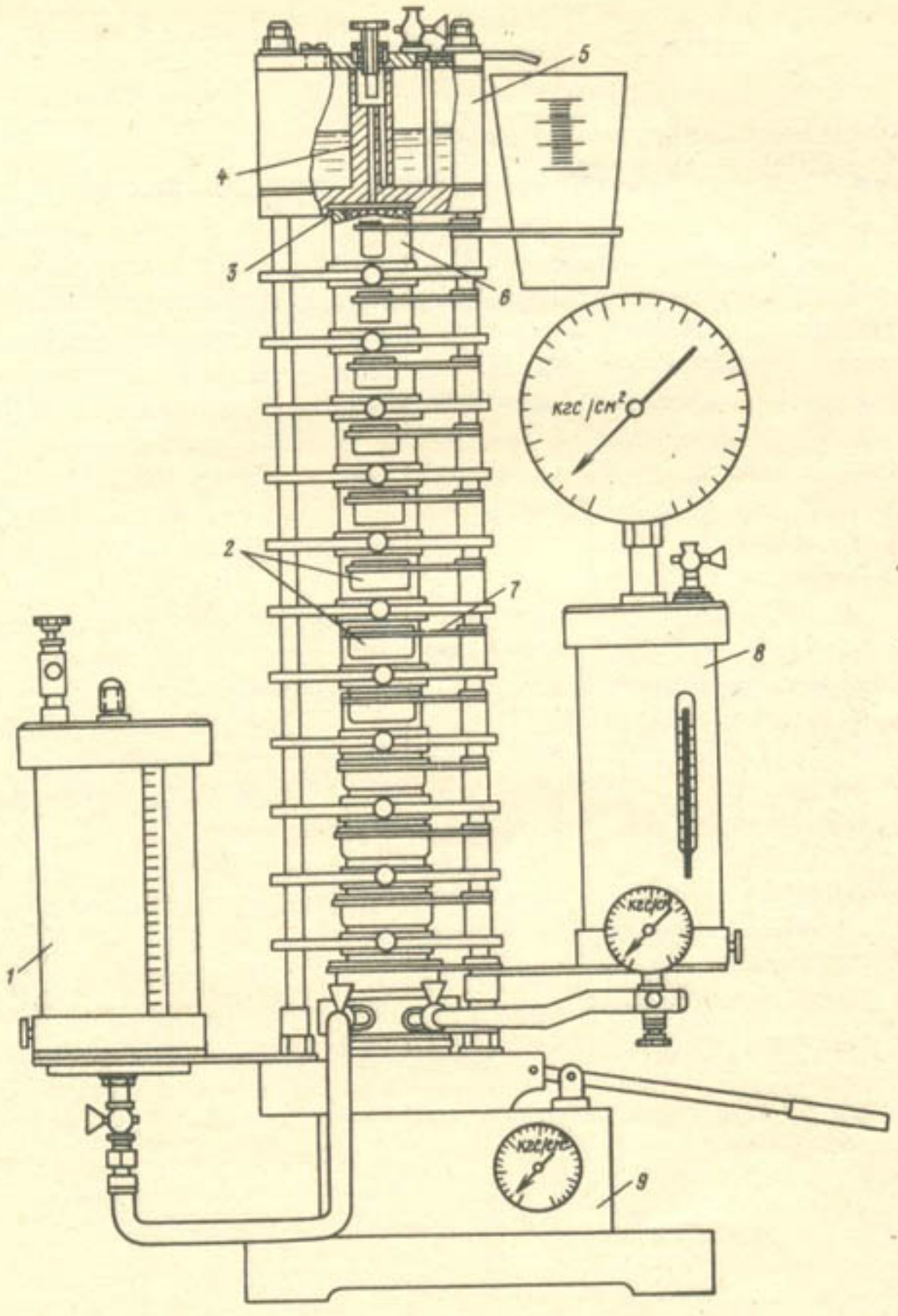
Ресиверы 1 и 8 заполняются крепителем, например раствором силиката натрия и углекислым газом, а камера для индикатора 5 – раствором фенолфталеина. До подачи крепителя кольца 6 с грунтом и расположенные между ними межсекционные элементы через герметизирующие прокладки 3 сжимаются гидравлическим прессом 9. Запорными приспособлениями перекрываются все каналы выпуска фильтрата, игла устанавливается таким образом, чтобы она не перекрывала канал в цилиндре 4 камеры с раствором индикатора.

В ресивер 1 подается сжатый воздух. Крепитель под давлением проходит через образцы грунта, сетки межсекционных элементов и по вертикальным каналам в цилиндре 4 попадает в сосуд с раствором индикатора, окрашивая его. В момент окраски канал в цилиндре 4 перекрывается иглой и расчетный объем фильтрата сливается через запорные приспособления после каждого образца сверху вниз в мерные стаканы 2, установленные на поворотных кронштейнах 7. После отбора фильтрата пропускание крепителя прекращается, краны шлангов перекрываются, давление в ресиверах сбрасывается и блок образцов разбирается. Взвешенные образцы закрепленного грунта помещают в эксикатор для выдержки и последующего испытания.

Описанное устройство может работать совместно с автоматическим регистратором времени прохождения крепителя через образцы грунта и программным регулятором давления, позволяющим поддерживать заданные режимы нагнетания.

Предлагаемый комплекс лабораторного оборудования дает возможность закреплять грунты способами силикатизации, газосиликатизации и в кольцах различного диаметра и высоты, например в кольцах к сдвиговому или компрессионному приборам, для чего производится замена межсекционных элементов. Объемы сливаемого

4663



Устройство для лабораторного закрепления грунтов

фильтрата рассчитывают с учетом размеров размещенных в блоке образцов.

Использование предлагаемого способа лабораторного закрепления грунтов и устройства для его осуществления: позволяет сократить объем полевых работ, дает возможность в лабораторных условиях определять расход крепителя, среднюю прочность и водостойкость грунта, закрепленного при различных радиусах инъецирования, и тем самым повысить точность выбора оптимальных параметров для проектирования.

4663

Г. В. Канаков
(ГИСИ имени В.П. Чкалова, г. Горький)

ФУНДАМЕНТЫ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ НА ЗАКРЕПЛЕННОМ ЛЕССОВОМ ГРУНТЕ ПРИ ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОЙ ОЦЕНКЕ РАЗЛИЧНЫХ ВАРИАНТОВ

При решении градостроительных задач все актуальнее встает вопрос увеличения этажности зданий, а при проектировании архитектурных ансамблей и жилых комплексов намечается возведение отдельных зданий высотой 20–30 этажей. В связи с этим ставится задача перспективной оценки возможных фундаментов таких высотных тяжелых зданий, в частности, на просадочных грунтах г. Горького и выбора наиболее экономичных и рациональных видов фундаментов как из числа широко внедряемых в практику строительства 5–12-этажных зданий, так и из известных, но не применяемых еще в массовом строительстве.

В геологическом отношении территория правобережья рек Волги и Оки представлена толщей лёссовых грунтов мощностью 16–24 м, которые подстилает мергель. При этом верхний слой лёссовидного суглинка мощностью 4–7 м является просадочным (e = 0,7 –1,1, W = 0,12–0,22, $\delta_{пр}$ = 0,02–0,07, φ = 21–26°, c = 0,1–0,45 кгс/см^2). Грунтовые условия строительных площадок этого района относятся к I типу по просадочности.

Учитывая требования, предъявляемые к фундаментам высотных зданий для данных геологических условий, произведены разработка и технико-экономическое сравнение ряда вариантов фундаментов 26-этажного здания. Здание высотой 80 м, каркасной системы с ядром жесткости, нормативные нагрузки на фундаменты от колонн составляют 420–1300 т. Результаты проведенного технико-экономического сравнения шести вариантов фундаментов приведены в таблице. При расчетах сметной стоимости работ по возведению фундаментов при различных вариантах использовались "Нормативы затрат на производство в жилищно-гражданском строительстве", разработанные ТНИЛОЭС ГИСИ имени В.П. Чкалова в 1973 г.

№ варианта	Вид фундамента	Число элементов	Несущая способность элемента, м	Сметная стоимость, тыс. руб.	Осадка фундамента, см
1	Сплошная железобетонная плита толщиной 1,5 м, выполненная на предварительно уплотненном тяжелой трамбовкой основании	–	–	154	15
2	Свайный фундамент из забивных железобетонных				

4663

Продолжение таблицы

№ варианта	Вид фундамента	Число элементов	Несущая способность элемента, м	Сметная стоимость, тыс. руб.	Осадка фундамента, см
	призматических свай сечением 30х30 см, длиной 9 м	514	101	151	7
3	Свайный фундамент из забивных железобетонных трубчатых свай диаметром 60 см, длиной 6 м	342	116	168	5
4	Фундаменты из свай-оболочек диаметром 100-140 см, длиной 15 м, опираются на мергель и работают как стойки	52	780-1540	148	1
5	Столбчатые железобетонные фундаменты на предварительно закрепленном грунте методом силикатизации; глубина закрепления 14 м, диаметр закрепленного столба 2,1 м; столб опирается на мергель и работает как стойка	232	350	306	1
6	Столбчатые железобетонные фундаменты на предварительно упрочненном грунте термическим методом; глубина закрепления 14 м, диаметр закрепленного столба 25 м; столб опирается на мергель и работает как стойка	118	460	151	1

Анализ результатов технико-экономического сравнения позволяет сделать следующие выводы.

1. Известные в практике строительства свайные фундаменты из призматических и трубчатых свай (варианты 2 и 3), а также фундаменты в виде сплошных железобетонных плит (вариант 1) могут найти применение и при строительстве высотных зданий. Однако при этих вариантах будут значительнее осадки и крен (особенно у варианта 1), приближаясь к предварительно допустимым по нормам.

2. Варианты 4-6 являются новыми в практике строительства в г. Горьком. В то же время их объединяет один принцип работы - передача нагрузки от сооружения на нижезалегающие, практически

несжимаемые мергелистые породы (сваи-стойки или колонны несжимаемых упрочненных грунтов). Преимущество этих вариантов - практически полное отсутствие осадки сооружений.

3. Стоимость выполнения фундаментов вариантов 1-4,6 отличается незначительно и они могут быть признаны как рациональные.

4. Заслуживает внимания вариант 4, как наиболее экономичный, - фундаменты из свай-оболочек диаметром 100-140 см, длиной 15 м, опирающихся на мергель и работающих как стойки. К такому же выводу пришли и строители Ташкента при технико-экономическом сравнении вариантов фундаментов жилых зданий.

5. Фундаменты высотных зданий на искусственном основании - варианты на предварительно закрепленном грунте методом силикатизации (вариант 5) или термическим методом (вариант 6) заслуживают особого внимания. Они позволяют выполнить надежное, практически недеформируемое основание и дать большую экономию цемента и металла. Требуется уделить больше внимания со стороны исследователей этим видам фундаментов в новом их назначении - при высотном строительстве на просадочных грунтах.

В. А. Кейльман, В. П. Матуа
(РИСИ, Ростов-на-Дону)

УКРЕПЛЕНИЕ ЛЕССОВЫХ ГРУНТОВ "СОСТАВЛЕННЫМИ" МИНЕРАЛЬНЫМИ ВЯЖУЩИМИ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ В ИХ СОСТАВЕ ЗОЛ-УНОСА ТЭС

В Зональной дорожной научно-исследовательской лаборатории Ростовского инженерно-строительного института в целях использования укрепленных лёссовых грунтов в конструктивных слоях оснований дорожных одежд была изучена возможность применения в качестве "составленного" вяжущего негашеной извести и золы-уноса, получаемой от сжигания угля марки АШ (антрацит, штыб) на Новочеркасской ТЭЦ. Проведенные исследования преследовали цель выяснить возможность увеличения ресурсов вяжущих материалов за счет утилизации отвальных зольных смесей, что одновременно должно было содействовать очистке окружающей среды. При выполнении указанной работы мы исходили из следующих основных положений.

1. Минералы, входящие в состав глин и некоторых других компонентов лёссового грунта, обладают свойствами, которые обычно присущи пуццолановым добавкам.

Добавление извести к грунту вызывает резкое повышение pH поровой воды вследствие растворения и диссоциации $Ca(OH)_2$. Высокое значение pH повышает реактивную способность поверхности частиц, в состав которых входят двуокись кремния и глинозем. Ионы кальция соединяются с реактивной водной двуокисью кремния и глиноземом и образуют постепенно твердеющий цементирующий материал.

При введении в лёссовый грунт извести совместно с золой-уносом последняя, выполняя роль активной гидравлической добавки,

вступает в химическое взаимодействие с основным вяжущим и обеспечивает иной характер новообразований.

В этом случае протекают реакции взаимодействия с лёссовым грунтом, золой-уносом и продуктами гидратации извести по типу пущолановых в три стадии:

Первая стадия - затворения или насыщения. Происходит гидратация окиси кальция при действии на него воды

$$CaO + H_2O \longrightarrow Ca(OH)_2.$$

Активные компоненты золы-уноса и лёссового грунта вступают в химическое взаимодействие с гидратом окиси кальция, выводят его из сферы реакции и таким образом ускоряют гидратацию извести. В этом случае следует ожидать образования гидросиликатов кальция по реакции.

$$Ca(OH)_2 + SiO_2 + H_2O \longrightarrow CaOSiO_2 \cdot H_2O.$$

Возможно также образование гидроалюминатов и гидроалюмосиликатов кальция.

Вторая стадия - коллоидации или схватывания. Образующиеся гидросиликаты и гидроалюминаты кальция, обладая весьма малой растворимостью в воде, выделяются в коллоидном состоянии, создавая вокруг частичек лёссового грунта оболочки геля. Гель способствует их склеиванию.

Третья стадия - кристаллизации или собственного твердения. В этом случае происходит процесс перехода укрепленной системы из коллоидного в более устойчивое кристаллическое состояние. Выделяющиеся микрокристаллы пронизывают гель, состоящий в основном из $CaO \cdot SiO_2 \cdot H_2O$, и срастаются. Одновременно гель уплотняется за счет высыхания и отсасывания воды внутрь непогасившихся зерен извести.

2. Находящийся на поверхности твердеющей смеси гидрат окиси кальция поглощает из воздуха углекислый газ, т.е. идет очень медленная реакция карбонизации - образование карбоната кальция $Ca(OH)_2 + CO_2 \longrightarrow CaCO_3 + H_2O$. Корка из углекислого кальция, хотя и очень тонкая, однако защищает известково-зольный камень от растворения чистой водой.

Продукты реакции в виде гидросиликатов могут быть представлены в виде: $x\,CaO \cdot SiO_2 \cdot y\,H_2O$ с переменным молярным отношением $x = \frac{CaO}{SiO_2}$ и $y = \frac{H_2O}{SiO_2}$. Исследования последних лет показали, что образующиеся в системе $CaO - SiO_2 - H_2O$ при температуре до 100°С фазы можно рассматривать, как состоящие из гидросиликатов группы тоберморитов двух типов: CSH (1) с $x = 0{,}8\text{–}1{,}5$, структура которых имеет вид деформированной фольги, и CSH (II) с $x > 1{,}5$ и волокнистой гофрированной структурой.

Значение y для них изменяется в интервале 1–1,7 или, если учесть возможность адсорбции воды на гидрофильной поверхности гидросиликатов кальция и их высокую удельную площадь поверхно-

сти, фактическое молекулярное отношение кристаллизационной воды $\frac{H_2O}{SiO_2}$ у них несколько меньше единицы.

3. В связи с замедленным набором проектной прочности лёссовых грунтов, укрепленных известью совместно с золой-уносом (согласно СН 25-74, равный 90 сут), возникла необходимость изыскать условия ускорения процессов структурообразования путем применения различных растворов электролитов. Это же должно было обеспечить условия для получения структуры с более высокой прочностью, водоустойчивостью и морозостойкостью.

Как показали наши исследования, наиболее высокие прочностные показатели образцов известково-зологрунтовых смесей достигнуты при введении электролита - хлористого кальция. Действие хлористого кальция основано на повышении растворимости гидроокиси кальция и образовании оксихлоридов двух типов:

$Ca(OH)_2 + CaCl_2 + 2H_2O \longrightarrow Ca(OH)_2 \cdot CaCl_2 \cdot 2H_2O$ - низкоосновная форма;

$3Ca(OH)_2 + CaCl_2 + 11H_2O \longrightarrow 3Ca(OH)_2 \cdot CaCl_2 \cdot 11H_2O$ - высокоосновная форма.

Двойные соли гидрата являются труднорастворимыми, непосредственно принимающими участие в формировании цементного камня. Откладываясь в виде пленок; кольматируя поры или "вписываясь" в структуру материала наравне с другими фазами, оксихлориды тем самым ускоряют процессы твердения и способствуют более интенсивному набору прочности лёссовых грунтов, укрепленных известью совместно с золой-уносом.

Для выявления эффективности укрепления лёссовых грунтов известью с добавками золы-уноса нами был выполнен комплекс лабораторных исследований по определению оптимального состава смеси. В качестве исходных компонентов смеси были взяты: лессовидный пылеватый суглинок ($W_п$ = 11,7%), известь с активностью CaO + MgO 70%, зола-унос Новочеркасской ГРЭС и хлористый кальций.

Оптимальное соотношение составляющих компонентов смеси подбирали методом математического планирования эксперимента. В таблице приведены основные физико-механические характеристики образцов лёссовых грунтов, укрепленных известью с добавкой золы-уноса. Образцы смеси были приготовлены в соответствии с инструкцией СН 25-74 и хранились в период твердения в воздушно-влажной среде. Испытания по определению предела прочности при сжатии проводились через 28 и 90 сут, а предела прочности при изгибе и коэффициента морозостойкости - после 90 сут хранения.

Наиболее высокие показатели достигнуты в смесях с содержанием их составляющих, близких к основному уровню и удовлетворяющих согласно СН 25-74 требованиям I класса прочности (см. таблицу, опыт "0")

В целях проверки теоретических суждений и вывода, сделанного на основании результатов лабораторных исследований, в 1976 г. было осуществлено строительство опытного участка дороги в вос-

№ опыта	Состав смеси, %			Предел прочности, кгс/см^2			Коэффициент морозостойкости
	известь	зола-унос	$CaCl_2$	при сжатии		на изгиб	
Код	x_1	x_2	x_3	$R_{сж}^{28}$	$R_{сж}^{90}$	$R_{из}^{90}$	$K_{Мрз}^{15}$
0	7	25	1,5	45,5	77,4	17,3	0,8
1	12	40	2,5	38,2	70,4	15,7	0,75
2	2	40	2,5	26,7	35,6	8,4	0,54
3	12	10	2,5	26,6	51,6	9,8	0,72
4	2	10	2,5	14,2	28,9	6,3	0,24
5	12	40	0,5	30,6	32,2	9,7	0,76
6	2	40	0,5	18.	41,5	7,7	0,47
7	12	10	0,5	30,1	53,4	10,8	0,75
8	2	10	0,5	15,4	20	5,4	0,2

Примечание. Коэффициент морозостойкости образцов определялся после 15 циклов замораживания - оттаивания.

точной части Ростовской области. Нижний слой основания опытного участка дороги II технической категории устроен из лёссовидного пылеватого суглинка ($W_п$ = 12%), укрепленного известью в количестве 7%, золой-уносом 25% с введением хлористого кальция в количестве 1,5%. Весной 1977 г. были произведены полевые замеры фактических модулей упругости конструктивных слоев опытного участка дороги. В результате обработки полевых данных средний модуль упругости укрепленного грунта определился в 3000 кгс/см^2, что отвечает требуемому.

Замена привозного щебня в нижнем слое основания лёссовым грунтом, укрепленным известью и золой-уносом, дала экономический эффект 7,8 тыс. руб. на 1 км конструктивного слоя. При использовании же лёссового грунта, укрепленного портландцементом и золой-уносом, для получения такого же модуля упругости того же конструктивного слоя эффект составил 4,3 тыс. руб. на 1 км основания.

Таким образом, при использовании менее дефицитного и дешевого вяжущего (извести вместо цемента) при заданных качественных характеристиках в 1,8 раза повышается экономическая эффективность.

Б. Н. Кузин, И. Н. Гороховская, А. М. Рыбасов, Л. Л. Поляков
(НИИ механики и прикладной математики, Ростов-на-Дону)

ЭФФЕКТИВНОСТЬ ЗАКРЕПЛЕНИЯ ГРУНТОВ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ЗАВОДА "АТОММАШ"

Площадка строительства гигантского промышленного комплекса-завода "Атоммаш" до глубины 35 м представлена слоями лёссовидного суглинка эолово-делювиального происхождения с прослоями

погребенных почвенных горизонтов мощностью 0,4–1 м. Суглинки до глубины 22–24 м и погребенные почвенные горизонты обладают просадочными свойствами. Относительная просадочность при нагрузке 3 кгс/см^2 колеблется от 0,01 до 0,08. При замачивании опытного котлована просадка от собственного веса составила 20–22 см.

Грунтовые условия площадки по СНиП II-15-7 относятся ко II типу по просадочности. В связи с этим в проекте ПИ-1 Госстроя СССР для фундаментов под крупногабаритное технологическое оборудование, коммуникационные и заглубленные сооружения предусмотрены буронабивные сваи, прорезающие толщу и заглубленные не менее чем на 1,5–2 м в непросадочный грунт.

Пешеходные туннели, представляющие собой сборно-монолитную конструкцию, по проекту должны опираться на фундаменты: железобетонный поперечный ростверк с шагом 3, высотой 1,2, длиной 4 и шириной 2,5 м на буронабивной свае диаметром 1 и длиной 16 м. Находящийся на верхнем перекрытии туннеля монорельс для перемещения грузовой тележки увеличивал нагрузку на основание еще на 70 т на 1 м туннеля. Несущая способность буронабивной сваи, по данным НИИ оснований, 36 т.

Так как по ряду причин буронабивные сваи не были устроены до окончания монтажа стропильных и подстропильных ферм и связей, оказалась невозможной работа станков СО-2 и СО-1200 из-за ограниченных габаритов на отдельных участках цеха по высоте. С помощью НИИ механики и прикладной математики Северо-Кавказского научного центра Высшей школы был разработан и осуществлен проект устройства искусственного основания из закрепленного силикатизацией грунта. Он предусматривал устранение просадочных свойств грунта и его упрочнение в пределах деформируемой зоны на глубину 3,6 м путем химического закрепления. При этом слой грунта естественного сложения с отметки -6,15 м на глубину 1,5 м закрепляли путем пропитки его с поверхности раствором силиката натрия плотностью 1,05 г/см^3 при расходе 300 л на 1 м^2. Насыпной грунт в пределах искусственного основания закрепляли способом, разработанным в НИИМ и ПМ. После отсыпки слоя грунта около 80 см его смачивали раствором хлористого кальция плотностью 1,06 г/см^3 до достижения им оптимальной влажности 19%, а затем уплотняли катком Д-451 до достижения объемной массы скелета 1,65–1,7 г/см^3. После уплотнения грунт выдерживали 1–1,5 сут, в течение которых его естественная влажность снижалась до 8–10%, и затем пропитывали раствором жидкого стекла плотностью 1,05 г/см^3 при расходе 200 л на 1 м^2. Аналогично отсыпали и закрепляли верхний насыпной слой.

Как показало контрольное закрепление и исследование монолитов, отобранных при контрольном шурфовании из каждого слоя искусственного основания в пределах деформируемой зоны, прочность на сжатие закрепленного насыпного грунта при степени влажности G = = 0,65 оказалась не ниже 6 кгс/см^2, а прочность закрепленного естественного грунта 0,4–8 кгс/см^2, причем меньшие значения прочности соответствовали большей глубине при 100%-ной водостойкости всех испытанных образцов.

Размеры искусственного основания в пределах деформируемой зоны были выбраны с таким расчетом, чтобы вертикальные напряжения на его границе не превышали начального просадочного давления, равного на этой отметке 12 кгс/см^2. Закрепленный слой грунта одновременно явился распределительной подушкой, обеспечивающей передачу нагрузки от подошвы туннеля на естественный грунт и частично на опоры из закрепленного грунта, образуемые путем нагнетания раствора жидкого стекла плотностью 1,08 г/см^3 в специально пробуренные скважины станком УПБ-50м глубиной 13,6 м и диаметром 135 мм.

При удельном расходе силиката натрия 75 кг/м^3 опоры из закрепленного грунта имели диаметр 1 м и длину 14-14,5 м. Расстояние между опорами 4,5 м принято в соответствии с рекомендациями НИИ оснований с учетом прочности и несущей способности грунта, подстилающего просадочную толщу, на который через опоры может передаваться нагрузка от веса грунта, находящегося в межопорном пространстве и испытывающего при водонасыщении просадки от бытового давления.

Контрольное бурение с отбором монолитов показало, что принятая технология нагнетания крепления снизу вверх тремя заходками по 3-4 м обеспечила сплошное закрепление с гарантированным радиусом 0,55 м. Прочность на сжатие образцов закрепленного грунта составила 5-8 кгс/см^2, уменьшаясь от скважины к периферии закрепления.

Опыт успешного устройства искусственного основания из закрепленного грунта под пешеходными тоннелями позволил применить аналогичные основания вместо фундаментов из буронабивных свай на таких сложных объектах, как камеры радиационной дефектоскопии. При этом выбор способа строительства определялся не только создавшимися условиями, но и экономической эффективностью. Были проведены сравнения варианта устройства фундаментов из буронабивных свай, предусмотренных в проекте ПИ-1 (Ленинград), и проектных данных НИИМ и ПМ по устройству искусственного основания из закрепленного грунта, скорректированных по фактическим затратам. Основные расчетные технико-экономические показатели для сравниваемых вариантов получены на основе проектных данных и норм (см. таблицу). Сравнение проводилось по методике НИИЭС и СН 423-71 без учета сроков выполнения работ.

Экономия материальных и трудовых затрат при применении искусственных оснований из закрепленного грунта достигнута за счет резкого сокращения объема буровых, бетонных и арматурных работ, упрощения технологии, резкого сокращения расхода бетона и стали и, следовательно, капитальных вложений в базу строительства и на приобретение строительных машин и механизмов. Кроме того, в связи со значительным упрочнением основания тоннеля закреплением представилась возможность отказаться от железобетонных ростверков, в каждый из которых предусматривалось уложить 12,1 м^3 монолитного железобетона. Все это позволило снизить себестоимость строительства в 5 раз, трудовые затраты в 4 раза и получить экономический эффект в размере 40,3 тыс. руб.

Показатель	Пешеходные туннели (на 100 п.м)		Камера радиационной дефектоскопии	
	буронабивные сваи с монолитными ростверками	основание из закрепленного грунта	фундамент из буронабивных свай	основание из закрепленного грунта
Сметная стоимость (прямые затраты), тыс. руб.	47,21	9,82	49,03	14,32
Капитальные вложения в базу в районе строительства, тыс. руб.	41,31	11,45	40,9	15,2
Затраты труда, тыс. чел.-дней	1,41	0,36	1,38	0,71
Приведенные затраты с учетом фактора трудоемкости и капитальных вложений, тыс. руб.	54,4	14,1	56,12	16,3
Экономический эффект, тыс. руб.	-	40,3	-	39,82
Расход материалов:				
бетона, $м^3$	565	-	778	-
стали, т	51	-	59	-
жидкого стекла, т	-	54	-	131
хлористого кальция, т	-	54	-	-

Опыт устройства искусственного основания из закрепленного силикатизацией грунта при сооружении главного корпуса завода "Атоммаш" показал, что, помимо технико-экономических преимуществ, этот способ строительства позволяет применять поточную организацию всех строительных работ, ведущихся с той же отметки, обеспечить любые заданные темпы работ и свободное маневрирование ресурсами и механизмами, значительно сократить потребности в механизмах и транспорте.

Б. Н. Кузин, И. Н. Гороховская, А. М. Рыбасов, Б. И. Явич
(НИИ механики и прикладной математики, РГУ, Ростов-на-Дону)

ТЕХНОЛОГИЯ И ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЕ ПОКАЗАТЕЛИ УСТРОЙСТВА ФУНДАМЕНТОВ ИЗ СИЛИКАТИРОВАННЫХ ЛЕССОВЫХ ГРУНТОВ В ВОЛГОДОНСКЕ

В связи с сооружением гигантского промышленного комплекса "Атоммаш" в г. Волгодонске широко развернуто жилищное строительство. Застраивается юго-западный район и северная часть на

берегу Цимлянского моря, названная новым городом. На существующих улицах города в юго-западном районе строятся в основном 5-этажные и частично 9-этажные крупнопанельные дома, а в новом городе 9- и 16-этажные крупнопанельные дома.

Площадка сложена верхнечетвертичными лессовидными делювиальными суглинками, вскрытая мощность которых 15 м. Суглинки имеют трехъярусное строение (верхний, средний и нижний ярусы) и разделяются на ярусы горизонтами погребенных почв, которые часто размыты. С поверхности суглинки покрыты небольшим чехлом почвенно-растительного и гумусированного слоя общей мощностью 0,4-0,9 м. Мощность просадочной толщи 4-9 м. Просадка от собственного веса при замачивании составляет 4,6 см, что позволяет отнести грунтовые условия к 1 типу по просадочности. Начальное просадочное давление колеблется от 0,6 до 1,5 кгс/см^2. Суглинки просадочной толщи от палево-желтых до желто-бурых, макропористые, твердой консистенции. Прочностные и деформативные (нормативные) характеристики суглинков этого слоя: сила сцепления - 0,19-0,28 кгс/см^2; угол внутреннего трения 17-19°; модуль деформации при естественной влажности 110-140 кгс/см^2, при полном водонасыщении 70-90 кгс/см^2.

Инженерно-геологическими изысканиями грунтовые воды вскрыты на глубине 6,8-10,7 м. Грунтовые воды обладают сульфатной агрессией к бетонам.

Ниже суглинков просадочной толщи залегает мощный слой желто-бурых водонасыщенных суглинков, имеющих консистенцию от полутвердой до мягкопластичной, сильносжимаемых. В суглинках повсеместно встречаются включения карбонатных солей и гипса. Погребенные почвенные горизонты представлены суглинками желто-бурыми, слабовлажными и влажными, гумусированными с большим содержанием карбонатов, твердой консистенции.

В связи с такими инженерно-геологическими условиями было предусмотрено дома сооружать на фундаментах из забивных или буронабивных свай, прорезающих всю просадочную толщу. Были приняты сваи прямоугольного сечения 35х35см, длиной 12 м. Опыт забивки таких свай показал, что даже при использовании сваебойных агрегатов повышенной мощности их производительность очень мала - не более четырех-пяти свай в смену даже при наличии лидирующей скважины. Поэтому по инициативе строителей треста Севкавтрансстрой, которым было поручено в 1976 г. построить и сдать два 114-квартирных 5-этажных кирпичных дома, было решено в качестве противопросадочных мероприятий применить закрепление грунтов основания. НИИ механики и прикладной математики РГУ разработал техническую документацию на устройство искусственного основания из закрепленного грунта для этих домов, и с его помощью эти проекты были успешно реализованы.

Проект предусматривал закрепление пропиткой раствором жидкого стекла плотностью 1,05 г/см^3 при расходе 250 л/м^2 грунта под ленточными фундаментами на глубину 1,5-2 м (в пределах деформируемой зоны) и устройство опор из закрепленного грунта, прорезающих всю просадочную толщу, путем нагнетания в скважину

4663

раствора силиката натрия плотностью 1,1 г/см^3 при расходе 220 л на 1 м скважины.

Скважины бурили станком УКС-15 или УГБ-50М. Раствор нагнетался заходками по 2-3 м снизу вверх с помощью специальных инъекторов-тампонов центробежными насосами 2К-6 при давлении 0,2-5 ати. Размеры искусственного основания в пределах деформируемой зоны выбраны с таким расчетом, чтобы вертикальные напряжения на границе закрепления не превышали начального просадочного давления 1-1,3 кгс/см^2 на глубине 2-5 м. Расстояние между опорами принималось таким, чтобы давление по их подошве с учетом веса грунта, зависающего на опорах при просадках от его собственного веса, не превышало расчетной несущей способности подстилающего грунта при полном его водонасыщении.

Необходимо отметить, что принятый порядок устройства искусственного основания (вначале безнапорная пропитка из траншеи, отрытой по размерам ленточного фундамента, а затем бурение скважин и нагнетание раствора для образования опор) обеспечивал хорошее тампонирование скважины в уже закрепленной зоне при нагнетании в верхнюю заходку и предотвращал выбивание раствора на поверхность.

В связи с существенным упрощением работ и резким уменьшением их трудоемкости и материалоемкости нулевой цикл обоих домов был завершен в течение 15-18 дней, и строители сумели построить и сдать дома в эксплуатацию всего за шесть месяцев. Такие темпы строительства кирпичных 5-этажных домов на грунтах II типа по просадочности достигнуты в Ростовской области впервые.

В третьем микрорайоне нового города площадка строительства до глубины 35 м представлена слоями лёссовидного суглинка с прослоями погребенных почвенных горизонтов. Суглинки до глубины 20-24 м и погребенные почвенные горизонты обладают просадочными свойствами. Относительная просадочность при нагрузке 3 кгс/см^2 колеблется от 0,005 до 0,1. Расчетная просадка от собственного веса грунта, по данным компрессионных испытаний, составила 25 см. 9-этажные крупнопанельные дома, строящиеся в этом микрорайоне, возводятся на фундаментах из буронабивных свай диаметром 1 м и длиной 18,5 м, прорезающих всю просадочную толщу. Эти сваи, обладающие, по данным испытаний, несущей способностью не менее 360 т, несут всего 120 тс каждая и, следовательно, оказываются существенно недогруженными. Как видно из таблицы, стоимость каждого фундамента весьма значительна и составляет около 25% всей стоимости дома.

Технико-экономическое сравнение вариантов устройства подземной части 5-этажного кирпичного дома на просадочной толще 12 м и 9-этажного дома на просадочной толще 20 м для условий г. Волгодонска приведено в таблице. При этом показатели для 5-этажного дома по устройству основания из закрепленного грунта скорректированы по фактическим данным по опыту строительства четырех домов.

Как видно из таблицы, закрепление грунтов силикатизацией при строительстве жилых домов в грунтовых условиях г. Волгодонска

4663

Показатель	5-этажный кирпичный дом на 114 квартир серии 1-468А-7		9-этажный крупнопанельный 144-квартирный дом серии 1-515-04/9М	
	свайный фундамент из забивных свай с ростверком	основание из закрепленного грунта с ленточными монолитными фундаментами	буронабивные сваи с ростверком	основание из закрепленного грунта с ленточными монолитными фундаментами
Сметная стоимость (прямые затраты), тыс. руб	57,64	23,02	183,2	38,3
Капитальные вложения в базу в районе строительства, тыс. руб.	38,2	23,9	153	33,6
Затраты труда, тыс. чел.-дней	2,12	0,82	6,1	1,31
Приведенные затраты с учетом фактора трудоемкости и капитальных вложений, тыс. руб	63,1	28,4	194,8	44,9
Экономический эффект, тыс. руб.	-	34,7	-	189,9
Расход материалов:				
бетона, $м^3$	606	364	2603	390
стали, т	34,7	12,8	135,7	9,6
жидкого стекла, т	-	155	-	354

обладает существенными преимуществами по сравнению с применяемыми в настоящее время свайными фундаментами из забивных и буронабивных свай.

Б. Н. Кузин, Г. Н. Раецкий, Н. И. Михалев, В. Н. Кравченко, А. М. Померанцев, Е. Ф. Чубенко, С. Г. Бадеев
(РГУ, Ростов-на-Дону)

ИССЛЕДОВАНИЕ ПОЛЗУЧЕСТИ ЛЕССОВОГО ГРУНТА НАРУШЕННОЙ СТРУКТУРЫ, ЗАКРЕПЛЕННОГО СИЛИКАТИЗАЦИЕЙ, НА АВТОМАТИЧЕСКОЙ ИСПЫТАТЕЛЬНОЙ УСТАНОВКЕ

4663

Огромный объем работ по устройству обратных засыпок в современном промышленном и гражданском строительстве требует в районах распространения лёссовых грунтов применения эффективного и надежного способа упрочнения этих грунтов нарушенной структуры.

Существующие методы механического уплотнения таких грунтов укаткой, трамбованием не всегда оказываются эффективными из-за отсутствия оптимальной влажности у уплотняемого грунта или из-за стесненных условий для работы механизмов.

Разработанный в НИИ механики и прикладной математики РГУ способ закрепления насыпных грунтов позволяет в определенной мере обеспечить надежность закрепления насыпных глинистых грунтов при сравнительно небольших затратах. При этом повышенные по сравнению с трамбованием или укаткой затраты на закрепление основания могут быть с успехом компенсированы существенным облегчением полов и фундаментных конструкций в связи со значительной жесткостью и несущей способностью закрепленных оснований.

Для исследования брали образцы, изготовленные из монолитов, отобранных из закрепленного насыпного основания под пешеходным тоннелем главного корпуса завода "Атоммаш". В процессе закрепления грунт послойно отсыпали, увлажняли раствором хлористого кальция плотностью γ = 1,05 г/см^3 до оптимальной влажности 19%, затем уплотняли катками до объемной массы скелета 1,65 г/см^3, выдерживали до влажности 10-12% и пропитывали раствором жидкого стекла плотностью 1,06 г/см^3 при удельном расходе силиката натрия (плотностью γ = 1,4 г/см^3) 75 кг/м^3.

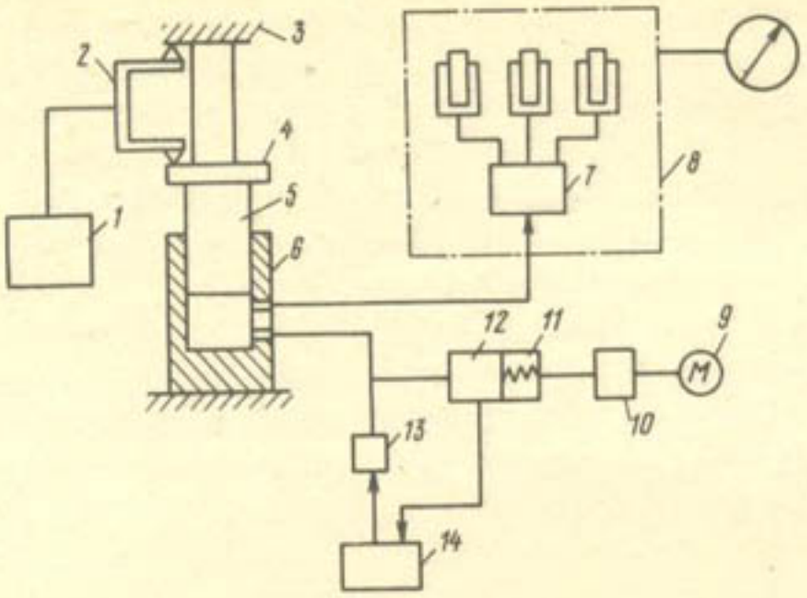
Образцы для испытаний вырезали в виде цилиндров диаметром 115 и высотой 150 мм. С целью выявления фазы, определяющей величину общей деформации закрепленного насыпного грунта при длительном действии нагрузки, были проведены опыты на образцах разной высоты 60, 100 и 150 мм. Так как относительные деформации у этих образцов в течение всего периода испытаний (6 сут) оказались близкими, было установлено, что определяющими являются деформации ползучести, испытываемые образованным при закреплении скелетом грунта.

Исследования реологических свойств лёссового суглинка нарушенной структуры, закрепленного описанным способом, проводились при относительной влажности воздуха 90%, температуре 20°С на образцах, защищаемых от высушивания парафинированием и резиновой оболочкой. На образцы по их торцам прикладывалась постоянная сжимающая нагрузка, соответствующая 20-90% их мгновенной прочности. Испытания проводились до стабилизации процесса деформации, когда ее скорость не превышала 1 мм/сут или до начала прогрессирующего течения.

Испытания проводились на автоматической установке конструкции НИИМ и ПМ, которая предназначена для массовых лабораторных испытаний образцов грунта или полимеров на ползучесть. Установка обеспечивает деформирование образца вплоть до его разрушения с постоянной, автоматически регулируемой скоростью вертикальных деформаций от 0,001 до 10 мм/мин или со стабильным усилием на образец в диапазоне 0-10000 Т с записью деформаций, фиксируемых с точностью до 0,01 мм, о одновременным определением статического, динамического модуля деформации и коэффициента Пуассона.

Установка имеет активную 4 и пассивную 3 опоры для разме-

4663



Автоматическая установка для исследования ползучести закрепленного грунта

ления образца (см. рисунок). Опора 4 соединена с нагружающим устройством, включающим гидроцилиндр 6, поршень 5, стабилизатор нагрузки 12, кран регулировки скорости нагружения 13 и гидронасос 14. Поршневая полость гидроцилиндра соединена трубопроводом с выходом стабилизатора давления, вход которого соединен трубопроводом с нагнетательной и всасывающей полостями гидронасоса 14. Кран 13 установлен на участке трубопровода между стабилизатором давления и гидронасосом.

Стабилизация действующей на образец нагрузки обеспечивается активной пружиной 11 стабилизатора давления, натяжение которой поддерживается электродвигателем постоянного тока 9 через редуктор 10. Скорость нагружения (нагрузки) обеспечивается путем изменения частоты вращения электродвигателя.

Величина нагрузки фиксируется стрелочным торсионным силоизмерителем 8, состоящим их трех силоизмерительных цилиндров, соединенных трубопроводами через золотник 7 с подпоршневой полостью силового гидроцилиндра и тензоманометром. Деформации образца фиксирует тензометрическая скоба 2 с выходом на самописец 1 типа КСП-4, 1.

Испытанию подвергались 26 образцов со степенью влажности $G = 0,5$. В результате анализа характерных кривых деформаций ползучести установлено следующее.

При уровнях нагрузки на образцы, составляющих 0,2–0,75 мгновенной разрушающей, кривые ползучести с точностью до множителя, пропорционального напряжению, описываются степенной функцией влияния. При повышении уровня нагрузки до 0,75 разрушающей и выше появляется прогрессирующий рост деформаций, приводящий к быстрому разрушению образцов. В то же время величина накопленной деформации на момент разрушения примерно одинакова при разных уровнях нагрузки и в наших опытах составляла $\varepsilon = 5,5 \pm 0,5\%$. Это свидетельствует о том, что основной причиной разрушения является именно предельная деформация скелета закрепленного грунта.

4663

В рамках наследственной теории ползучести наши экспериментальные кривые оказались адекватными теоретическим зависимостям с функцией влияния $K(t) = Ae^{-\beta t} t^{\alpha-1}$ при значениях параметров $A = 0{,}0012$; $\beta = 0{,}04$; $\alpha = 0{,}39$. В этом легко убедиться при наложении экспериментальной кривой на теоретическую по методике М.А. Колтунова. При этом предельное значение наследственной части податливости оказалось равным 0,021/Е.

Для ядер принятого нами вида Ю.Н. Работновым разработаны методы решения временных задач, использование которых может обеспечить нам прогноз осадок различных объектов, сооружаемых на основаниях из закрепленного насыпного грунта.

В. Н. Кузьменко
(ЮжНИИГиМ)

ХАРАКТЕРИСТИКА СПОСОБОВ ЗАКРЕПЛЕНИЯ СВЯЗНЫХ ГРУНТОВ ПРИМЕНИМЫХ В УСЛОВИЯХ ОРОШАЕМОГО ЗЕМЛЕДЕЛИЯ

Размыв грунтовых русл оросительной сети приносит огромный ущерб народному хозяйству, вызывая уменьшение плодородного горизонта, заиление оросительных систем, оврагообразование, загрязнение и заиление водоемов. С целью установления наиболее рациональных способов закрепления ложа ирригационных каналов, проложенных в связных грунтах, в Южном научно-исследовательском институте гидротехники и мелиорации выполнены сравнительные исследования 11 способов. Проведение подобных исследований в полевых условиях весьма затруднительно, поэтому эксперименты выполнены в лаборатории. Некоторые опыты дублированы полевыми экспериментами. В лаборатории эрозионная стойкость контрольных и закрепляемых образцов определялась на специальной установке размывом. Исследования проводились на грунтах ненарушенной структуры с содержанием физической глины 50–52%. Перед размывом закрепленные и контрольные образцы подвергались шести циклам затопления и высушивания до воздушно-сухого состояния с целью приближения условий проведения экспериментов к условиям работы оросительной сети.

Эксперименты, выполненные в диапазоне длин затирающей поверхности 0,5–60 м и нормальных давлений 0,2–5 гс/мм^2, не показали существенного увеличения эрозионной стойкости грунта при затирании его поверхности. При малых давлениях установлено уменьшение стойкости грунта (в таблице – верхний предел интенсивности размыва), что объясняется нарушением кристаллизационных связей грунта при затирании. С увеличением нормального давления до 5 гс/мм^2 замечено некоторое возрастание эрозионной стойкости, что обусловлено уплотнением.

Обработка грунта омагниченной водой (напряжение 130 В, магнитная индукция 0,2–0,4 Тл) не показала существенного влияния данного способа на эрозионную стойкость грунта. Образцы, обрабо-

4663

Способ закрепления	Интенсивность размыва, мм/мин		Средняя скорость впитывания за 8 ч, мм/с
	при капиллярном водонасыщении	при шести циклах затопления	
Без закрепления (контроль)	11–18	36–40	$2{,}2\ 10^{-3}$
Затирание поверхности	14–22	37–45	$1{,}2\ 10^{-3}$
Обработка омагниченной водой	9–16	38–42	–
Обработка полимером К-4(1:10)	8–14	38–39	$3{,}5\ 10^{-3}$
То же, плюс затирание	10–16	20–26	$1{,}8\ 10^{-3}$
Закрепление постоянным током	7–15	20–38	–
Термическая обработка	8–11	22–26	–
Статическое уплотнение	5–7	16–18	–
То же, плюс затирание	5–7	14–16	–
Ударно-механическое уплотнение	1–1	1,3–1,5	$1{,}3\ 10^{-4}$
То же, с добавкой полимера К-4 плюс затирание	1	1	–
Электрогидродинамический	0,12–0,15	0,12–0,15	$5{,}4\ 10^{-5}$

танные омагниченной водой, имели трещиноватость, характерную для необработанных грунтов.

Обработка грунта структурообразователем – полимером К-4 в условиях эксперимента не способствовала уменьшению его размыва. Лабораторные исследования хорошо согласуются с полевыми, выполненными в естественных условиях в совхозе "Волгодонской-3" при уклоне оросителя 0,013. Закрепленный полимером К-4 (1:10) ороситель длиной 1200 м был размыт до подстилающего слоя плотной глины. Малая эффективность применения полимера К-4 в данных условиях объясняется высокой водопроницаемостью закрепленного грунта, что при быстром заполнении и значительном гидростатическом давлении, характерных для оросительных каналов, способствует нарушению структурных связей защемленным воздухом. Последующее динамическое воздействие потока завершает разрушение ослабленных межагрегатных связей и размывает русло.

Внесение полимера К-4 и последующее затирание пропитанной поверхности при нормальном давлении 5–10 гс/мм^2 позволили создать слой толщиной 3–5 мм, интенсивность размыва которого составила 4–6 мм/мин. Высокие противоэрозионные свойства упрочненного слоя объясняются уменьшением его водопроницаемости при затирании и увеличении сцепления под действием полимера. После разрушения закрепленного слоя образцы размывались аналогично контрольным. В полевых условиях неизбежно частичное нарушение тонкого упрочненного слоя под действием природных факторов. Поэтому этот способ не может быть рекомендован для закрепления русл

4663

оросителей без разработки специальных мероприятий по увеличению толщины упрочненного слоя.

Обработка грунта постоянным током проводилась при напряжении 40–50 В и плотности тока 0,01–0,05 А/см^2. Расстояние между электродами 0,05 м, время обработки 60 ч. Увеличение эрозионной стойкости грунта отмечалось при увеличении плотности тока до 0,03 А/см^2. Упрочнение грунта наблюдалось вблизи анода и на равном расстоянии между электродами. Вблизи катода интенсивность размыва составляла 110–120 мм/мин. На прочность грунта значительное влияние оказывает время начала размыва после отключения тока. Через 0,1 ч после отключения тока интенсивность размыва грунта во всех точках межэлектродного расстояния в 2–2,5 раза выше, чем в исходном грунте. Через 5–6 ч грунт набирает прочность, указанную в таблице. Особенностью данного способа является неоднородность закрепления даже в наиболее упрочненных зонах вблизи анода.

Термическая обработка грунта при температуре 600–700°С в течение 1–2 мин не дала заметного увеличения его эрозионной стойкости. Увеличение времени обработки до 5 мин позволило несколько повысить стойкость грунта (см. таблицу). От дальнейшего увеличения продолжительности обработки отказались, так как это неизбежно приведет к снижению производительности термической установки при закреплении русл.

Наилучшее упрочнение происходило при статическом уплотнении грунтов оптимальной влажности при удельном давлении 16 кгс/см^2 в течение 10 мин. При этом эрозионная стойкость грунта увеличилась в 2 раза. Сочетание статического уплотнения с затиранием поверхности привело к незначительному увеличению устойчивости грунта. Это позволяет сделать вывод, что упрочнение грунта, наблюдаемое рядом авторов при затирании русл, происходит в основном за счет статического уплотнения. Недостатком статического уплотнения русл является то, что требуется длительное воздействие рабочего органа на грунт при высоких удельных давлениях. В производственных условиях это достигается многократными проходами каткового уплотняющего механизма, что снижает его производительность.

Высокая эрозионная стойкость грунта получена при ударном уплотнении с удельным импульсом 1,8 гс/(мм^2 · С) при шести–восьми ударах. Высокие противоэрозионные свойства грунта, уплотненного при влажности, равной и в 1,2 раза выше оптимальной, сохраняются и при периодических циклах водонасыщения и доведения его до воздушно–сухого состояния.

Обработка уплотненного грунта полимером с последующим затиранием поверхности увеличивает сопротивляемость грунта разупрочнению при периодических циклах затопления и высушивания.

Наиболее высокие противоэрозионные и противофильтрационные свойства грунта наблюдались при электрогидродинамическом воздействии, возникающем при электрических разрядах в жидкости. Применение разработанного нами совместно с канд. техн. наук Ю.П. Поляковым и изготовленного в опытно–механических мастерс-

4663

ких ЮжНИИГиМа экспериментального образца агрегата для электрогидродинамического закрепления грунта временной оросительной сети подтвердило эффективность данного воздействия. Однако из-за ряда конструктивных недостатков первого образца и низкого КПД энергоблока не удалось достичь упрочнения, получаемого в лабораторных условиях. Несмотря на это, размыв каналов уменьшился более чем в 30 раз. фильтрационные потери сокращены в 32 раза. Ориентировочная стоимость закрепления временной оросительной сети составляет 87 руб/км, постоянной - 261 руб/км. Осредненный годовой экономический эффект от закрепления временной сети 35 руб/км, постоянной - 168 руб/км.

Н. Е. Лаптин, С. В. Тордуа, В. В. Чепелев
(ВИКИ имени А. Ф. Можайского, Ленинград)

ЛИКВИДАЦИЯ ПУЧЕНИЯ ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ ЭЛЕКТРОХИМИЧЕСКИМ СПОСОБОМ

В течение ряда лет перед воротами сооружения производственного назначения в весенне-зимние периоды наблюдалась деформация бетонного покрытия, которая в отдельных местах достигала 8–10 см. Это приводило к заклиниванию распашных ворот и создавало определенные трудности в обеспечении постоянной эксплуатационной готовности сооружения. Выполненные в 1965 г. работы по противопучинной стабилизации основания двухрастворной электросиликатизацией положительных результатов не дали; поэтому основным способом устранения дефекта являлось скалывание слоя бетонного покрытия в пределах зоны расткрытия ворот.

При обследовании основания бетонной площадки установлено, что основной причиной деформации покрытия являлось морозное пучение грунтового основания, которое подвергалось постоянному переувлажнению. Это переувлажнение обусловлено тем, что в процессе возведения фундамента пазухи были засыпаны супесчаным грунтом и не сообщались с дренажной системой. По результатам обследования было принято решение: с целью ликвидации пучения грунтового основания выполнить электрохимическое закрепление по технологии, разработанной в институте имени А.Ф. Можайского.

Для конкретных условий была принята двухрядная схема, при этом анодный ряд находился на расстоянии 0,5 м от линии ворот. Расстояние между разноименными электродами 1,5 м принято из условия обеспечения напряженности электрического поля 3 В/см. Расстояние между одноименными электродами в ряду равно:

$$a = 0{,}75l ,$$

где l – расстояние между разноименными электродами.

Глубина погружения электродов 2 м. Для исключения прорыва электролита по песчаной подготовке под покрытием устья скважин герметизировались цементным и глиняным растворами.

После проверки герметичности каждого электрода производились монтаж электрической сети, ее проверка, замер сопротивления и пробное включение.

Электрическая энергия подавалась от распределительного щита сооружения через распределительный щит самоходной установки для электрохимического закрепления грунта, разработанной в институте имени А.Ф. Можайского. При этом в качестве преобразователей тока применяли вентильные выпрямители ПВКЛ на ток до 200 А, при рабочем напряжении – 1000 В.

В качестве электролитов использовали растворы мономеров мочевиноформальдегидной смолы – формалина и мочевины, смешиваемых в отношении 2:1. Отвердителем являлась соляная кислота. Рабочая смесь соответственно принималась в объемных отношениях как 62:31:7 (формальдегид: мочевина : соляная кислота).

Инъецирование гелеобразующего раствора производилось в аноды 2 раза в сутки. Длительность процесса нагнетания составляла 20–30 мин. Нагнетание контролировалось по давлению, создаваемому в анодной зоне. За один цикл нагнетания максимальный расход раствора в один анод составлял около 50 л. Для ускорения гелеобразования и для равномерности распределения растворов в обрабатываемом объеме между циклами нагнетания производилась электрообработки грунта постоянным электрическим током. Через 100 ч электрообработки в качестве электролита применяли крепитель, М, разбавленный водой в соотношении 1:1. Общий расход мономеров форм-

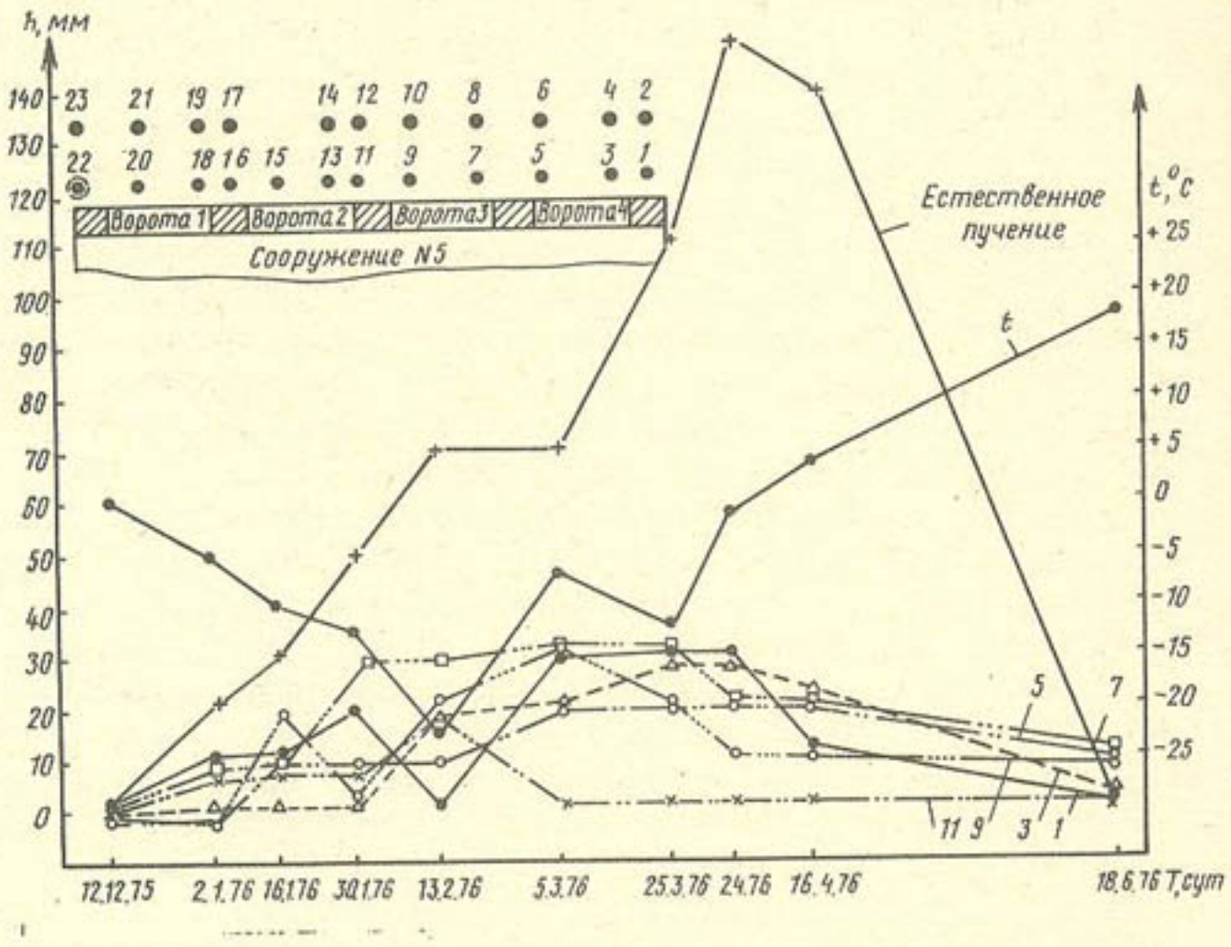


Рис. 1. Изменение величины пучения грунта анодной зоны во времени

1–23 – номера контрольных точек в зоне укрепленного грунта

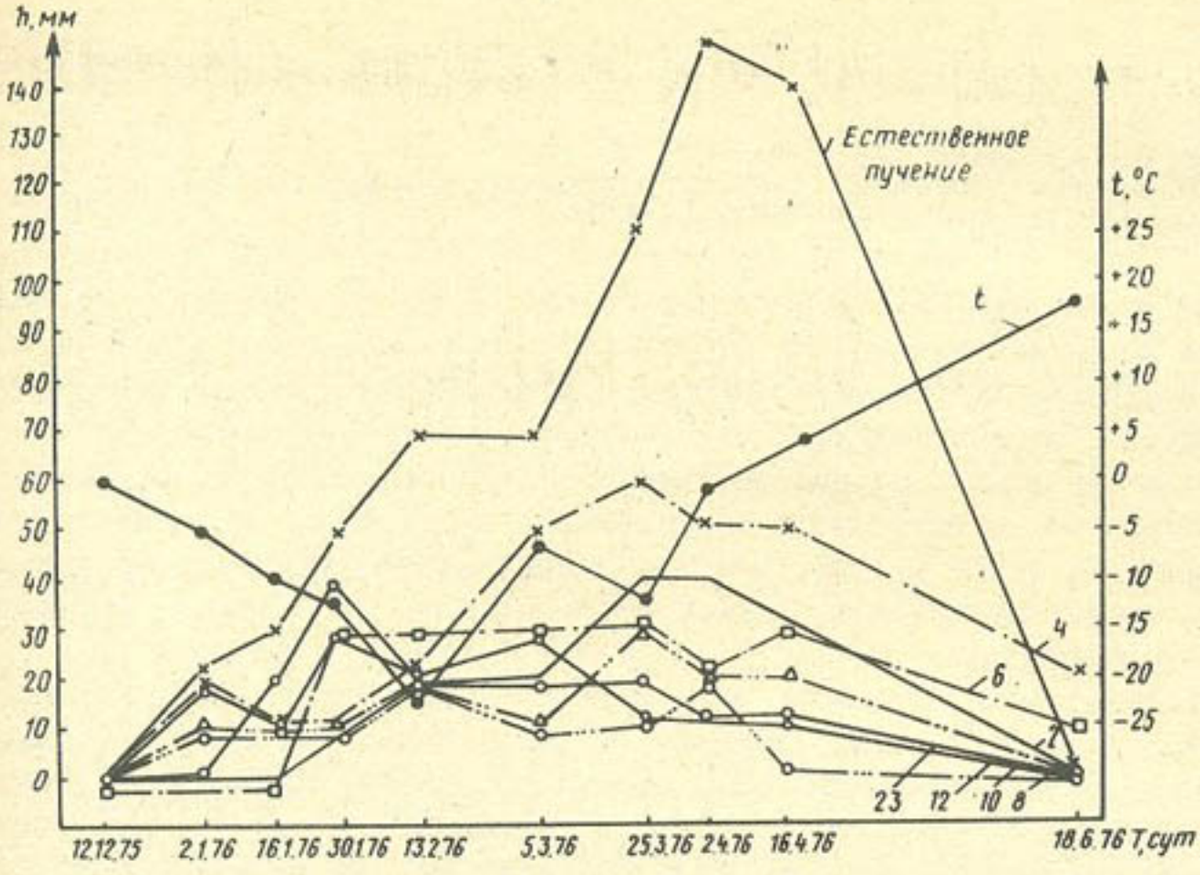


Рис. 2. Изменение величины пучения грунта катодной зоны во времени

2, 4, 6, 8, 10, 12, 23 – номера контрольных точек в зоне укрепленного грунта согласно схеме, показанной на рис. 1

альдегида и мочевины составил 1400 кг, крепителя М – 200 кг. Продолжительность обработки 9 сут. Объем укрепленного грунта составил 65 $м^3$.

В заключительный период закрепления производились извлечения электродов и заделка отверстий в бетонной поверхности.

Как показали испытания, на образцах стабилизированного грунта, выдержанных в течение 3 сут в воде, признаков разрушения не обнаружено, в то время как образцы незакрепленного грунта разрушались в воде через 2–3 мин.

Для систéматического геодезического контроля за поверхностью площадки перед сооружением в местах электродов были установлены металлические стержни на уровне с поверхностью. Геодезический контроль за поверхностью площадки осуществлялся с наступлением отрицательных температур.

Анализ результатов наблюдений показал (рис. 1 и 2), что деформации бетонного покрытия уменьшились в 3–4 раза по сравнению с участками, на которых не производилась стабилизация грунтового основания, причем лучшие результаты противопучинной стабилизации достигнуты в анодной зоне.

Применение противопучинной стабилизации грунтового основания электрохимическим способом с использованием в качестве электролитов мономеров мочевиноформальдегидных смол позволяет выполнять работы без нарушения функционирования объекта, а полученные результаты дают право рекомендовать этот способ закрепления грунтов.

Ф. Я. Липская
(ГосдорНИИ, УССР)

РАСЧЕТ ОПТИМАЛЬНОГО СОСТАВА И ПРОГНОЗИРОВАНИЯ СВОЙСТВ ИЗВЕСТКОВО-ПЕСЧАНИКОВЫХ СМЕСЕЙ ДЛЯ УСТРОЙСТВА СЛОЕВ ДОРОЖНОЙ ОДЕЖДЫ

В ГосдорНИИ УССР разработан способ устройства монолитных слоев дорожной одежды из смесей малопрочных песчаников и отходов дробления прочных разностей, укрепленных местным вяжущим – известью. Отличительной особенностью этих смесей является то, что для их приготовления не требуется тонкий помол компонентов и твердеют они в естественных условиях, образуя при этом достаточно прочный водо- и морозоустойчивый материал за счет продуктов взаимодействия извести с активными формами кремнезема и с другими материалами.

Исследования показали, что основным критерием, определяющим состав смеси, является активность исходной породы в отношении извести. Если показатель активности 40 мг/г и более, то такая порода образует в смеси с известью прочный материал и не требует добавки других веществ. В смеси слабоактивных песчаников с известью для получения прочного материала необходимо вводить добавки, содержащие реакционноспособные в отношении извести минералы. В качестве таких добавок использовали различные кремнистые породы (опоки, трепелы) и глауконитовые пески.

Активность исходных пород и добавок в отношении извести определяли ускоренным методом, разработанным в ГосдорНИИ (авторское свидетельство № 487203 от 15/У1-75 г.).

Активность смеси А, мг/г, вычисляется по формуле

$$A = K a_п , \qquad (1)$$

где $a_п$ – предельная адсорбция CaO, мг на 1 г породы, определенная на материале фракции < 0,16 мм; К – коэффициент, учитывающий открытую пористость (водопоглощение породы).

Для смесей слабоактивных песчаников с добавками вычисляется суммарная активность смеси $A_с$, мг/г, по формуле

$$A_с = \frac{K a_п (100 - П_д)}{100} + \frac{a_д - П_д}{100} \qquad (2)$$

где $a_д$ – активность добавки, мг/г; $П_д$ – содержание добавки в смеси, %.

Для практических расчетов активность смеси, мг/г, пересчитывается на проценты по формуле

$$A_1 = a_с \cdot 0{,}1. \qquad (3)$$

Экспериментально установлено, что для нормального формирования смесей и устойчивости их структуры во времени содержание извести должно превышать величину адсорбционного насыщения материала примерно на 20%, что учитывается при расчете оптимального содержания извести в смеси, %, по формуле

$$П_{и} = \frac{1{,}2 \cdot A_1}{a_{и}} 100, \qquad (4)$$

где $a_{и}$ – активность извести (содержание активных CaO + MgO), %; A_1 – активность смеси, %.

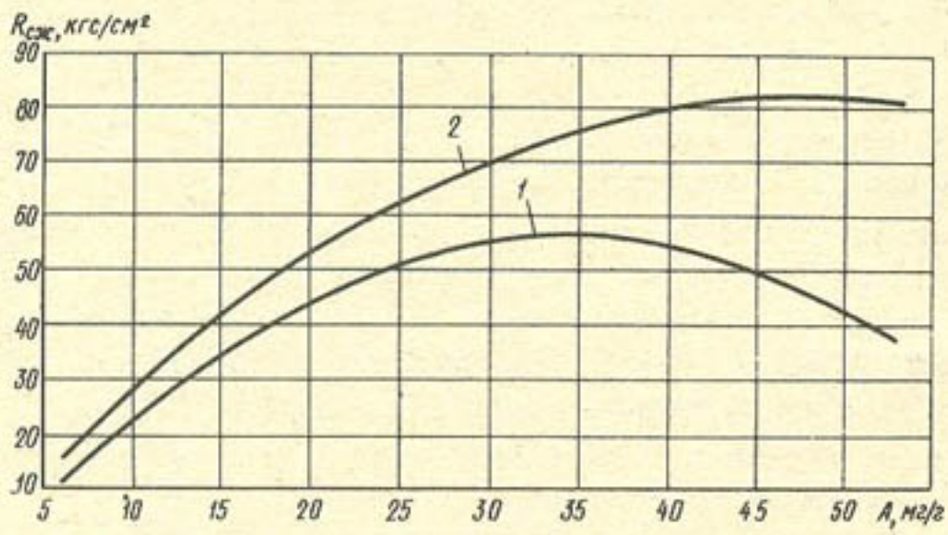
При сопоставлении значений активности и прочностных характеристик смесей различных песчаников и добавок с известью установлено, что (при прочих равных условиях) между этими величинами существует зависимость. Статистическая обработка экспериментальных данных с помощью ЭЦВМ "Мир–2" показала, что эта зависимость может быть выражена формулами:

$$R_{сж} = 0{,}054\ A^2 + 3{,}84\ A - 10{,}32;$$

$$R_{сж} = 0{,}037\ A^2 + 3{,}65\ A - 4{,}09.$$

При этом первая формула соответствует содержанию извести 5%, а вторая – 7%. Здесь A – активность смеси, мг/г; $R_{сж}$ – предельное сопротивление сжатию, кгс/см^2.

Указанная зависимость характеризуется коэффициентом детерминации 0,7–0,83 и индексом корреляции 95,7–98,3%. Полученные кривые представлены на рисунке. Как видно, эти кривые имеют область максимума, соответствующего рациональной активности смеси при данном содержании извести. Таким образом, суммарная активность смеси является основным параметром для подбора ее оптимального состава.



Зависимость прочности при сжатии водонасыщенных образцов 90–суточного срока твердения от активности смеси
1 – при содержании извести в смеси 5%; 2 – то же, 7%

Полученные результаты послужили основанием для составления производственных рекомендаций по применению известково–песчаниковых смесей в дорожном строительстве, утвержденным Минстроем УССР и изданных в 1977 г.

ИССЛЕДОВАНИЕ УЛЬТРАЗВУКОВЫМ МЕТОДОМ КИНЕТИКИ СТРУКТУРООБРАЗОВАНИЯ В ГРУНТАХ, ОБРАБОТАННЫХ ВЯЖУЩИМИ МАТЕРИАЛАМИ

Обычно кинетика процессов структурообразования грунтов, обработанных вяжущими материалами, оценивается по результатам испытаний образцов на прочность в различные сроки твердения материала. Однако этот метод трудоемок, так как требует большого количества образцов, особенно при проведении длительных наблюдений. Кроме того, испытания на прочность не обеспечивают высокой точности исследований, поскольку различные образцы не могут быть абсолютно идентичными.

Была установлена возможность применения ультразвука для изучения кинетики структурообразования грунтов, обработанных вяжущими материалами. В качестве вяжущих применяли: цемент, золу-унос и полиэтиленимин (ПЭИ), который является полиэлектролитом, активно взаимодействующим с глинистой частью грунта. Для сшивки ПЭИ использовались хлорсодержащее соединение и полиакриловая кислота (ПАК). Цемент (10%) и золу-унос (25%) применяли для укрепления песка мелкого, полиэтиленимин – для укрепления супеси тяжелой и суглинков.

Прозвучивание образцов осуществляли с помощью прибора УКБ-1М. Принцип работы прибора заключается в том, что электрические импульсы, вырабатываемые генератором, преобразуются в ультразвуковые и, пройдя через исследуемый образец, вновь преобразуются в электрические. Усиленные электрические колебания подаются на электронно-лучевую трубку и автоматический сигнализатор времени распространения ультразвука. Для улучшения контакта передающего и приемного преобразователей (искательных головок) с образцами их поверхность покрывали техническим вазелином. Образцы-цилиндры размером 5x5 см изготовляли из смеси оптимальной влажности путем прессования и хранили в воздушно-влажных условиях. Прозвучивание образцов начинали непосредственно после их изготовления и продолжали затем периодически в течение 20 сут в случае применения в качестве вяжущего ПЭИ и 10 сут – при применении цемента и золы-уноса.

Для сравнения проводили параллельные испытания образцов на прочность при сжатии.

При ультразвуковом методе интенсивность процесса структурообразования оценивалась по графику зависимости суммарного нарастания скорости распространения ультразвуковых волн (интегральной скорости) от времени хранения образцов. Полученные закономерности изменения скорости распространения ультразвуковых волн дают возможность судить и о механизме взаимодействия компонентов вяжущего с грунтом.

Характер изменения скорости распространения ультразвуковых волн во времени различен для различных вяжущих. Так, для образцов из песка, обработанного цементом, наиболее интенсивный рост

скорости распространения ультразвуковых волн отмечался в первые сутки, что связано с процессом схватывания цемента. При применении в качестве вяжущего золы-уноса замедленное структурообразование в зологрунте отражается сравнительно медленным нарастанием интегральной скорости распространения ультразвуковых волн.

При укреплении грунтов полиэтиленимином в образцах с оптимальной дозировкой ПЭИ (1%), установленной предварительно по результатам испытаний на прочность, скорость ультразвука возрастает в течение всего 20-суточного периода исследований. При меньшей дозировке ПЭИ (0,5%) повышение скорости распространения ультразвуковых волн отмечается в течение первых 6 сут. хранения образцов, затем скорость остается примерно постоянной.

При введении ПЭИ в избыточном количестве (2,5%) нарастание скорости распространения ультразвуковых волн наблюдается только в течение 4-5 сут, при более длительном хранении образцов ее значения снижаются. Разупрочнение грунтов с избыточной дозировкой ПЭИ (2,5%), фиксируемое как при прозвучивании, так и при испытании образцов на прочность, можно объяснить тем, что при избытке ПЭИ прочность грунта обусловливается как адгезионными, так и когезионными силами в системе полимер-грунт. Очевидно, по мере изменения физико-химических условий в укрепленном грунте происходит снижение когезионного взаимодействия в полимере. Параллельные испытания образцов на прочность выявили аналогичный характер изменения прочности обработанного грунта.

Таким образом, полученное при испытании изменение скорости распространения ультразвуковых волн соответствует характеру изменения прочностных свойств укрепленных грунтов.

Интенсивный рост скорости распространения ультразвуковых волн в начальный период после изготовления образцов (в первые 3-4 ч) связан с образованием геля в результате взаимодействия ПЭИ со сшивателем. Относительно большую продолжительность процесса гелеобразования можно объяснить тем, что скорость гелеобразования в водном растворе ПЭИ с добавкой сшивателя зависит от концентрации ПЭИ. При адсорбционном взаимодействии ПЭИ с грунтом концентрация ПЭИ на контакте с поверхностью грунтовых частиц возрастает, и по мере ее увеличения происходит как бы поэтапное образование геля: вначале гель образуется непосредственно на поверхности частиц, затем последовательно - на более удаленном расстоянии.

Дальнейшее увеличение интегральной скорости распространения ультразвуковых волн в образцах обусловливается структурными изменениями в образовавшейся около минеральных частиц гелеобразной полимерной пленке: ориентацией макромолекул, уплотнением геля за счет вытеснения молекул воды, удерживаемых активными группами ПЭИ.

Интенсивность нарастания скорости распространения ультразвуковых волн в значительной степени зависит от физико-химических свойств укрепляемых грунтов, в частности от величины pH. В исследованиях различные значения pH грунта создавались обработкой его раствором NaOH. Установлено, что более благоприятной для

процессов структурообразования является щелочная среда. Повышенная активность ПЭИ в данном случае обусловливается развернутой формой макромолекул, при которой возрастает число точек контакта ПЭИ с поверхностью грунтовых частиц.

Таким образом, проведенные исследования дают возможность сделать следующие выводы:

1. Закономерности процесса структурообразования в грунтах, обработанных вяжущими, могут быть эффективно исследованы ультразвуковым методом.

2. Показатели интегральной скорости распространения ультразвуковых волн могут служить критерием для установления оптимальной дозировки вяжущего при укреплении грунтов: так, оптимальная дозировка полиэлектролитов определяется по максимальному значению скорости ультразвука, не снижающемуся во времени.

3. Характер изменения скорости распространения ультразвуковых волн во времени дает возможность установить продолжительность процесса упрочнения грунтов при их укреплении.

Т. М. Луканина, И. Л. Гурячков,
А. В. Левченко, Л. Н. Васюкова,
(Союздорнии, Москва),
Н. П. Константинов
(Росколхозстройобъединение)

УКРЕПЛЕНИЕ ГРУНТОВ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ОРГАНИЧЕСКИХ ОТХОДОВ В ВИДЕ ЖИДКИХ СМОЛ

Эффективным отходом, пригодным для устройства укрепленных слоев дорожных и аэродромных одежд, является фенольная смола – побочный продукт нефтехимической промышленности. Фенольная смола представляет собой смесь углеводородов, фенолов и других органических соединений с небольшим содержанием минеральных солей и воды. По внешнему виду это маслянистая жидкость с условной вязкостью $С^{5}_{60}$ не более 6–8 с и температурой вспышки не ниже 60°С.

В 1970–1974 гг. канд. техн. наук А.В. Левченко и др. были разработаны соответствующие способы и технология укрепления грунтов с использованием фенольных и сланцевых смол в сочетании с небольшими добавками извести. Проведенные исследования получили надежную опытную и производственную проверку в Волгоградской, Белгородской областях и в ряде районов Казахской ССР. Всего было построено более 200 тыс. $м^2$ разных участков дорог и аэродромов, которые эксплуатируются в настоящее время. Выполненный комплекс работ позволил значительно снизить расход каменных материалов и вяжущих (цемента, битума). Так, только в Белгородской области на каждом километре автодороги с основанием из грунта, укрепленного известью и фенольной смолой, расход щебня уменьшился на 1800 $м^3$, песка на 1000 $м^3$ и на 80% сокра-

тилась потребность в транспорте для перевозки материалов. Стоимость 1 км автодороги при этом снизилась на 12 тыс. руб.

Однако грунты, укрепленные известью и указанными жидкими смолами, по результатам выполненных ранее работ имеют относительно низкую морозостойкость и в соответствии с требованиями СН 25-74 не могут быть применены при строительстве дорог и аэродромов во II и III дорожно-климатических зонах.

Для разработки соответствующего комплекса мероприятий по использованию указанных смол во II и III дорожно-климатических зонах для устройства укрепленных оснований и других несущих слоев дорожных одежд в Союздорнии были проведены исследования с целью получения укрепленного морозоустойчивого материала, удовлетворяющего соответствующим требованиям на применение его в упомянутых дорожно-климатических зонах. Исследования проводили на оптимальной грунтогравийной смеси с максимальным размером зерен не более 5 мм. В качестве вяжущих использовали фенольную смолу - отход производства Саратовского химкомбината с вязкостью C_{60}^{5} = 6 с и с содержанием свободных фенолов около 55% и известь-кипелку с активностью 95%.

При укреплении оптимальной грунтогравийной смеси известью в количестве 4% и различными добавками фенольной смолы (2-10% массы смеси) наблюдается существенное повышение прочностных показателей укрепленного материала (см. таблицу). Так, в возрасте 7 сут при введении в грунт 2-4% фенольной смолы и 4% извести прочность $R_{вод}$ повышалась в 1,5-3 раза по сравнению с грунтом, укрепленным одной известью. При этом резко снижалось водонасыщение грунта (2,5% вместо 19%). Однако образцы с добавкой 2-4% фенольной смолы не выдержали испытаний на 10-кратное замораживание-оттаивание. При введении смолы в количестве 6% и более значительно возрастает морозостойкость материала (см. таблицу). Коэффициент морозостойкости после 15 циклов замораживания-оттаивания при добавке фенольной смолы 6-8% составляет соответственно 0,8-0,82, а после 25 циклов - 0,6-0,75, что соответствует требованиям СН 25-74. При дальнейшем увеличении количества фенольной смолы до 10% прочность образцов повышается на 40-50% и сохраняется высокая морозостойкость материала.

Прочность на растяжение при изгибе в сухом и водонасыщенном состоянии оптимальной грунтогравийной смеси, укрепленной введением 6% фенольной смолы и 4% извести соответственно равна 8; 5 и 3 кгс/см^2; значение С при t = 20°С составляет 2,2 кгс/см^2, а φ = 55°.

Проведено опытно-производственное строительство оснований аэродромов и автомобильных дорог с устройством различных слоев в Читинской и Кировской областях (I-II дорожно-климатические зоны) и в Белгородской области (IУ дорожно-климатическая зона). Для укрепления использовали известь комовую негашеную и смолы - фенольную Уфимского завода синтетического спирта и Грозненского химкомбината, а также первичный каменноугольный деготь Ангарского нефтекомбината.

Таким образом, проведенные исследования позволили разработать смеси из грунтов оптимального состава, укрепленных фенольными

4663

Количество фенольной смолы, % массы грунта	Возраст образцов, сут	Показатели физико-механических свойств: предел прочности при сжатии, кгс/см^2 R_{20}	$R_{вод}$	R_{50}	$R^{15}_{Мрз}$	$R^{25}_{Мрз}$	водонасыщение, % объема	набухание, % объема	Коэффициент морозостойкости после замораживания-оттаивания: 15 циклов	25 циклов	Коэффициент водоустойчивости $K_{вод} = R_{вод}/R_{20}$
0	7	26	6	–	–	–	19	4,5	0	0	0,22
2	7	13	8	12	–	–	3	0,6	–	–	0,6
	28	–	14	–	Разр.	Разр.	2	Нет	0	0	–
3	7	16	16	14	–	–	3	0,8	–	–	1
	28	–	20	–	Разр.	Разр.	2	Нет	0	0	Нет
4	7	18	18	14	–	–	0,8	0,1	–	–	1
	28	19	19	15	Разр.	Разр.	0,9	Нет	0	0	–
6	7	19	17	13	–	–	0,9	"	–	–	0,9
	28	20	19	19	15	11	1,6	"	0,8	0,6	0,96
8	7	19	17	8	–	–	1,1	"	–	–	0,87
	28	18	16	8	15	12	1,3	"	0,92	0,75	0,89
10	7	20	17	7	–	–	2	0,9	–	–	0,83
	28	29	26	6	22	16	0,7	0,4	0,83	0,6	0,9

Примечания: 1. Количество извести принято 4% (из расчета на CaO).
2. Режим формирования образцов: с фенольной смолой – влажный, с известью (эталон) – воздушный.
3. Морозостойкость определяли при полном водонасыщении и температуре –22 °С.

смолами с добавкой извести. Укрепленные материалы на их основе отвечают требованиям СН 25-74 для условий II-III дорожно-климатических зон.

В качестве оптимального рекомендуется принимать расход фенольной смолы 6-8%, а извести (CaO) 4-5%.

Как показали результаты испытаний, образцы из производственных смесей удовлетворяют требованиям СН 25-74, предъявляемым к грунтам, укрепленным органическими вяжущими с добавками активных веществ.

Были проведены опытно-экспериментальные работы по строительству оснований автомобильных дорог и аэродромов с применением грунтов, укрепленных фенольными смолами, в I-III дорожно-климатических зонах.

При использовании укрепленных грунтов получен экономический эффект в размере 12-40 тыс. руб на 1 км; при этом на 70-80% сокращаются объемы перевозок материалов и на 60-70% уменьшается потребность в щебне.

Т. М. Луканина. А. А. Фридман
(Союздорнии, Москва)

ПРИМЕНЕНИЕ НОВЫХ ОРГАНИЧЕСКИХ ОТХОДОВ ПРОМЫШЛЕННОСТИ ДЛЯ УСТРОЙСТВА ОСНОВАНИЙ ИЗ УКРЕПЛЕННЫХ ГРУНТОВ

С целью расширения видов органических вяжущих и замены дефицитного цемента в Союздорнии проведены исследования по укреплению грунтов нефтяным гудроном и госсиполовой смолой (хлопковым гудроном) без добавок и в сочетании с добавками активных и малоактивных вяжущих: цемента, золы-уноса и гранулированного шлака. Самостоятельную задачу исследований представляла отработка составов и технологии приготовления эмульсий из нефтяного гудрона и жидкого битума с применением эмульгатора СДБ.

Исследования проводили на песке средней крупности и барханном, а также на песчано-гравийной смеси.

Для укрепления грунтов применяли:

1) нефтяной гудрон московского НПЗ, близкого по свойствам к вязкому битуму БНД 200/300, при двух способах его введения: в виде эмульсии и в разжиженном состоянии.

2) госсиполовую смолу Чимкентского завода с вязкостью C^{5}_{60} = = 260 с, в том числе и в эмульгированном состоянии.

В качестве минеральных вяжущих использовали: портландцемент М 500 Серебряковского завода, золу-унос сланцевую электрофильтровую Нарвской ГРЭС (S = 3500 $см^2/г$, содержание свободной CaO 11%), гранулированный доменный шлак Тульского металлургического завода с $m_{осн}$ = 0,85 и $m_{акт}$ = 0,21.

При укреплении среднезернистого песка цементом (5-7%) и эмульгированным гудроном (2-5%) наибольшая прочность при сжатии в водонасыщенном состоянии (27-55 $кгс/см^2$) и плотность материала ($\delta_{ск}$ = 2,04 $г/см^3$) достигаются при добавке 3-4% ор-

ганического вяжущего. Однако требованию по морозостойкости согласно СН 25-74 отвечают смеси, содержащие не менее 4-5% эмульгированного гудрона. При введении в цементогрунт эмульгированного гудрона примерно в том же количестве, что и эмульгированного вязкого битума (4-5%), $R_{вод}$ и $R^{25}_{Мрз}$ образцов на 15-25% ниже, вместе с тем коэффициент морозостойкости ($K^{25}_{Мрз}$) достаточно высок (0,8-0,97).

При укреплении грунта цементом и жидким битумом в эмульгированном состоянии получены аналогичные зависимости, но прочность при сжатии до и после 25 циклов замораживания-оттаивания снижается по сравнению с применением эмульгированного гудрона на 10-20%, а эмульгированного вязкого битума - на 25-40%. При этом коэффициент морозостойкости $K^{25}_{Мрз}$ снижается в большинстве случаев до 0,7-0,8 вместо 0,8-0,97 для вязкого битума или гудрона. Объясняется это тем, что из трех исследованных эмульсий (на нефтяном гудроне, вязком или жидком битуме) наименьшей скоростью распада (5-10 мин) обладает эмульсия на жидком битуме. При внесении этой эмульсии в смесь грунта с цементом происходит частичный распад ее на стадии перемешивания, в результате чего ухудшается обволакиваемость песчаных частиц битумом и в массе обрабатываемого грунта образуются включения битума разной величины. На прочность и морозостойкость укрепленного материала влияет также разная величина адгезии и когезии исследуемых органических вяжущих материалов.

При укреплении песчаного грунта разжиженным гудроном (C^{5}_{60} = 85 с) в сочетании с активной добавкой золы-уноса (20% массы грунта) существенно улучшаются его свойства по сравнению с укреплением грунта одной золой-уносом. Наилучшие показатели физико-механических свойств укрепленного песка достигаются при введении в грунт гудрона в количестве 3-3,5% массы грунта. В этом случае прочность при сжатии в водонасыщенном состоянии по сравнению с эталоном (в возрасте 90 сут) увеличивается более чем в 2 раза и составляет 80-75 кгс/см^2. Водонасыщение при этом уменьшается с 8 до 1% объема. Коэффициент морозостойкости комплексно укрепленного грунта при всех режимах испытания равен 1, тогда как для зологрунта без добавки гудрона он составляет 0,27.

Новым направлением явились исследования по укреплению песчаного грунта гранулированным доменным шлаком (5-15%), малыми дозами цемента (2-4%) и добавками различных органических вяжущих (2-4%). С разработкой указанного способа стало возможным существенно повысить долговечность укрепленного грунта и расширить область применения шлакоминеральных материалов за счет увеличения их морозостойкости.

Наибольший эффект от добавки органических вяжущих достигается при использовании вязкого битума в виде эмульсии. При введении эмульгированного битума в количестве 2% массы смеси, состоящей из песка (83%), гранулированного шлака (15%) и цемента (2%), получен материал, имеющий прочность после 15 и 25 циклов замораживания-оттаивания соответственно 13 и 10,5 кгс/см^2. Об-

4663

разцы, не содержащие битума, при аналогичных испытаниях разрушились.

По результатам испытаний оптимальной является добавка эмульгированного вязкого битума в количестве 4% массы минеральных составляющих смеси. В этом случае $R_{вод}$ образцов из песка, укрепленного добавкой 15% гранулированного шлака и 2% цемента, изменяется с течением времени (90–120 сут) от 18 до 22 кгс/см^2, после 15–25 циклов замораживания соответственно от 15–11 до 19–17 кгс/см^2. Коэффициент морозостойкости после 25 циклов равен 0,6–0,8.

С увеличением количества цемента до 4% значительно улучшаются все показатели свойств укрепленного грунта: повышается его плотность (на 3–5%), увеличивается прочность при сжатии в водонасыщенном состоянии (на 50–80%) и уменьшается водонасыщение более чем на 50%. При этом коэффициент морозостойкости комплексно укрепленного песка после 25 циклов замораживания-оттаивания возрастает с 0,75 в возрасте 30 сут до 0,8 в возрасте 120 сут.

Без добавки эмульгированного битума песок, укрепленный введением 20% гранулированного шлака и 4% цемента, имеет более низкие показатели физико-механических свойств и морозостойкость: $K_{Mрз}$ 90–120 сут после 25 циклов замораживания равен 0,52–0,57.

При введении в песок, укрепленный гранулированным шлаком и цементом, жидкого битума или гудрона в виде эмульсии получен материал, прочностные показатели которого на 25–40% ниже, чем при использовании эмульгированного вязкого битума. Однако укрепленный песок в этом случае по своим свойствам отвечает требованиям $\underline{I}$–$\underline{II}$ класса прочности в соответствии с СН 25-74 и может быть рекомендован для устройства различных слоев оснований на дорогах $\underline{II}$–$\underline{IУ}$ категории.

При добавке в песок, укрепленный гранулированным шлаком и цементом, разжиженного гудрона или жидкого битума не достигается существенного повышения прочности материала в водонасыщенном состоянии. Однако при этом резко возрастает его морозостойкость. Так, песок, укрепленный добавкой 15% гранулированного шлака и 4% цемента, в возрасте 28 сут не выдерживает стандартных испытаний на замораживание и оттаивание; в возрасте 90 сут после 15 циклов теряет более 30% прочности, а после 25 циклов полностью разрушается. При добавке 4% разжиженного гудрона или жидкого битума укрепленный гранулированным шлаком и цементом песок через 28 сут имеет $K_{Mрз}$ после 25 циклов замораживания 0,66–0,78, а через 90 сут этот коэффициент возрастает до 0,7–0,8. Такой материал пригоден для устройства оснований на дорогах IУ–У категории, а также морозозащитных или теплоизолирующих слоев дорожной одежды.

В небольшом объеме проведены исследования по применению госсиполовой смолы (хлопкового гудрона) для укрепления барханного песка и песчано-гравийной смеси. При строительстве дорог в песчаных пустынях Средней Азии трудно обеспечить проезд транспорта по земляному полотну, отсыпаемому из барханных песков. В связи

с этим верхнюю часть земляного полотна закрепляют привозными суглинками или ПГС или обрабатывают барханный песок, по рекомендациям Союздорнии и его Среднеазиатского филиала, битумной эмульсией.

Союздорнии совместно с трестом Средаздорстрой предложено взамен битумной эмульсии для укрепления барханного песка верхней части земляного полотна использовать эмульсию из госсиполовой смолы. Состав и технология получения этой эмульсии разработаны сотрудниками Ташкентского Института инженеров железнодорожного транспорта.

Результаты проведенных исследований показали, что при обработке барханного песка различным количеством эмульгированной госсиполовой смолы получен материал, прочность которого изменяется от 4 до 11 кгс/см^2. При капиллярном водонасыщении образцов эти показатели практически остаются без изменения. Построен опытный участок защитного слоя на дороге Чарджоу – Мары из барханного песка, обработанного эмульсией из хлопкового гудрона. Получены положительные результаты: оптимальный расход эмульгированного хлопкового гудрона составил 6% массы грунта, плотность материала после укладки слоя равнялась 1,75–1,79 г/см^3.

Исследована также возможность укрепления гравийно-песчаной смеси госсиполовой смолой в неэмульгированном виде с целью получения материала, пригодного для устройства верхних слоев оснований и оснований на дорогах III–V категорий в условиях У дорожно-климатической зоны. В результате получены обнадеживающие данные. Установлено, что при укреплении ПГС госсиполовой смолой, нагретой до t = 70–80°С, в количестве 3–4% массы грунта получен материал, имеющий следующие показатели физико-механических свойств: R_{20} = 30–35 кгс/см^2; R_{50} = 12–13 кгс/см^2; $R_{вод}$ = 20–22 кгс/см^2 (при полном водонасыщении), что отвечает требованиям СН 25-74.

А. В. Левченко, Н. Ф. Ганжара
(Москва)

РОЛЬ МИКРООРГАНИЗМОВ ПРИ УКРЕПЛЕНИИ ГУМУСИРОВАННЫХ ГРУНТОВ ИЗВЕСТЬЮ

Проведенные в 1967–1969 гг. исследования (А.В. Левченко, Г.О. Пилоян, Л.А. Марков) показали, что при добавлении к гумусированным грунтам извести или цемента образуется значительное количество карбоната кальция без увеличения прочности грунтов (чем больше гумуса содержится в грунтах, тем больше образуется карбоната кальция). В результате эффективность использования извести и цемента резко понижается. В качестве возможного источника углекислоты для карбонатизации извести подразумевались гумусовые вещества, разложение которых до CO_2 может происходить двумя путями: с помощью микроорганизмов или химическим путем.

Для объяснения процесса карбонатизации были проведены иссле-

4663

дования роли микроорганизмов в известково-грунтовой среде. Известно, что микроорганизмы совершают сложные превращения органических и минеральных соединений в почве и тем самым формируют ее структуру. К микроорганизмам относятся различные бактерии, актиномицеты, водоросли и простейшие. Первые фазы разрушения свежих растительных и животных остатков принадлежат бесспоровым аэробным бактериям и микроскопическим грибам. Значительная роль в процессах синтеза гумуса и его минерализации принадлежит актиномицетам и спорообразующим бактериям. Они также принимают участие в разложении растительных и животных остатков в почве с освобождением углеводов и органических кислот. Кроме того, для актиномицет источником углерода могут служить смолы, парафины, нефть, а источником азота - нитраты, аммонийные соли, мочевина, аминокислоты и др. Огромная роль в превращении органических веществ принадлежит также маслянокислым бактериям.

Условия внешней среды имеют большое значение для жизни микроорганизмов. Тип почвы, структура, влажность, температура и многие другие факторы воздействуют на рост и распространение микроорганизмов в почве. Среди этих факторов реакция среды pH, в которой обитают микроорганизмы, оказывает на них наибольшее влияние. Изменение pH почвы как в одну, так и в другую сторону может оказать влияние на численность и активность живущих в ней микроорганизмов. Для большинства микроорганизмов установлено оптимальное значение pH 6,5-7,5. За редким исключением, бактерии не способны расти при pH ниже 4,5, бо́льшая часть бактерий не размножается при pH выше 9. Следовательно, диапазон значений pH, при которых они развиваются, составляет 4,5-9.

Для определения влияния вносимой извести на различные микроорганизмы были проведены исследования по следующей схеме: 1) контроль - чернозем; 2) чернозем + 2% CaO; 3) чернозем + 5% CaO; 4) контроль - дерново-подзолистая почва; 5 - дерново-подзолистая почва + 2% CaO; 6) дерново-подзолистая почва + 5% CaO.

Микробиологические исследования были выполнены по методике, принятой отделом почвенных микроорганизмов Института микробиологии АН СССР. Определялись следующие группы микроорганизмов: гнилостные бактерии на мясо-пептонном агаре (МПА); споровые - на мясо-пептонном агаре (МПА) + сусло + агар (СА) в отношении 1:1, бактерии, использующие минеральный азот, а также общее количество актиномицетов - на крахмало-аммиачном агаре (КАА). Общее количество грибов учитывали на подкисленном сусло-агаре (СА). Бактерии отдельных физиологических групп учитывались методом титра на соответствующих жидких питательных средах: Виноградского для нитрификаторов; Гильтая для денитрификаторов; мясо-пептонный бульон для аммонифицирующих микроорганизмов. Общее количество маслянокислых бактерий определялось на мясо-пептонном бульоне с 2% глюкозы, 1% $CaCO_3$ и 0,04% нейтраль-рота. Полученные результаты по численности микроорганизмов на жидких средах были обработаны с применением таблиц Мак-Креди, основанных на методах вариационной статистики.

Варианты	pH	Аммонифицирующие	Нитрофицирующие	Бактерии на МПА	Маслянокислые	Clostridium Pasteuriam	Clostridium Butgricum	Clostridium Acctobutylicu
Контроль–чернозем	7,2	25000	2500	8700	25	13	25	13
Чернозем + + 2% CaO	9,1	600	25	180	0,06	0,02	0,01	0,06
Чернозем+ +5% CaO	11,3	250	2,5	15	0,02	–	–	0,25
Контроль–дерново–подзолистая почва	4,5	600	250	120	2,5	0,6	2,5	0,6
Дерново–подзолистая почва + + 2% CaO	9	60	2,5	0,1	0,01	0,01	0,01	0,01
Дерново–подзолистая почва + + 5% CaO	12,5	25	0,2	0,07	0,01	–	0,01	–

Как показали результаты исследований, из двух исследуемых почв наибольшей биологической активностью обладает чернозем. Из таблицы видно, что общая численность всех групп микроорганизмов в варианте "контроль – чернозем" намного выше, чем в варианте "контроль–дерново–подзолистая почва". Внесение извести в почвы даже при дозе 2% оказало очень сильное угнетающее действие на развитие всех групп микроорганизмов как в черноземной, так и в дерново–подзолистой почвах. Чем больше доза извести и выше pH, тем сильнее подавляется жизнедеятельность микроорганизмов.

Таким образом, при укреплении гумусированных грунтов известью или другими вяжущими, когда pH среды > 9, микроорганизмы в разложении гумусовых веществ и образовании CO_2 участия не принимают.

В. П. Мельниченко, В. А. Ткачев
(МГУ, Москва)

АКТИВИЗАЦИЯ ЗОЛ-УНОСА

Золы–уноса, применяемые в качестве самостоятельного вяжущего для укрепления грунтов в основаниях дорожных и аэродромных покрытий, наряду с известными достоинствами имеют и некоторые недостатки. Наиболее существенным недостатком является то, что на ранних стадиях структурообразования зольного камня происходит

его объемное расширение. Увеличение объема грунта, обработанного золой-уносом, может быть весьма значительным; например, при использовании сланцевых зол увеличение объема составляет около 40%. Вследствие этого монолитность твердеющего зологрунта обычно нарушается образующимися трещинами, что в конечном счете ведет к ухудшению его прочностных свойств.

Характерно так же то, что золы-уноса – это медленно твердеющее вяжущее. Расчетная продолжительность твердения зологрунта составляет 90 сут, поэтому работы с применением зол необходимо прекращать задолго до конца теплого периода года. Естественно, что требуемое уменьшение обычной продолжительности строительного сезона на два месяца крайне нежелательно. Кроме того, медленное твердение зологрунта затрудняет производство работ скоростными методами.

Указанные недостатки зол-уноса ограничивают в определенной степени возможности их применения в строительстве.

В целях устранения отрицательного влияния объемного расширения зологрунта и для обеспечения более быстрого его твердения были проведены исследования совместно с В.И. Барановой и Л.В. Гончаровой. Исследования проводились применительно к сланцевой золе, улавливаемой циклонами, которая по сравнению с другими золами в большей степени подвержена объемному расширению.

Применявшаяся циклонная сланцевая зола Прибалтийской ГРЭС имеет следующие основные показатели дисперсности и химико-минералогического состава:

удельная поверхность, $см^2/г$	1100-1800
содержание свободной извести (CaO), %	13-22
содержание гипса ($CaSO_4$, $CaSO_4 \cdot 0{,}5 \cdot H_2O$), % .	4-8
потери в массе при прокаливании, %	6-8

Обычно расширение твердеющей смеси грунта с такой золой настолько значительно, что на поверхности образцов, приготовляемых в лаборатории по действующей методике, часто в первые несколько суток хранения появляются трещины, и материалы разрушается еще до начала испытаний. При хранении образцов в формах-обоймах, препятствующих боковому расширению материала (делается попытка моделировать условия твердения зологрунта в конструктивных слоях оснований и покрытий), происходит выпирание смеси в вертикальном направлении (рис. 1). При проведении полевых экспериментов также наблюдалось нарушение монолитности укрепленных слоев грунта из-за образования в них горизонтальных трещин.

Предложен способ укрепления грунта золами-уноса, согласно которому влажную зологрунтовую смесь выдерживают до уплотнения столько времени, сколько требуется для завершения гидратации основного количества содержащихся в вяжущем свободной извести и гипса. Эти процессы гидратации, обусловливающие объемное расширение материала, протекают в естественных условиях замедленно, поэтому необходимая продолжительность выдерживания смеси может быть значительной. В случае применения циклонной сланцевой золы продолжительность выдерживания должна составлять минимум 5 сут.

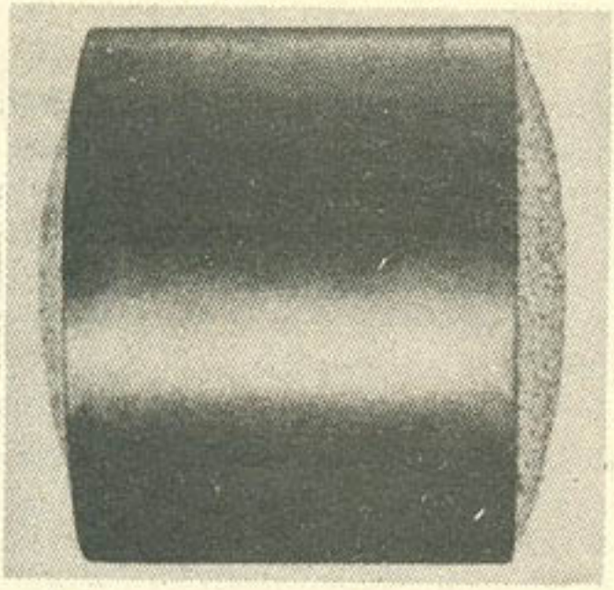


Рис. 1. Образец из зологрунтовой смеси, твердевший в форме-обойме

Достоинство данного способа заключается в том, что он обеспечивает устранение отрицательных явлений на ранних стадиях структурообразования зологрунта только за счет частичного изменения существующей технологии укрепления грунта минеральными вяжущими, практически без какого-либо усложнения производства работ или увеличения затрат. Однако длительное выдерживание смеси до уплотнения иногда может оказаться трудновыполнимым, например, при выполнении работ в периоды затяжных обильных дождей (из-за возможности переувлажнения смеси к моменту ее уплотнения) или в засушливых районах (из-за сложности поддержания необходимой влажности смеси в течение всего срока ее выдерживания). Кроме того, применением предложенного способа не решается проблема ускорения твердения зологрунта.

В этой связи возникла необходимость изыскания возможных путей направленного регулирования скорости гидратации свободной извести и гипса, содержащихся в золе, а также интенсивности процессов структурообразования, развивающихся в зологрунтовой смеси после ее уплотнения.

Исследования показали, что поставленная задача может быть решена путем активизации золы небольшими добавками кислот - соляной или кремнефтористоводородной - либо некоторых солей кремнефтористоводородной кислоты - кремнефторидов магния, натрия, аммония. Установлены оптимальные дозировки активизирующих добавок: при укреплении различных грунтов циклонной сланцевой золой количество вводимой кислоты (в пересчете на 100%-ную концентрацию) должно составлять 0,7-2% и кремнефторидов - 1 - 4%. Эффект, достигаемый за счет активизации золы, подтверждается экспериментальными данными. Кривые на рис. 2 отражают влияние продолжительности выдерживания зологрунтовой смеси с активизирующими добавками и без них на предел прочности при сжатии водонасыщенных образцов в возрасте 28 сут. Во всех опытах укрепляли песок мелкий при дозировке золы 20% массы грунта. Для активизации золы добавляли кислоту в количестве 1% массы смеси. Кислоту вводили с водой, необходимой для увеличения влажности смеси до оптимального ее значения. Из рис. 2 видно, что кислотная активизация золы позволяет существенно сократить необходимую продолжительность выдерживания смеси до уплотнения: с по-

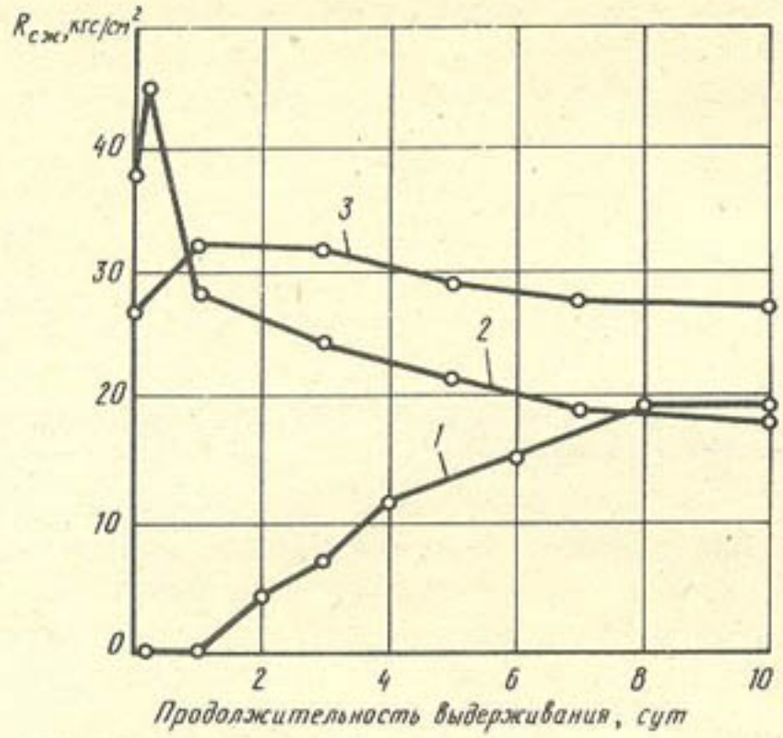


Рис. 2. Зависимость предела прочности при сжатии водонасыщенных образцов от продолжительности выдерживания до уплотнения зологрунтовой смеси различного состава
1 – без активизирующей добавки; 2 – с кремнефтористоводородной кислотой; 3 – с соляной кислотой

мощью соляной кислоты – до 1 сут и с помощью кремнефтористоводородной кислоты – до 0,2 сут.

Результаты испытания свидетельствуют о том, что, помимо сокращения продолжительности выдерживания смеси до уплотнения, активизация золы обеспечивает значительное ускорение набора прочности твердеющим материалом, а также увеличение конечной его прочности. Действительно, в этом случае образцы уже через 14 сут хранения имеют показатели, соответствующие П классу прочности укрепленного материала. При использовании неактивизированной золы образцы приобретают примерно такую же прочность только после трех месяцев твердения смеси. Однако к этому моменту времени за счет активизации могут быть достигнуты показатели прочности зологрунта в 1,5–1,7 раза выше и величина их будет соответствовать 1 классу прочности.

Положительный эффект от введения активизирующих добавок обусловлен тем, что они ускоряют гидратацию свободной извести и гипса, повышают интенсивность процессов образования гидросульфоалюминатов и гидрокарбоалюминатов кальция, а также низкоосновных гидросиликатов и гидроалюминатов кальция и, кроме того, непосредственно взаимодействуют с известью и карбонатами кальция, образуя дополнительные структурные связи в зологрунте .

Реальность осуществления кислотной активизации золы проверена в опытно-производственных условиях. Анализ выполненных ис-

следований позволяет сделать вывод, что активизация зол-уноса некоторыми кремнефторидами, либо соляной, или кремнефтористоводородной кислотой существенно повышает эффективность укрепления грунтов.

Э. И. Мулюков
(НИИпромстрой, г. Уфа)

ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ ХИМИЧЕСКОГО ЗАКРЕПЛЕНИЯ ГРУНТОВ В ОБЛАСТИ ФУНДАМЕНТОСТРОЕНИЯ

На основании анализа современного состояния химического закрепления грунтов в нашей стране и за рубежом НИИпромстрой подготовлена методика и выполнена экспертная оценка проблемы в следующих четырех аспектах:

1) рациональные направления использования закрепления в области фундаментостроения и подземного строительства;
2) оптимальные реагенты из числа неорганических и органических материалов;
3) степень разрешенности проблемы закрепления различных генетических типов грунтов;
4) предпочтительная номенклатура технологического оборудования для выполнения больших и малых объемов инъекционных работ на открытых площадках и в стесненных условиях.

В качестве экспертов выступило 20 специалистов в области технической мелиорации грунтов. Материалы экспертного опроса обработаны с помощью ЭВМ "Минск-32" по методике ордена Ленина Института кибернетики АН УССР. Ниже приводятся основные выводы, сделанные после обработки материалов.

В соответствующих инженерно-геологических условиях целесообразность применения химического закрепления грунтов оценивается самым высоким баллом в следующих трех направлениях:

а) усиление оснований фундаментов существующих зданий в аварийных случаях и при увеличении полезной нагрузки;

б) то же, при сооружении вблизи существующих зданий различных туннелей и новых фундаментов, закладываемых ниже подошвы старых фундаментов;

в) устройство противофильтрационных и противокоррозионных экранов и завес, устранение течи в коммуникациях и подземных резервуарах.

Закрепление грунтов при выполнении горнопроходческих работ (четвертое направление) также оценивается достаточно высоким баллом и вполне может быть рекомендовано взамен замораживания, шпунтового ограждения или кессона. Эта точка зрения советских специалистов совпадает с мнением проф. З. Базанта из Чехословакии, который в генеральном докладе на У1 Европейской конференции по механике грунтов и фундаментостроению (Вена, март 1976 г.) отметил, что инженеры предпочитают использовать химическое закрепление, уплотнение и водопонижение грунтов вместо

замораживания, которое редко оправдывается с экономической точки зрения.

Такие направления, как использование закрепленного грунта для увеличения несущей способности свай и опор большого диаметра путем инъекции реагентов в околосвайное "пространство" и погружение висячих свай в полимерной рубашке, могут быть рекомендованы при наличии технико-экономического обоснования путем сравнения вариантов. Предполагается, что с развитием теории и практики инъекционных работ, по мере удешевления реагентов целесообразность применения химического закрепления грунтов будет возрастать, в том числе и в последних трех направлениях.

Наиболее оптимальными реагентами для инъекционного закрепления грунтов являются силикат натрия и карбамидная смола. Эти реагенты получили самые высокие оценки экспертов и вплоть до 1990 г. будут оставаться наиболее доступными. Такие реагенты, как углекислый газ, различные кислоты, аммиак, полиакрилаты, фурановые смолы и смолы на основе фенолов и альдегидов, имеют низкие оценки, что согласуется с настоящими малыми объемами их практического применения. Однако к 1990 г. возможность использования углекислого газа, некоторых кислот и полиакрилатов будет возрастать до уровня средних оценок, что позволяет считать перспективным проведение исследований с этими реагентами. Различные соли и синтетические смолы (фурановые, на основе фенолов и альдегидов, полиэфирные, эпоксидные) бесперспективны в настоящее время и в будущем как для практического их применения, так и для постановки научно-исследовательских работ с ними.

Выявлена степень разрешенности проблемы закрепления таких грунтов, как песок с разным содержанием карбонатных и глинистых примесей, супесь, суглинок, глина, лёсс, илы и заторфованные породы. Эксперты единогласно показали, что проблема закрепления "чистых" (без примесей) песчаных грунтов в настоящее время решена и не представляет собой сложную задачу для ее технического осуществления. Считается, что лёсс имеет надежные способы закрепления, т.е. имеет высокую оценку степени разрешенности. Однако такие грунты, как супесь, суглинок, глина, илы и заторфованные, пока не имеют методов инъекционного закрепления, которые можно было бы рекомендовать для практического применения. В связи с этим перспективны исследования в этом плане.

Установлена рациональная номенклатура технологического оборудования для осуществления инъекционного закрепления грунтов. На открытой площадке при малых объемах работ и малой глубине закрепления допускается забивка инъекторов каким-либо ударным механизмом. В то же время при больших объемах работ рекомендуется предварительное бурение скважин и опускание в них инъекторов-тампонов. В стесненных условиях целесообразна гидравлическая установка для вдавливания и извлечения инъекторов при любых объемах работ.

Для нагнетания реагентов в грунт рекомендуются строительные растворо-насосы, плунжерные насосы и пневматические баки. Шестеренные насосы отвергаются всеми экспертами. Единодушно под-

тверждается необходимость разработки специального технологического оборудования для выполнения всего комплекса работ по закреплению грунтов.

Актуальность решения проблемы с технологическим оборудованием неоднократно подчеркивалась также Всесоюзными совещаниями по закреплению и уплотнению грунтов, в том числе УШ совещанием в Киеве в 1974 г. Поэтому следует приветствовать и всячески поддерживать научно-исследовательские и опытно-конструкторские работы в этом направлении.

Приведенные здесь материалы экспертной оценки могут использоваться для составления краткосрочных и среднесрочных прогнозов развития рассматриваемой проблемы, а также учитываться при планировании научно-исследовательских и опытно-конструкторских работ. Для составления долгосрочных прогнозов (до 30 лет и более) используются патентные источники информации, особенность которых заключается в том, что они несут в себе в основном качественную информацию.

Нами составлена генеральная определительная таблица для преобразования качественной информации, заложенной в патентной документации по химическому закреплению грунтов, в формализованные оценки. Названная таблица была откорректирована с помощью тех же экспертов. В связи с этим она может быть принята за основной документ, с помощью которого можно оценивать и обобщать коэффициенты полноты, а также устанавливать силу локальных стратегий, определять приведенные числа патентов и находить ожидаемый срок внедрения тех или иных реагентов по методике В.Г. Гмошинского.

В заключение следует отметить, что изложенный материал может способствовать осуществлению единой технологии политики в области химического закрепления грунтов при решении задач фундаментостроения и подземного строительства.

Э. И. Мулюков
(НИИпромстрой, г. Уфа)

РОЛЬ КАРБОНАТНЫХ И ГЛИНИСТЫХ ПРИМЕСЕЙ ПРИ СМОЛИЗАЦИИ ГРУНТОВ

Для смолизации грунтов применяется карбамидная смола, которая является наиболее оптимальным реагентом из числа органических материалов для выполнения инъекционных работ в области фундаментостроения и подземного строительства. Гелеобразующая смесь назначается исходя из химико-минералогического состава закрепляемого грунта. Естественные грунты являются многофазной системой, содержащей помимо основных породообразующих минералов различные примеси, в том числе карбонаты, а песчаные грунты, кроме того, содержат и глинистые минералы.

По предложению Б.А. Ржаницына и Н.А. Блескиной карбонаты, содержащиеся в грунте в количестве до 3%, нейтрализуются пред-

варительной обработкой его соляной кислотой. При большем количестве карбонатов В.Е. Соколович предложил использовать щавелевую кислоту как для предварительной обработки грунта, так и в качестве отвердителя гелеобразующей смеси на основе карбамидной смолы.

Однако сложности при смолизации грунтов с примесью карбонатов и глинистых фракций полностью пока не устранены. Поэтому исследования в этом направлении продолжаются. Экспертный опрос показал, что проблема закрепления карбонатных грунтов в настоящее время находится в стадии решения, которая, однако, и к 1990 г. не будет полностью разрешена.

Нами изучено влияние кальцита и магнезита на процесс гелеобразования карбамидной смолы при разных отвердителях – соляной и щавелевой кислотах. Методика заключалась в добавлении одновременно с введением отвердителя определенной навески соли в гелеобразующую смесь с известным сроком отверждения (45 мин). Как и следовало ожидать, при введении щавелевой кислоты кальцит выступает в роли более слабого замедлителя гелеобразования карбамидной смолы, чем при соляной кислоте. Например, навеска кальцита в количестве 1,2% массы смеси увеличивает продолжительность гелеобразования в 4 раза при введении щавелевой кислоты, а при соляной кислоте для этого требуется навеска всего 0,05%, т.е. в 24 раза меньше.

Магнезит также увеличивает продолжительность гелеобразования смеси. Однако в отличие от кальцита он является более сильным замедлителем как при щавелевой, так и при соляной кислотах-отвердителях. Достаточно добавить всего 0,06% магнезита в смесь, чтобы она осталась золем независимо от типа отвердителя. Видимо, содержащийся в грунте магнезит при действии на него щавелевой кислоты будет переходить в оксалат магния, растворимость которого значительно выше, чем оксалата кальция. При этом эффективность предварительной обработки грунта щавелевой кислотой будет ниже, чем при наличии в грунте кальцита.

Дисперсность карбонатов, т.е. их зерновой состав, также играет существенную роль при смолизации грунтов. Более мелкий кальцит выступает в роли более сильного замедлителя гелеобразования смеси при щавелевой кислоте. Кальцит с удельной площадью поверхности 1784 $см^2/г$ в 3–4 раза замедляет гелеобразование по сравнению с кальцитом, удельная площадь поверхности которого 1027 $см^2/г$. Таким образом, при назначении рецептуры смолизации необходимо знать не только содержание карбонатов в закрепляемом грунте, но и их тип и зерновой состав.

Глинистые минералы, часто присутствующие даже в небольшом количестве в песчаных грунтах, также отрицательно влияют на процесс смолизации грунтов. Изучение их роли проведено на трех природных представителях: каолинит, монтмориллонит и нонтронит. Методика заключалась в добавлении одновременно с введением отвердителя (соляной кислоты) определенной навески порошка минерала в гелеобразующую смесь с известным сроком отверждения (1 ч). Все названные мономинеральные глины играют роль сильных

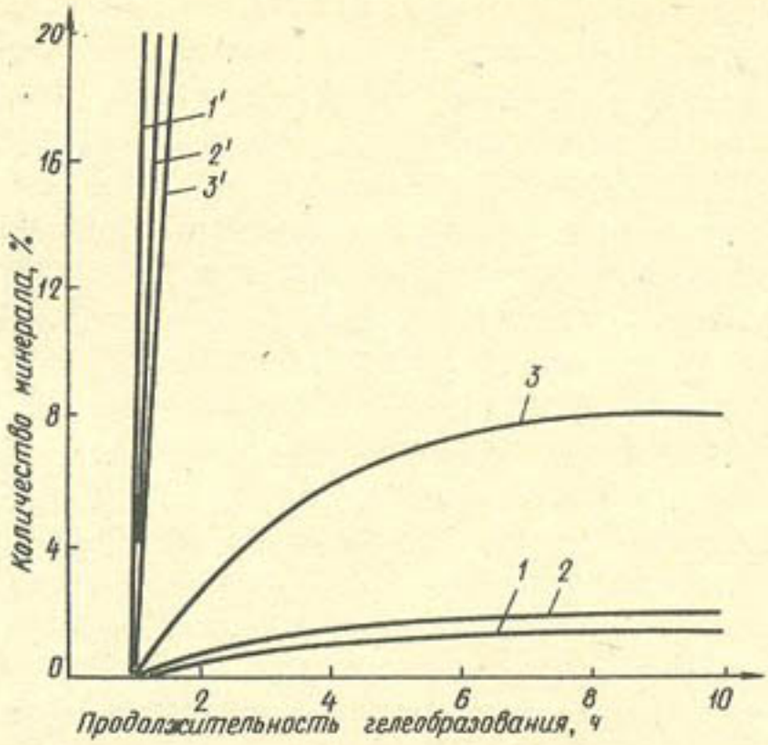


Рис. 1. Влияние глинистых минералов на гелеобразование карбамидной смолы 1, 2 и 3 – каолинит, монтмориллонит и нонтронит с содержанием карбонатов соответственно 3,8; 2 и 1,5%; 1′, 2′ и 3′ – те же минералы, отмытые от карбонатов

замедлителей гелеобразования смолы, поскольку все они содержат карбонаты в количестве 3,8% в каолините, 2% в монтмориллоните и 1,5% в нонтроните. Эти же глины, отмытые от карбонатов, в меньшей степени влияют на процесс гелеобразования и выступают в роли наполнителей, что и было подтверждено экспериментально (рис. 1).

С целью изучения характера взаимодействия минералов с гелеобразующей смесью был выполнен дифференциальный термический анализ отвержденной кармабидной смолы и смолизованных "чистых" минералов. Предварительно природные минералы (каолинит, монтмориллонит, гидрослюда и кварц) были отмыты от карбонатов и других солей. Затем было приготовлено по четыре закрепленных пробы всех названных минералов в определенных постоянных соотношениях между минералом и смолой. Пробы нагревали до 400°С, поскольку было установлено, что отвержденная смола выгорает при небольших температурах (примерно 300°С). Как видно из рис. 2, карбамидная смола имеет несколько эндотермических эффектов (слабый при 125°С, сильный при 225°С, незначительный при 260°С и слабый при 280°С). На термограммах композиций минералов и смолы наблюдается смещение эндотермических эффектов смолы в область более высоких температур. Такое смещение, по-видимому, можно объяснить возникновением новых связей между поверхностью минералов и макромолекулами отвержденной смолы. На разрыв этих связей, видимо, требуется дополнительная энергия. Такое взаимо-

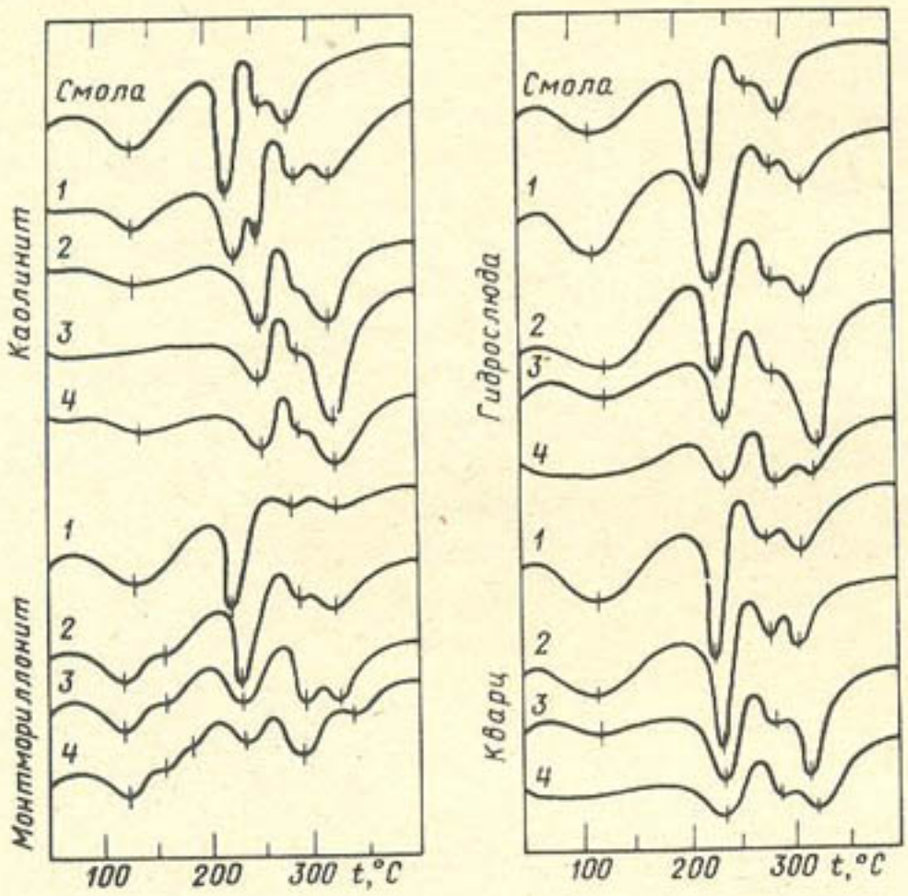


Рис. 2. Термограммы карбамидной смолы и ее композиций с минералами
1, 2, 3 и 4 – соотношение (по массе минерал: смола соответственно 5:95, 25:75, 50:50 и 75:25

действие исследуемых минералов с макромолекулами смолы с учетом приведенных результатов (см. рис. 2) несущественно влияет на процесс гелеобразования смесей, но будет способствовать формированию более прочной структуры закрепляемого грунта.

Л. К. Неизвестный
(Промстройниипроект, Ростов-на-Дону)

О ВОЗМОЖНОСТЯХ АРМИРОВАНИЯ ЗАКРЕПЛЕННОГО ГРУНТА В ФУНДАМЕНТАХ

В последние годы в практику строительства стали широко внедряться различные способы упрочнения оснований и устройства фундаментов из закрепленного грунта. Применение прогрессивных методов закрепления грунтов обеспечивает повышение их прочности до 5–50 кгс/см^2 и более. Но закрепленный грунт вместе с тем обладает весьма низкими прочностными показателями при работе на растяжение (в 3–7 раз меньше, чем при сжатии). Поэтому использование его в качестве материала фундамента ограничивается лишь случаями центрального приложения нагрузок. Надфундаментная конструкция должна обеспечивать передачу этих нагрузок на фунда-

мент таким образом, чтобы эпюра их давления были прямоугольной или трапециевидной.

В горном строительстве применяются методы укрепления горных пород вокруг подземных выработок штанговыми крепями, т.е. путем установки арматуры в заполненные цементным раствором шпуры-скважины. В надземном строительстве для обеспечения несбходимой устойчивости сооружения нередко используются так называемые анкеры, которые связывают конструкции сооружения с надежным основанием.

Для возможности использования фундаментов из закрепленного грунта при внецентренных и горизонтальных нагрузках автором было предложено (по аналогии с армированием в железобетонных конструкциях) в растянутых зонах таких фундаментов устанавливать стальную арматуру в специально пробуренные скважины, заполняемые цементным раствором, защищающим ее от коррозии (см. рисунок). Чтобы увеличить сцепление на контакте "закрепленный грунт-цементный раствор", в скважинах устраивают местные уширения на определенном расстоянии друг от друга. Они не только улучшают анкерение арматуры, но и вовлекают в работу весь массив из закрепленного грунта. В поперечном сечении фундамента из закрепленного грунта образуются две зоны действующих внутренних напряжений: растянутая и сжатая. В растянутой зоне внутренние напряжения воспринимаются арматурой, в сжатой - закрепленным грунтом. Элемент, состоящий из арматуры и защитного цементного слоя, имеющего местные уширения, назван армобетонным сердечником.

Для проверки эффективности армирования закрепленного грунта на первом этапе исследований были поставлены следующие задачи:

1) определить оптимальные расстояния между уширениями армобетонных сердечников в зависимости от прочностных характеристик закрепленного грунта;

2) оценить эффективность армирования растянутой зоны изгибаемого фундамента из закрепленного грунта на моделях-балочках (масштаб 1:10).

Оптимальное расстояние между уширениями при выдергивающих нагрузках определялось с применением разборных стальных моделей диаметром 16 и длиной 600 мм. Уширения могли устанавливаться и фиксироваться на различных расстояниях друг от друга. Исследования проводились в грунтовом лотке, заполненном стандартным вольским песком. Установка моделей производилась при послойной укладке песка и равномерном его трамбовании при оптимальной влажности. Кроме того, проводились испытания на выдергивание анкеров-стержней с уширениями из бетонных кубов, изготовленных из цементно-песчаных растворов низких марок.

Полученные результаты позволили установить, что оптимальное расстояние между уширениями соответствует 2,5 диаметра уширения с тенденцией уменьшения этого расстояния до 1,5 диаметра в более прочной среде.

Эффективность армирования растянутой зоны закрепленного грунта оценивалась на основе испытаний моделей-балочек сечением 60x100 мм и длиной 600 мм. В качестве арматуры для этих ба-

4663

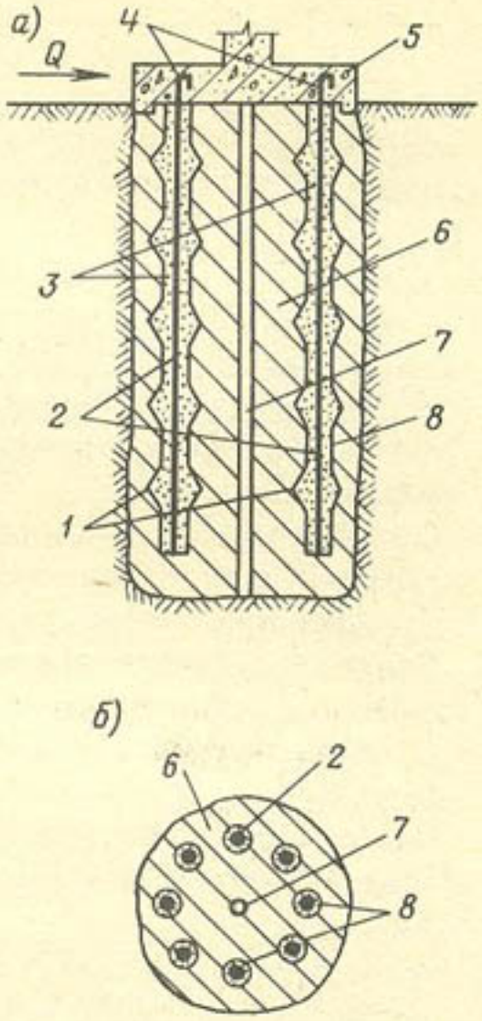


Схема армирования закрепленного грунта в фундаменте
а – вертикальный разрез по фундаменту; б – поперечное сечение; 1 – местные уширения в защитном слое; 2 – стальная арматура; 3 – защитный цементный слой; 4 – выпуски арматуры; 5 – надфундаментная конструкция; 6 – закрепленный грунт; 7 – скважины для инъецирования закрепляющих растворов или для обжига грунта; 8 – скважина для установки арматуры

лочек использовали модели армобетонных сердечников, изготовленные из проволоки марки УВС диаметром 1,4 мм (прочностью на разрыв 9100 кгс/см^2) в специальных формах с защитным слоем из высокомарочного цемента. Закрепленный грунт в моделях имитировался песчаным раствором, приготовленным методом смешивания песка (модуль крупности 0,7) и закрепляющего раствора жидкого стекла плотностью 1,13 г/см^3, в который добавляли отвердитель гелеобразования – кремнефтористоводородную кислоту плотностью 1,1, г/см^3 в количестве 10%. В последующем модели-балочки изготовляли в специальной опалубке методом инъецирования с применением как двухрастворной силикатизации, так и смолизации (карбамидные смолы).

Модели-балочки в возрасте 28 сут подготовляли к испытаниям (часть моделей с использованием тензорезисторных датчиков, наклеенных на боковые поверхности). Балочки испытывали по четырехточечной схеме с приложением нагрузки поэтапно (10% разрушающей); прогиб балочки фиксировался индикатором часового типа с точностью измерения до 0,01 мм, деформации регистрировались тензодатчиками сопротивления с базой 40 и 50 мм и аппаратурой АИД-1М. Результаты испытаний приведены в таблице.

На основании проведенных экспериментов можно сделать следующие выводы.

1. Разрушающая нагрузка балок из неармированного закрепленного грунта зависит только от его прочности при растяжении. Разрушение балочек происходит по растянутой зоне.

Рецептура закрепления	Среднее значение разрушающей нагрузки, кг	Средняя прочность закрепленного грунта при сжатии, кгс/см^2
Неармированные балочки		
Силикат натрия + кремнефтористоводородная кислота	2250	9,5
Силикат натрия + хлористый кальций	4240	20,8
Карбамидная смола + соляная	2470	14,2
Армированные балочки		
Силикат натрия + кремнефтористоводородная кислота (два стержня)	5870	9
Силикат натрия + хлористый кальций (три стержня)	13110	21
Карбамидная смола + соляная кислота (два сжатых и два растянутых стержня)	14880	15,2

2. Разрушающая нагрузка армированных балок в 3–6 раз выше, чем у неармированных, и зависит от процента армирования, наличия арматуры в сжатой зоне и призменной прочности закрепленного грунта. Разрушение балок происходит как по сжатой, так и по растянутым зонам.

Проведенные исследования подтвердили эффективность армирования не только растянутой, но и сжатой зоны изгибаемых элементов из закрепленного грунта.

М. Н. Першин, Е. Н. Баринов
(ЛИСИ, Ленинград)

УКРЕПЛЕНИЕ ГРУНТОВ КОМПОЗИЦИОННЫМИ ВЯЖУЩИМИ МАТЕРИАЛАМИ НА ОСНОВЕ СЛАНЦЕВЫХ СМОЛ

Для ряда регионов страны большое практическое значение представляет использование для укрепления грунтов сланцевых смол и сланцевых битумов, являющихся побочным продуктом переработки горючих сланцев. Однако эти вяжущие обладают пониженной водоустойчивостью и стабильностью свойств при старении, что в значительной части определяется большим содержанием в них фенольных соединений. Следовательно, улучшение свойств сланцевых вяжущих при укреплении грунтов может быть достигнуто либо путем удаления из них части фенолов, либо дополнительным введением в их состав таких веществ, которые вступали бы в химическое взаимодействие с фенолами с образованием водоустойчивых и стабильных композиционных вяжущих. Первый путь технически весьма сложен и,

4663

учитывая способность сланцевых вяжущих с течением времени образовывать новые фенольные соединения, практически не реален.

С 1974 г. ЛИСИ проводятся исследования по улучшению свойств сланцевых вяжущих путем их модификации высокореакционными полимерными смолами с созданием на их основе сланцеполимерных композиций, используемых для укрепления грунтов и других скелетных материалов.

Исследования проводили с песчаными и супесчаными грунтами. В качестве вяжущих материалов применяли тяжелую сланцевую смолу генераторных печей, высококонцентрированную сланцевую эмульсию из тяжелых сланцевых смол и водорастворимую карбамидную смолу марки М 19-62-Б.

В качестве добавок для создания композиционных вяжущих использовали формалин (37%-ный водный раствор формальдегида) и мочевину. Отвердителем вяжущих являлся водный раствор сульфата окисного железа.

Показатели физико-механических свойств грунтов, укрепленных сланцеполимерными композиционными вяжущими, устанавливали путем испытания изготовленных из них стандартных образцов при $d = h = 5$ см. Образцы изготовляли под нагрузкой 300 кгс/см^2, которая поддерживалась в течение 180 с. Прочностные показатели образцов определяли на гидравлическом прессе при скорости деформирования $0{,}5 \cdot 10^{-4}$ – $0{,}67 \cdot 10^{-4}$ м/с. Показатели водонасыщения и набухания определяли в соответствии с требованиями СН 25-74 к укрепленным грунтам.

Испытания показали, что наилучший укрепляющий эффект обеспечивают композиционные вяжущие материалы следующих двух составов (в весовых, %):

1) высококонцентрированная сланцевая эмульсия . . .	48-58
формалин	24-36
мочевина	6-9
сульфат окисного железа	7-12
2) тяжелая сланцевая смола или ее высококонцентрированная эмульсия	40-50
карбамидная смола	40-50
сульфат окисного железа	10-16

При выборе оптимального соотношения компонентов вяжущих наряду с показателями физико-механических свойств укрепленных грунтов учитывали общую стоимость композиционных вяжущих.

Обработка грунта первым композиционным вяжущим производилась за два приема: сначала грунт перемешивали с водным раствором отвердителя, а затем с заранее изготовленной рабочей смесью, которую получали путем перемешивания раствора мочевины в формалине (в отдельной емкости за 5-10 мин при температуре 20°С) с высококонцентрированной сланцевой эмульсией. Полученная смесь, по существу, представляла собой неотвержденное композиционное вяжущее с вязкостью по стандартному вискозиметру для жидких битумов C^5_{20} = 5-8 с. Следует заметить, что формальдегид имеет резкий раздражающий запах, что в ряде случаев может препятствовать производству работ. Этот запах можно устранить пу-

4663

тем добавления в раствор мочевины в формалине 0,3–0,5% хлористого аммония и 0,05–0,1% гидроксидов натрия, кальция и др.

Вяжущее второго состава вводится в грунт также в виде двух рабочих смесей. Сначала грунт перемешивают с водным раствором отвердителя, а уже затем вводится смесь сланцевой смолы (или ее водной эмульсии) с карбамидной смолой. Предпочтение следует отдавать эмульсиям, так как при их использовании достигается более полное совмещение компонентов вяжущего, а также упрощается технология работ по укреплению грунта.

Показатели физико-механических свойств грунтов, укрепленных композиционными вяжущими на сланцевой основе, приведены в таблице.

Грунт	№ состава вяжущего	Расход вяжущего, % массы грунта	Водонасыщение, %	Набухание, %	Прочность при сжатии при 20°С, кгс/см^2		Коэффициент водоустойчивости
					водонасыщенных	сухих	
Песок мелкозернистый	1	7,5	7–12	0,2–0,6	20–30	30–40	0,6–0,8
	2	8	6–10	0,2–0,6	25–40	35–50	0,6–0,8
Супесь легкая	1	8	5–8	0,3–0,8	20–30	30–40	0,6–0,8
	1	9	4–8	0,3–0,8	20–35	30–45	0,6–0,8

Сравнение полученных данных с требованиями СН 25-74 для укрепленных грунтов показывает, что грунты, обработанные сланцеполимерными вяжущими, удовлетворяют требованиям, предъявляемым к конструктивным слоям дорожных одежд из укрепленных грунтов. Опробование вяжущих в производственных условиях подтвердило эффективность применения их.

Следует отметить принципиальную возможность использования разработанных композиционных вяжущих для глубинного закрепления грунтов путем инъецирования. При этом раствор отвердителя следует инъецировать, по-видимому, после введения в грунт вяжущего.

В результате проведенных исследований установлено:

1) грунты, укрепленные композиционными вяжущими на сланцевой основе, удовлетворяют требованиям, предъявляемым к укрепленным грунтам конструктивных слоев дорожных одежд, что позволяет рекомендовать их для технической мелиорации грунтов;

2) низкая вязкость композиционных вяжущих, возможность быстрого разбавления их водой при температуре 10–40°С и применения в виде двух рабочих растворов (собственно вяжущее и водный раствор отвердителя) создают реальную перспективу использования их для глубинного закрепления грунтов путем инъецирования.

4663

В. К. Петренко
(Среднеазиатский филиал СоюздорНИИ)

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ МЕТОДА ФАКТОРНОГО ПЛАНИРОВАНИЯ ПРИ ОПРЕДЕЛЕНИИ ПРОЧНОСТНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК УКРЕПЛЕННЫХ ЗАСОЛЕННЫХ ГРУНТОВ

Прочность грунтов, укрепленных органическими вяжущими, зависит, главным образом, от двух основных видов сопротивления: сцепления и угла внутреннего трения. На сцепление в основном оказывают влияние зацепление зерен скелета и прочность вяжущего, т.е. прочность структурных связей – внутриагрегатных и межагрегатных, адгезия и когезия вяжущих. На угол внутреннего трения материала влияют исходный гранулометрический состав грунта, форма и плотность упаковки, наличие воды и вяжущего.

Исследовалась многокомпонентная система: незасоленные и засоленные грунты (6% солей), укрепленные битумом (4 и 0%) с добавками цемента (3%) и ПАВ. В качестве анионоактивной добавки применялась госсиполовая смола в количестве 5% массы вяжущего материала, в качестве катионоактивной добавки использовали препарат Э–11 в количестве 0,01% массы грунта.

Сцепление и угол внутреннего трения определяли на приборе трехосного сжатия, как наиболее полно соответствующем реальным условиям работы исследуемого материала в конструкции. Испытания проводили на предварительно водонасыщенных образцах. Результаты оценивали с помощью кругов Мора, построенных по величине нормального давления, являющегося главным напряжением, и величине бокового давления, равного 1 и 3 кгс/см^2.

В работе использовали метод активного факторного планирования эксперимента Бокса–Чилсона типа 2^i, задачами которого являлись: 1) определение оптимального для поставленных целей сочетания вяжущих; 2) построение математических моделей процессов; 3) установление на основе анализа этих моделей влияния различных факторов и их взаимодействий на явление.

Получение этой информации идет при минимуме затрат. Так, использование однофакторного эксперимента для определения каждого из параметров оптимизации (y_1, y_1' – сцепление материала при добавке соответственно госсиполовой смолы и препарата Э–1; y_2 и y_2' – угол внутреннего трения с теми же ПАВ) требовало постановки в каждом случае по 36 опытов. При использовании выбранного метода их количество сократилось до 8.

Для получения математических моделей процессов реализована реплика факторного эксперимента 2^3; в рассмотрение включены три фактора, которые являются компонентами смеси. Четвертый фактор (расход цемента) при всех варьированных факторов величина постоянная – 3%.

В таблице приведены уровни факторов, интервалы их варьирования и уравнения регрессий.

Наибольшее влияние на y_1 оказывает засоление, с увеличением которого сцепление материала в водонасыщенном состоянии умень-

4663

Факторы	x_1–битум, %	x_2–госсиполовая смола, %	x_2^1–препарат Э-1, %	x_3–засоление, %	Уравнения регрессий
Основной уровень x_{i_0}	6	2,5	0,005	3	$y_1 = 2,6+0,84x_1+ 0,86x_2-1,2x_3$ (1)
Интервал варьирования, Δx_i	2	2,5	0,005	3	$y_1^1 = 3,22+1,17x_1+ +1,2x_2^1-1,12x_3$ (2)
Верхний уровень (+1)	8	5	0,01	6	$y_2 = 14,11+ +3,93x_1+4,4x_2 - -0,6x_3+0,93x_1x_2+ +1,6x_{13}+1,6x_{23}- -1,11x_{123}$ (3)
Нижний уровень (–1)	4	0	0	0	$y_2^1 = 11,37+ +2,37x_1+1,62x_2^1- -1,86x_3$ (4)

Примечание. y_1, y^1 – сцепление, кгс/см^2; y_2, y_2^1 – угол внутреннего трения, град.

шается. Количество битума и госсиполовой смолы имеет близкие по величине коэффициенты, поэтому их влияние на сцепление почти одинаково. С увеличением количества битума и госсиполовой смолы (переход с нижнего на верхний уровень) сцепление повышается, о чем свидетельствует знак плюс перед коэффициентами уравнений.

Аналогично оцениваются коэффициенты в остальных уравнениях регрессий.

Результаты опытов, поставленных по задаче планирования, показывают, что для укрепленных незасоленных грунтов при любых сочетаниях вяжущих сцепление материала находится не ниже 2,5 кгс/см^2 (наибольшая величина – 6,9 кгс/см^2).

При укреплении избыточно засоленных грунтов для получения сцепления не ниже 1 кгс/см^2 необходимо использовать поверхностно-активные добавки и повышенный расход битума (8%). Наибольшее сцепление при комплексном укреплении избыточно засоленных грунтов составляет 5,1 кгс/см^2. Применение одного битума без добавок (цемента и ПАВ) возможно лишь при укреплении незасоленного грунта при расходе его 8%.

Значения углов внутреннего трения находятся в пределах 10–23° для незасоленных укрепленных грунтов и 9–17° для засоленных. Ясно прослеживаемой зависимости угла внутреннего трения от

4663

каких-либо показателей нет, однако можно отметить, что комплексное укрепление повышает его величину. Довольно низкая величина угла внутреннего трения объясняется большим содержанием воды в порах грунта (образцы водонасыщенные), снижающим трение частиц. Причем, чем большее количество воды связывается частицами, т.е. чем выше гидрофильность, тем значительнее уменьшается трение. Это и наблюдается при переходе от комплексно укрепленных грунтов к грунтам, укрепленным одним битумом. Дополнительное увлажнение засоленных грунтов вызывает понижение концентрации окружающего частицы грунта грунтового раствора, сопровождающееся утолщением сольватных оболочек и уменьшением трения между частицами. Поэтому угол внутреннего трения укрепленных засоленных грунтов на 3–9° ниже незасоленных.

Полученные в результате планирования уравнения регрессий были проверены как аналитическим, так и графическим методом. Хорошая сходимость кривых по расчетным и опытным данным подтверждает достоверность полученных уравнений.

Изучалось также изменение сил сцепления материала во времени. Общим является ясно выраженное увеличение сцепления со временем. Характер кривых, особенно при комплексном укреплении, близок для грунтов незасоленных и избыточно засоленных; разница лишь в количественном выражении величины. Если сцепление незасоленного комплексно укрепленного грунта в возрасте 120 сут достигает 6–7,2 кгс/см^2, то избыточно засоленного 4,5–5 кгс/см^2. Если образцы незасоленного и избыточно засоленного грунта, укрепленные соответственно 4% битума и 4% битума + 3% цемента, в возрасте 7 сут вообще разрушались, то в более поздние сроки твердения (28 сут) они имели сцепление 1 и 1,8 кгс/см^2, а в возрасте 120 сут сцепление достигало 2,1 и 3,1 кгс/см^2. Следовательно, со временем продолжаются процессы упрочнения кристаллизационных связей в результате гидратационного твердения цемента и возникают элементы конденсационных связей грунта с битумом.

На основании проведенных исследований можно сделать следующие выводы.

1. Метод полного факторного планирования эксперимента, приведенный в данной работе, позволил при минимальном объеме экспериментальных работ получить математические модели процессов, описанные формулами (1) – (4), на основе их анализа выявить влияние различных факторов на прочность и их взаимодействие, а также определить оптимальное для поставленных целей, сочетание вяжущих.

2. Полученные по задаче планирования величины сцепления и угла внутреннего трения позволяют считать одним и наиболее эффективных мероприятий по повышению прочности материала комплексные методы укрепления грунтов с использованием поверхностно-активных веществ.

3. Испытания, проведенные на образцах укрепленного грунта при длительных сроках хранения, показывают дальнейшее повышение сцепления во времени, что свидетельствует о росте процессов структурообразования в укрепленных засоленных грунтах.

О. Е. Приходченко, А. Ф. Селезнев,
В. М. Азархин
(Промстройнипроект, РИСИ, Ростов-на-Дону)

РАСЧЕТ НАПРЯЖЕНИЙ И ПЕРЕМЕЩЕНИЙ В ГРУНТОВОЙ СИСТЕМЕ "ЗАКРЕПЛЕННЫЙ МАССИВ – ЛЕССОВАЯ СРЕДА" ПРИ ДЕЙСТВИИ ПОЛОСООБРАЗНОЙ НАГРУЗКИ

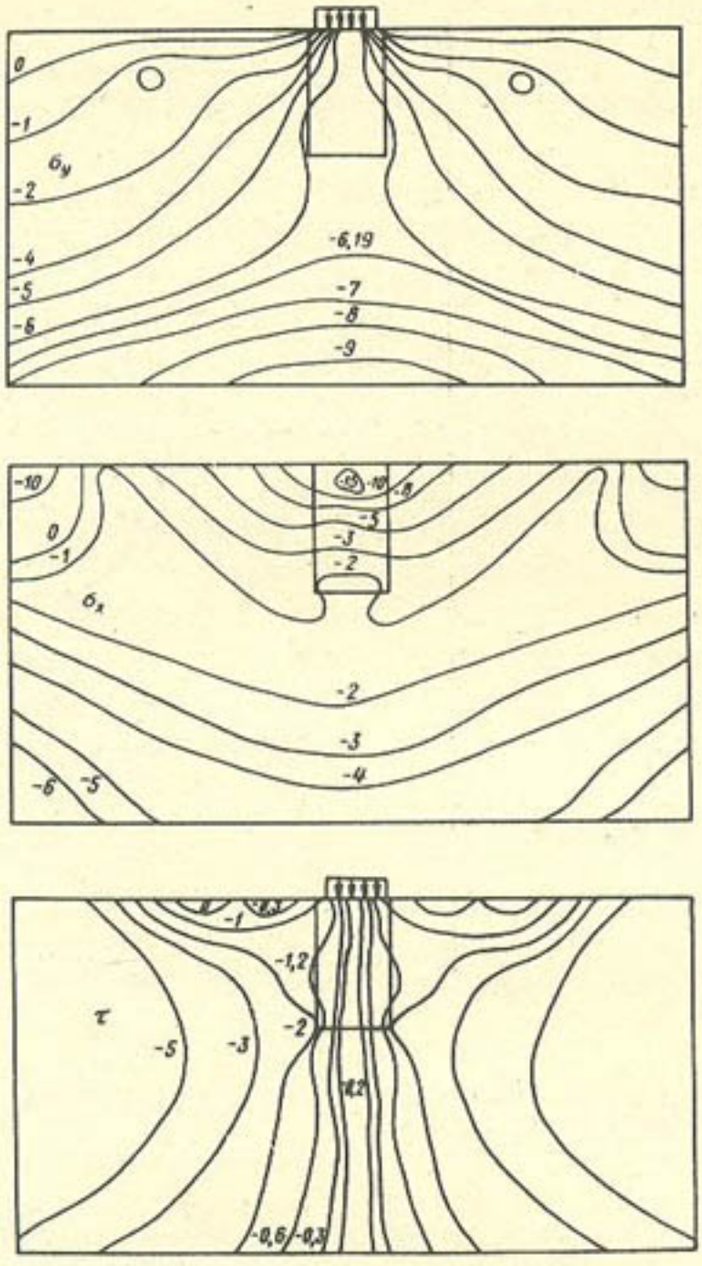
Одним из перспективных направлений в решении сложной проблемы строительства зданий и сооружений на лёссовых просадочных грунтах, как показал накопленный опыт, является их химическое закрепление, в частности, методом силикатизации. В результате обобщения теоретических и практических разработок НИИ оснований Промстройпроектом выпущены "Рекомендации по подготовке оснований и устройству фундаментов из силикатированного лёссового грунта". Однако в части расчета закрепленных массивов они не отвечают современному уровню проектирования, так как расчеты базировались на приближенных методах, не отличающихся необходимой достоверностью и надежностью, а закрепленный массив рассматривался изолированно от окружающего его лёссового грунта.

Крупномасштабные эксперименты и теоретические разработки в этой области показали, что наиболее оправданный путь – создание управляемой модели системы "закрепленный массив – лёссовая среда", качество которой в значительной степени зависит от того, насколько достоверно рассчитаны необходимые параметры. Непосредственному определению числовых характеристик свойств грунтов должно предшествовать решение таких вопросов, как правильное расчленение грунтов оснований на однородные инженерно-геологические слои и обоснование необходимого количества определений каждого из показателей физико-механических свойств грунтов. Окончательный выбор конструктивного решения определяется на основании технико-экономического сравнения возможных анализируемых вариантов.

Как показал анализ различных вариантов решения этой проблемы, наиболее перспективным, по нашему мнению, является рассмотрение грунтовой системы "закрепленный массив – лёссовая среда". В основу расчета по предельным состояниям должно быть положено исследование ее напряженно-деформированного состояния (НДС). Эти два положения являются определяющими в наших исследованиях.

Согласно экспериментальным исследованиям лёссовые грунты представляют собой физически нелинейную среду. При определении НДС лёссовых просадочных грунтов важным фактором, который необходимо учитывать, является их собственный вес. Особое значение это приобретает для лёссовых грунтов $\overline{\text{П}}$ типа по просадочности, склонных к провальным вертикальным деформациям даже под действием бытового давления при замачивании.

Напряженно-деформированное состояние физически нелинейной среды нами предполагается определять методом упругих решений А.А. Ильюшина. Суть метода заключается в том, что решение задачи разбивается на ряд итераций, на каждой из которых нахо-



Линии равных напряжений: изобары σ_y; распоры σ_x; сдвиги τ

дится НДС линейно-деформируемой среды. Поэтому важное значение приобретает решение упругой задачи.

На первом этапе устанавливается НДС системы "закрепленный массив – лёссовая среда" при учете ее собственного веса под действием полосообразной нагрузки и наличии линейной зависимости между напряжениями и деформациями. С точки зрения теории упругости эта задача сводится к определению НДС линейно-деформируемой весомой полуплоскости при вдавливании в нее деформируемого штампа в условиях плоской деформации.

Подобные задачи в области механики закрепленных грунтов еще не решались. Для незакрепленных грунтов задачи с заглубленными штампами рассматривались, например, в работах М.И. Горбунова-Посадова, а расчету многослойного основания большое внимание уделено К.Е. Егоровым.

Поставленная задача решается в перемещениях методом конечных элементов. Включение деформируемое. На контакте с лёссовой средой приняты условия склеивания. Для этого из полуплоскости

вырезается прямоугольник. Полученная таким образом область покрывается 364 конечными элементами прямоугольной формы, которые в местах возможной концентрации напряжений имеют наименьшие размеры.

Расчет НДС системы выполнен при действии на нее равномерно распределенной полосообразной нагрузки (см. рисунок).

Параметры расчета следующие: a = 1 м; b = 0,5 м; H = 4 м; q (x) = 0; E_1 = 400 кгс/см^2; E_2 = 120 кгс/см^2; μ_1 = 0,35; μ_2 = 0,38; γ_1 = 1,65 т/м^3; γ_2 = 1,70 т/м^3. В качестве промежуточных результатов определены НДС невесомой среды и при действии собственного веса. При этом необходимо подчеркнуть тот факт, что при рассмотрении НДС невесомой среды появляются области растягивающих напряжений, которые исчезают при наложении напряжений, возникающих от собственного веса.

Следует отметить, что определение НДС системы "закрепленный массив – лёссовая среда" позволяет более качественно и эффективно производить ее расчет по предельным состояниям.

В. Л. Поляков
(Промстройниипроект, Ростов-на-Дону)

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЭФФЕКТИВНОГО РЕЖИМА НАГНЕТАНИЯ РАСТВОРОВ ПРИ ТЕХНИЧЕСКОЙ МЕЛИОРАЦИИ ГРУНТОВ

Широкое использование в строительстве технической мелиорации грунтов, в частности химического закрепления, выдвинуло на первый план вопрос об инженерно обоснованном расчете эффективных режимов нагнетания крепителей. За последние годы опубликован ряд теоретических работ, посвященных вопросам инъецирования крепителей в грунты. Н.Н. Веригин (1962), И.И. Вахрамеев (1968), Б.П. Горбунов (1971), А. Камбефор (1971) и др. в своих работах рассматривают различные схемы и режимы нагнетания вязких и вязкопластичных жидкостей в неводоносные и водоносные породы. Во всех рассмотренных случаях эти исследователи принимали постоянными либо забойное давление (рис. 1, а), либо расход раствора (рис. 1, б).

При участии автора Ростовским Промстройниипроектом в 1967 г. экспериментально разработан и внедрен режим нагнетания с постоянной скоростью распространения раствора (рис. 1, в). Этот режим значительно сократил продолжительность инъецирования. Если в прежних режимах в первые мгновения скорость распространения раствора (у скважины) является наибольшей, часто выше критической (1–2 см/с), что приводит к гидроразрывам грунта, то предлагаемый режим предусматривает плавное увеличение давления и расхода раствора еще в начальной стадии инъецирования.

Исследования показали, что при постоянной скорости распространения раствора достигается наилучшее качество закрепления грун-

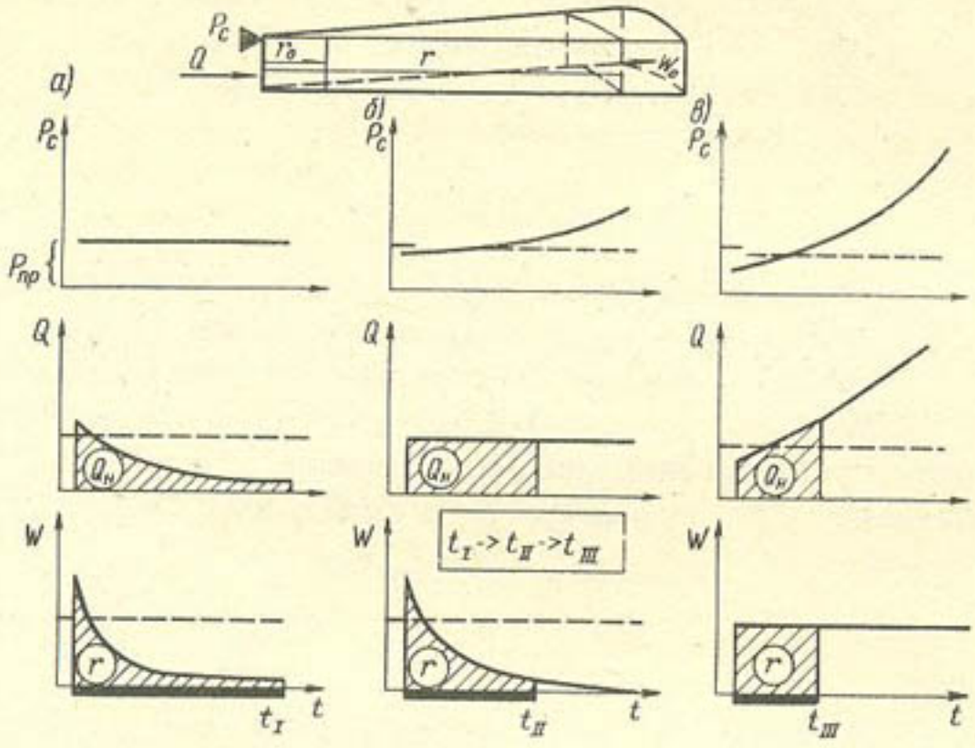


Рис. 1. Характер изменения во времени параметров различных режимов нагнетания
а – при постоянном давлении нагнетания p_c; б – при постоянном расходе раствора Q; в – при постоянной скорости распространения раствора W

та, сокращается продолжительность инъецирования, снижается расход крепителя. Однако широкое внедрение этого способа сдерживалось из-за отсутствия теоретически обоснованного расчета режима нагнетания.

Рассмотрим неустановившийся режим фильтрации с постоянной скоростью распространения раствора силиката натрия, нагнетаемого через несовершенные скважины в неводоносные лёссовые породы. В предположении, что напор на забое скважины значительно превышает мощность пласта, а продолжительность нагнетания мала (10 – 30 мин), упругими и гравитационными силами в расчете пренебрегаем. Не учитываем также и сопротивление воздуха, вытесняемого при нагнетании крепителя ввиду его малой вязкости в сравнении с вязкостью раствора. Поскольку для силикатизации применяют растворы жидкого стекла невысокой вязкости (15–30 сПз), изменения коэффициента фильтрации, связанные с трением учитывать не будем.

При глубинном закреплении обычно используется схема бокового нагнетания через забивные инъекторы, а при использовании скважин – через пакеры-тампоны. Длина рабочей зоны скважины всегда в 10 раз и более превышает диаметр инъектора, что позволяет рассматривать этот вариант в постановке плоскорадиальной задачи.

Действительную скорость фильтрации запишем в дифференциальной форме

$$w = \frac{k}{n a_0 f_p} \frac{dp}{dx} \quad , \qquad (1)$$

где n – пористость грунта; a_0 – коэффициент наполнения пор;

γ_p – плотность раствора; p – давление в потоке крепителя; x – расстояние от инъектора до некоторой точки потока; k – коэффициент фильтрации грунта, изменяющийся во времени

$$k = k_o e^{-mt}, \tag{2}$$

где k_o – коэффициент фильтрации грунта в горизонтальном направлении в начальный момент нагнетания; m – показатель интенсивности изменения коэффициента фильтрации; t – продолжительность фильтрации раствора.

Граничные условия при радиусе скважины r_o и радиусе растекания раствора r выразятся в следующем виде

$$\begin{aligned} &1)\quad x_1 = r_o;\ k_x = k_o e^{-\frac{m(r-r_o)}{w}};\ W_x = \frac{wr}{r_o};\\ &2)\quad x_2 = r;\ k_x = k_o;\ w_x = w. \end{aligned} \tag{3}$$

По формуле (1) с учетом (2) и (3) имеем

$$-\frac{w_x n a_o \gamma_p}{K_x} = \frac{dP}{dx};\ -\frac{wrna_o}{xK_o} e^{\frac{m(r-x)}{r_o}} = \frac{dP}{dx}. \tag{4}$$

Приводя это выражение к более удобному виду и интегрируя по p в пределах от давления в забое скважины p_c до давления на граничном слое раствора p_o и по x от r_o до r, найдем значение забойного давления

$$\int_{p_c}^{p_o} dp = -\int_{r_o}^{r} \frac{wrna_o\gamma_p}{xk_o} e^{\frac{m(r-x)}{w}} dx;$$

$$\int_{p_c}^{p_o} dp = -\frac{wrna_o\gamma_p}{k_o} e^{\frac{mr}{w}} \int_{r_o}^{r} \frac{1}{x} e^{-\frac{mx}{w}} dx; \tag{5}$$

Решая уравнение (5) с учетом того, что начало инъецирования соответствует поступлению раствора в скважину

$$r = r_o + wt, \tag{6}$$

получим

$$\begin{aligned} p_o - p_c = -\frac{w(r_o+wt)na_o\gamma_p}{k_o} e^{\frac{m(r_o+wt)}{w}} \Bigg[&\ln\frac{r_o+wt}{r_o} - mt + \\ &+\left(\frac{m}{w}\right)^2 \frac{(r_o+wt)^2 - r_o^2}{2\cdot 2!} - \left(\frac{m}{w}\right)^3 \frac{(r_o+wt)^3 - r_o^3}{3\cdot 3!} + \dots + \left(\frac{m}{w}\right)^n \frac{(r_o+wt)^n - r_o^n}{n\cdot n!} \Bigg]. \end{aligned} \tag{7}$$

Выделяем безразмерную часть формулы (7)

$$A_p = e^{mt}\left[\ln\frac{r_o+wt}{r_o} - mt + \left(\frac{m}{w}\right)^2 \frac{(r_o+wt)^2 - r_o^2}{4} - \right.$$

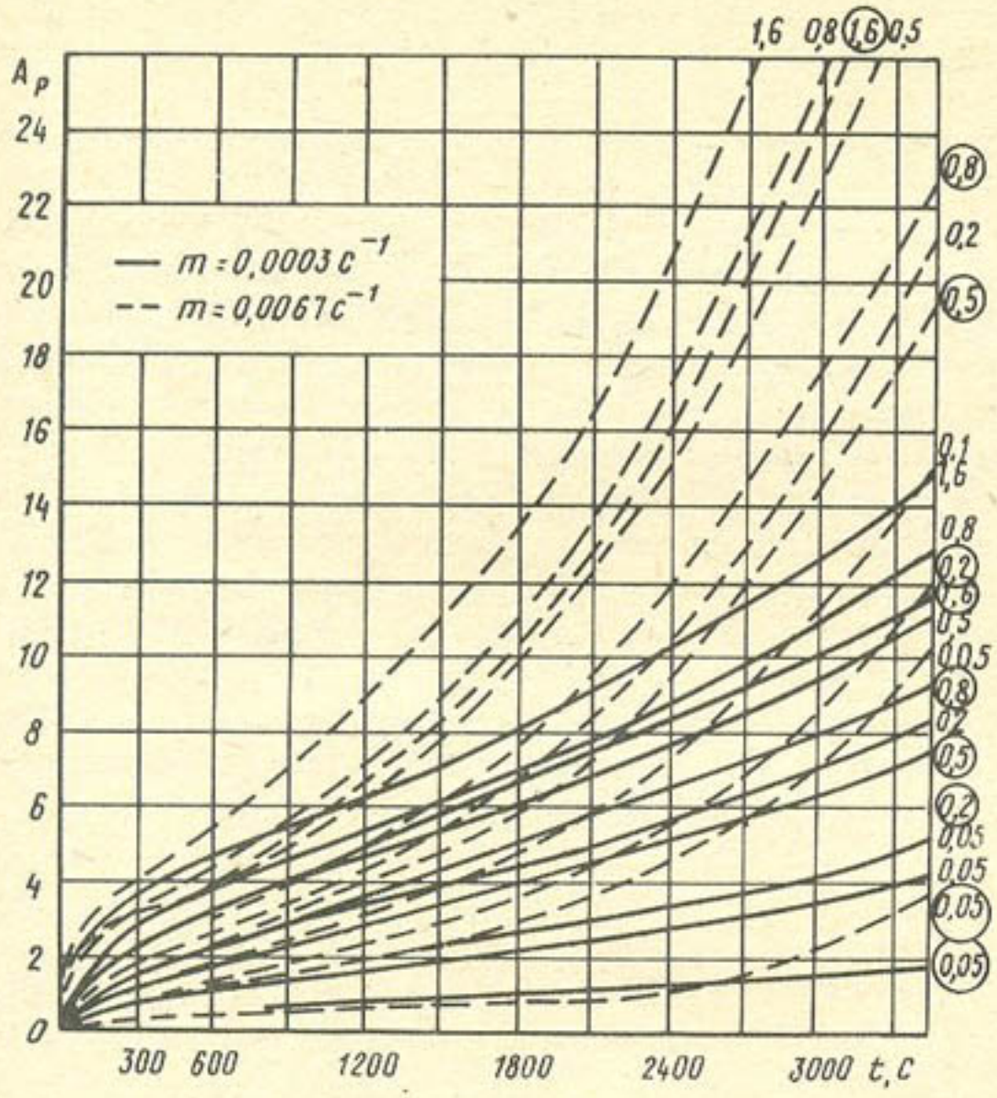


Рис. 2. Номограмма для определения значения A_p при различных грунтах, режимах инъекции и радиусах скважин r_0 (в кружках даны значения W, мм/с, при r_0 = 60 мм, без кружков – значения W при r_0 = 20 мм)

$$-\left(\frac{m}{w}\right)^3 \frac{(r_0+wt)^3-r_0^3}{18}+\left(\frac{m}{w}\right)^4 \frac{(r_0+wt)^4-r_0^4}{96}-\cdots\Bigg]. \qquad (8)$$

Тогда выражение (7) с учетом формулы (8) и после исключения заведомо малых величин примет более простой вид

$$P_c = P_0 + \frac{w^2 t n a_0 \gamma_p}{k_0} A_p . \qquad (9)$$

Параметры, входящие в формулу (9), определяют в лабораторных условиях. Величины m и k_0 выясняются при исследовании закрепляемости и фильтрационных свойств грунтов по методике, изложенной в материалах предыдущего совещания по закреплению и уплотнению грунтов. В зависимости от физико-механических свойств грунта, глубины инъецирования и технологических требований назначают скорость распространения раствора.

Безразмерную величину A_p находят по специально составленным таблицам или номограммам (рис. 2). Как видно из номограммы,

при увеличении радиуса скважины нужно значительно уменьшить давление нагнетания, чтобы избежать нежелательных гидроразрывов.

В заключение следует отметить, что рассмотренный режим нагнетания необходимо использовать не только при силикатизации грунтов, но и при введении различных растворов в пористые среды на начальной стадии инъецирования. В средней и завершающей стадиях инъецирование обычно идет соответственно в режимах нагнетания с постоянным расходом крепителя и постоянным давлением.

Разработанный в Ростовском Промстройниипроекте режим нагнетания крепителей успешно внедрен в практику работ при силикатизации лёссовых грунтов. Объем химического закрепления грунтов с использованием рассмотренного режима нагнетания ежегодно составляет, по проектам нашего института, более 25 тыс.м^3. Сокращение продолжительности инъецирования, увеличение радиуса закрепления и равнопрочности массива позволило добиться стоимости 1 м^3 закрепленного методом однорастворной силикатизации грунта 2,3 – 8 руб. на новом строительстве и до 120 руб. при реконструкции или восстановлении зданий.

Ю. Д. Попов, В. Ф. Демин
(ВНИИГ, Ленинград)

К ВОПРОСУ О РАЦИОНАЛЬНОЙ ТЕХНОЛОГИИ ИНЪЕЦИРОВАНИЙ ГРУНТОВ

В районах со сложными инженерно-геологическими условиями размещение гидротехнических, промышленных и других сооружений на грунтах, имеющих недостаточную несущую способность, связано с проблемой надежного их закрепления, в связи с чем непрерывно ведутся поиски закрепляющих материалов. В ходе решения данной проблемы к настоящему времени разработано достаточно большое количество разнообразных закрепляющих растворов. Однако многообразное сочетание неблагоприятных с инженерной точки зрения геологических, гидрогеологических и прочих природных факторов требует для каждого конкретного случая как корректировки известных растворов, так и разработки новых.

Комплекс лабораторных и опытно-производственных испытаний характеристик растворов и закрепленных грунтов проводится обычно с оптимальными по соотношению компонентов растворами. При этом компоненты растворов дозируются с довольно высокой точностью, которую часто невозможно выдержать в производственных условиях ввиду несовершенства применяемого оборудования. В то же время накопленный опыт показывает, что невыдерживание оптимального соотношения компонентов растворов значительно влияет (зачастую в сторону ухудшения) как на характеристики растворов, так и на физико-механические свойства закрепленных ими грунтов. Это можно проследить на примере разработанных во ВНИИГе полимерных и полимергрунтовых растворов на основе смолы ФРЭС.

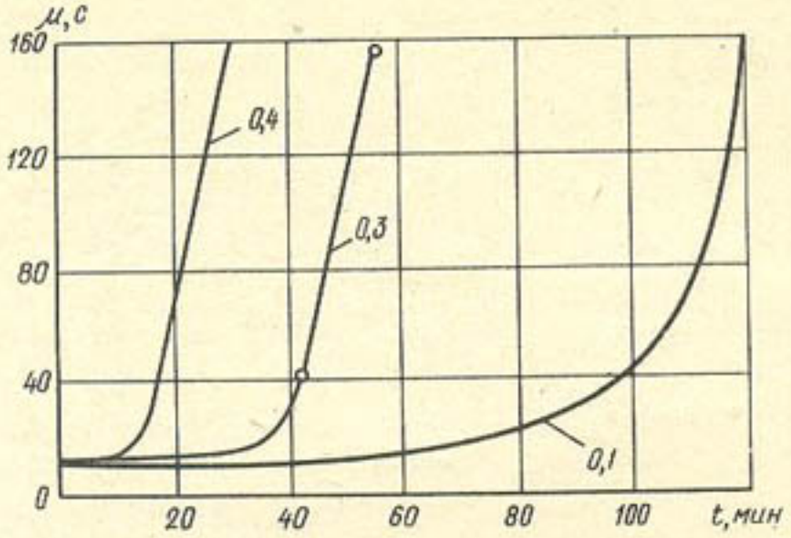


Рис. 1. Изменение вязкости μ во времени для закрепляющей смеси на основе концентрированной ФРЭС (ФРЭС:Ф:ЕН) = 1:0,7:Х при добавлении различных количеств едкого натра в объемных отношениях (температура среды 18°С)

На рис. 1 приведены графики изменения вязкости во времени для закрепляющих составов на основе смолы ФРЭС (соотношение с формалином 1:0,7) при добавлении различных количеств едкого натра (в объемном соотношении). Изменения вязкости составов на "рабочих" участках кривых могут быть представлены следующими зависимостями для раствора:

с добавлением 0,4 едкого натра

$$\mu(t) = C + dt \ ;$$

с добавлением 0,3 и 0,1 едкого натра

$$\mu(t) = \text{const} \ ,$$

где C, d – опытные коэффициенты.

Для растворов с добавлением 0,3 и 0,1 едкого натра радиусы инъекции можно рассчитывать по формулам, применяемым для расчета радиуса распространения ньютоновских жидкостей. Для растворов с добавлением 0,4 едкого натра требуется дополнительно определять опытные коэффициенты C и d и вводить при расчетах понятие "средней вязкости", т.е. в данном случае отклонение от оптимального соотношения компонентов ухудшает как технологические свойства состава, так и параметры инъекции.

Влияние точности дозирования компонентов на физико-механические свойства затвердевших растворов и закрепленных ими грунтов нагляднее прослеживается на примере полимергрунтовых растворов (пластрастворов) на основе ФРЭС. Как известно, увеличение в полимерных закрепляющих растворах концентрации наполнителя

4663

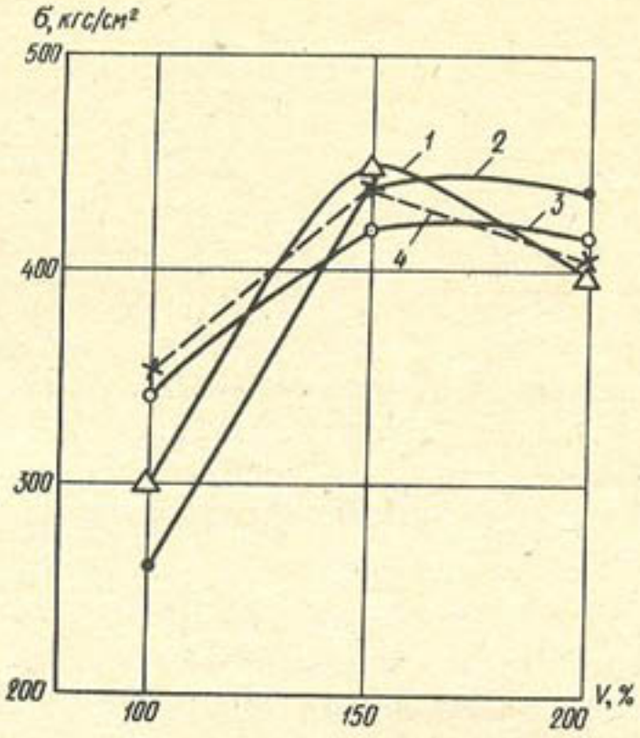


Рис. 2. Изменение прочности пластраствора (смола ФРЭС + + кероген 70) в зависимости от концентрации наполнителя по истечении 150 сут хранения в различных средах
1 – вода водопроводная; 2 – pH = 11; 3 – pH = 1,1; 4 – воздушно-влажное хранение

до определенного (оптимального) значения приводит к образованию все более развитой структуры и повышению прочности системы.

Принимая по С.И. Соколову и др., что при наполнении происходит локализированная физическая адсорбция, можно рассматривать концентрационный оптимум как предел насыщения адсорбционных центров. Для равновесного состояния можно записать:

макромолекула смолы + свободные места на поверхности наполнителя ⟷ локальные адсорбционные комплексы смол на поверхности наполнителя

При этом наполненный полимер с оптимальной в структурном отношении концентрацией $V_{опт}$ имеет максимальную прочность $б_{max}$. Дальнейшее увеличение концентрации наполнителя вызывает уменьшение прочности. Кривая зависимости $б-V$ проходит через экстремум.

На рис. 2 приведены кривые изменения прочности пластраствора на основе смолы ФРЭС с наполнителем кероген-70 по истечении 150 сут хранения в средах с различными pH. Концентрационный оптимум для данного пластраствора достигается при содержании наполнителя 150% объема полимера (полимер: грунтовое отношение – 2,53). При дальнейшем увеличении концентрации наполнителя заметно снижается прочность затвердевших образцов раствора.

Резюмируя изложенное, можно отметить, что одним из необходимых условий эффективного применения закрепляющих растворов является выдерживание подобранного оптимального соотношения компонентов растворов в процессе производства работ. Данная задача может быть решена путем использования устройств и оборудования для пропорционального дозирования и усовершенствования инъекционного оборудования.

В последние годы ВНИИГом разработан и опробован в опытно-производственных условиях ряд инъекционных установок с применением в их конструкциях как типового оборудования Гидроспецстроя, так и не типового, разработанного ВНИИГом.

Инъецирование закрепляющего раствора осуществлялось поршневым насосом НБ-11С, забирающим готовую смесь из расходного бака. Смесь смолы ФРЭС с формалином приготовлялась порционно в мешалке и периодически сливалась в расходную емкость. Дозирование производилось по показаниям уровнемеров предварительно тарированных емкостей.

Недостатками данной установки и аналогичных ей является то, что реакция между исходными реагентами, начавшаяся в момент смешения, продолжается в расходном баке и частично, а иногда и полностью происходит до того, как смесь закачивается в грунт. Следствием этого являются загустевание раствора, а также потери реагентов; иногда закрепляющий раствор приходится заменять новым. Затруднено также использование рецептур с малым временем гелеобразования. Кроме того, невозможно обеспечить герметизацию установки, что не допускает работу с рецептурами, содержащими токсичные и огне(взрыво)опасные реагенты.

За основу дальнейших разработок была принята пневматическая герметическая инъекционная установка конструкции ВНИИГ, опробованная в производственных условиях на объектах гражданского и гидротехнического строительства. В конструкции этой автоматической установки с пропорциональным дозированием компонентов с помощью дозаторов непрямого действия и объемных расходомеров при проведении инъецирования за основную жидкость принимается смола (например ФРЭС), требующаяся в значительно большем количестве, чем отвердитель (например, формалин) и определяющая работу всей установки.

Уменьшающиеся во времени (при заданном давлении инъецирования) расход смолы и расход отвердителя контролируются расходомерами. Сигналы расходомеров, установленных на линиях смолы и отвердителя, подаются на блок сравнения блока приборов. В результате сравнения входных величин вырабатывается сигнал управления

$$J(Q_o) = Q_{o.ф} - k_o Q_{с.ф},$$

где $Q_{o.ф}$ и $Q_{с.ф}$ – фактические расходы отвердителя и смолы;
k_o – коэффициент пропорциональности, характеризующий содержание отвердителя в смоле.

Сигнал управления подается на усилитель, приводящий в действие привод регулирующего органа, например дроссельной задвижки,

открытие которой устанавливается в соответствии с заданным соотношением компонентов, в зависимости от расхода смолы.

Данная установка позволяет автоматически дозировать компоненты закрепляющих составов с любым соотношением плотностей. При инъецировании растворов с количеством компонентов более двух к установке подключаются дополнительные линии с соответствующим оборудованием.

В результате проведенных работ можно сделать следующие выводы.

Одним из необходимых условий эффективного инъекционного закрепления грунтов является выдерживание оптимального соотношения компонентов растворов в процессе производства работ. Данная задача может быть решена при комплексной механизации и автоматизации технологических процессов инъецирования грунтов с разработкой соответствующих исполнительных устройств и механизмов. В качестве таких исполнительных устройств могут быть использованы разработанные и опробованные ВНИИГом в опытно-производственных условиях инъекционные установки, сравнительно легко поддающиеся автоматизации.

Б. А. Ржаницын, Л. И. Курденков,
М. Н. Ибрагимов, И. Б. Вебер
(НИИ оснований, Москва)

ХИМИЧЕСКОЕ ЗАКРЕПЛЕНИЕ ГРУНТОВ В ОСНОВАНИЯХ СУЩЕСТВУЮЩИХ ЗДАНИЙ С ПРИМЕНЕНИЕМ ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ ТЕХНОЛОГИИ ИНЪЕЦИРОВАНИЯ

По применяемой в настоящее время технологии закрепляющие реагенты нагнетаются в грунты оснований существующих зданий с помощью инъекторов, погружаемых с поверхности через скважины, которые бурятся в фундаментах изнутри и снаружи здания. Во всех случаях этой технологии присущ тот недостаток, что требуется прекращение эксплуатации нижних этажей или подвалов зданий на длительное время производства работ. Особенно нежелательны такие ограничения в эксплуатации для архитектурных памятников, являющихся музеями. Кроме того, фундаменты архитектурных памятников нередко сами являются ценными историческими экспонатами, поэтому бурение в них скважин также нежелательно.

НИИ оснований, принимая участие в работах по ремонту и реставрации памятников архитектуры в Московском Кремле, разработал (Б.А. Ржаницын, Л.И. Курденков, 1969 г.) новую технологию химического закрепления грунтов оснований. Эта технология предусматривает новые способы внедрения закрепляющих реагенов в грунты оснований существующих зданий и рассчитана на применение существующих химических рецептур. Погружение инъекторов и внедрение закрепляющих реагентов в грунты оснований осуществляются не сверху вниз через скважины в фундаментах, как по существующей технологии, а горизонтально из специально оборудованных для

4663

этой цели технологических подземных выработок, не затрагивая фундаменты. Поскольку сущность новой технологии заключается во внедрении химических реагентов через горизонтально расположенные под фундаментами инъекторы и работы в основном производятся в подземных условиях, эта технология получила название горизонтальной, или подземной технологии химического закрепления грунтов.

Следует отметить некоторые основные особенности горизонтальной технологии в части конструкции инъекторов и размещения в пространстве, расположения и устройства технологических выработок, способов погружения инъекторов, нагнетания закрепляющих растворов и др.

При химическом закреплении грунтов по горизонтальной технологии могут быть использованы инъекторы любой существующей конструкции, однако предпочтительным является применение манжетных инъекторов, как технологически более совершенных. Инъекторы в пространстве закрепляемого основания располагают горизонтальными рядами в несколько ярусов по глубине. От технологической выработки в сторону основания инъекторы могут располагаться расходящимися рядами, веерообразно или параллельно.

Технологические выработки выполняют в виде отдельных колодцев, шурфов или в виде сплошных траншей вдоль внешних фундаментов. Вид, количество и расположение технологических выработок зависят от размеров, конфигурации здания и других условий и назначаются проектом.

Погружение инъекторов в грунты осуществляется или известным способом забивки, или способом задавливания с помощью гидравлических домкратов.

Действующий порядок нагнетания закрепляющих реагентов полностью распространяется и на горизонтальную технологию, но лишь с учетом изменений в ориентации инъекторных рядов. Кроме того, при веерообразном расположении инъекторов необходимо предварительно путем подбора произвести разметку заходок и руководствоваться ею при инъекционных работах.

Горизонтальная технология закрепления грунтов была успешно применена в 1974–1976 гг. на двух объектах Московского Кремля в связи с ремонтом и реставрацией архитектурных памятников, одним из которых была церковь Ризположения. Церковь в плане имеет размеры 17х16 м, несущими являются наружные стены и четыре колонны, расположенные в середине зданий. Фундаменты под стенами ленточные, под колоннами прямоугольные. Глубина заложения фундаментов 3,3 м. Основанием являются разнозернистые (от пылеватых до гравелистых), неоднородно сложенные древнеаллювиальные пески. Грунтовая вода (верховодка) залегает на глубине 10 м, водоупором является моренный суглинок. Фундаменты церкви в прошлом постоянно испытывали значительные неравномерные осадки, которые со временем накапливались и периодически приводили к возникновению трещин в стенах и сводах. Причиной деформаций явились полости и разуплотненные зоны в основании под подошвами фундаментов, возникшие вследствие гниения уплотнительных деревянных свай.

4663

С целью предотвращения дальнейших осадок по предложению НИИ оснований было решено осуществить химическое закрепление грунтов в зоне размещения бывших свай в комплексе с цементацией контакта фундамента с основанием.

Проектирование химического закрепления было выполнено Гидроспецпроектом (В.С. Шевцов, В.В. Торгашев), а работы по закреплению производило МСУ В/О Гидроспецстроя (технические руководители В.Б. Эткин, Д.А. Калинкевич). От НИИ оснований в работах принимали участие лаборатория закрепления грунтов и 2-й отдел Бюро внедрения, которые разработали рекомендации по проектированию и оказывали техническую помощь при производстве работ. Кроме авторов доклада в работах по химико-технологической части участвовал В.Е. Соколович.

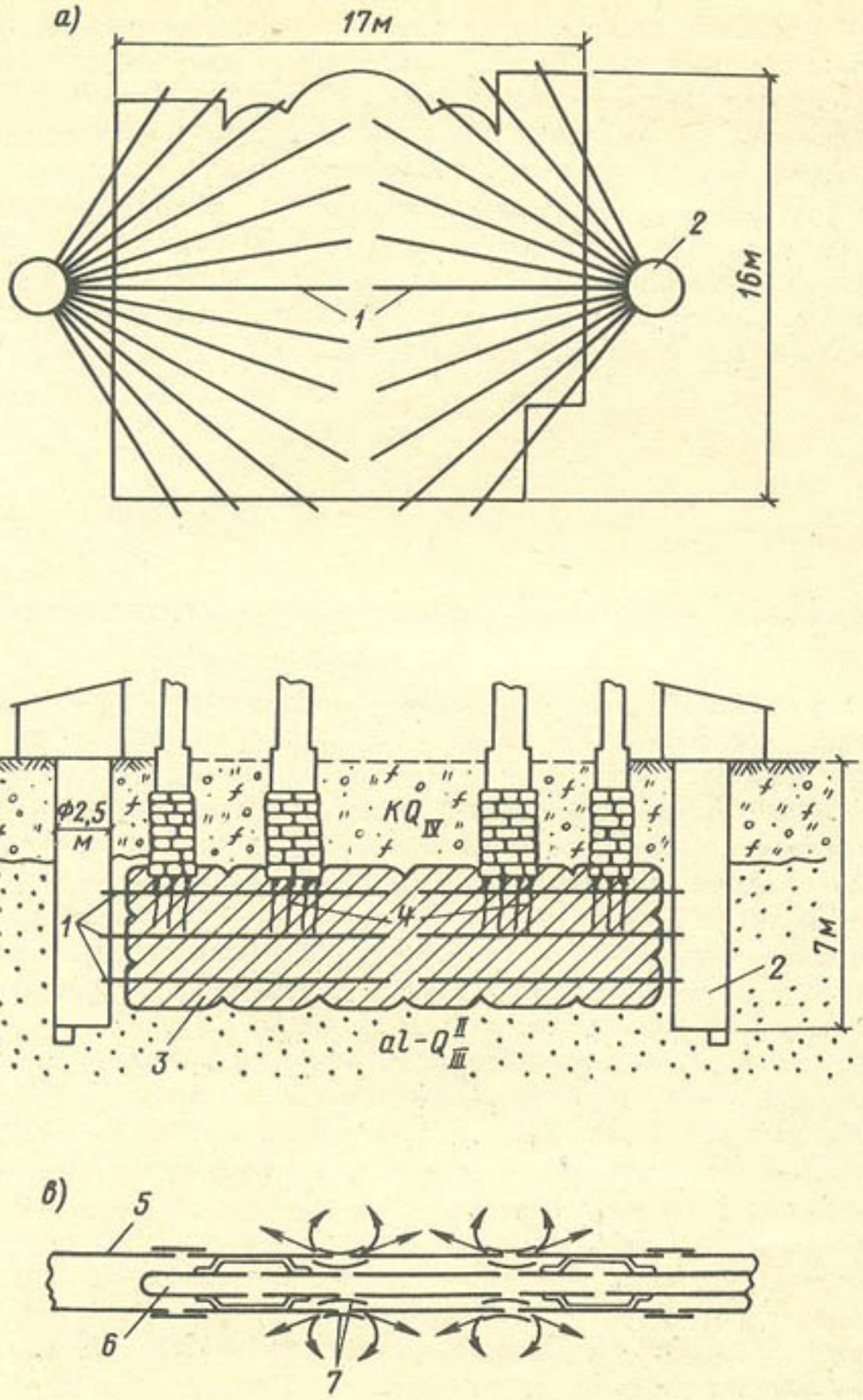
Закрепление грунтов основания было запроектировано в виде плиты толщиной 3 м, объемом 900 $м^3$. В основу проекта была заложена горизонтальная технология с применением манжетных инъекторов, погружаемых в грунты способом задавливания из технологических колодцев (см. рисунок). Инъекторы диаметром 76 мм задавливали в основание из двух технологических колодцев, расположенных по обе стороны здания. По глубине они размещены в четыре яруса. Расстояние между ярусами по глубине 0,7 - 1 м. Максимальная длина инъекторов 1,25 м. Задавливание производилось двумя спаренными гидравлическими домкратами БГ-3 общим усилием 30 т.

Химическому закреплению грунтов предшествовали работы по цементации. С этой целью в фундаментах наружных стен станком БМ-К был пробурен ряд наклонных скважин диаметром 89 мм с шагом 2,5 м. Цементация производилась безусадочным цементным раствором с добавкой 6% по массе бентонитовой глины. Раствор имел плотность 1,65 $г/см^3$, расплыв по конусу АЗНИИ 22-24 см. Прочность цементного камня на одноосное сжатие в возрасте 28 сут составляла 120-140 $кгс/см^2$. Нагнетание растворов в скважины производили плунжерным насосом ГР 16/40 через разжимной тампон. Давление инъецирования не превышало 2 $кгс/см^2$. Всего через 36 скважин было закачано около 30 $м^3$ цементного раствора.

Закрепление грунтов производилось раствором карбамидной смолы марки КМ с предварительной обработкой щавелевой кислотой. В каждый манжет инъектора закачивали последовательно 50 л щавелевой кислоты и 150 л гелеобразующей смеси. Для времени твердения 60 мин гелеобразующая смесь состояла из 135 л карбамидной смолы плотностью 1,09 $г/см^3$ и 15 л щавелевой кислоты плотностью 1,019 $г/см^3$. Закачка растворов осуществлялась плунжерным насосом с расходом 5-6 л/мин при давлении до 10 $кгс/см^2$.

Для контроля качества закрепления из каждого колодца были пройдены по две контрольные скважины диаметром 89 мм с отбором сплошного керна закрепленного грунта. Испытание образцов на одноосное сжатие показало, что прочность закрепленного грунта изменяется от 9,5 до 63 $кгс/см^2$, что в среднем для 36 образцов составляет 36 $кгс/см^2$.

4663



Проектная схема химического закрепления грунтов в основании церкви Ризположения с применением горизонтальной технологии

а – план; б – разрез; в – схема манжетного инъектора; 1 – инъекторы; 2 – технологические колодцы; 3 – закрепленный массив; 4 – остатки сгнивших уплотненных свай; 5 – манжетная колонна; 6 – тампон; 7 – резиновые манжеты

13-4

В процессе производства работ на всех стадиях (при устройстве технологических колодцев, цементации фундаментов и в процессе химического закрепления грунтов) часто велись инструментальные наблюдения за осадками фундаментов церкви и прилегающих зданий. В результате установлено, что осадки практически отсутствовали как при производстве работ, так и после их завершения.

Выполненные работы показали, что химическое закрепление грунтов в основаниях существующих зданий по горизонтальной технологии может быть выполнено без нарушения режима эксплуатации здания и без каких-либо деформаций.

Л. В. Рогова
(НИИ оснований, Москва)

ПОВЫШЕНИЕ МОРОЗОСТОЙКОСТИ СИЛИКАТИРОВАННОГО ЛЕССОВОГО ГРУНТА

До настоящего времени силикатизация лёсса осуществлялась ниже глубины заложения подошвы фундамента. Фундаменты из силикатированного грунта могут подвергаться периодически замораживанию и оттаиванию. В связи с этим были проведены исследования по повышению морозостойкости силикатированного лёссового грунта. Использовали запорожский лёсс, емкость поглощения которого в щелочной среде $1N$ - 32 мг-экв на 100 г сухого грунта, содержание карбонатов - 5,5%. При исследованиях применяли добавки хлористого натрия и хлористого калия к растворам натриевого и калиевого стекла плотностью 1,15 г/см^3.

Было приготовлено 12 партий образцов, каждые две партии закрепляли одной из шести разработанных рецептур. На 7-е и 28-е сут образцы ставили в эксикаторы для хранения в воздушно-влажной среде. Изготовляли образцы в специальной пресс-форме (цилиндрической); диаметр образца 25 и высота 25 мм. Изготовление и пропитка образцов растворами осуществлялись по методике В.Е. Соколовича. Образцы испытывали на прочность, выщелачивание кремниевой кислоты SiO_2 в водной среде и на морозоустойчивость путем поочередного замораживания и оттаивания. Данные этих исследований приведены в таблице.

Рецептура	Прочность образцов, кгс/см^2, в возрасте		Морозостойкость (циклах) образцов в возрасте	
	7 сут	28 сут	7 сут	28 сут
Силикат натрия (γ = 1,15)	4	4,7	8	8
Силикат калия (γ = 1,15)	4,5	4,5	8	6
Силикат натрия + 5% NaCl	6,1	5,8	8	14

4663

Продолжение таблицы

Рецептура	Прочность образцов, кгс/см^2, в возрасте		Морозостойкость (циклах) образцов	
	7 сут	28 сут	7 сут	28 сут
Силикат натрия + 5% KCl	4,6	5,8	6	14
Силикат калия + 5% NaCl	2,2	-	2	-
Силикат калия + 5% KCl	2,3	-	2	-

Примечание. Температура замораживания образцов составляла -10 . . . -14°С.

Как видно из таблицы, прочность закрепленных образцов нарастает во времени; морозостойкость грунтов, закрепленных растворами силиката натрия с добавками солей хлористого натрия и хлористого калия, увеличивается почти вдвое по сравнению с контрольными образцами, которые закреплены растворами силиката натрия без добавок.

Образцы, закрепленные силикатом калия с такими же добавками, обладали невысокой прочностью и морозостойкостью, так как проникающая способность раствора значительно хуже (в пересчете на 100 г сухого грунта на 5-6 г меньше, чем раствора силиката калия без добавок).

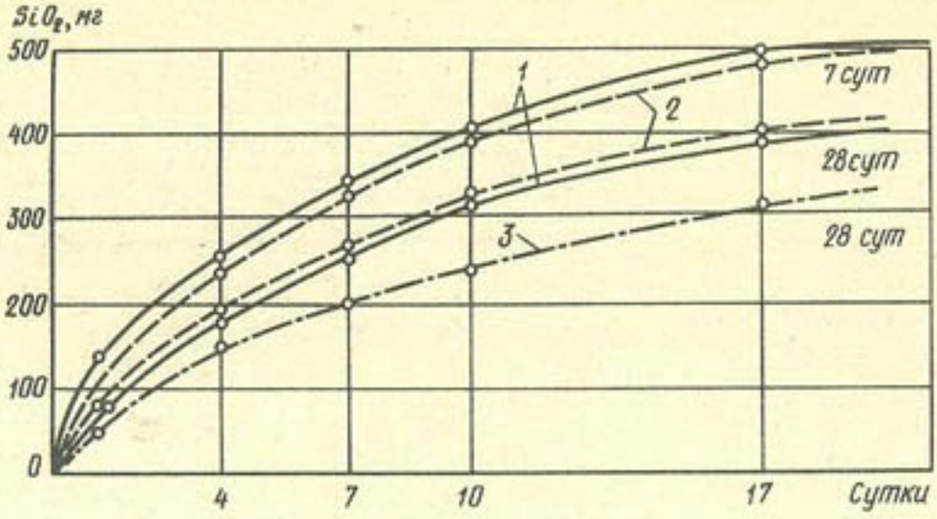
Следует отметить, что прочность силикатированного лёсса зависит от количества поглощенного им из раствора силиката натрия кремниевой кислоты. На рисунке даны кривые вьщелачивания кремниевой кислоты SiO_2, роль которой наиболее важна в процессе силикатизации. Характер кривых позволяет сделать следующие выводы:

а) количество поглощенной лёссовым грунтом кремниевой кислоты SiO_2 возрастает во времени, что подтверждает ранее полученные результаты В.Е. Соколовича.

б) добавки солей хлористого натрия и хлористого калия не оказывают существенного влияния на увеличение поглощения кремниевой кислоты во времени.

В процессе исследований были использованы и другие добавки: соляная кислота, фтористый натрий, но они не дали положительных результатов.

В связи с поставленной задачей интенсификации силикатизации были выполнены проверочные опыты, предусматривающие возможность повышения емкости поглощения лёссового грунта в однонормальном растворе NaOH за счет добавок хлористого натрия и хлористого калия. Результаты показали, что добавки не влияют на емкость поглощения.



Кривые выщелачивания кремниевой кислоты во времени
1 – вытяжки SiO_2 без добавок солей; 2 – вытяжки SiO_2 с добавкой силиката натрия + 5% хлористого натрия; 3 – вытяжки SiO_2 с добавков силиката натрия + 5% хлористого калия

При исследованиях образцы были подвержены жесткому режиму испытаний – на них воздействовали несоизмеримо большие объемы воды. В натурных условиях закрепленные грунты имеют большие объемы, находятся в тесном контакте с незакрепленным грунтом, в условиях с менее резким перепадом температур и ограниченным доступом грунтовых вод.

В заключение следует отметить, что вопрос устройства фундаментов из силикатированного лёсса в зоне сезонного промерзания близок к своему разрешению.

В. Е. Соколович
(НИИ оснований, Москва)

ПОВЫШЕНИЕ СИЛИКАТНОГО МОДУЛЯ В РАСТВОРАХ ЖИДКОГО СТЕКЛА

В настоящее время как в СССР, так и за рубежом при химическом закреплении грунтов начинают использовать в качестве эффективных гелеобразующих компонентов органические отвердители типа сложных эфиров алифатических кислот, диальдегидов, амидных соединений и др. Однако, как показал опыт, все указанные отвердители применимы только для высокомодульных (не ниже 3,3–3,5) силикатных растворов и совершенно оказались неприменимыми для отечественных силикатных растворов с силикатным модулем 3. Следует отметить, что за рубежом для химического закрепления грунтов очень часто используют высококачественные растворы силиката калия повышенного модуля.

Для повышения силикатного модуля в низкомодульных силикатных растворах использовали кремнефтористоводородную кислоту

(H_2SiF_6), которую вводили в виде небольших добавок (не более 5%). Известно, что H_2SiF_6 по своей нейтрализующей способности щелочных растворов проявляет себя как шестиосновная:

$$H_2SiF_6 + 6NaOH \longrightarrow 6NaF + Si(OH)_4 + 2H_2O . \quad (1)$$

Взаимодействие H_2SiF_6 с силикатным раствором происходит главным образом в направлении нейтрализации свободной щелочи, при этом достигается повышение силикатного модуля.

Процесс нейтрализации щелочи силикатного раствора кремнефтористоводородной кислотой протекает в две стадии:

$$I)\ H_2SiF_6 + 2NaOH = Na_2SiF_6 + 2H_2O ; \quad (2)$$

$$II)\ Na_2SiF_6 + 4NaOH = 6NaF + Si(OH)_4 . \quad (3)$$

Вторая реакция носит замедленный характер и, по Хэдльстону и Бассету, обусловлена постепенным разложением аниона SiF_6^{2-} по уравнению $SiF_6^{2-} \rightleftharpoons SiF_4 + 2F^-$.

Рысс и Слуцкая установили, что скорость реакции $SiF_6^{2-} + 4OH^- = SiO_2 + 6F^- + 2H_2O$ не зависит от концентрации щелочи и она прямо пропорциональна первой степени концентрации SiF_6^{2-}. Обладающие одинаковыми зарядами ионы SiF_6^{2-} и OH^- не реагируют непосредственно, поэтому скорость процесса определяется скоростью гидролиза SiF_6^{2-} или скоростью его расщепления на SiF_4 и F^-. При этом скорость расщепления SiF_6^{2-} меньше скорости взаимодействия продуктов гидролиза со щелочью.

Специфический характер замедленной реакции разложения H_2SiF_6 в щелочных силикатных растворах позволил использовать эту кислоту в качестве высокоэффективной добавки к концентрированному силикатному раствору с целью повышения силикатного модуля, для чего оказались совершенно непременимыми минеральные и органические кислоты, которые вызывали мгновенное осаждение кремниевой кислоты из силикатного раствора.

Повышение силикатного модуля в растворах жидкого стекла путем введения в них добавки H_2SiF_6 обусловлено не только частичной нейтрализацией свободной щелочи, но также и дополнительной кремниевой кислоты, которая образуется в результате разложения H_2SiF_6 в силикатном растворе, что видно из реакции (I).

Общую реакцию взаимодействия H_2SiF_6 с раствором силиката натрия можно представить в следующем виде

$$H_2SiF_6 + 3Na_4SiO_4 + 8H_2O = 12NaF + 5Si(OH)_4 . \quad (4)$$

При введении небольших добавок H_2SiF_6 в силикатный раствор с модулем 2,89 достигаются повышение модуля и изменение вязкости (см. таблицу).

Лабораторные исследования показали, что при использовании органических отвердителей для отверждения отечественных силикат-

Добавка H_2SiF_6 с плотностью 1,1 г/см^3 к раствору силиката натрия с плотностью 1,3 г/см^3, объемных %	Количество нейтрализованной щелочи в силикатном растворе, %	Изменение силикатного модуля жидкого раствора	Вязкость раствора, спз
0	0	2,89	10,45
4	11,67	3,28	9,06
6	13,16	3,33	10,43
8	17,62	3,51	10,54
10	21,24	3,63	10,54

ных растворов с модулем 2,8–2,9 и с плотностью 1,3 г/см^3 необходимо вводить добавки H_2SiF_6 с плотностью 1,1 г/см^3 в количестве 5% (объемных), при этом модуль повышается до 3,3. Силикатные растворы с добавкой 5% H_2SiF_6 не изменяют свои свойства, в том числе и вязкость, в течение длительного времени хранения.

При составлении инъекционных растворов с целью уменьшения расхода органического отвердителя количество добавки H_2SiF_6 к силикатному раствору можно увеличивать. Вязкость силикатного раствора несколько уменьшается при введении в него до 4% H_2SiF_6, а при дальнейшем увеличении добавки приобретает начальное значение.

H_2SiF_6 является дешевым побочным продуктом суперфосфатного производства. Стоимость 1 т H_2SiF_6 с плотностью 1,1 – 1,12 г/см^3 не превышает 4 руб. Поэтому при введении до 5% H_2SiF_6 в силикатные растворы пониженного модуля обеспечивается возможность использования органических отвердителей и усматривается экономическая целесообразность описанного мероприятия.

Данный доклад необходимо дополнить следующим замечанием.

Отечественная силикатная промышленность приступила к выпуску калиевого жидкого стекла, в котором в качестве щелочного металла используется калий. Растворы силиката калия, как и растворы силиката натрия, пригодны для химического закрепления грунтов. Однако калиевые стекла обладают повышенной вязкостью, они менее доступны и дорогостоящие. Кроме того, при добавлении в растворы силиката калия H_2SiF_6 образуется малорастворимый кремнефтористый калий (K_2SiF_6), который, находясь во взвешенном состоянии, может несколько ухудшить проницаемость инъекционного раствора. Поэтому при составлении инъекционных растворов необходимо точно устанавливать щелочной металл, входящий в состав жидкого стекла.

В этой связи предлагается скоростной способ определения щелочного металла в силикатных растворах, отличающийся достаточно высокой точностью и простотой. Берут пробу силикатного раствора с плотностью 1,19 – 1,2 г/см^2 в объеме 15–20 мл, вводят в колбу объемом около 200 мл, после чего в нее добавляют 80–

100 мл дистиллированной воды и 4–6 г кристаллического фтористого натрия (NaF). Раствор перемешивают в течение 30 с, после чего оставляют в покое на 10 мин. При наличии в растворе жидкого стекла щелочного металла калия вскоре образуется опалесцирующий коллоидный раствор кремнефтористого калия (K_2SiF_6) молочного цвета, который длительное время остается во взвешенном состоянии. В случае натриевого раствора жидкого стекла образуется кристаллический кремнефтористый натрий (Na_2SiF_6), который очень быстро осаждается на дно, а раствор над осадком становится совершенно прозрачным.

А. Т. Соколовский, Р. И. Злочевская, И. Я. Богданов
(МГУ, Москва)

ВЛИЯНИЕ ПОЛЯ ПУЛЬСИРУЮЩЕГО ТОКА НА СТЕПЕНЬ ЭЛЕКТРООСМОТИЧЕСКОГО ОСУШЕНИЯ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГРУНТОВ

Метод электроосмотического осушения водонасыщенных глинистых грунтов пока еще является недостаточно эффективным главным образом из-за влияния процесссов поляризации электродов при наложении поля постоянного тока. В результате этого зона осушения грунта получается незначительной, а резкий перепад влажности в осушенной и неосушенной зонах приводит к образованию концентрических трещин в анодной зоне, что также способствует более быстрому прекращению электроосмотических процессов.

Для повышения эффективности электроосмотического осушения глинистых грунтов нам представляется целесообразным применение поля пульсирующего тока одного знака вместо поля постоянного тока. В отличие от постоянного тока при пульсирующем происходит чередование импульсов тока одного направления и нулевых значений тока, в результате чего существенно уменьшается поляризация электродов. Наряду с этим, согласно теории переменного и постоянного тока, амплитуда импульса должна быть значительно больше, чем эффективная амплитуда постоянного тока. В момент возникновения импульса это должно способствовать вовлечению в движение большего количества ионов двойного электрического слоя по сравнению с постоянным, а следовательно, и интенсификации электроосмотического переноса влаги при этом.

В соответствии с указанными теоретическими предпосылками были проведены экспериментальные исследования влияния электрического поля постоянного и пульсирующего тока на электроосмотическую фильтрацию, а также на осушение глин различного минерального состава. Использовали мономинеральные глины каолинитового (каолин Просяновского месторождения, УССР), монтмориллонитового (аскангель, г. Махарадзе Грузинской ССР) и гидрослюдистого (синяя кембрийская глина, Ленинградская область) составов, а также полиминеральную глину гидрослюдисто-каолинитового состава (Владимирская область).

Все опыты по определению электроосмотической фильтрации глин проводились в кюветах из органического стекла размером 60х90х х60 мм. Электродами служили латунные трубки (катод был перфорирован) диаметром 100 и высотой 60 мм. Измеряли количество профильтровавшейся через катод воды и величину электрического тока. Источником постоянного тока служил выпрямитель ВСА-5к. Для получения пульсирующего тока использовали сетевое напряжение с подключением диода (однополупериодная схема). Напряжение регулировалось автотрансформатором ЛАТР-1.

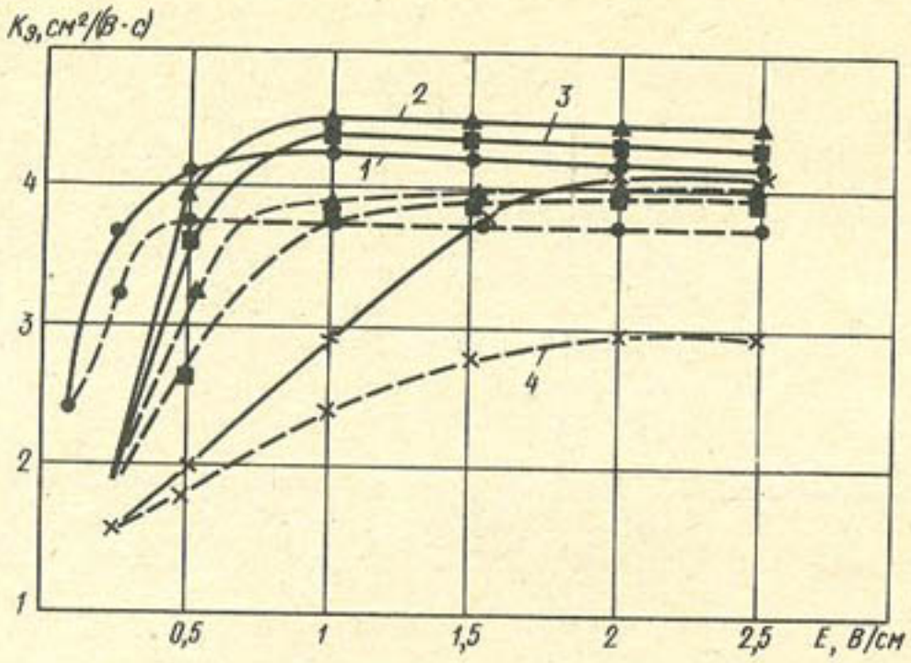
Поскольку, как показали предыдущие исследования, при влажности набухания глин $W_{нб}$ все ионы диффузной части двойного электрического слоя участвуют в электроосмотическом движении порового раствора, опыты проводились на глинистых пастах указанной влажности.

В первой серии опытов для исследуемых глин в поле постоянного и переменного тока определяли начальный градиент напряжения E_o электрического поля, а в интервале градиентов напряжения E от 0,1 до 2,5 В/см рассчитывали коэффициент электроосмоса $K_э$ по формуле Рельтова.

Как показали исследования, начальный градиент напряжения E_o, при котором впервые обнаруживается электроосмотическое передвижение порового раствора в глинах, не зависит от вида воздействия (постоянный или пульсирующий ток) и составляет для каолинитовой глины 0,1 В/см, для гидрослюдистой, монтмориллонитовой и гидрослюдисто-каолинитовой глин – 0,25 В/см, т.е. в 2,5 раза выше, чем у каолинитовой. Это объясняется различием в кристаллохимическом строении глин и свойствах их двойного электрического слоя. Как следует из рисунка, при применении постоянного и пульсирующего тока $K_э$ увеличивается с ростом E до определенной, "критической" для каждого типа глин, величины градиента напряжения $E_{кр}$ (близкого по значению для обоих видов тока), начиная с которого коэффициент электроосмоса остается практически постоянным, несмотря на увеличение E.

Полученные данные свидетельствуют о том, что значения $E_{кр}$ различны для различных петрографических типов глинистых грунтов. Эта закономерность также объясняется различными свойствами диффузного слоя глинистых частиц и соотношением его размеров с диаметром пор образца. Для глин различного минерального состава требуется разное количество электроэнергии, способной произвести работу по переносу влаги в них. Если градиенты напряжения E_o и $E_{кр}$ для электрических полей постоянного и пульсирующего тока совпадают для глин одинакового состава, то коэффициент электроосмоса $K_э$ для пульсирующего тока на 10–14% ниже, чем $K_э$ для постоянного тока. Это, по-видимому, связано с тормозящим влиянием явления релаксации ионов диффузного слоя в момент отсутствия импульса.

Как показали предшествующие исследования, при воздействии постоянного тока градиент напряжения, соответствующий точке перегиба на кривой $K_э$ от E, когда коэффициент электроосмоса перестает зависеть от градиента напряжения электрического поля,



Зависимость коэффициента электроосмоса $K_э$ от градиента напряжения электрического поля E постоянного и пульсирующего токов для глин различного состава
1 – каолинитовая глина; 2 – гидрослюдистая глина; 3 – монтмориллонитовая глина; 4 – гидрослюдисто-каолинитовая глина; _____ – при наложении поля постоянного тока; – – – – при наложении поля пульсирующего тока

т.е. $E_{кр}$ является оптимальным градиентом напряжения при электроосмотическом осушении глин. При $E_{опт}$ достигается максимальная зона осушения при небольших затратах электроэнергии для данного типа глинистого грунта, при определенной исходной влажности последнего.

Предположив, что в случае пульсирующего тока $E_{кр} = E_{опт}$, мы сопоставили эффект осушения исследуемых глинистых образцов при градиентах напряжения, соответствующих $E_{кр}$, при воздействии полей постоянного и пульсирующего тока. При этом были проведены крупномасштабные опыты на образцах гидрослюдистой глины для одной пары электродов. Исследования велись в деревянных лотках размером 55x35x20 см с использованием электродов в виде железных перфорированных труб диаметром 2 и длиной 20 см, при $E = E_{опт}$. Результаты опытов приведены в таблице.

Как показали опыты, при наложении поля пульсирующего тока осушение грунта происходит более равномерно по всему объему, причем значения влажности на различных расстояниях от анода на 20–25% ниже таковых при постоянном токе. Осушенная зона $S_{ос}$ при воздействии пульсирующего тока примерно в 2 раза больше, чем при постоянном токе при одинаковых градиентах напряжения и времени воздействия электрического тока в обоих случаях.

Как показали проведенные исследования, применение поля пульсирующего тока позволяет осушить больший объем грунта (в 2 ра-

Ток	Градиент напряжения электрического поля E, В/см	Сила тока, мА		Площадь осушенной зоны S_{oc}, $м^2$	Затраты электроэнергии A, кВт·ч	Время действия, t ч
		$J_{нач}$	$J_{кон}$			
Постоянный	0,4	180	38	0,039	0,41	407,2
Пульсирующий	0,4	320	80	0,075	0,74	409,1

за) по сравнению с постоянным током той же напряженности, что дает возможность повысить эффективность электроосмотического осушения глинистых грунтов.

Е. В. Степанова, В. С. Заварин
(НИИ оснований, Москва)

ОТВЕРЖДЕНИЕ СИЛИКАТНЫХ РАСТВОРОВ ФОРМАМИДОМ

Разработанная в НИИ оснований рецептура однорастворного способа силикатизации с использованием в качестве отвердителя кремнефтористоводородной кислоты нашла широкое применение в строительстве. Но несмотря на экономичность этого способа и прочность закрепления возникла необходимость дальнейшего усовершенствования способа силикатизации. Указанный способ требует больших технологических усложнений (охлаждения, использования специальных больших емкостей для хранения H_2SiF_6), а также предварительной обработки грунта H_2SiF_6 при закреплении карбонатных грунтов. Кроме того, небольшая продолжительность гелеобразования (30–40 мин) также затрудняет применение указанного способа при закреплении грунтов с малой проницаемостью.

В настоящее время за рубежом используют органические отвердители для получения гелеобразующих растворов с большим временем гелеобразования, но на силикатах с высоким силикатным модулем Md, равным 3,5. Отечественная промышленность пока не выпускает в большом количестве высокомодульное стекло, поэтому была поставлена задача по разработке рецептуры на основе силикатных растворов отечественного изготовления с $Md = 3$ и органическими отвердителями, хорошо регулирующими время гелеобразования и обеспечивающими достаточно высокую прочность.

На основании разработок, предложенных В. Е. Соколовичем (см. статью "Повышение силикатного модуля в растворах жидкого стекла"), было проведено сравнение полученного силикатного модуля

на двух образцах силиката (γ = 1,3 гс/см^3) с различными заводскими модулями. Результаты эксперимента приведены в табл. 1.

Таблица 1

Добавка H_2SiF_6 плотностью 1,1 гс/см^3, %	Изменение модуля силиката от начальных значений	
	2,9	3,11
2	3,05	3,16
3	3,14	3,23
4	3,28	3,39
5	3,3	3,44
6	3,33	3,46
. . .	. . .	. . .
10	3,67	3,82

Как видно из табл. 1, при использовании улучшенных растворов силиката добавка H_2SiF_6 должна регулироваться начальным модулем силикатного раствора.

При разработке рецептуры на улучшенных растворах силиката натрия в качестве органических отвердителей были использованы несколько реагентов, в том числе формамид ($HCONH_2$) – амид муравьиной кислоты. Формамид – бесцветная жидкость с исходной плотностью 1,13 гс/см^3 и вязкостью 2,5 сПз, хорошо растворимая в воде. Формамид легко гидролизуется в щелочных растворах с образованием муравьинокислого натрия и отщепленного аммиака.

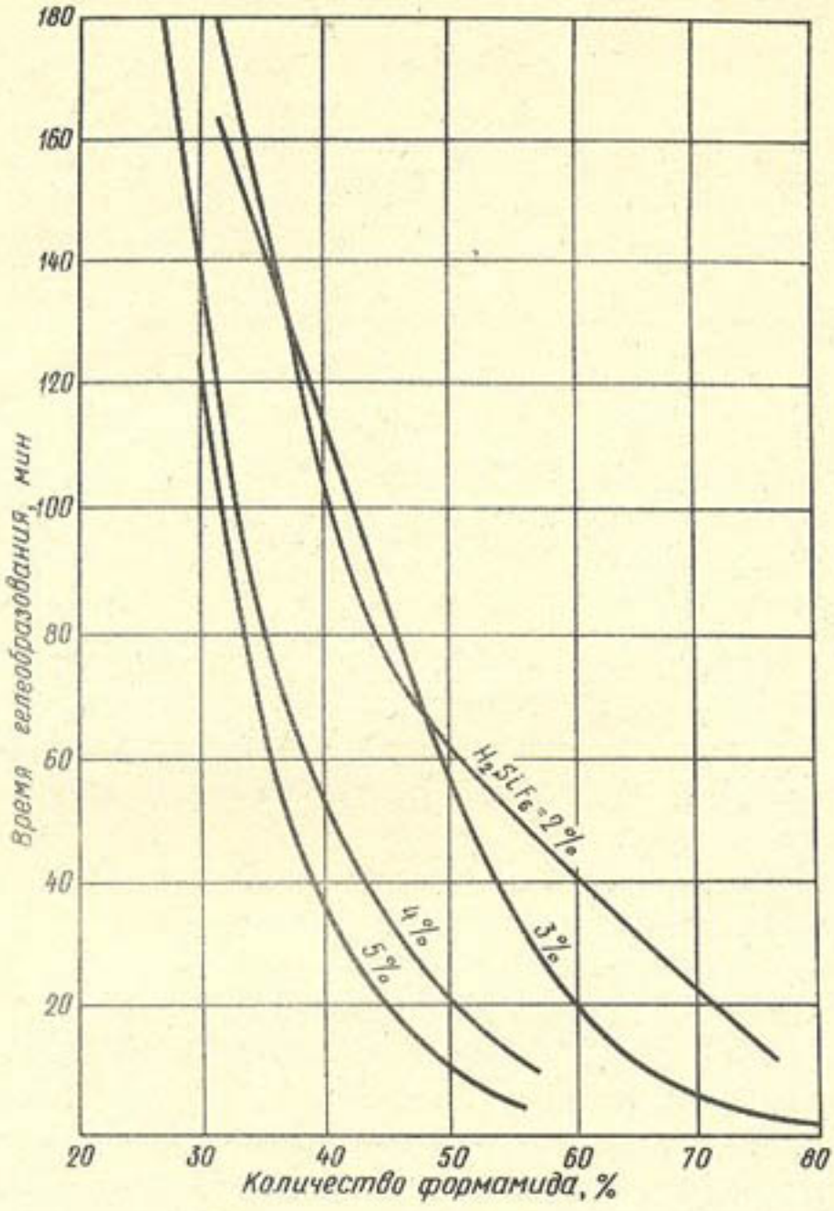
Разработка рецептуры велась по следующим направлениям: 1) выбор плотности исходного раствора силиката натрия; 2) уточнение оптимальной добавки H_2SiF_6; 3) концентрация отвердителя-формамида.

Выбор плотности исходного раствора силиката натрия регламентируется начальной вязкостью гелеобразующей смеси и тем самым определяется возможность применения этого раствора в грунтах с различными коэффициентами фильтрации. Полученные данные позволили создать рецептуру на силикате с начальной вязкостью около 3 сПз.

Проведенные исследования по выбору добавки H_2SiF_6 для повышения модуля силикатного раствора показали, что время гелеобразования хорошо регулируется при любой из опробованных добавок H_2SiF_6 (см. рисунок). От величины добавки зависят как скорость гелеобразования, так и количество отвердителя (табл. 2).

Как уже отмечалось, повышение модуля вызывает повышение вязкости, поэтому в качестве оптимальной рекомендуется такая добавка H_2SiF_6, которая позволяет получить модуль силикатного раствора 3,15 – 3,3 (для растворов с плотностью 1,3 – 1,28 гс/см^3). При использовании растворов силиката натрия с плотностью 1,24 гс/см^3 или ниже добавка H_2SiF_6 должна быть увеличена в соответствии с требованиями прочности закрепления (табл. 3). Плотность отвердителя-формамида принята 1,07 гс/см^3, т.е. исходный раствор разбавляется водой в соотношении 1:1.

4663



Влияние добавок H_2SiF_6 на продолжитель - ность гелеобразования

Таблица 2

Добавка H_2SiF_6, %	Модуль силиката	Количество формамида, $см^3$, для отверждения 100 $см^3$ силиката при времени гелеобразования, мин		
		30	60	90
2	3,16	70	50	42
3	3,23	56	48	42
4	3,39	46	40	34
5	3,44	42	36	31

В результате исследований подобрана рецептура с хорошо регулируемым временем гелеобразования на основе улучшенного силиката и органического отвердителя-формамида. Прочность на одноосное сжатие грунта (мелкого кварцевого песка), закрепленного с различными добавками H_2SiF_6 и различной плотностью исходного силиката, представлена в табл. 3.

4663

Таблица 3

Плотность исходного силиката натрия, г/см^3	Добавка H_2SiF_6,%	Прочность образца на сжатие в возрасте 28 сут, кг/см^2
1,3	2	9
	3	9
	4	15
	5	15
1,28	5	7
1,24	5	5
	7	7

Примечание. Прочность дана для образцов, закрепленных раствором с временем гелеобразования 60 мин.

Из табл. 3 видно, что прочность на сжатие можно регулировать добавками H_2SiF_6. Закрепленные образцы грунта водоустойчивы и не снижают прочности при длительном хранении в условиях воздействия воды.

Разработанная рецептура может быть также применена для закрепления карбонатных грунтов без предварительной обработки.

В настоящее время формамид выпускается в виде реактива и его стоимость остается достаточно высокой, поэтому в лаборатории начаты работы по изысканию путей снижения стоимости отвердителя за счет использования его доступных производных.

И. В. Степура, П. П. Заболотный,
Н. С. Метелюк (НИИСК, Запорожье)
В. И. Губенко
(Филиал Укргорстройпроект, Запорожье)

ЗАЩИТА ЗДАНИЙ ПРИ ПРОСАДКЕ ОСНОВАНИЙ ТЕРМИЧЕСКИМ МЕТОДОМ

Применяемые в настоящее время способы подготовки оснований фундаментов при строительстве на просадочных грунтах, например, уплотнение трамбовками, глубинное уплотнение грунтовыми сваями и др., не полностью предотвращают возможные весьма значительные деформации зданий при замачивании грунтов основания. Особенно это проявляется при больших толщах просадочных грунтов при неполной их прорезке, при строительстве зданий, чувствительных к неравномерным осадкам. Только по данным Запорожского ГАСК, в области ежегодно регистрируется около десяти случаев аварийного состояния зданий и сооружений. Поэтому вопрос защиты существующих зданий при проявлении просадки является весьма актуальным.

Одним из эффективных методоз защиты зданий в таких условиях является термическое закрепление грунтов оснований. С 1972 г. Запорожским отделением НИИСК осуществлен обжиг оснований на пяти объектах, в том числе основания здания детского сада завода "Запорожсталь" и производственного корпуса завода "Металлоизделий" с объемом закрепленного грунта соответственно 1800 и 10 000 м^3. Общий объем закрепленного грунта термическим способом по пяти объектам составил около 40 000 м^3.

Здание детского сада имеет размеры в плане 12х32 м. Фундаменты – ленточные с глубиной заложения 2–5 м. В основании залегают лессовые просадочные грунты П типа. Аварийное состояние наступило в связи с прорывом водонесущих коммуникаций и локальным замачиванием основания. Деформации здания были настолько значительными, что комиссией было принято решение о прекращении его эксплуатации.

Инженерно-геологические изыскания, проведенные Запорожским отделением УкрвостокГИИНТИЗ, показали, что грунтовые воды находятся на глубине 9–10 м. Максимально возможная просадка может дополнительно составить до 23 см.

Проект на закрепление грунтов основания здания детского сада термическим методом был разработан Запорожским филиалом института Укргорстройпроект. Предусматривалось обжечь 37 термостолбов на глубину 8–9 м. Термостолбы располагали как под наружными, так и под внутренними несущими стенами. Диаметр термостолбов в проекте принят 2 м, расстояние между скважинами для обжига 3–5 м. Работы по обжигу грунтов основания выполнены по проекту группой термического закрепления НИИСК.

После обжига грунтов деформации стабилизировались. Сделан капитальный ремонт, и здание детского сада вновь сдано в эксплуатацию. Визуальные наблюдения и маяки, установленные в местах имевшихся трещин, показывают, что деформации полностью прекратились.

С целью упрощения технологии закрепления грунтов оснований зданий при глубине заложения фундаментов более 1 м было предложено решение (см. рисунок), исключающее ранее применявшиеся приямки. Затвор 4 устанавливают в устье скважины непосредственно с поверхности. Фильтрация газообразных продуктов в слой обратной засыпки 3 предупреждается путем экранирования стенок скважин на глубину ниже подошвы фундамента 7. Экранирование осуществляется установкой эластичной воздухонепроницаемой оболочки 5, например из стеклолакоткани, поджимаемой к стенкам в двух–трех местах по высоте распорными кольцами 2. С помощью трубы-удлинителя форсунки 1 обжиг обеспечивается в нижней части скважины. По мере обжига нижних слоев грунта удлинитель форсунки укорачивается путем снятия верхних секций труб, и факел поднимается по скважине для обжига вышерасположенных слоев. Процесс обжига контролируется с помощью многоспайных термопар 6, устанавливаемых в рабочей скважине и в контрольных шпурах. При этом температура нагрева слоя грунта, подстилающего подошву фундамента, не должна превышать 300°С.

4663

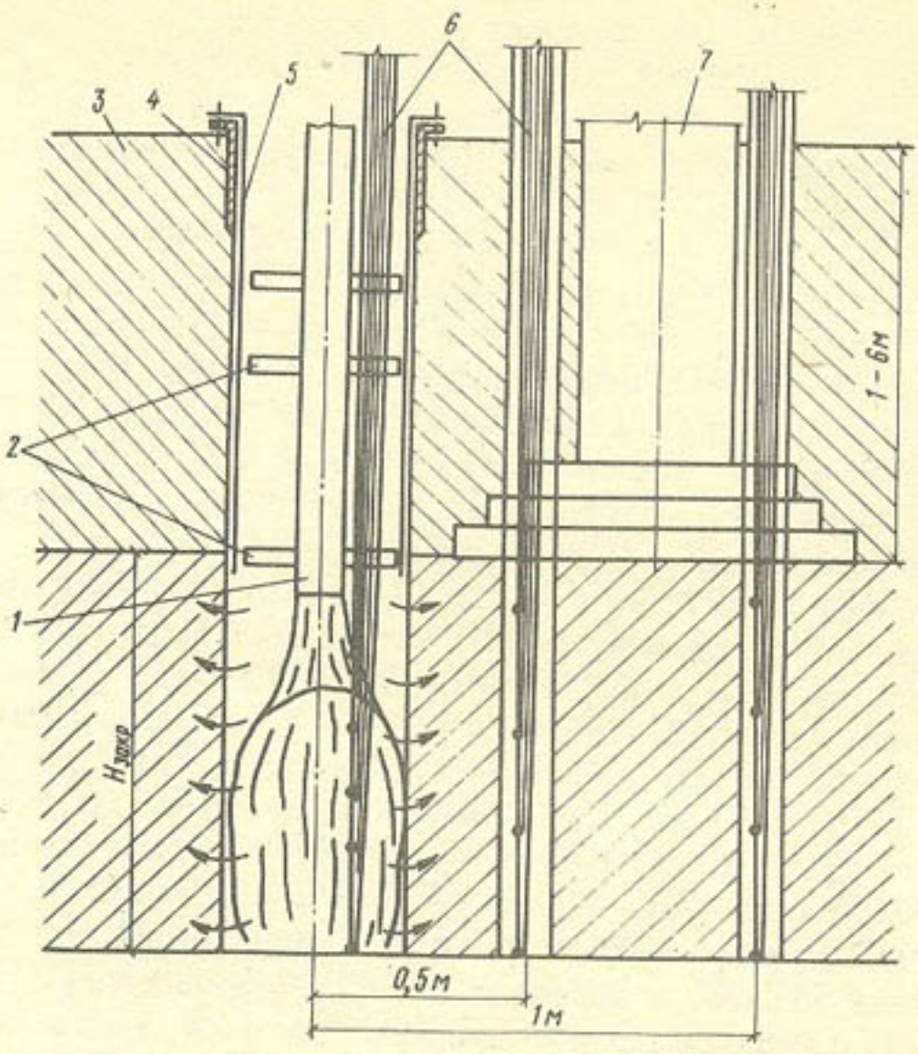


Схема закрепления основания существующего здания

Предложенное решение применено при устранении аварийного состояния производственного корпуса завода "Металлоизделий" в г. Запорожье. Корпус построен в 1964 г. Размеры здания 68х23 м. Два торцовых блока трехэтажные, кирпичные со сборными железобетонными перекрытиями. Средний блок двухэтажный с неполным железобетонным каркасом. Фундаменты торцовых блоков и по контуру среднего блока – ленточные, под колоннами внутри здания – отдельно стоящие.

В 1969 г. здание начало деформироваться. По заключению специалистов Запорожского отделения УкрвостокГИИНТИЗ, сделанному на основании натурных обследований и инженерно-геологических изысканий, деформации являлись следствием замачивания просадочных грунтов основания П типа, залегающих на глубину 16 м. Причинами замачивания были неисправности водопроводной и канализационной сетей, неудовлетворительная вертикальная планировка участка, приводившая к застою сточных вод, а также плохое состояние отмостки. После ремонта водопроводной и частично канализационной сетей в 1970 г. интенсивность деформаций значительно уменьшилась. Однако в 1972 г. активность деформаций здания вновь увеличилась.

При натурных обследованиях здания, выполненных НИИСК, установлено, что торцовые блоки отклонились от среднего по деформационному шву на 60 мм, по фасадам имеется множество сквозных

трещин в различных направлениях с раскрытием до 30 мм, площадь опирания плит перекрытий значительно уменьшилась, в некоторых местах опорные консоли ригеля разрушены на 30–40 мм. Деформации приняли угрожающий характер, и эксплуатация здания была запрещена Запорожским ГАСК.

Для устранения аварийного состояния Запорожским отделением НИИСК разработаны проекты на усиление строительных конструкций и на закрепление грунтов основания термическим методом. Проектом предусматривалось закрепление грунта на глубину 16 м. По расчету расстояние между скважинами составило 3–4 м. После усиления опорных конструкций, увеличившего площадь опирания плит перекрытий и плит покрытий, эксплуатация здания была разрешена при условии применения срочных мер по закреплению грунтов.

Закрепление осуществлено в 1974 г. Обжиг проводился захватками по 10–15 скважин в каждой из расчета расхода воздуха 200–250 $м^3$/ч. При этом в качестве воздуходувочного оборудования применяли компрессоры ДК-9М и газодувки Мелитопольского компрессорного завода типа 1А32-80-4А. Расход газа составлял 3–4 $м^3$/ч на каждую скважину. Обжиг каждой захватки продолжался до нагрева грунта до 350°С на проектном радиусе и длился 12–16 сут. Работы по закреплению продолжались в течение 6 мес. Стоимость 1 $м^3$ закрепленного грунта составила 9 руб.

До начала обжига, в процессе и после закрепления проводились геодезические наблюдения за зданием. Для этой цели в цокольной части было заложено 25 марок и установлено два глубинных репера, расположенных с противоположных сторон здания. По данным геодезических наблюдений, за период с 1973 по 1975 г. построены эпюры осадок фундаментов. В период развития максимальных неравномерных деформаций, происходивших в 1970–1973 гг., геодезические съемки не проводились, поэтому не представляется возможным сделать анализ деформированного состояния основания до начала обжига грунтов. О нем можно судить лишь косвенно по имеющимся деформациям здания.

Анализ данных съемки показал, что осадки продолжались до окончания обжига. После закрепления основания осадки фундаментов полностью стабилизировались, о чем свидетельствуют геодезические наблюдения в течение октября 1974–1976 гг. Таким образом, термический метод закрепления грунтов является эффективным методом защиты зданий от деформаций при просадке основания.

И. В. Степура, Н. Н. Цетва, В. М. Сырых
(НИИСК, Запорожье)

УПРАВЛЕНИЕ ФИЛЬТРАЦИЕЙ ТЕПЛОНОСИТЕЛЯ ПРИ ТЕРМИЧЕСКОМ ЗАКРЕПЛЕНИИ ГРУНТОВ

При термическом закреплении нагрев грунта осуществляется в основном за счет конвективного теплообмена, поэтому управление фильтрацией теплоносителя является одним из важных элементов технологии термического закрепления.

4663

Воздух нагревается и превращается в теплоноситель вместе с продуктами сгорания лишь в зоне горения факела. На участке подготовки и воспламенения горючей смеси температура изменяется от 100 до 1000°С скачкообразно. Выше участка воспламенения температура в скважине находится в пределах 20–60°С, ниже зоны горения температура газообразных продуктов понижается до 200–300°С более плавно. Параметры факела зависят от многочисленных факторов, главными из которых являются скорость истечения газовоздушной смеси, концентрация горючей смеси, давление в скважине, газопроницаемость грунта. Длина факела может изменяться от 1 до 8 м. Ограниченная длина факела и большая глубина скважины вынуждают применять поэтапный обжиг грунтов заходами снизу вверх. На первой заходке обжигается грунт нижней части скважины после достижения обжига в пределах требуемого радиуса факел поднимается выше для обработки следующего слоя и таким образом осуществляется закрепление всей просадочной толщи.

При поэтапном обжиге фильтрация газообразных продуктов в толщу грунта условно делится на три участка: а) участок в зоне термообработки; б) участок выше зоны горения; в) участок ниже этой зоны. При этом положительная фильтрация будет лишь в зоне термообработки. Фильтрация выше этой зоны является непроизводительной, так как фильтрующийся воздух холодный. Непроизводительной будет также фильтрация в ниже расположенные зоны, поскольку эти грунты уже обожжены и газопроницаемость их увеличена в несколько раз, к тому же температура газообразных продуктов на этом участке снижается до 200–300°С.

Большие непроизводительные потери воздуха (до 70%) отрицательно сказываются на эффективности закрепления: низкий КПД использования воздуходувочного оборудования и как следствие малая производительность подготовки основания; не обеспечивается требуемое давление в скважине, в результате чего не достигается закрепление в пределах расчетного диаметра, уменьшается интенсивность теплообмена.

В связи с этим нами разработано, изготовлено и экспериментально проверено устройство, отсекающее рабочий объем скважины. Устройство (рис. 1) состоит из трубы 5 переменной длины и головки отсекателя. Головка отсекателя состоит из корпуса 7, к которому винтами 4 прикреплены сегментные ножи 8. Ножи имеют прорези 15 криволинейного профиля, которым с помощью шпилек 11 толкатель 6 при повороте передает усилия и перемещает, открывая или закрывая их. Ножи выполнены так, что, находясь в одной плоскости при полном открытии, периферийные кромки образуют правильную окружность, а фрезованная часть одного ножа перекрывается выступом другого, обеспечивая герметизацию в горизонтальной плоскости. Внутренняя плоскость кольца 10, жестко закрепленного с толкателем 6 с помощью шпилек 11, образует с торцовой поверхностью корпуса 7 направляющий паз, в котором сегментные ножи 8, осуществляют движение качания. Толкатель 6 вращается с помощью штанги, которой может быть труба-удлинитель форсунки с приваренными рычагами 14, входящими в паз толкателя.

4663

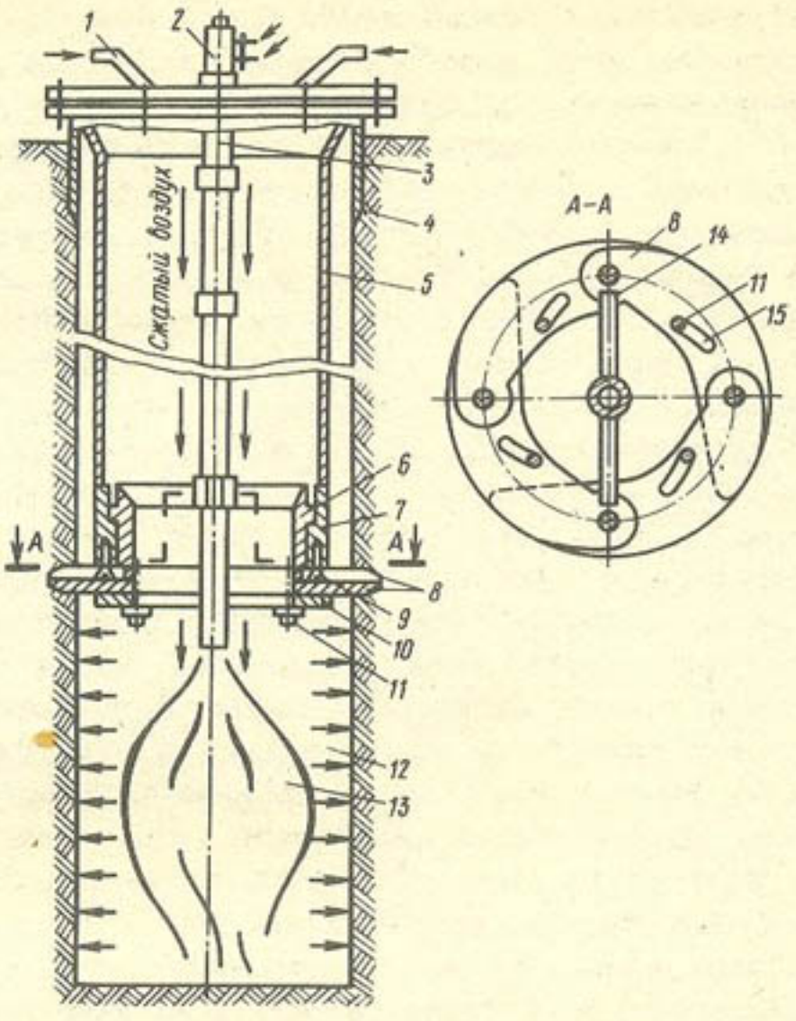


Рис. 1. Отсекатель рабочего объема скважины

Устройство работает следующим образом. Головку отсекателя в сборе при сведенном состоянии ножей муфтовым соединением крепят на конце секции трубы 5 диаметром 180 мм и толщиной стенки 1 мм. Такие трубы выпускаются Ворошиловградским трубопрокатным заводом имени Якубовского. Головку опускают на любую заданную глубину скважины 12 путем набора мерных тонкостенных секций и крепят к корпусу затвора 4. Затем в скважину опускают трубу-удлинитель форсунки, рычаги которой совмещают с пазом толкателя 6. Поворотом штанги 3 с поверхности осуществляют поворот толкателя 6, шпильки 11 которого, двигаясь по окружности, передают давление на криволинейные прорези 15 ножей 8, поворачивают их вокруг винтов 9 и раздвигают. Ножи, раздвигаясь, врезаются в грунт и перекрывают пространство между трубой 5 и стенками скважины 12, обеспечивая герметизацию отсеченной полости. Газ и воздух перемешиваются в форсунке 2, и смесь поступает по удлинителю форсунки 3 в зону горения. По патрубкам 1 и затем по межтрубному пространству в зону горения подается также добавочный сжатый воздух. В отсеченном рабочем объеме скважины обеспечивают предусмотренные технологией давление и температуру. Фильтрация воздуха выше отсекателя сводится к минимуму.

После обжига слоев ножи отсекателя сводятся поворотом толкателя в сторону закрытия. Диаметр корпуса отсекателя вместе со

4663

сведенными ножами меньше диаметра скважины, поэтому устройство с помощью легкой треноги и ручной лебедки свободно поднимают верх до необходимой отметки и осуществляют отсечение нижней части скважины для обжига очередного слоя грунтов. И так последовательно осуществляют обжиг всей толщины. Экспериментальная проверка показала хорошую работоспособность устройства, его мобильность, многократную оборачиваемость.

Ранее технология термообработки не устраняла фильтрацию воздуха в обожженные нижние слои. В соответствии с инструкцией и рекомендациями по термическому закреплению тампонирование обожженных скважин осуществлялось после окончания подготовки основания и сдачи его для выполнения дальнейших работ по нулевому циклу. Это обусловливало непроизводительный расход воздуха за счет фильтрации в обожженный грунт. Помимо этого тампонирование скважин по окончании обжига сопряжено с другими недостатками: во-первых, факел может колебаться по глубине скважины по различным причинам, например вследствие изменения концентрации горючей смеси, и, во-вторых, поскольку скважину тампонируют практически после остывания и тампонирующий суглинок не успевает спекаться, то термосвая может иметь несплошное сечение.

С целью недопущения фильтрации воздуха в термообработанные слои мы тампонируем скважины по частям сразу же после обжига грунта на каждой заходке перед подъемом факела. Тампонирование производится суглинком, вынутым при бурении скважины. При таком способе суглинок спекается вследствие воздействия тепла от окружающего раскаленного грунта и со стороны факела, и термосвая приобретает сплошное сечение. После тампонирования поднятый факел фиксируется между уровнем нового дна скважины и торцом удлинителя форсунки и стабилизируется в этом положении на время обжига очередного слоя грунта.

На рис. 2 показана схема поэтапного обжига закрепляемой толщи с направленной фильтрацией в слои грунта, соответствующие

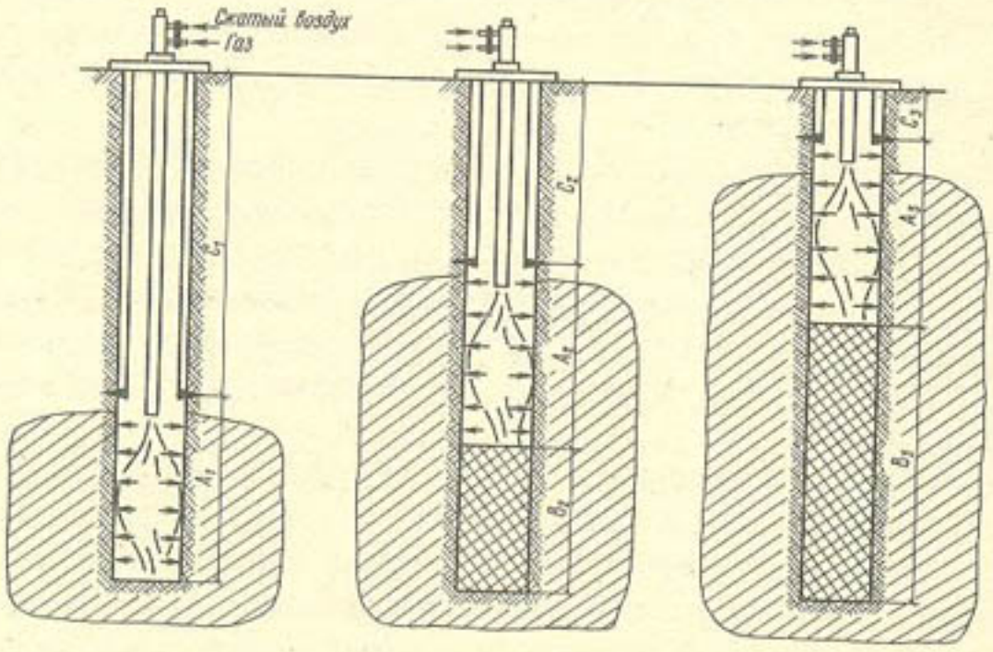


Рис. 2. Схема поэтапного обжига закрепляемой толщи

фронту термообработки А. Фильтрация холодного воздуха через стенки скважины выше зоны горения предотвращается установкой отсекателя на глубине С в непосредственной близости от факела. Непроизводительная фильтрация в нижние термообработанные слои устраняется тампонированием части скважины на обожженном участке В.

Натурные эксперименты показали, что при ограничении рабочего объема скважины отсекателем и тампонирующим материалом получается направленная фильтрация теплоносителя в слои обжигаемого грунта, что значительно улучшает параметры технологического процесса. Расход воздуха уменьшается в 2–3 раза, при этом давление в рабочем объеме повышается и поддерживается в пределах 0,25–0,5 ати. Поэтапный обжиг с ограничением рабочего объема скважин стал неотъемлемой частью технологии, применяемой Запорожским отделением НИИСК, использование которой позволяет увеличить число одновременно обжигаемых скважин в 1,5–2 раза.

В. А. Ткачев, С. В. Аксенов

ПОЛИКОМПЛЕКСНАЯ КОМПОЗИЦИЯ ДЛЯ УКРЕПЛЕНИЯ ГРУНТОВ

Поликомплексы образуются в результате взаимодействия противоположно заряженных полиэлектролитов. Участвующие в таких реакциях полимерные реагенты весьма разнообразны, а продукты реакции приобретают новые ценные свойства.

Одной из возможных областей применения поликомплексов является укрепление грунтов. Как вяжущее поликомплексные соединения имеют следующие достоинства. Во-первых, для получения нерастворимого в воде, обладающего хорошими адгезионными свойствами поликомплекса достаточно простого смешения водных растворов полиэлектролитов, что предопределяет несложность технологии приготовления вяжущего и возможность обработки грунта самым простым способом – пропиткой.

Поликомплексные композиции являются высокоэффективным вяжущим благодаря полифункциональности полиэлектролитов, а также вследствие высокой степени ионизации аминогрупп и разветвленности цепей макромолекул катионоактивных компонентов композиции. Этим объясняется меньший расход нового вяжущего по сравнению с другими известными химическими веществами, применяемыми для укрепления грунтов.

Во-вторых, поликомплексы хорошо пропускают воздух и влагу и могут служить удобрением для растений. Поэтому химическое укрепление поверхности грунтов с помощью поликомплексной композиции можно успешно сочетать с задернением.

Исследовали поликомплексное вяжущее, получаемое из полиэтиленимина (ПЭИ) и полиакриловой кислоты (ПАК). ПЭИ является катионоактивным полиэлектролитом, ПАК – анионоактивным. Применяли

ПЭИ с молекулярной массой 50 000 и ПАК с молекулярной массой 800 000. Оба комплексообразующих реагента хорошо растворимы в воде, поставляются они обычно в виде водных растворов: ПЭИ концентрацией около 50%, ПАК – до 40%.

Установлено, что при укреплении грунтов наиболее полно реагенты вступают в реакцию комплексообразования при соотношении ПЭИ и ПАК (по массе сухого вещества), равном 2–3. При этом концентрация раствора ПАК должна быть близкой к 1%, концентрация раствора ПЭИ – к 2–5%.

Поликомплексную композицию оптимального состава применяли для укрепления грунтов нескольких разновидностей: песка мелкого, суглинка легкого пылеватого и суглинка тяжелого. Учитывая, что полиэлектролиты имеют относительно высокую стоимость, исследования проводились применительно к укреплению способом пропитки тонкого слоя грунта для защиты его от ветровой эрозии, например в целях обеспыливания поверхности грунтовых дорог и аэродромов.

Свойства укрепленного материала исследовали на образцах-цилиндрах размером 5х5 см, изготовленных из неуплотненной смеси грунта с поликомплексом. Испытания показали, что материал в сухом состоянии обладает высокой прочностью: предел прочности образцов при сжатии достигает 30–50 кгс/см^2 (рис. 1). При увлажнении образцов их прочность существенно уменьшается и становится особенно низкой при естественной влажности $W_{ест}$, составляющей более 0,2–0,4 оптимальной влажности по уплотнению $W_{опт}$, т. е. структурные связи, образующиеся в грунте, обработанном поликомплексным вяжущим, являются неводостойкими. Однако само вяжущее не вымывается водой из грунта. Характерно, что по мере естественного высушивания увлажненных образцов прочностные свойства материала вновь улучшаются, причем закономерности, отраженные на рис. 1, практически не изменяются даже после многократного увлажнения и высушивания. Выявлено, что структурные связи в исследуемом материале являются обратимыми также при механическом разрушающем воздействии. Они могут быть восстановлены путем легкого уплотнения материала после его увлажнения до влажности, близкой к оптимальной.

Отмеченные положительные свойства укрепленного материала позволяют рассчитывать на длительное обеспыливающее и противоэрозионное действие поликомплексного вяжущего. Поэтому можно полагать, что однократной обработки грунта этим вяжущим будет достаточно по крайней мере на весь теплый период года.

На рис. 2 представлены экспериментальные значения толщины слоя грунта, укрепляемого путем поверхностной обработки поликомплексом, в зависимости от расхода комплексообразующих полимеров. Как видно из графика, толщина укрепленного слоя глинистого грунта может достигать 0,7–0,85 см и песка 1 см. При этом расход полимеров (сухого вещества) не превышает 0,1–0,14 кг/м^2. Для пропитки грунта поликомплексным вяжущим на глубину, равную половине указанной максимально возможной, расход полимеров уменьшается в 2,3–3 раза и составляет 0,03–0,06 кг/м^2.

Для сравнения следует отметить, что при обеспыливании грунтов

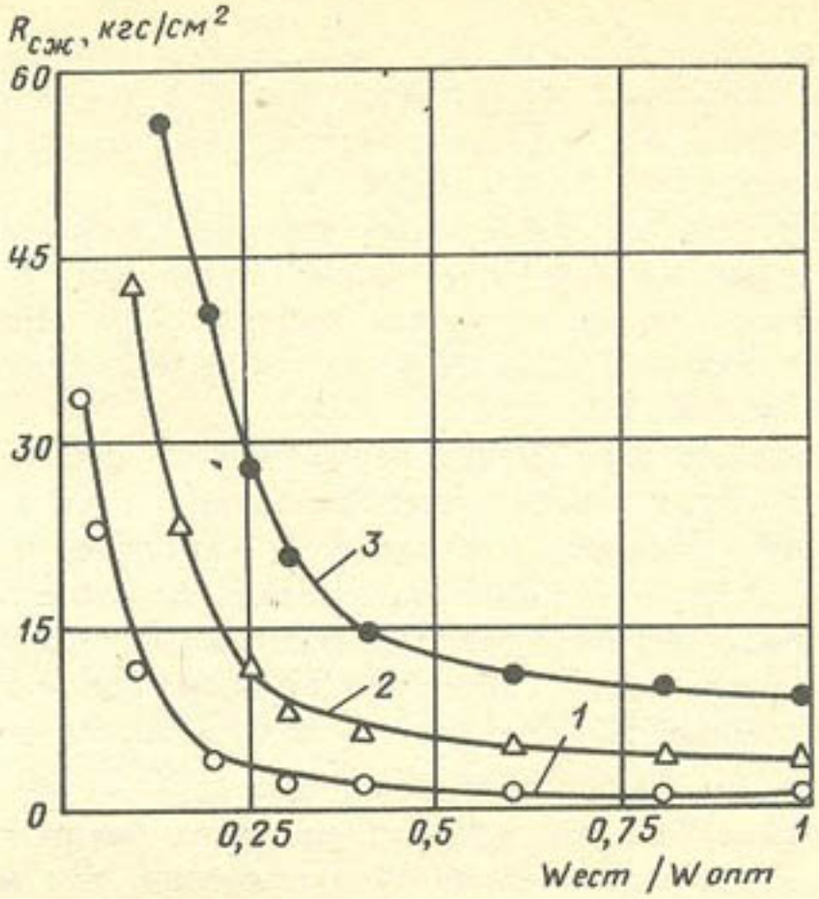


Рис. 1. Зависимость предела прочности $R_{сж}$ при сжатии образцов укрепленного грунта от его относительной влажности $W_{ест}/W_{опт}$

1 – песок; 2 – суглинок легкий пылеватый; 3 – суглинок тяжелый

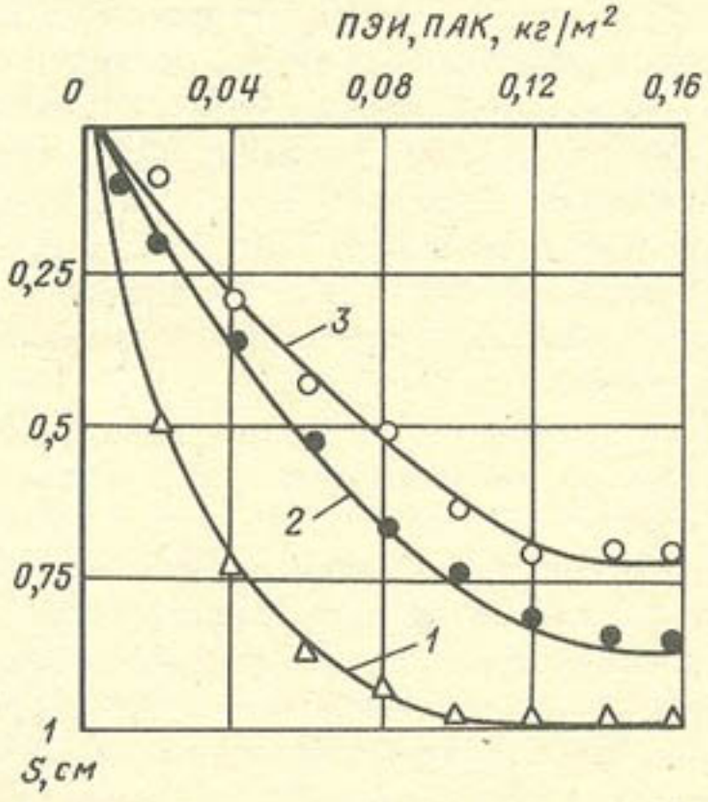


Рис. 2. Зависимость толщины S слоя грунта, укрепленного способом пропитки, от расхода комплексообразующих реагентов ПЭИ и ПАК

1 – песок; 2 – суглинок легкий пылеватый; 3 – суглинок тяжелый

на дорогах и аэродромах, например, с помощью битумной эмульсии этот материал необходимо распределять при норме 1–1,5 кг / м^2 несколько раз в течение сезона (через каждые полтора–два месяца). Систематическое увлажнение поверхности грунта, наиболее широко применяемое для борьбы с пылимостью, требует чрезвычайно большого расхода воды, составляющего в средней полосе страны 1000–1500 л/м^2 за один сезон. Как показали расчеты, стоимость обеспыливания грунта путем его закрепления с помощью исследуемой поликомплексной композиции может быть почти в 2 раза ниже, чем при систематическом поливе поверхности водой.

Способ укрепления поверхностного слоя грунта новым вяжущим материалом проверен в опытно–производственных условиях. При проведении эксперимента ПЭИ и ПАК растворяли в воде до расчетной концентрации в отдельных емкостях (на это затрачивается 15–20 мин). Поверхность обрабатываемого участка выравнивали автогрейдером, затем по ней последовательно распределяли растворы ПЭИ и ПАК. Минимальный интервал времени между розливами растворов составляет около 30 мин. Для равномерного распределения растворов ПЭИ и ПАК по площади участка применимы автогудронаторы. Расчетную норму каждого компонента вносят в грунт за один–два прохода автогудронатора по одному следу. После доведения влажности обработанного грунта до оптимального значения производили прикатку поверхности незагруженным легким катком на пневматических шинах. Эрозионную устойчивость закрепленного грунта проверяли при воздействии скоростных воздушно–тепловых потоков, создаваемых реактивным двигателем тепловой машины ТМ–59.

Результаты исследований показывают перспективность применения новых полимерных материалов – поликомплексов для укрепления грунтов и свидетельствуют о целесообразности проведения дальнейших работ по изучению и улучшению свойств поликомплексных композиций.

А. Н. Токин
(НИИ оснований, Москва)

ЦЕМЕНТОГРУНТОВЫЕ ПЛИТЫ ДЛЯ УСТРОЙСТВА ФУНДАМЕНТОВ И ОБЛИЦОВОК КАНАЛОВ

Широкому применению цементогрунта в практике сельского строительства способствует ряд факторов: дешевизна и практически неограниченное количество исходного сырья – грунта, достаточно хорошие прочностные показатели, характеризующие материал как бетон средних марок, и высокая экономичность. Стоимость монолитных конструкций (фундаменты, подготовка под полы и др.) составляют 6–8 руб. на 1 м^3 материала в деле.

Если вопросы устройства монолитных конструкций из цементогрунта достаточно разработаны в НИИ оснований, Волгоградским инженерно–строительным институтом и другими организациями и рег-

ламентированы нормативными документами, то вопросы устройства сборных конструкций из этого материала находятся в стадии решения. ВИСИ и Краснодарским сельскохозяйственным институтом было установлено, что при использовании карбонатных разностей типа лёссовидных супесей и суглинков с числом пластичности 5–10 и оптимальным гранулометрическим составом из цементогрунта может быть получен материал, обладающий всеми необходимыми прочностными показателями ($R_{сж}$, $R_{пр}$, $R_{изг}$, E, $R_{р}$ и др.) для изготовления фундаментных плит.

Исследовался вопрос армирования цементогрунта. Равенство коэффициентов линейного расширения цементогрунта, и арматуры, хорошее сцепление арматуры периодического профиля с материалом и ее малая коррозия предопределяют возможность изготовления армоцементогрунтовых конструкций.

Цементогрунт с оптимальными грунтовыми смесями на основе лёссовидных суглинков Волгограда, Омска, Краснодара при расходе 250–300 кг портландцемента марок 400–500 на 1 $м^3$ готовых плит имеет предел прочности при сжатии 150–250 $кгс/см^2$ при объемной массе в сухом состоянии 2–2,1 $т/м^3$ и выдерживает 50 и более циклов замораживания – оттаивания, водонасыщения – высушивания.

Впервые в практике строительства цементогрунтовые фундаментные блоки типа Ф–8, 10 и СПД–5,6 были изготовлены в 1968 г. на Волгоградском заводе железобетонных изделий. Готовые блоки имели марку 100–150.

В 1976 г. в пос. Читук Теучежского района Краснодарского края цементогрунтовые плиты размером 1500х1000х80 (100) мм марок 100–125 были уложены в откосы водоподающего канала. Работы выполняла ПМК–5 треста Краснодаррыбпром. Условия эксплуатации облицовок водоподающего канала очень жесткие. Ежедневно в течение нескольких часов через канал сбрасывается вода в рыборазводные пруды, и облицовка каналов водонасыщается. Эксплуатация плит в течение года показала, что они находятся в хорошем состоянии и никаких деформаций не имеют. При изготовлении этих плит использовали краснодарские лёссовидные суглинки с числом пластичности 7–9 и среднезернистые пески. Оптимальный состав цементогрунтовой смеси подбирали путем добавок песка к исходному грунту в количестве 10, 20, 30 и 40%, портландцемента в количестве 12, 15 и 18% (от массы грунтовой смеси). Как видно из таблицы, все испытуемые образцы выдержали 50 циклов попеременного замораживания–оттаивания.

Технология изготовления плит включает следующие операции:

а) приготовление цементогрунтовой смеси в вибросмесительной установке;

б) укладку готовой смеси в форму и установку металлической сетки арматуры периодического профиля диаметром 8 мм с ячейками 250х250 мм;

в) установку монтажных петель;

г) двухстороннее уплотнение смеси с пригрузом в форме на виброплощадке до получения объемной массы в 2–2,1 $т/м^3$;

Состав смеси			Давление прессования, кгс/см^2	Объемная масса, г/см^3	Водопоглощение, %	Предел прочности при сжатии, кгс/см^2		Коэффициент морозостойкости
грунт	песок	цемент				после пропаривания и 28 сут хранения	после 50 циклов замораживания–оттаивания	
100	-	12	20	2,03	14,3	115	102	0,88
100	-	18	20	2,05	14,5	170	179	1,05
100	-	12	160	2,2	12,7	220	163	0,74
100	-	18	160	2,2	13,2	273	321	1,17
90	10	15	160	2,22	10,1	215	201	0,93
80	20	15	160	2,22	10	269	229	0,85
70	30	15	160	2,23	9,4	258	235	0,91
60	40	15	160	2,24	9,4	206	236	1,14
100	-	18	300	2,25	9,1	312	360	1,15

д) выдержку отформованных плит в течение 6–8 ч в пропарочной камере и последующее пропаривание плит при атмосферном давлении и t = 90°С в течение 10 ч.

Для определения несущей способности плит были проведены их испытания статической нагрузкой по методике ГОСТ 8829–66. В качестве расчетной была принята схема однопролетной статически определимой балки, загруженной двумя сосредоточенными грузами. Такая схема соответствует рабочему положению плиты в период укладки в откосы. В процессе испытаний плит контролировали деформации материала в сжатой и растянутой зонах, замеряли прогиб и ширину образовавшихся трещин, для чего использовали рычажные тензометры, прогибомеры и микроскоп МПБ–24. Испытаниями установлено, что плиты выдерживают нагрузку, в 7–8 раз превышающую собственный вес (250–300 кг), что свидетельствует об их достаточной несущей способности. Фактический прогиб оказался намного меньше допускаемого для таких конструктивных элементов, как плиты покрытия, а ширина раскрытия трещин не превысила 0,3 мм, что допустимо для безнапорных конструкций, находящихся постоянно под водой.

Проведенные исследования показали, что имеются все необходимые предпосылки для применения цементогрунтовых плит в сельском и гидромелиоративном строительстве.

К. И. Томберг
(БИИЖТ. Минск)

НЕКОТОРЫЕ ВОПРОСЫ ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ОСНОВ СОЛЕВОЙ МЕЛИОРАЦИИ ПЕСКОВ ТОЛЩИ СЕЗОННОГО ПРОМЕРЗАНИЯ

На территории СССР песчаные грунты занимают около 2 млн. км^2, причем на половине этой площади они подвергаются сезонному промерзанию на значительную глубину. Исследованиями отечественных и зарубежных специалистов установлено, что глубина промерзания песков больше, чем супесей и суглинков, а незначительное содержание в песках связанной воды обусловливает их высокую прочность при смерзании, в 2–3 раза превышающую прочность мерзлых глинистых грунтов или чистого льда. Это обстоятельно, а также повышенная абразивность песков существенно затрудняют производство земляных работ в зимнее время.

В последние годы в строительное производство успешно внедряется метод искусственного засоления грунтов. резко снижающего их льдистость и сопротивляемость механическим воздействиям при отрицательных температурах. Несмерзаемость грунтов, подлежащих зимней разработке или уплотнению, обеспечивается путем рассыпания по их поверхности кристаллических солей (чаще всего хлористого натрия). Засоление грунтов не требует применения специальных машин или сложной технологии и поэтому является одним из наиболее перспективных методов обеспечения условий для выполнения

земляных работ в зимнее время, особенно на рассредоточенных объектах с небольшими объемами работ или в стесненных условиях строительства. Себестоимость обработки 1000 м^3 грунта составляет 80–360 руб.

Разработка теоретических основ солевой мелиорации песков, защищаемых от смерзания, должна основываться на представлениях о физической сущности происходящих при этом процессов. В частности, требуется знание динамики процессов поступления в грунты солей с поверхности участков. При дождливой осени и невысокой водоудерживающей способности песков с солями взаимодействует главным образом вода атмосферных осадков. Для изучения закономерностей инфильтрации осадков в пески выполнено экспериментально-аналитическое исследование с использованием грунтовых монолитов высотой 50 мм, отобранных дифференцированно по генетическим горизонтам.

Монолиты подвергались испытаниям на специально сконструированной дождевальной установке при интенсивности дождя 0,0008–1,62 мм/мин. Экспериментами установлено увеличение коэффициента фильтрации почвогрунтов с глубиной при минимуме в перегнойно-аккумулятивных горизонтах, что обусловлено бесструктурностью этих горизонтов и наличием высокодисперсных частиц гумуса. Величина возрастания коэффициента фильтрации не выходит за пределы одного порядка, поэтому насыщенность нижних горизонтов достаточна для сохранения матричного потенциала.

Выявлены достаточно общие зависимости параметров, определяющих процесс впитывания, от начального увлажнения песков и интенсивности дождя. Полученные данные позволили вычислить расходы инфильтрации, соответствующие переходу ее из свободной в напорную фазу. Сравнение результатов исследования со средними данными многолетних метеорологических наблюдений показало, что инфильтрация осенне-зимних осадков и талых вод при достаточной толше зоны аэрации происходит, как правило, в свободной фазе. Следовательно, скорость поступления солей в грунты лимитируется на стадии растворения солей.

В результате исследования динамики процесса растворения установлено:

а) концентрации образующихся растворов К зависят от расходов солей и в ходе дождевания непрерывно убывают;

б) варьирование массы, энергии и частоты падения капель не приводит к заметному изменению скорости растворения;

в) влияние интенсивности дождя и вида соли на скорость растворения не превосходит точности измерений, осуществляющихся с помощью солемера ВСЕГИНГЕО;

г) неравномерное распределение солей по площади снижает скорость растворения и их концентрации К.

На поверхности участков с солями взаимодействуют также атмосферный водяной пар и осадки в виде снега. Специальные эксперименты показали, что роль пара в процессе растворения солей несущественна, а продолжительность таяния выпавшего на соль снега находится в экспоненциальной зависимости от его количества

4663

и температуры среды. Решено уравнение энергетического баланса системы "снег–соль"; из решения следует, что продолжительность снеготаяния зависит также от особенностей микрофизических процессов внутри системы. Как показал анализ более 8 тыс. замеров толщины снежного покрова, заметное взаимодействие снега с солью или засоленным грунтом может происходить лишь в первые 5–15 сут формирования устойчивого снежного покрова при условии достаточно высоких температур воздуха.

Растворение солей грунтовой влагой определяется скоростью диффузии ионов из контактной зоны "соль–грунт" в глубь последнего. Эти процессы исследовались по методу "снятия слоев" на помещенных в специальные разборные трубки монолитах песков с влажностью не выше "наименьшей влагоемкости" НВ (по А. А. Роде, 1965). Данные 30 опытов показали, что влияние на соль поровой влаги находится в пределах точности измерения воздействий, оказываемых атмосферными осадками. Влажность солей и песков во время опытов (14 – 81 сут) практически не изменялась, а наличие остатков растительности замедляло диффузию на 22–44%.

Впитывание раствора в грунты сопровождается смешиванием его с поровой влагой. Для изучения характера распределения поступающих в пески растворов проведены лабораторные эксперименты с грунтовыми монолитами, которые устанавливали в разборных трубках, а затем дождевали солевыми растворами различных концентраций и водой по отдельности или попеременно. Результаты показали, что физическая сущность миграции впитывавшегося раствора состояла в вытеснении им порового раствора из верхних слоев песков; частичное смешивание этих двух растворов происходило лишь в зоне их непосредственного контакта. После перераспределения воды и солей в верхней части монолитов устанавливалась влажность, соответствующая НВ, при наличии достаточно резко выраженного фронта впитывания.

На основании полученных материалов составлено следующее схематическое описание процесса миграции солей в песках зоны аэрации:

а) перемещение солей в рассматриваемых условиях вызвано инфильтрацией солевых растворов; роль других факторов в миграции солей пренебрежимо мала;

б) концентрация порового раствора в верхних слоях грунта отлична от концентрации впитавшегося раствора ввиду наличия неподвижной поровой воды, соответствующей "влажности завядания" ВЗ (по А.А. Роде, 1965);

в) прерывистость поступления растворов не влияет на характер их перераспределения;

г) физические и водно–физические свойства песков не зависят от концентраций порового раствора.

Эти положения позволяют рассчитывать глубины фронта впитывания $H_в$ и фронта впитывавшегося раствора $H_р$ при расходах инфильтрации Q, а также определять концентрации $K_п$ порового раствора на глубинах, меньших $H_р$, по формулам:

$$H_в = Q / [10 \gamma (НВ - W)];$$

$$H_р = Q / [10 \gamma (НВ - ВЗ)];$$

$$K_п = [K_г НВ (ВЗ - МГ) + К (НВ - ВЗ)(НВ - МГ)] /$$

$$/ [(НВ - МГ) НВ],$$

где γ – объемная масса скелета грунта; W – влажность грунта; К – концентрация впитавшегося раствора; $K_г$ – исходная концентрация порового раствора; МГ – максимальная гигроскопичность песка.

Сравнение результатов расчетов по формулам с экспериментальными данными показало, что рассмотренная выше физическая схема с достаточной точностью описывает миграцию солей в песках, подвергаемых солевой мелиорации в строительных целях.

А. А. Фридман
(Союздорнии, Москва)

ИССЛЕДОВАНИЕ СДВИГОУСТОЙЧИВОСТИ И РЕЛАКСИРУЮЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ГРУНТОВ, УКРЕПЛЕННЫХ БИТУМНОЙ ЭМУЛЬСИЕЙ СОВМЕСТНО С ЦЕМЕНТОМ

Для всесторонней оценки деформативности грунтов, укрепленных двумя вяжущими, прогнозирования их долговечности и определения рациональной области применения в конструкциях дорожных одежд недостаточно изучить их предельные удлинения при изгибе и осевом растяжении, величины усадочных, температурных деформаций и модуля упругости. Помимо указанных параметров, необходимо знать способность материала воспринимать сдвигающие нагрузки и релаксировать возникающие в нем напряжения, в структуре которого наряду с кристаллизационными присутствуют термотиксотропные коагуляционные связи.

Сдвигоустойчивость оценивали значениями угла внутреннего трения φ, зависящего от геометрии частиц и гранулометрического состава грунта, и сцепления С, которое в укрепленных грунтах обусловливается в основном свойствами вяжущего. Данные определения предельного напряжения сдвига при различных вертикальных нагрузках (см. таблицу) показали, что сдвигоустойчивость грунтов, укрепленных двумя вяжущими, обеспечивается главным образом за счет повышения сцепления С. При температуре 20°С и довольно близких значениях φ величина С в таких грунтах в 2–3 раза выше, чем в грунтах, укрепленных одной эмульсией. Наиболее ярко структурные особенности сравниваемых материалов проявляются при повышении температуры испытания до 50°С. В этом случае различие в значениях С увеличивается в 4–9 раз.

Полученные результаты позволяют утверждать, что в грунтах,

4663

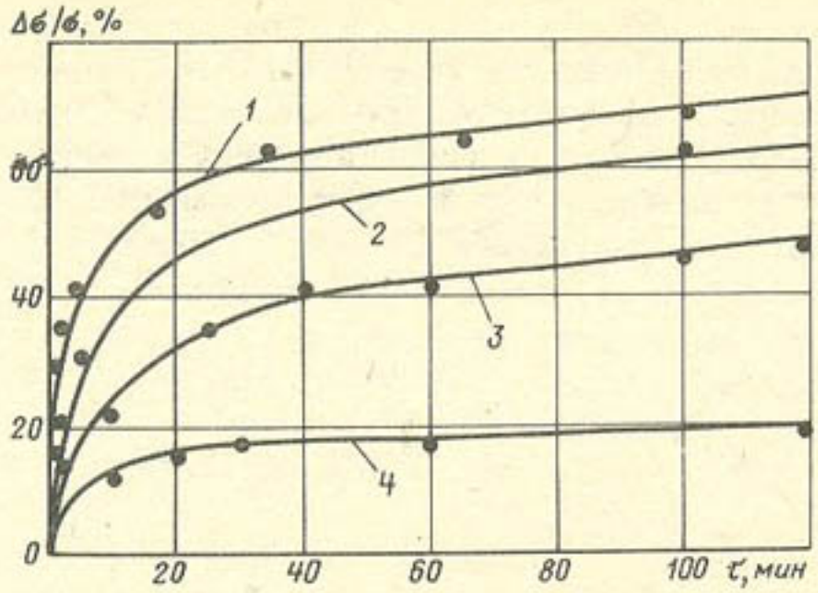
Грунт	Цемент	Эмульгированный битум, %	Значения C, кгс/см^2, при температуре, °C		Значения φ, град, при температуре, °C		C, кгс/см^2 после 50 циклов замораживания-оттаивания	φ, град
			20	50	20	50		
Песок средней крупности	10	–	18,8 / 100	–	23	–	14,6 / 78	27
	10	5	10,6 / 100	9,2 / 87	20	17	10,4 / 98	18,5
	5	5	6,4 / 100	4,9 / 77	20	16	5,4 / 84	22
	–	5	2,9 / 100	1 / 34,5	19	10,5	0,4 / 14	4
Супесь	10	–	20	–	19	–	–	–
	10	5	12,5 / 100	11,6 / 93	18	16,5	–	–
	5	5	8 / 100	7 / 87	16,5	14,5	–	–
	–	5	3,8 / 100	1,6 / 42	14	10	–	–

Примечание. В знаменателе приведены значения C в % от величин C при $t = 20^{\circ}C$.

укрепленных двумя вяжущими, бóльшая часть в общем сцеплении материала приходится на долю структурного сцепления, создаваемого жесткими связями при твердении продуктов гидролиза и гидратации цемента. Это подтверждают данные изменения параметров C и φ при увеличении содержания цемента в комплексно укрепленном грунте. Введение 5% цемента в грунт, укрепленный добавкой 5% эмульгированного битума, повышает сцепление в 4,5–5 раз, а 10% цемента – в 7–9 раз. Значения φ при этих же добавках цемента возрастают только лишь на 40–60%. При повышении температуры от 20 до 50°C, а также после испытания на замораживание и оттаивание исследуемый материал в большей степени, чем грунт, укрепленный битумной эмульсией, сохраняет способность сопротивляться сдвигающим напряжениям. Например, под влиянием температуры величина C в нем снижается на 7–23%, без цемента – в 2–3 раза. Повышенная сдвигоустойчивость комплексно укрепленного грунта подтверждена при устройстве опытного участка покрытия на дороге Ш категории Чарджоу – Мары в Туркменской ССР.

Важный теоретический и практический интерес представляет изучение процесса релаксации материала. Вопрос этот весьма сложен и мало изучен. Однако для оценки трещиностойкости нового материала необходимо хотя бы в первом приближении определить его реологические параметры.

4663



Релаксация напряжений в песчаном грунте, укрепленном различными способами
1 – 5% эмульгированного битума; 2 – 5% эмульгированного битума + 5% цемента; 3 – то же, 10% цемента; 4 – 10% цемента

Механизм трещиностойкости заключается в том, что напряжения, возникающие при резком падении температуры или в результате усадочных явлений, могут уменьшаться вследствие релаксации их материалом. Если релаксация напряжений протекает быстрее, чем их рост, то образование трещин становится невозможным, и, наоборот, при более быстром росте напряжений трещинообразование неизбежно.

Исследования релаксирующей способности грунтов, укрепленных различными способами, проведены в условиях осевого растяжения при нагрузке $0{,}5R_р$ (где $R_р$ – предел прочности материала на растяжение). Реологические свойства материалов характеризовали относительным падением напряжения во времени $\Delta\sigma/\sigma$ и их интенсивностью.

Как показали результаты эксперимента (см. рисунок), за одинаковый для всех исследуемых материалов промежуток времени напряжения в грунте, укрепленном 10% цемента с добавлением 5% эмульгированного битума, релаксируют меньше, чем в грунте, укрепленном только битумной эмульсией (5% из расчета на битум), и значительно больше по сравнению с цементогрунтом, содержащим 10% цемента. Так, за 10 мин в них релаксирует соответственно 22, 47 и 14% напряжений, в течение 1 ч – 43, 65 и 18%.

По интенсивности процессы релаксации в комплексно укрепленном материале приближаются к таковым в грунтах, укрепленных битумной эмульсией. Время, в течение которого происходит наиболее интенсивное падение напряжений, у них примерно одинаково – 35–40 мин. Цементогрунт обладает меньшим периодом интенсивной релаксации (24 мин), однако относительная величина релаксации напряжений в него в 2 раза ниже. В результате скорость релаксации, определяемая как $v_р = \frac{d\sigma}{\sigma d\tau}$, в грунте, укрепленном двумя вяжу-

4663

щими и содержащем 10% цемента. в 1,7 раза меньше, чем в битумогрунте и в 1,5 раза выше по сравнению с цементогрунтом. С уменьшением добавки цемента этот реологический параметр комплексно укрепленного материала в значительной степени (υ_p = $= 23 \cdot 10^{-5}$ с $^{-1}$) приближается к аналогичному показателю грунта, укрепленного битумной эмульсией ($\upsilon_p = 29 \cdot 10^{-5}$ с $^{-1}$).

Таким образом, при устройстве слоя покрытия из грунта, укрепленного битумной эмульсией совместно с цементом, вероятность трещинообразования будет значительно меньше, чем при использовании цементогрунта, поскольку полученные расчетным путем по формуле Н.Н. Иванова температуры деформаций ($13 \cdot 10^{-5}$) и усадочные ($9–30) \cdot 10^{-5}$ (по данным В.С. Цветкова) не превышают его предельных относительных удлинений ($33–34) \cdot 10^{-5}$. Кроме того, в нем в большей степени и быстрее релаксируют напряжения.

Н. Г. Фридрих, Ю. М. Сухоруков
(Филиал Гипродорнии, Ростов-на-Дону)

ДЕФОРМАТИВНЫЕ СВОЙСТВА ПЕСКОВ, УКРЕПЛЕННЫХ МАЛОАКТИВНЫМИ ВЯЖУЩИМИ ВЕЩЕСТВАМИ

Неуклонный рост грузоподъемности автомобильного транспорта, увеличение скорости и интенсивности движения обусловливают применение в конструктивных слоях современных дорожных одежд, материалов, преимущественно укрепленных вяжущими веществами. Из укрепляемых материалов значительный интерес представляют пески, в том числе мелкие, широко распространенные в нашей стране. Только в 1976 г. на Северном Кавказе построено более 30 км автомобильных дорог с использованием цементопесчаных смесей при экономическом эффекте 84 тыс. руб.

Однако применение цементопесчаных смесей в больших масштабах связано с определенными трудностями. В частности, для получения наиболее экономичного материала 1-го класса прочности (по СН 25-74) при укреплении мелких песков требуется повышенный расход цемента (до 12% по массе), что ведет к пониженной трещиностойкости материала, повышенной хрупкости и в целом к ухудшению деформативных свойств этого материала. Одновременно значительный расход цемента снижает экономическую эффективность применения в дорожном строительстве песков, укрепленных цементом.

Одним из путей повышения прочности укрепленных вяжущими веществами дискретных материалов является повышение их плотности путем заполнения межзерновой пустотности исходного материала тонкодисперсными материалами. Поэтому в настоящее время все больше внимания уделяется разработке составов минеральных малоактивных вяжущих, обеспечивающих оптимальное сочетание максимальной плотности укрепленного материала и заданной прочности за счет выбора необходимой активности вяжущего при минимальном со-

4663

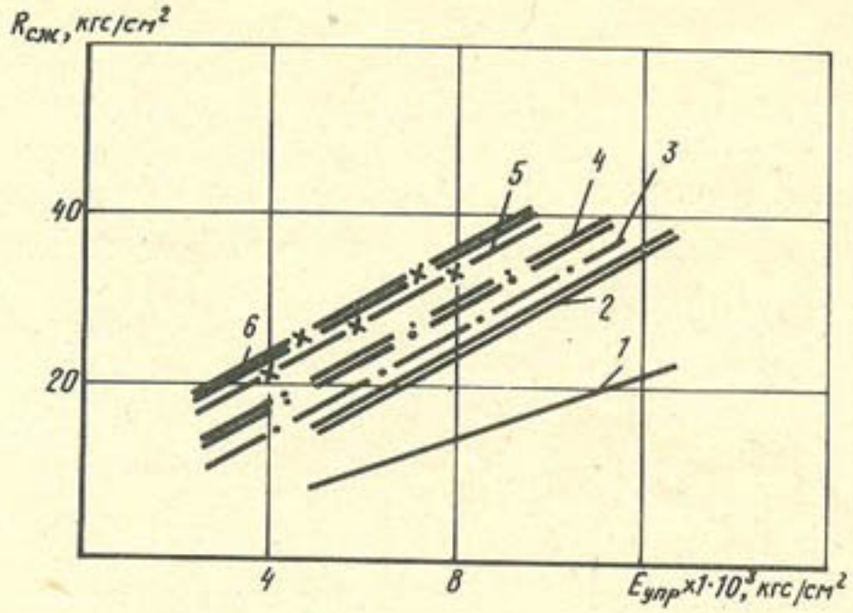
держании в нем дефицитных кондиционных вяжущих веществ. При этом все бóльшую роль в изменении деформативных свойств укрепленного материала (усадка, набухание, коэффициент линейного температурного расширения, модуль упругости и т.д.) играют показатели применяемого малоактивного вяжущего, такие, как его вещественный состав, дисперсность, величина добавки кондиционного вяжущего и т.д.

В Ростовском филиале Гипродорнии были разработаны для укрепления местных песков составы малоактивных вяжущих на основе всех четырех групп горных пород (по СНиП 1-Д.2-70). Теоретической основой такой разработки явилось положение о гидравлической активности (в большей или меньшей степени) практически всех материалов. При совместном помоле до высокой степени дисперсности ($S = 3000-5000$ см^2/г) как кислые, так и основные материалы проявляют активность по отношению к продуктам гидратации портландцемента и обусловливают получение гидравлического вяжущего с активностью большей, чем можно обеспечить просто долей введенного в состав смеси кондиционного вяжущего - цемента. При этом в результате взаимодействия продуктов гидратации цемента с кислыми породами образуется дополнительное количество гидросиликатов кальция различной активности, в основном низкоосновных. При наличии в смеси тонокомолотого известняка образуются карбонаты кальция и частично карбоалюминаты кальция. Определенную роль в последнем случае играют также процессы карбонатизации и эпитаксического срастания CaO и $Ca(OH)_2$.

На рисунке приведены результаты исследований показателей деформативных свойств песков, укрепленных малоактивными вяжущими. При прочих равных условиях такой показатель, как коэффициент линейного температурного расширения, практически не зависит ни от вида малоактивного вяжущего, ни от его состава и активности. Величины, характеризующие набухание, наиболее значительны для вяжущего на основе карбонатных пород, однако не превышают эту величину для песка, укрепленного чистым цементом (1,9-5,6 для составов 1-Ш классов прочности по СН 25-74). Показатели усадки несколько выше у смесей с вяжущим на основе кислых пород и для всех смесей с малоактивными вяжущими ниже, чем для песка, укрепленного чистым цементом (2-3 для составов 1-Ш классов прочности по СН 25-74).

Наиболее интересна зависимость модуля упругости от предела прочности при сжатии для смесей с применением вяжущих с различной основой. Кривые на рисунке наглядно показывают, что смеси на вяжущем с кислой основой, где рост прочности обусловлен в основном образованием гидросиликатов кальция, более жестки, менее деформативны по сравнению со смесями на вяжущих с основным материалом. Следует также отметить и влияние на повышение жесткости укрепленного материала дисперсности вяжущего, причем в большей степени вяжущего с кислой основой.

Таким образом, одним из путей повышения деформативных свойств укрепленных песков и резкого сокращения расхода кондиционного вяжущего (цемента) является использование малоактивных



Зависимость $E_{упр}$ от $R_{сж}$ песков, укрепленных с применением различных малоактивных вяжущих веществ
1 и 2 – малоактивное вяжущее на основе гранита соответственно $S_{уд}$ = 2000 и 5000 см²/г; 3 и 4 – малоактивное вяжущее на основе кварцита соответственно $S_{уд}$ = 2000 и 5000 см²/г; 5 и 6 – малоактивное вяжущее на основе плотного известняка соответственно $S_{уд}$ = 2000 и 5000 см²/г

вяжущих. Наиболее перспективным с точки зрения понижения жесткости дорожной одежды является применение малоактивных вяжущих веществ на основе карбонатных пород. Использование таких вяжущих в дорожном строительстве при укреплении песков позволяет сократить расход портландцемента в 2–4 раза, сэкономить до 200 т цемента и до 2–3 тыс. руб. на 1 км строящейся дороги.

Л. Ф. Фурсов, И. И. Яковлева, Р. П. Накидалюк
(ВНИИГ, Ленинград)

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ЗОЛЫ-УНОСА ПРИ ЗАПОЛНИТЕЛЬНОЙ ЦЕМЕНТАЦИИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ ТУННЕЛЕЙ

Возведение гидротехнических объектов связано с выполнением большого объема инъекционных работ, которые требуют значительного расхода дорогостоящего строительного материала, главным образом цемента. Кроме того, строительство подземных сооружений предъявляет определенные требования, которые заключаются в повышении качества строительных работ при наименьшем расходе материалов и трудовых затрат.

4663

За счет повышения качественных характеристик (увеличение текучести, стабильности и однородности) можно уменьшить расход дорогостоящего вяжущего, сократить трудовые затраты (увеличить расстояние между скважинами и тем самым уменьшить количество их) и более качественно проводить инъекционные работы.

Неиссякаемым источником сырья для заполнительной цементации подземных сооружений могут служить отходы тепловых электростанций – тонкодисперсная зола и шлаки. Золы уноса ТЭС могут использоваться в качестве заменителя части цемента и песка. Поскольку для заполнительной цементации заобделочного пространства достаточна прочность цементного камня 60–100 кгс/см^2, в инъекционных растворах часть дорогостоящего вяжущего (цемента) можно заменить отходами ТЭС.

Золы уноса, близкие по дисперсности к цементам, могут успешно применяться в растворах без дополнительного домола. В лаборатории цементации были проведены исследования по подбору составов цементно-зольных растворов на различных золах (Иркутской ТЭЦ-7, Красноярской ТЭЦ-1, различных ТЭС Ленинграда) и портландцементах (Красноярского и Воровского заводов).

Оптимальные инъекционные цементно-зольные растворы подбирали при различном содержании золы 0–80% и водотвердых отношениях В/Т равных 3; 1 и 0,7 как при положительных (15–20°С), так и при низких положительных (0,5–1,5°С) температурах. Количество замененного цемента золой зависит в основном от гидравлической активности золы, марки цемента и типа применяемого смесителя.

Основными характеристиками инъекционных растворов являются текучесть, однородность, стабильность во времени, от которых зависит качество цементационных работ.

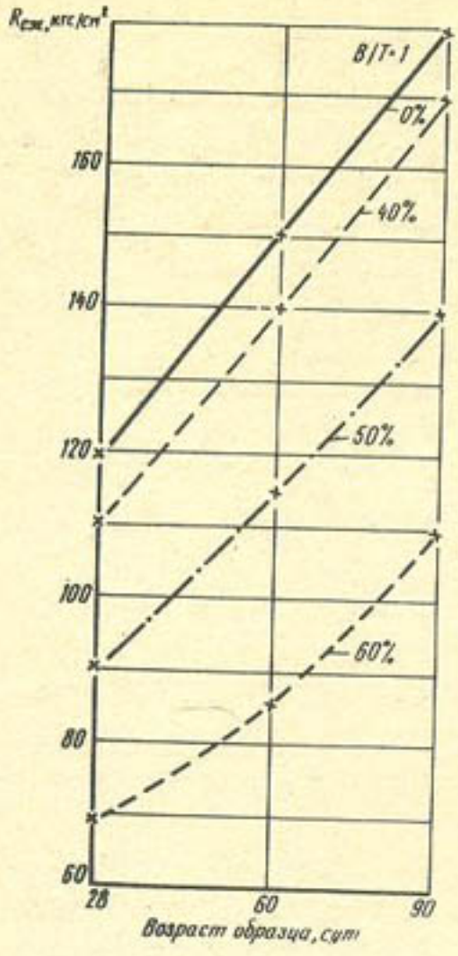
Текучесть раствора имеет большое значение для перекачивания их по шлангам или трубам на большие расстояния. Текучесть цементно-зольных растворов увеличивается для В/Т = 1 состава Ц:З = = 40:60 в среднем на 6–10%, а для В/Т = 3 того же состава – на 8–12%. Это свойство объясняется сфероидальной, шаровидной формой и гладкой оплавленной поверхностью частиц золы.

Значительно улучшается стабильность цементно-зольных растворов – в среднем на 50–70%.

Коэффициент фильтрации образцов искусственного камня в возрасте 28 сут при градиенте напора 500 и при замене цемента 70% для В/Т = 1 составляет $(0,5–0,9)10^{-7}$ см/с, а при замене цемента 50–60% для В/Т = 3 соответственно $(1,5–2)10^{-7}$ см/с.

Прочностные характеристики цементно-зольного камня представлены на рисунке.

На основании проведенных исследований можно сделать вывод, что в инъекционном растворе можно заменять цемент золой до 70% при В/Т = 1 и до 60% при В/Т = 3. Кроме того, из всех исследованных зол более активными являются золы Иркутской ТЭЦ-6 и Красноярской ТЭЦ-1, зола Иркутской ТЭЦ-7 менее активна. Прочностные характеристики цементно-зольного камня на всех золах вполне соответствуют предъявляемым требованиям по заполнительной цементации в подземных сооружениях.



Прочностные характеристики цементо-зольного камня с различным содержанием золы

В/Т	Состав раствора Ц:З	Прочность, кгс/см^2, при одноосном сжатии образцов в возрасте, сут		
		28	60	90
1	100:0	99	125	156
	50:50	70	94	118
	40:60	63	80	102
	30:70	45	51	64
	20:80	22	29	37
3	100:0	56	85	101
	50:50	54	75	99
	40:60	49	74	-
	30:70	45	59	-
	20:80	22	29	-

Результаты исследований цементно-зольного камня на золе Красноярской ТЭЦ-1 при низких положительных температурах приведены в таблице. Из таблицы видно, что наиболее приемлемыми составами являются Ц:З = 40:60; В/Т = 1 и Ц:З = 50:50; В/Т = 3. Предел прочности на сжатие таких образцов в возрасте 28 сут уменьшается на 36%. Таким образом, для заполнительной цементации в гидротехнических туннелях могут быть использованы все золы. Частичная замена цемента составляет 50-70% в зависимости от активности зол и температурных условий. Цементационные работы проводятся с применением существующего оборудования. Использование цементно-зольных растворов для заполнительной цементации в гидротехнических туннелях позволит сэкономить дорогостоящее вяжущее (цемент) на 50-70% и сократить стоимость инъекционных работ.

А. И. Халикулов
(ТашПИ, Ташкент)

ХИМИЧЕСКОЕ ЗАКРЕПЛЕНИЕ ЛЕССОВЫХ ГРУНТОВ С ПОВЫШЕННОЙ ВЛАЖНОСТЬЮ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

При строительстве в районах распространения лёссовых грунтов нередко приходится производить проходку туннелей, шахт и других сооружений в обводненных (водонасыщенных) макропористых грунтах. Строительство на таких грунтах, вследствие высокой их сжимаемости (модуль общей деформации обычно не превышает 80–100 кг/см^2) и малой прочности (угол внутреннего трения не более 16°, а сцепление 0,05 кг/см^2) сопряжено со значительными трудностями. Возникает необходимость искусственного увеличения несущей способности таких грунтов.

В настоящее время в практике строительства применяют различные методы укрепления грунтов, позволяющие производить строительные работы в водонасыщенных грунтах. К таким методам относятся замораживание, устройство вертикальных песчаных дрен, обжиг, а также понижение уровня грунтовых вод иглофильтрами с последующим применением указанных способов. Однако все перечисленные методы малоэффективны при закреплении лёссовых водонасыщенных грунтов ввиду сложности выполнения и высокой стоимости работ. Существуют еще и химические способы (силикатизация, смолизация, аммонизация и др.), которые применимы в лёссовых грунтах с влажностью до 16–18% (по данным Ростовского Промстройниипроекта).

Автором разработан и предложен новый способ закрепления указанных грунтов с целью придания им прочности и непросадочности.

До последнего времени приходится сталкиваться с мнением, что водонасыщенные лёссовидные суглинки являются слабопроницаемыми или практически водонепроницаемыми. Это мнение является ошибочным, так как еще в 1952 г. М.С. Бобровским было успешно применено иглофильтровое водопонижение в Запорожье, а О.И. Валовым и Е.Н. Маковецким – в Узбекистане.

При инъецировании водонасыщенных лёссовых грунтов в Ташкенте было установлено, что углекислый газ и силикат натрия проникают в эти грунты так же, как в мелкозернистые песчаные грунты. Чтобы проследить, по каким порам в грунте распространяется силикатный раствор, были отобраны образцы закрепленного грунта и сделан шлиф (рис. 1). Как видно из рис. 1, силикатный раствор (белый цвет) проникает как по крупным, так и по весьма малым трещинам размером 5–10 μ, следовательно, закрепление водонасыщенных лёссовых грунтов является реальным фактом.

Разработанный способ был применен на объектах Одессы, Запорожья и для закрепления водонасыщенных грунтов при щитовой проходке в Ташкенте.

Ввиду высокой влажности лёссовых грунтов (19–26%) значительно осложнялось производство работ по щитовой проходке, проводимых трестом Ташинжстрой в северо-восточной части Ташкента.

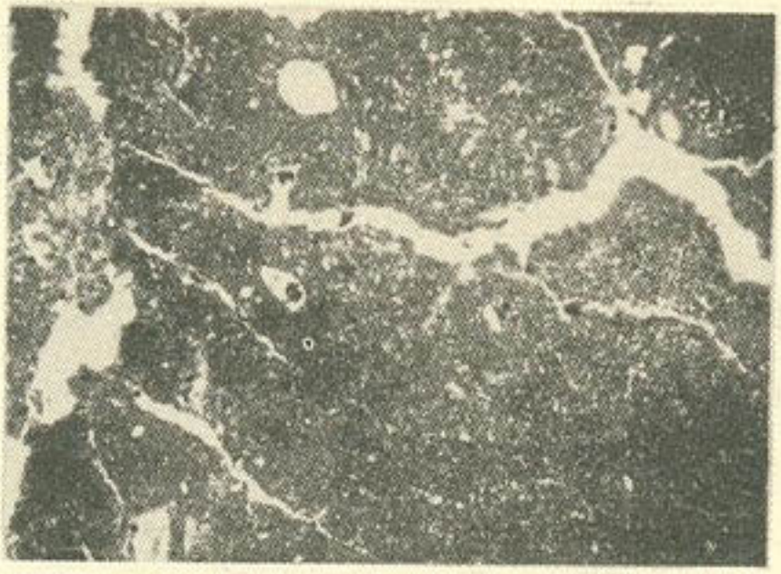


Рис. 1. Шлиф закрепленного силикатизацией лёсса (увеличено в 60 раз)

При разработке грунт оплывал, происходила просадка и щит заклинивало. Автором был составлен проект производства работ по закреплению указанных грунтов по двум вариантам: 1) из забоя; 2) с поверхности земли.

Так как глубина заложения коллектора была небольшой, первый вариант производства работ отпал. Уровень грунтовых вод находился на глубине 4,7 м от поверхности земли, а ось щита – на 3,28 м. Щит имел диаметр 2,56 м. Учитывая гидрогеологические условия на трассе коллектора, было предложено закреплять грунт не по всему периметру проходки, а только переувлажненную часть выше днища щита примерно на 1,3 м и ниже его на 1 м, как показано на рис. 2.

Вначале нагнетали углекислый газ в количестве 2 кг на одну "заходку" под давлением 2–3 ат, после чего раствор силиката натрия плотностью 1,13–1,15 г/см^3 в количестве 150 л и затем снова углекислый газ (3–4 кг). После закрепления определенного участка трассы коллектора начались работы по продвижению щита в закрепленный грунт. Проектом производства работ предусматривалось закрепление грунтов на участке коллектора из расчета продвижения щита на 10–15 м впереди забоя.

Проходка туннеля в закрепленном массиве показала хорошие результаты. Грунт в зоне закрепления оказался устойчивым, не оплывал, прочность его значительно повысилась, и щит при работе не проваливался. В процессе работ были отобраны образцы в разных местах закрепленного массива и испытаны в лаборатории. Исследования показали, что предел прочности всех образцов колеблется в пределах 4–8 кгс/см^2, грунт водоустойчив, фильтрация уменьшилась в 50–100 раз по сравнению с незакрепленным грунтом.

Применение способа силикатизации с предварительной активизацией лёссового грунта углекислым газом позволяет эффективно закреплять карбонатные, малоактивные в химическом отношении лёссовые грунты, обеспечивая повышенную прочность при сжатии, а также лёссовые грунты повышенной влажности и водонасыщенные.

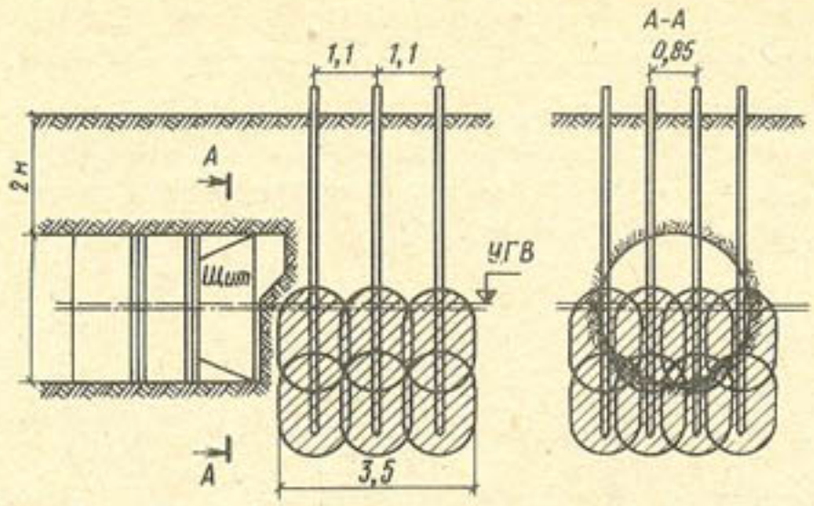


Рис. 2. Схема закрепления грунта с поверхности

Сравним основные технико-экономические показатели применения газовой и обычной силикатизации. Так как трудовые затраты по общим технологическим процессам производства работ химического закрепления грунтов (забивка инъекторов, устройство системы и ее эксплуатация, контроль качества закрепления и т.п.) одинаковы или близки, то суммировать затраты на 1 м^3 закрепленного грунта нецелесообразно. Эффективность способа закрепления более рационально можно определить по расходу силиката натрия на 1 м^3 закрепленного грунта. Как видно из таблицы, при газовой силикатизации достигается экономия силиката натрия при таком же эффекте закрепления грунта, что и при обычной силикатизации, на 44%, а стоимость 1 м^3 закрепления снижается на 27%.

Закрепляющий раствор	Расход силиката натрия плотностью 1,4 г/см^3			Стоимость 1 м^3 закрепления		
	кг	%	экономия, %	руб.	%	экономия, %
Силикат натрия	108	100	-	12-07	100	-
CO_2 + силикат натрия + CO_2	60	55	44	8-91	73	27

На основании проведенных работ можно сделать следующие выводы.

1. Предварительная активизация лёссовых грунтов с высокой влажностью позволяет осуществить химическое закрепление их путем силикатизации. При этом за счет самовакуумирования, возникающего вследствие активного поглощения углекислого газа щелочным силикатным раствором, происходит его эффективное всасывание закрепляемым грунтом. Это позволило в 1971 г. впервые осуществить силикатизацию сильно увлажненных и водонасыщенных лёссовых грунтов.

2. Для закрепления водонасыщенных лёссовых грунтов необходимо использовать раствор силиката натрия плотностью 1,15 - 1,19 г/см^3 в количестве 270-320 л на 1 м^3 закрепляемого грун-

та. Расход углекислого газа составляет 2–3 кг для активизации грунта и 3–4 кг для отверждения силикатного раствора.

3. Предложенный метод, обеспечивающий ускорение и удешевление производства строительных работ, может быть применен при устройстве туннелей, шахт и возведении оснований гидротехнических и промышленно-гражданских объектов.

В. С. Цветков
(Союздорнии, Москва)

УЧЕТ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ ФАКТОРОВ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ СОСТАВА ЦЕМЕНТОГРУНТОВЫХ СМЕСЕЙ

Технологические факторы – степень уплотнения и однородность перемешивания цементогрунтовых смесей необходимо учитывать не только при контроле производства работ, но и при проектировании состава цементогрунтовых смесей.

Ранее было установлено, что однородность распределения вяжущего в объеме материала можно с достаточной точностью оценивать по показателю изменчивости прочностных характеристик образцов (коэффициенту вариации) и соответствующему ему коэффициенту однородности, вычисленному по формуле

$$K_{одн} = 1 - t_\beta V , \qquad (1)$$

где V – коэффициент вариации; t_β – коэффициент надежности, соответствующий принятому уровню вероятности (для $\beta = 0{,}95$ $t_\beta = 1{,}96$).

Проведенные исследования с грунтами различных разновидностей в лабораторных и производственных условиях с помощью методов математической статистики позволили оценивать качество цементогрунтовых смесей в балльной системе (табл. 1) по показателю изменчивости прочности при сжатии образцов (коэффициента вариации).

В качестве показателя "отличная смесь" приняты эталонные смеси, полученные в лабораторных условиях при тщательном дозировании компонентов смеси и перемешивании их в лабораторных мешалках. Оценку "плохая смесь" получили цементогрунтовые смеси, образцы из которых показали не только значительное снижение прочности, но и не выдержали нормируемых СН 25–74 показателей морозостойкости. "Хорошая" и "удовлетворительная" по качеству – это смеси, показатели которых вычислены как среднее арифметическое значение коэффициента вариации между смесями с оценкой "отличная" и "плохая". Наиболее часто в производственных условиях встречаются смеси с такими параметрами. При оценке качества смеси "плохая" необходимо или изменить технологию приготовления таких смесей, или применить для обработки грунт другой разновидности, как правило, с меньшим количеством пылевато-глинистых частиц.

Исследованиями Союздорнии было установлено, что качество цементогрунтовых смесей, приготовленных с использованием различ-

Таблица 1

Укрепленный грунт	Оценка однородности цементогрунтовых смесей (коэффициент вариации)			
	отличная	хорошая	удовлетворительная	плохая
Крупнообломочный грунт, песок гравелистый	< 0,12	0,12–0,18	0,18–0,23	> 0,23
Песок крупный и средней крупности	< 0,14	0,14–0,2	0,2–0,25	> 0,25
Песок мелкий и пылеватый, супеси легкие	< 0,16	0,16–0,24	0,24–0,3	> 0,3
Суглинки и глины, супеси пылеватые и тяжелые	< 0,18	0,18–0,26	0,26–0,33	> 0,33

ных машин и механизмов неодинаково. Коэффициент однородности цементогрунта находится в пределах 0,8–0,26. Наиболее высокое качество получено при обработке несцементированных обломочных грунтов и легких супесей в смесительной установке ДС–50А ($k_{одн}$ = = 0,8÷0,55) или с помощью грунтосмесительной машины ДС–16Б ($k_{одн}$ = 0,7÷0,6).

При обработке суглинистых и глинистых грунтов с помощью линейных грунтосместительных машин получены более низкие показатели однородности смеси: при использовании машины БС–16Б – $k_{одн}$ = 0,6÷0,4; фрезы ДС–18 – $k_{одн}$ = 0,4÷0,25. Это объясняется способностью мелкодисперсной части грунта в процессе перемешивания агрегировать еще до распределения цемента. Процесс агрегирования активизируется при наличии влаги. Введенный в укрепляемый грунт цемент обволакивает поверхность вновь сформированных агрегатов, при этом образуются смеси весьма низкого качества.

Для повышения эффективности грунтосмесительных машин за счет лучшего перемешивания грунтов с вяжущими можно изменить условия начального контакта вяжущего с грунтом таким образом, чтобы оно распределялось на возможно большей поверхности грунта – объединение грунта с цементом в диспергированных потоках малой плотности. Этот способ, разработанный в Союздорнии, позволяет получать цементогрунты (в том числе и при использовании глинистых разновидностей грунтов) весьма высокого качества. Коэффициент однородности таких смесей находится 0,85–0,7.

Повышение степени уплотнения цементогрунтов приводит к быстрому увеличению их прочности, водостойкости и морозостойкости. Для практических целей при проектировании состава цементогрунта снижение или увеличение прочности из–за недоуплотнения или, наоборот, из–за повышения плотности можно учитывать коэффициентом плотности (табл. 2).

Прочность цементогрунта при лабораторном подборе состава смеси должна определяться по формуле

$$R_{лаб} = R_н \frac{1}{k_{одн}} \frac{1}{k_{пл}} \frac{1}{k_{н.пр}}, \qquad (2)$$

где $R_н$ – нормативная прочность образцов в возрасте 28 сут, соответствующая табл. 1 СН 25–74; $k_{одн}$ – коэффициент однородности цементогрунтовой смеси, определяемый по формуле (1); $k_{пл}$ – поправочный коэффициент к показателю прочности, зависящий от коэффициента уплотнения (табл. 2); $k_{н.пр}$ – коэффициент, учитывающий нарастание прочности цементогрунта во времени; для цементогрунта принимается равным 1,3.

Таблица 2

Укрепляемый грунт	Поправочный коэффициент к показателю прочности при коэффициенте уплотнения					
	0,95	0,98	1	1,01	1,03	1,05
Крупнообломочный грунт, песок гравелистый, укрепленный 4–8% цемента	0,7	0,82	1	1,06	1,18	1,3
Песок крупный и средней крупности, укрепленный 4–10% цемента	0,72	0,83	1	1,06	1,17	1,28
Песок мелкий и пылеватый, супеси легкие, укрепленные 6–12% цемента	0,75	0,85	1	1,05	1,15	1,25
Суглинок, глины и супеси пылеватые и тяжелые, укрепленные 8–15% цемента	0,8	0,92	1	1,04	1,12	1,2

Повышение однородности перемешивания и степени уплотнения цементогрунтовых смесей позволяет получать материал с лучшими физико-механическими свойствами и обеспечивает экономию вяжущего.

На основании проведенных исследований можно сделать следующие выводы.

1. Перемешивание цементогрунтовых смесей и их уплотнение – важнейшие технологические операции, которые необходимо учитывать при проектировании состава цементогрунтовых смесей с помощью соответствующих показателей, что позволяет обоснованно с технико-экономической точки зрения подходить к выбору оптимальной технологии производства работ.

2. Повышение коэффициента однородности цементогрунтовых смесей на 5% позволяет получить материал с лучшими физико-механи-

ческими свойствами и экономить при этом 1,5–2% цемента или 30–40 кг на каждом кубометре смеси.

3. Уплотнение цементогрунта сверх оптимальной плотности существенно улучшает его физико-механические свойства и приводит к экономии вяжущего.

В. В. Чепелев
(ВИКИ, Ленинград)

ЭЛЕКТРОХИМИЧЕСКОЕ УКРЕПЛЕНИЕ ГРУНТОВ С ПРИМЕНЕНИЕМ РАСТВОРОВ СИНТЕТИЧЕСКИХ СМОЛ И ИХ МОНОМЕРОВ

При использовании традиционной технологии электрохимического укрепления грунтов в качестве электролитов применяют растворы минеральных солей. Более чем за 40 лет использования электрохимического способа, впервые примененного в строительстве Б.А. Ржаницыным, эта технология практически не претерпела существенных изменений. Разнообразие комбинаций растворов минеральных солей, их концентраций и очередности введения через аноды под давлением и без него привело к значительным качественным изменениям физико-механических свойств укрепленных грунтов, не повысило их однородность в межэлектродном пространстве. Прочность укрепленных грунтов по-прежнему в среднем составляла 3–4 кгс / см ^{2} (5–6 кгс/см^2 у анодов и 2–2,5 кгс/см^2 у катодов). Образцы укрепленного грунта, помещенные в воду, размокали в течение нескольких часов.

Разработанный автором так называемый циркуляционный способ и ступенчатый режим введения электролитов позволили лишь обеспечить практически одинаковые показатели прочности и водостойкости укрепленного грунта в межэлектродном пространстве. Так, прочность на одноосное сжатие составила 5–6 кгс/см^2, а водостойкость равнялась приблизительно 30 сут.

Эти показатели являются вполне достаточными для решения ряда инженерных задач, особенно в том случае, если укрепление грунтов выполняется как временное мероприятия. Однако очень часто возникает необходимость иметь прочность укрепленного связного грунта свыше 10 кгс/см^2 или обеспечить полную его водостойкость и непучинность. Попытки добиться подобных результатов путем использования в качестве анодного электролита жидкого стекла (так называемая электросиликатизация) в связных грунтах положительных результатов не дали.

Исследованиями автора установлено, что главной причиной недостаточно высоких показателей физико-механических свойств и их неоднородности в межэлектродном пространстве являются: во-первых, большое различие электропроводности грунта естественного и насыщенного в анодной зоне растворами минеральных солей; во-вторых, преобладание электростатической природы структурообразования над химико-минералогической, т.е. в этих условиях неоднородно укрепленные грунты имеют, как правило, коагуляционную структуру.

Для превращения коагуляционной структуры в конденсационно-кристаллизационную необходимо полное удаление гидратных оболочек и замена их (в местах фазовых контактов) на конденсирующиеся и кристаллизующиеся композиции. Данная проблема может быть решена путем насыщения глинистого грунта растворами, компоненты которых имеют иную (по сравнению с истинными растворами) природу и характер взаимодействия с поверхностью глинистых частиц, а электрофизические свойства такие же, как и грунт. В общих представлениях вводимые в грунт под действием электрического поля растворы должны удовлетворять следующим требованиям:

а) насыщать грунт, сообразуясь со скоростью перемещения фронта электроосмотически удаляемой воды, максимально заполняя поры, в связи с чем эти растворы должны обладать небольшой вязкостью и высоким электрическим сопротивлением (почти равным электрическому сопротивлению водонасыщенного связного грунта);

б) иметь хорошее сродство с поверхностными группами кристаллической решетки частиц или обладать развитой химической адсорбцией к ним и полностью угнетать (поглощать) связанную воду;

в) обладать свойством образования во всем объеме пор твердого геля или вяжущего (простого или синтезированного) в условиях, которые создаются в межэлектродном пространстве под действием внешнего электрического поля.

Одним из наиболее "удобных" для целей электрохимической обработки составом может являться карбамидная (мочевиноформальдегидная) смола, обладающая хорошей растворимостью в воде, слабой удельной электропроводностью и обеспечивающая высокие показатели физико-механических свойств укрепленных грунтов.

В практике электрохимического укрепления глинистых грунтов была сделана попытка применить раствор карбамидной смолы в качестве анодного электролита. Однако эта попытка не увенчалась успехом, так как в результате интенсивного снижения pH у анода (под действием постоянного электрического поля) происходит интенсивный процесс полимеризации смолы с образованием небольшой по размерам, но прочной прослойки с большим электрическим сопротивлением. В результате этого процесс электрообработки быстро затухает, и основной объем грунта в межэлектродном пространстве оказывается практически не закрепленным.

Автором предложен двусторонний режим введения раствора 1:2 крепителя "М" с предварительной поверхностной его активацией составом КБЖ или ССБ и подщелачиванием раствором NaOH со стороны анода.

В результате произведенных вариаций соотношением компонентов и напряженностью внешнего поля были достигнуты следующие показатели физико-механических свойств суглинка, использовавшегося при исследовании электрохимической обработки с применением растворов минеральных солей: прочность укрепленного грунта на одноосное сжатие достигла 16 кгс/см^2 на участке, равном 2/3 межэлектродного расстояния со стороны анода; в катодной зоне прочность составляла от 5–6 до 8–10 кгс/см^2, т.е. показатели прочности оказались в 2 раза выше, чем при использовании растворов минеральных солей.

4663

Образцы обработанного грунта были помещены в емкость, заполненную водой. Четыре образца (три из анодной зоны и один из катодной) в течение года не имели никаких признаков разрушения. В образце из катодной зоны через 7 мес появились трещины, однако он сохранил свою внешнюю форму. Образец, взятый непосредственно из примыкающей к катоду части, через 6 мес распался на крупные агрегаты. Наличие глинистых частиц в емкости оказалось незначительным. Предварительные исследования показали также высокие противопучинистые и морозостойкие свойства. Так, в анодной и прилегающей к ней части катодной зоны коэффициент пучинистости укрепленного пылеватого грунта не превышал 0,1%, что на два порядка ниже незакрепленного.

Выполненные исследования по применению слабоэлектропроводных гелеобразующих смесей на основе карбамидной смолы являются лишь начальным этапом нового направления. Однако предварительные результаты показывают, что это направление является одним из перспективных в развитии теории и практики электрохимической обработки. Последующие исследования, выполненные С. В. Тордуа, показали, что применение в качестве электролитов подкисленных растворов мономеров карбамидной смолы – мочевины и формальдегида при введении их циркуляционным (двусторонним) способом обеспечивает прочность укрепленного грунта до 10 кгс/см^2 и низкую пучинистость. При этом стоимость укрепления снижается с 20–25 до 8–12 руб/м^3.

Современные успехи отечественного химического производства способствуют проведению широкого поиска и многогранных исследований, связанных с применением в качестве электролитов синтетических, кремнийорганических и других соединений и их мономеров с целью достижения наиболее высоких показателей физико-механических свойств грунтов, подвергнутых электрохимической обработке.

В. Н. Шестаков, И. Б. Старцев
(Сибирский автомобильно-дорожный институт имени В. В. Куйбышева)

ОПТИМИЗАЦИЯ СОСТАВА УКРЕПЛЕННЫХ ГРУНТОВ ДЛЯ ДОРОЖНЫХ ОДЕЖД

В зависимости от расположения в конструктивном слое дорожной одежды и района строительства к свойства укрепленных грунтов предъявляется целый ряд требований. Необходимые свойства материала обеспечиваются подбором соотношения вводимых в грунт компонентов. При укреплении грунтов каким-либо одним вяжущим (например, портландцементом или битумом) подбор состава, по-существу, не представляет затруднений.

С разработкой способов комплексного укрепления грунтов и введением в них активных и поверхностно-активных добавок подбор состава традиционным способом стал достаточно трудоемким. В итоге подбора состава укрепленного грунта остается неопределенность

в части его оптимальности, например по стоимости. На основе теории планирования эксперимента и нелинейного программирования эта задача полностью формализуется.

В общем виде постановка обсуждаемой задачи заключается в следующем. Допустим вектор свойств укрепленного грунта $\longrightarrow \vec{y} = (y_1, \ldots, y_L)$ обусловливается вектором его компонентов $\longrightarrow \vec{X} = (X_1, \ldots, X_M)$ и вектором внешних факторов $\vec{F} = (F_1, \ldots, F_N)$, под которыми понимается, например, число циклов замораживания – оттаивания. На вектор свойств материала $y_p(\vec{X}, \{\vec{F}\})$ при требуемых значениях внешних факторов $\{\vec{F}\}$ накладываются ограничения в виде максимальных y_l^{max} и минимальных y_l^{min} требуемых свойств материала

$$y_l^{min} \leq y_l(\vec{X}, \{\vec{F}\}) \leq y_l^{max} . \qquad (1)$$

Задача сводится к поиску такого вектора компонентов материала, который минимизирует стоимость единичного объема, т.е.

$$\min_{\vec{X} \in X} S[y(\vec{X}, \{\vec{F}\})] , \qquad (2)$$

где X – области изменения аргумента $\vec{X}$ согласно (1).

Изложенный подход реализован при оптимизации состава цементогрунта дорожной одежды для суровых климатических условий Якутской АССР. Укреплялся одномерный песок портландцементом М 400. В качестве добавки, регулирующей морозостойкость цементогрунта, применена кремнийорганическая жидкость ГКЖ–94.

Для построения математических моделей свойств цементогрунта использован четырехфакторный D –оптимальный план. Факторы, их стоимости и уровни в условном и натуральном масштабах приведены в табл. 1. Условный x_i и натуральный X_i масштабы факторов соотносятся следующим образом:

$$x_i = \frac{X_i - X_{io}}{\Delta_i} , \qquad (3)$$

где X_{io} – значение фактора в центре плана ($x_i = 0$).

В итоге реализации этого плана получены адекватные модели свойств цементогрунта:

для прочности на растяжение при изгибе, кгс/см^2;

$$R = 0{,}666 + 0{,}202x_1 + 0{,}018x_2 + 0{,}083x_3 - 0{,}124x_4 +$$

$$+ 0{,}043x_1^2 + 0{,}054x_2^2 + 0{,}032x_3^2 + 0{,}11x_4^2 + 0{,}067x_1x_2 +$$

$$+0{,}026x_1x_3 - 0{,}059x_1x_4 + 0{,}03x_2x_3 + 0{,}07x_2x_4 + \qquad (4)$$

$$+ 0{,}012x_3x_4 + 0{,}014x_1x_2x_3 + 0{,}02x_1x_3x_4 + 0{,}025x_2x_3x_4 +$$

$$+ 0{,}036x_1x_2x_4$$

4663

Таблица 1

Наименование факторов	Индекс факторов в условном масштабе	Единица измерения	Стоимость компонента, руб/т	Шаг варьирования, Δ_i	Стоимость шага варьирования	Уровень факторов		
						−1	0	+1
Цемент	x_1	%	55	3	2,81	7	10	13
Вода	x_2	%	2	3	0,10	7	10	13
ГКЖ-94	x_3	%	3200	0,03	1,63	0	0,03	0,06
Циклы замораживания – оттаивания	x_4	цикл	–	30	–	0	30	60

Примечание. Дозировка компонентов приведена в процентах массы грунта ($\gamma_{ск}$ = 1,7 т/м^3, стоимость 1 руб/м^3). Количество опытов плана 24, повторность 3.

для водонасыщения после замораживания – оттаивания (процентах массы цементогрунта):

$$W = 8{,}61 - 0{,}35x_1 - 0{,}03x_2 - 0{,}59x_3 + 0{,}72x_4 -$$

$$- 0{,}03x_1x_2 - 0{,}01x_1x_3 + 0{,}05x_1x_4 + 0{,}36x_2x_3 + 0{,}04x_2x_4 -$$

$$- 0{,}31x_3x_4 + 0{,}19x_1^2 + 0{,}05x_2^2 - 0{,}52x_3^2 - 0{,}06_4^2. \qquad (5)$$

Согласно инструкции СН 25-74, для цементогрунта 1 класса прочность на растяжение при изгибе должна составлять не менее 10 кгс/см^2, коэффициент морозостойкости 0,75, а водонасыщение после испытания на морозостойкость – не более 2% сверх оптимальной влажности. Требования к морозостойкости цементогрунта дорожных одежд для 1 дорожно-климатической зоны были выработаны решением отдельной задачи. Так, цементогрунтовые основания под цементобетонное покрытие толщиной 0,22 м на песчаном выравнивающем слое (0,05 м) должно обладать морозостойкостью не менее 30 циклов замораживания – оттаивания при −45°С.

С учетом этого ограничения свойства цементогрунта следует из моделей (4) и (5): для прочности на растяжение при изгибе до испытания на морозостойкость (x_4 = −1), кгс/см^2:

$$1 \leqslant 0{,}9 + 0{,}261x_1 - 0{,}052x_2 + 0{,}071x_3 + 0{,}043x_1^2 +$$

$$+ 0{,}054x_2^2 - 0{,}032x_3^2 + 0{,}031x_1x_2 + 0{,}005x_2x_3 + \qquad (6)$$

$$+ 0{,}014x_1x_2x_3;$$

4663

для прочности на растяжение при изгибе после 30 циклов замораживания – оттаивания ($x_4 = 0$), кгс/см^2:

$$0{,}75 \leqslant 0{,}666 + 0{,}202x_1 + 0{,}018x_2 + 0{,}083x_3 + 0{,}043x_1^2 +$$

$$+0{,}054x_2^2 - 0{,}032x_3^2 + 0{,}067x_1x_2 + 0{,}026x_1x_3 + \qquad (7)$$

$$+ 0{,}030x_2x_3 + 0{,}014x_1x_2x_3;$$

для водонасыщения после испытаний на морозостойкость ($x_4 = 0$) (проценты массы цементогрунта):

$$x_2 3 + 12 \geqslant 8{,}61 - 0{,}35x_1 - 0{,}03x_2 - 0{,}59x_3 - 0{,}03x_1x_2 -$$

$$- 0{,}01x_1x_3 + 0{,}36x_2x_3 + 0{,}19x_1^2 + 0{,}05x_2^2 - 0{,}52x_3^2. \qquad (8)$$

Функционал стоимости 1 м^3 цементогрунта в факторном пространстве – $1 \leqslant x_i \leqslant 1$ имеет вид

$$S = 12{,}32 + 2{,}81x_1 + 0{,}10x_4 + 1{,}63x_3 \longrightarrow min. \qquad (9)$$

Решение задачи нелинейного программирования (6) – (9) осуществлялось методом случайного поиска.

Исследовано совместное (строка 1 табл. 2) и раздельное (строки 2–4 табл. 2) влияние ограничений (6) – (9) на оптимальный по стоимости состав цементогрунта.

Таблица 2

№ п.п.	Ограничения	Дозировки компонентов, % массы грунта			Стоимость, руб/м^3
		цемент x_1	вода x_2	ГКЖ–94 x_3	
1	(6) – (8)	12	13	0	12,7
2	(6)	11,2	7	0	11,7
3	(7)	11	13	0,013	12,4
4	(8)	7	7,6	0	7,8

Как видно из табл. 2, для получения оптимального состава цементогрунта с учетом ограничений по прочности (6), морозостойкости (7) и водонасыщения (8) неэкономично вводить жидкость ГКЖ–94. Требуемые свойства цементогрунта обеспечиваются укреплением песка добавкой 12% цемента. При этом стоимость единицы продукции составляет 12,7 руб/м^3. Из ограничений (6)–(8) наиболее значительным является условие по обеспечению морозостойкости (7). Для удовлетворения этого условия песок необходимо укрепить введением 11% цемента с добавкой 0,013% жидкости ГКЖ–94 (12,4 руб/м^3). Условие по водонасыщению после испытания на морозостойкость (8) довольно слабое и уже удовлетворяется на нижних уровнях факторного пространства (7,8 руб/м^3).

4663

Из приведенного анализа следует, что снижение стоимости цементогрунта следует обеспечивать прежде всего применением дешевых и эффективных добавок, регулирующих его морозостойкость. В принципе по изложенной схеме возможна оптимизация состава укрепленного грунта при ограниченных ресурсах, например портландцементе.

Р. Т. Шугалей, В. В. Тетельмин
(Филиал ВНИИГ, Красноярск)

КОЛЛОИДНЫЕ ЦЕМЕНТНО-ПОЛИМЕРНЫЕ РАСТВОРЫ ДЛЯ ИНЪЕКЦИОННОГО ЗАКРЕПЛЕНИЯ ГРУНТОВ

При создании противофильтрационных завес и проведении укрепительной цементации в основаниях и береговых примыканиях гидротехнических сооружений в сложных гидрогеологических условиях (агрессивная среда, большие скорости грунтового потока, малые размеры трещин и пор обрабатываемого грунта) затруднено использование традиционных цементных растворов.

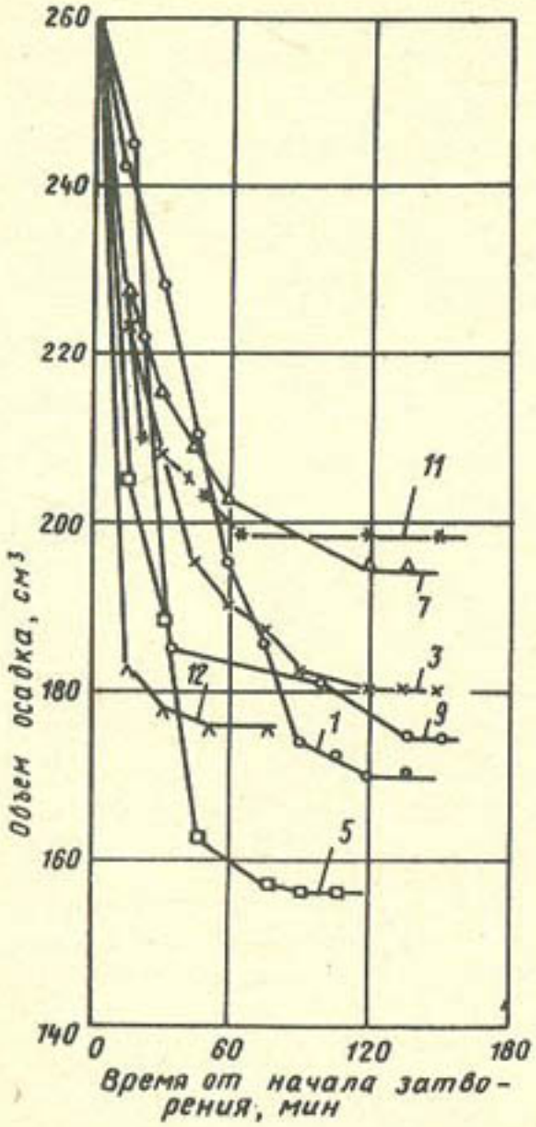
Наиболее приемлемым способом получения фильтрационно- и суффозионностойкого цементного камня, а также камня, обладающего высокими физико-механическими свойствами, является введение в цементные растворы в небольших количествах органических веществ. В качестве добавок в растворы целесообразно применять полимеры, не требующие стабилизаторов. Такими полимерами могут быть водорастворимые смолы, основным преимуществом которых наряду с малым процентом введения является интенсивное твердение растворов в условиях высокой влажности.

В Сибирском филиале ВНИИГ проведены исследования цементных растворов с рядом добавок: фуриловым спиртом (ФС) и солянокислым анилином (СКА); полиамидной смолой 89; алифатической эпоксидной смолой ДЭГ-1; унифицированной карбамидной смолой (УКС). Особенностью этих исследований явилось то, что введение названных добавок в растворы совмещалось с коллоидацией последних путем высокоскоростного смешивания (ВСС) с частотой 8000 об/мин. Растворы приготовляли на портландцементе марки 500 Красноярского цементного завода.

Скоростное перемешивание приводит не только к активизации цементных частиц и повышению их дисперсности, что способствует увеличению их проникающей способности, но также к увеличению прочности цементного камня. Коллоидация цементно-полимерных растворов с В/Ц = 0,8 при t = 20°С сокращает продолжительность их твердения в среднем на 4,5 ч (табл. 1). Наибольшее снижение вязкости наблюдается в растворах с комплексной добавкой ДЭГ-1 и смолы 89 (состав 9). Введение унифицированной карбамидной смолы заметно повышает вязкость.

Смола 89 и комплексная добавка (составы 5+8) способствуют воздухововлечению, что проявляется в пониженной плотности свежеприготовленных растворов. Осадок диспергированного раствора полу-

4663



Кинетика образования полимерцементного камня из коллоидного раствора (цифрами обозначены составы смесей, приведенные в табл. 1)

чается более плотным, а следовательно, и плотность полимерцементного камня получается более высокой (см. рисунок). Цифры на кривых указывают номер состава смеси в табл. 1.

Высокоскоростное смешивание в конечном итоге сказывается на физико-механических свойствах камня (табл. 2). Так, на 7-е сут значения временного сопротивления сжатию, изгибу и растяжению почти в 2 раза превышают таковые для растворов, приготовленных на обычном смесителе.

На физико-механические свойства цементного камня особенно положительное влияние оказывает совместное воздействие полимеров и высокоскоростного смешивания. Например, на 7-е сут прочность временного сопротивления сжатию для растворов обыкновенного смешивания составляет 26 кгс/см^2, для ВСС - 48,7 кгс/см^2, для растворов с добавкой фурилового спирта при обыкновенном смешивании 85 кгс/см^2, а при совместном воздействии ВСС и фурилового спирта временное сопротивлению сжатию в том же возрасте составляет уже 146 кгс/см^2.

Исходя из требований, предъявляемых к закрепленному грунту в каждом конкретном случае можно применить цементно-коллоидный, цементно-полимерный или коллоидный цементно-полимерный раствор из исследованного ряда. В частности, состав 1 с фуриловым спиртом рационально применять при динамических нагрузках на сооружения и в тех случаях, когда конструкции испытывают растягивающее напряжение.

4663

Таблица 1

Компоненты и параметры	№ состава											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Фуриловый спирт, % к воде затворения	2,5	5										
СКА, % к ФС	15	15										
Хлористый кальций, % к массе цемента	1,4	1,4										
УКС, % к массе цемента			1	2	1	2						
Смола 89, %					10к цементу	10к цементу	1,5 к цементу	5 к цементу	0,6	1,2		
ДЭГ-1, % к массе цемента									0,4	0,8		
Плотность, г/см^3	1,57	1,58			1,46	1,36	1,48	1,46	1,56	1,56		
Условная вязкость, с	11	10	12	20	12	13	12	15	9		10	11
Растекаемость, Дк, см	29	34	29	29	30	30	32	27,5	34	31	32	29
Срок начала схватывания, ч-мин	2-30	2-40	2-35		2-20	5-35	4-05	4-30	4-25		2-00	2-00
Срок конца схватывания, ч-мин	10-15	10-55	10-00		10-15	11-05	15-30	11-25	9-40	9-40	10-30	15-00
Время твердения, ч-мин	7-45	8-15	7-25		7-55	5-30	11-25	6-55	5-15	7-00	8-30	13-00

Примечание. Раствор 12 в отличие от раствора 11 получен при частоте вращения смесителя 200 об/мин.

Таблица 2

Параметры прочности	Возраст образца, сут	№ состава													
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Временное сопротивление сжатию, кгс/см^2	7	147	62	52	54	43	63	49	29	90,2	71,4	48,7	26,3	85	71
	14	235	64	123	98	104	56	69	76,4	228	94	84	49	116	100,6
	28	298	168,7	165,1	143,6	98	113,5	143,6		263	190	213,4	131,4		
Временное сопротивление изгибу, кгс/см^2	7	42	17,6	15	15,2	12	18	14	8,1	26	20	14	0,75		
	14	67	18	35	28,1	29,5	18	20	22	66	27	24	14	24	20,4
Временное сопротивление растяжению, кгс/см^2	7	16,3	6,9	5,9	5,9	4,7	7	5,4	3,2	10	7,9	5,4	2,9	9,4	7,9
	14	26,2	7,1	13,6	11	11,5	7,7	8,5	25	10,4	9,3	5,4			
Динамический модуль	7	14575	11450				10625					14679	10560	10380	

Примечание. Составы 13 и 14 идентичны составам 1 и 2, но получены в смесителе с частотой вращения 200 об/мин.

И. И. Яковлева
(ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, Ленинград)

ЦЕМЕНТНО-КОЛЛОИДНЫЕ РАСТВОРЫ В ГИДРОТЕХНИЧЕСКОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Известно, что крупные фракции цемента (60–100 мкм) подвергаются неглубокой гидратации. Наиболее же активной частью портландцемента является фракция 0–20 мкм, которая полностью гидратируется и вместе с фракцией 20–40 мкм играет большую роль в процессе твердения цемента. Кроме того, цемент содержит большое число агрегированных слипшихся частиц. Для их разъединения необходимо приготовление инъекционных растворов производить в модернизированном, соответствующем мировым стандартам оборудовании, которое способно расщеплять агрегированные комочки и осуществлять дополнительное измельчение фракций (активировать вяжущее).

Одним из наиболее совершенных способов активизации цемента является приготовление суспензий в скоростных смесителях со скоростью вращения перемешивающего устройства около 2000 об/мин.

Влияние скоростного перемешивания на степень диспергации частиц может быть охарактеризовано путем измерения скорости осаждения частиц из уравнения Стокса

$$v = \frac{2}{g} \cdot \frac{r^2(\gamma - \gamma_1) g}{\eta} , \qquad (1)$$

где v – скорость седиментации, см/с; r – радиус частиц, см; g – ускорение свободного падения, см/м^2; γ – удельный вес твердой фазы, кг/м^3; η – коэффициент вязкости жидкой фазы, Пз.

Из уравнения Стокса имеем:

$$r = \sqrt{\frac{g \eta v}{2(\gamma - \gamma_1)} \frac{1}{g}} . \qquad (2)$$

Величины g, η, γ и γ_1 для данных опытов постоянны и могут быть приняты η = 0,01 и γ_1 = 1 (для воды при 20°С), а для портландцемента γ = 3,2 кг/м^3. Тогда величина константы К в уравнении (2) будет:

$$K = \sqrt{\frac{g \eta}{2(\gamma - \gamma_1)} \frac{1}{g}} . \qquad (3)$$

Значения радиусов частиц определяются из уравнения

$$r = K \sqrt{v} = K \sqrt{h/t} . \qquad (4)$$

Наблюдения велись методом определения скорости движения понижающего мениска раствора, что соответствует наиболее мелкой фракции цементных частиц. Полученные таким образом размеры наименьших частиц соответствуют средним минимальным значениям диаметра D_{min} в указанной фракции.

Проведя необходимые вычисления, находим, что в обычных растворах средний минимальный радиус частиц составляет 3,7 мк, а в диспергированном – 2,56 мк.

Кроме того, определялась удельная поверхность цемента после диспергации и обычного перемешивания. Удельная поверхность цемента после скоростного перемешивания увеличивается примерно на 80–100 $м^2/кг$.

Исследования показали, что приготовление инъекционных растворов в скоростном смесителе повышает дисперсность цемента, о чем свидетельствует уменьшение размеров частиц и увеличение удельной поверхности. Цементационный раствор, приготовленный в высокоскоростном смесителе, приобретает в какой-то степени свойства коллоидных растворов и существенно отличается от обычных растворов, приготовленных в имеющихся смесителях со скоростью вращения турбинки 700 об/мин, однородностью состава, прочной связью между составляющими, стабильностью во времени.

Цементный камень приобретает высокие физико-механические свойства: увеличиваются прочностные характеристики (на сжатие, растяжение, изгиб), морозоустойчивость и водонепроницаемость. Прочность цементного камня, приготовленного из цементно-коллоидных растворов, в среднем на 40–60% выше обычного для всех водоцементных отношений. Наиболее высокой прочности цементного камня соответствует оптимальное время перемешивания, которое зависит от водоцементного отношения, минералогического состава и марки цемента, от скорости вращения перемешивающих устройств и других факторов. На основании проведенных исследований на многих видах, марках с различным минералогическим составом цементов было установлено следующее время перемешивания:

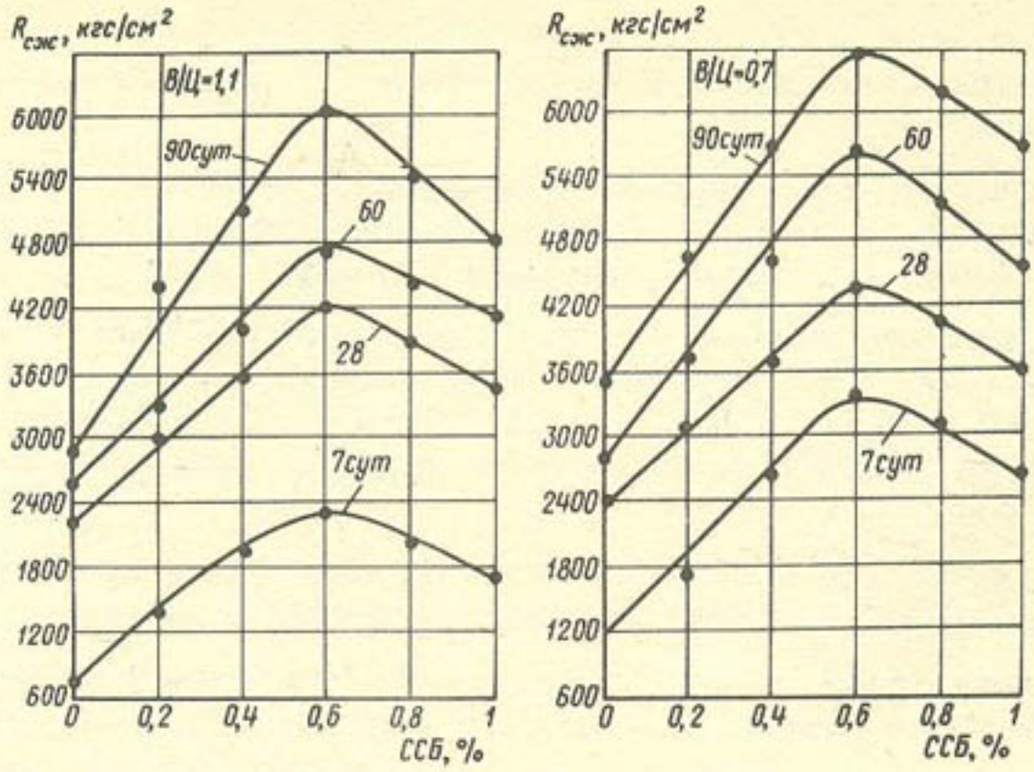
для В/Ц = 3 . . . . . t = 30–60 с
" В/Ц = 1 . . . . . t = 60–90 с
" В/Ц = 0,7 . . . . . t = 90–120 с
" В/Ц = 0,5 . . . . . t = 120–180 с

Цементный камень, приготовленный из коллоидного раствора, практически водонепроницаем. Коэффициент фильтрации цементного камня в возрасте 14 сут при давлении 6 $кгс/см^2$ равен нулю.

Прочность цементно-коллоидных растворов, обработанных пластифицирующими добавками ССБ, СДБ, упаренным черным сульфатным щелоком (ЧСЩ), увеличивается примерно в 1,5–1,8 раза (см. рисунок). Оптимальное содержание добавок в растворе для всех водоцементных отношений следующее (к массе цемента):

ССБ и СДБ 0,6–0,8%
ЧСЩ 0,4–0,6%

В элементах, грунтах, где нежелательны усадочные явления, или сооружениях, подверженных воздушным влияниям, рекомендуется использовать цементно-песчаные растворы коллоидного типа. Песок в растворы следует вводить домолотый до удельной поверхности



Зависимость прочностных характеристик от содержания ССБ в цементационном растворе при различном возрасте твердения

180–200 м^2/кг или тонкозернистый естественной крупности. В зависимости от необходимой прочности цементно–песчаных образцов соотношение песка может колебаться от 1 до 2 ч к массе цемента.

Цементно–песчаный камень из раствора состава Ц:П = 1:1 при В/Ц = 1 имеет в 14–суточном возрасте при давлении 6 кгс/см^2 коэффициент фильтрации $3{,}4 \cdot 10^{-8}$ м/с, тогда как обычный того же состава $5{,}5 \cdot 10^{-9}$ м/с. Цементно–песчаные образцы из коллоидного раствора того же состава выдерживают 150 циклов попеременного замораживания и оттаивания, тогда как образцы из обычного раствора разрушаются при 100 циклах, при этом марка раствора соответствует 300.

Преимущество технических свойств цементно–коллоидных растворов позволило широко использовать их в различных областях строительства, особенно в тех случаях, в которых необходимо заполнение тонких трещин, зазоров, пор, швов, не поддающихся цементации обычными растворами.

Цементно–коллоидные растворы применялись при ремонтах дефектной кладки бетона (в опорах мостов и плотине), при цементации строительных швов бетонной плотины Братской ГЭС, при омоноличивании контакта спиральных камер Нурекской ГЭС. В последнее время цементно–коллоидными растворами восстанавливалось разуплотненное скальное основание в области верховой грани бетонной плотины Братской ГЭС. Пьезометрический уровень в отдельных секциях превышал установленные границы. При гидравлическом опробовании оказалось, что в большинстве опробованных зон удельное

водопоглощение составляло менее 0,01 л/(мин·мм^2). Поэтому в двух секциях цементация осуществлялась цементно-коллоидными растворами.

В качестве пластификатора в цементно-коллоидные растворы вводился черный сульфатный щелок в количестве 0,4% массы цемента. Цементация производилась на глубину 10 м.

Цементно-коллоидные растворы позволили производить цементационные работы при удельном водопоглощении скального массива 0,05 л/(мин·м^2). При цементировании тонкотрещиноватого основания цементно-коллоидными растворами расход цемента увеличился в 2-3 раза.

В секциях, где производилась цементация цементно-коллоидными растворами, эпюра противодавления снизилась до проектной.

Экономический эффект от внедрения цементно-коллоидных растворов в общей сложности составляет примерно 900 тыс. руб.

УПЛОТНЕНИЕ ГРУНТОВ

П. А. Аббасов
(Дальневосточный Промстройниипроект, Владивосток)

ВЛИЯНИЕ ПРЕДПОСТРОЕЧНОГО УПЛОТНЕНИЯ СЛАБЫХ ГРУНТОВ НА НЕСУЩУЮ СПОСОБНОСТЬ ПЛОСКОПРОФИЛИРОВАННЫХ СВАЙ

На площадках, где залегают большие толщи слабых грунтов, стоимость и трудоемкость свайных работ существенно возрастают. Особо следует отметить, что значительное увеличение удельного веса стоимости и трудоемкости свайных работ (в общей стоимости и трудоемкости всего объекта) наблюдается при возведении малонагруженных зданий и сооружений в условиях залегания больших толщ слабых грунтов (свыше 20–30 м).

Опыт строительства жилых и промышленных комплексов на Тихоокеанском побережье юга Дальнего Востока показал целесообразность использования слабых грунтов в качестве основания для относительно малонагруженных объектов.

При использовании слабых грунтов в качестве основания одним из основных условий, определяющих экономичность фундаментов, является максимальное использование несущей способности грунтов. Это условие нами решалось следующими двумя методами: а) применением специальной конструкции плоскопрофилированной сваи, обладающей повышенной несущей способностью на единицу расхода материала по сравнению с традиционными призматическими сваями, работающими по типу "висячие"; б) путем предпостроечного уплотнения слабых грунтов массой насыпи.

Рассмотрим второй метод на конкретном примере строительства микрорайона 3А в г. Находке.

Участок строительства микрорайона 3А расположен в восточной части оз. Соленое. Поверхность площадки сравнительно ровная. Высотные отметки колеблются от 0,7 до 2 м. Общее геологическое строение площадки представлено толщей осадочных пород аллювиального происхождения. В возрастном отношении породы этой толщи относятся к современным четвертичным отложениям и характеризуются следующими напластованиями (сверху вниз): почвенно-растительный слой – 0,2–0,4 м; песок мелкий, заиленный, насыщенный

водой; грунт рыхлого сложения с толщиной слоя 8–9 м; песок пылеватый, заиленный, насыщенный водой; грунт рыхлого сложения с толщиной слоя 5–7 м; гравийный грунт с примесью пылеватого песка с толщиной слоя 2–4 м; глина тугопластичной консистенции.

В феврале 1973 г. в трех точках площадки, приуроченных к геологическим скважинам, были забиты три группы свай. В каждую группу входила (как обязательное условие) минимум одна призматическая, плоскопрофилированная и клиновидная свая.

Плоскопрофилированная свая представляет собой плоский клин, имеющий двусторонние поперечные вырезы треугольной формы с шагом 50 см по длине. При наличии вырезов профильная часть сваи оказывается составленной из набора вторичных клиньев, угол заострения которых возрастает от острия к голове сваи. С целью удобства погружения, повышения сопротивляемости сваи на выдергивающие нагрузки и воздействие сил морозного пучения грунтов головная часть плоскопрофилированной сваи на длине 175 см имеет форму призмы квадратного сечения размером 30х30 см. Наружные размеры клиновидных свай, использованные в опытах, были приняты аналогично наружным размерам плоскопрофилированных свай. Испытание опытных свай статическими нагрузками производилось с августа по октябрь 1973 г. при помощи гидравлического домкрата ДГ–100М, упирающегося в систему упорных балок (загрузочную платформу). Замер осадок свай выполнялся двумя прогибомерами ПАО–6 с ценой деления 0,1 мм.

Методика испытания свай была принята согласно ГОСТ 5686–69 "Сваи и сваи–оболочки. Методы полевых испытаний".

С сентября по октябрь 1973 г. производилась организованная отсыпка всей территории насыпным грунтом, состоящим из смеси щебня, дресвы, включением глыб с суглинистым заполнителем в различных процентных отношениях. Насыпной слой составлял 1,2–1,4 м. Уплотнение насыпного грунта производилось с помощью статического прицепного катка марки ДУ–26 (Д–614) с массой 9 т, ширина уплотняемой полосы составляла 1,8 м.

В ноябре 1973 г. на расстоянии 5–6 м от первой группы испытанных свай были забиты, а в марте 1974 г. испытаны статическими нагрузками (по указанной выше методике) две плоскопрофилированные сваи. Рабочая поверхность плоскопрофилированных свай, испытанных до отсыпки и после нее, были расположены в слое мелкозернистого песка рыхлого сложения. Сопротивление насыпного грунта и почвенно–растительного слоя (максимальная суммарная толщина 1,7 м) при соприкосновении с поверхностью плоскопрофилированных свай исключалось благодаря конструктивному исполнению верхней части свай призматической формы на длине 175 см,

Результаты статических испытаний свай вертикальной вдавливающей нагрузкой до и после отсыпки территории насыпным грунтом приведены в таблице.

Результаты испытания двух плоскопрофилированных свай № 33 и 34 (см. таблицу) после предпостроечного уплотнения грунтов основания насыпью показывают возрастание предельного сопротивления сваи в 1,8 раза (37,5 тс).

№ испытываемой группы	№ сваи	Марка сваи	Глубина забивки, м	Объем сваи, $м^3$	Угол сбега сваи	Предельное сопротивление, тс	Предельное сопротивление на единицу объема, $тс/м^3$
1	22	ППТУ 5-30	4,3	0,51	2°30'	20	416
	23	СУ 5-30	4,3	0,46	-	12,5	272
	24	СК 5-30	4,4	0,58	2°30'	17,5	302
	25	СУ 9-30	8,3	0,82	-	15	18,3
II	26	ППТУ 5-30	4,5	0,48	2°12'	15	31,2
	27	ППТУ 7-30	6,4	0,73	1°50'	17,5	24
	28	СУ 9-30	8,3	0,82	-	22,5	27,4
	29	ППТУ 5-30	4,5	0,51	2°30'	20	41,6
III	30	СУ 5-30	4,3	0,46	-	10	21,8
	31	СК 5-30	4,4	0,58	2°30'	20	34,5
	32	ППТУ 7-30	6,8	0,73	1°50'	20	27,4
	33	ППТУ 5-30	4,6	0,51	2°30'	37,5	74
IУ	34	ППТУ 5-30	4,6	0,51	2°30'	37,5	74

Примечания: 1. Расшифровка маркировки свай: буквы ППТУ обозначают плоскопрофилированную сваю, СК - сваю клиновидную; цифры обозначают длину сваи, м, и сечение в головной части, см.

2. Испытания I-III групп свай проводились до предпостроечного уплотнения грунтов основания насыпью, а IУ группа свай - после предпостроечного уплотнения грунтов основания насыпью.

Предельное сопротивление свай, испытанных до отсыпки территории насыпным грунтом, находится в пределах от 10 до 22,5 тс.

Максимальное сопротивление на единицу расхода материала приходится на плоскопрофилированную сваю марки ППТУ 5-30 - 41,6 $тс/м^3$, а минимальное - на призматическую сваю марки СУ 9-30 - 18,3 $тс/м^3$.

В проведенных опытах увеличение сопротивления свай объясняется уплотнением слабых грунтов (повышением начальной плотности грунта) и особенностью работы плоскопрофилированных свай в грунте. При забивке плоскопрофилированной сваи вокруг ее острия и боковой поверхности формируется уплотненное грунтовое ядро, на которое передается полезная нагрузка, приложенная к головной части сваи. Установлено, что сопротивление плоскопрофилированной сваи возрастает пропорционально объему зоны уплотненного грунта, а объем этой зоны у сваи является функцией начальной плотности грунта.

Использование метода предпостроечного уплотнения слабых грунтов с одновременным применением эффективной конструкции плоскопрофилированной сваи позволяет существенно повысить полезную нагрузку, передаваемую на грунты основания.

17-1

Проведенные исследования показали, что при возведении относительно малонагруженных зданий и сооружений в условиях напластования большой толщи слабых грунтов (свыше 20–30 м) эффективным является использование их в качестве основания.

Для увеличения начальной плотности слабых грунтов и возможности передачи большей полезной нагрузки на основания целесообразно использовать метод предпостроечного уплотнения слабых грунтов с помощью насыпи и применение плоскопрофилированных свай, обладающих повышенной несущей способностью призматических свай при работе их по типу "висячих".

П. С. Алиш-заде, Т. И. Исмаилов
(АзНИИГиМ, Баку)

ВЫБОР ОПТИМАЛЬНЫХ ПАРАМЕТРОВ ДВУХ ПРОТИВОПРОСАДОЧНЫХ МЕРОПРИЯТИЙ

В АзНИИГиМе в течение многих лет в районе г. Мингечаур, где мощность просадочных лёссовых грунтов составляет 20–25 м, проводились обширные натурные исследования по уплотнению просадочных грунтов методами предварительного замачивания и поверхностного трамбования тяжелыми трамбовками.

Исследования по предварительному замачиванию проводились на многочисленных отсеках, имеющих различные формы, размеры поперечного сечения и конструкции. В результате исследований установлен ряд закономерностей, которые излагаются ниже.

Результаты периодических наблюдений за поверхностными марками позволяют описать закономерность изменения просадки данной точки в отсеках во времени с помощью зависимости

$$S_t = S_{ст}(1 - e^{-\rho t}),$$

где $S_{ст}$ – стабилизированная величина просадки, значение которой зависит от глубины выреза отсеков, например при $H = 0{,}5 \div 2$ м $S_{ст} = 0{,}4 \div 1$ м; ρ – постоянный параметр для данного вида грунта, характеризующий изменение просадки во времени, величина которого определяется из соотношения $\rho = \frac{1}{t} \ln \frac{1}{1 - \frac{S_t}{S_{ст}}}$; для грунтов опытного участка $\rho = 0{,}036$; t, S_t – произвольный период времени от начала непрерывного замачивания и соответствующая этому периоду величина просадки.

Результаты наблюдений за изменением скорости просадки показали, что с увеличением габаритных размеров каналов интенсивность ее возникновения и скорость протекания возрастают. Количество воды, необходимой для возникновения и стабилизации просадки, зависит от степени просадочности лёссовых грунтов. В грунтах Мингечаурского опытного участка для возникновения просадки на удельную площадь израсходовано 1,3–1,5 м^3, а для стабилизации просадки – 12–15 м^3 воды. Продолжительность замачивания, в течение которой достигается практическая стабилизация просадочных деформаций, составляет примерно три месяца. Интенсивному развитию

4663

просадочных деформаций соответствуют существенные падения фильтрационных расходов. При этом установившаяся фильтрация соответствует во времени стабилизации просадочных деформаций.

Исследования по уплотнению грунтов методом поверхностного трамбования потребовали установления основных параметров грунта и ударной нагрузки. Одним из основных показателей являются оптимальная влажность грунтов, которая характеризует качество и устойчивость уплотненных грунтов оснований сооружений в эксплуатационном периоде, и оптимальные параметры ударной нагрузки.

Опыт показывает, что с увеличением степени плотности грунтов прочностные параметры возрастают, а деформативность и водопроницаемость их снижается. При этом при постоянных значениях степени плотности грунтов в пределах оптимальной влажности ($W_{опт}$ = = 16±4%) закономерность изменения их водопроницаемости удовлетворительно аппроксимируется уравнением вида:

$$K = ae^{-bW},$$

где a и b – коэффициенты, которые изменяются в зависимости от оптимальной плотности грунта в пределах:

при γ/γ_{max} = 0,85 . . . a = $2348 \cdot 10^{-4}$ и b = 0,2347

" γ/γ_{max} = 1,0 . . . . a = $1096 \cdot 10^{-5}$ и b = 0,2784

В результате лабораторных исследований установлено, что нормы плотностей грунта, которые необходимо иметь основаниям различных сооружений, должны быть не ниже 0,95 γ_{max}. Выбор оптимальных параметров ударной нагрузки с целью достижения этих норм плотностей в толще экрана уточнялся в полевых условиях. Исследования проводились при помощи двух трамбовок диаметром 1,2 м и массой $2 \cdot 10^3$ и $3{,}5 \cdot 10^3$ т. Было проведено пять серий опытов. В процессе опыта осадка уплотняемой поверхности измерялась после каждого удара, а изменение плотности грунтов по глубине определялось после приложения заданного числа ударов (n = 8).

Результаты проведенных исследований приведены на рис. 1, где четко выделяются две группы кривых зависимостей $\gamma_{ск} = f(H)$.

В первую группу входят две кривые (1 и 2), которые соответствуют процессу уплотнения грунтов примерно при постоянном значении удельного импульса, равного $0{,}113 \cdot 10^4$ и $0{,}221 \cdot 10^4$ кгс/(м^2·с), из которых видно, что, несмотря на различие в массе и высоте падения трамбовок, изменение плотности грунтов по глубине происходит идентично. При этом в обоих случаях максимальная плотность достигается на глубине 60–70 см, а поверхностный слой остается недоуплотненным.

Вторая группа кривых (3 – 5) характеризуется тем, что здесь максимальная плотность грунтов соответствует поверхностному слою. Такое распределение плотности грунтов по глубине достигнуто путем значительного снижения величины удельного импульса [с $0{,}262 \cdot 10^4$ до $0{,}141 \cdot 10^4$ кгс/(м^2·с)] при последних двух ударах.

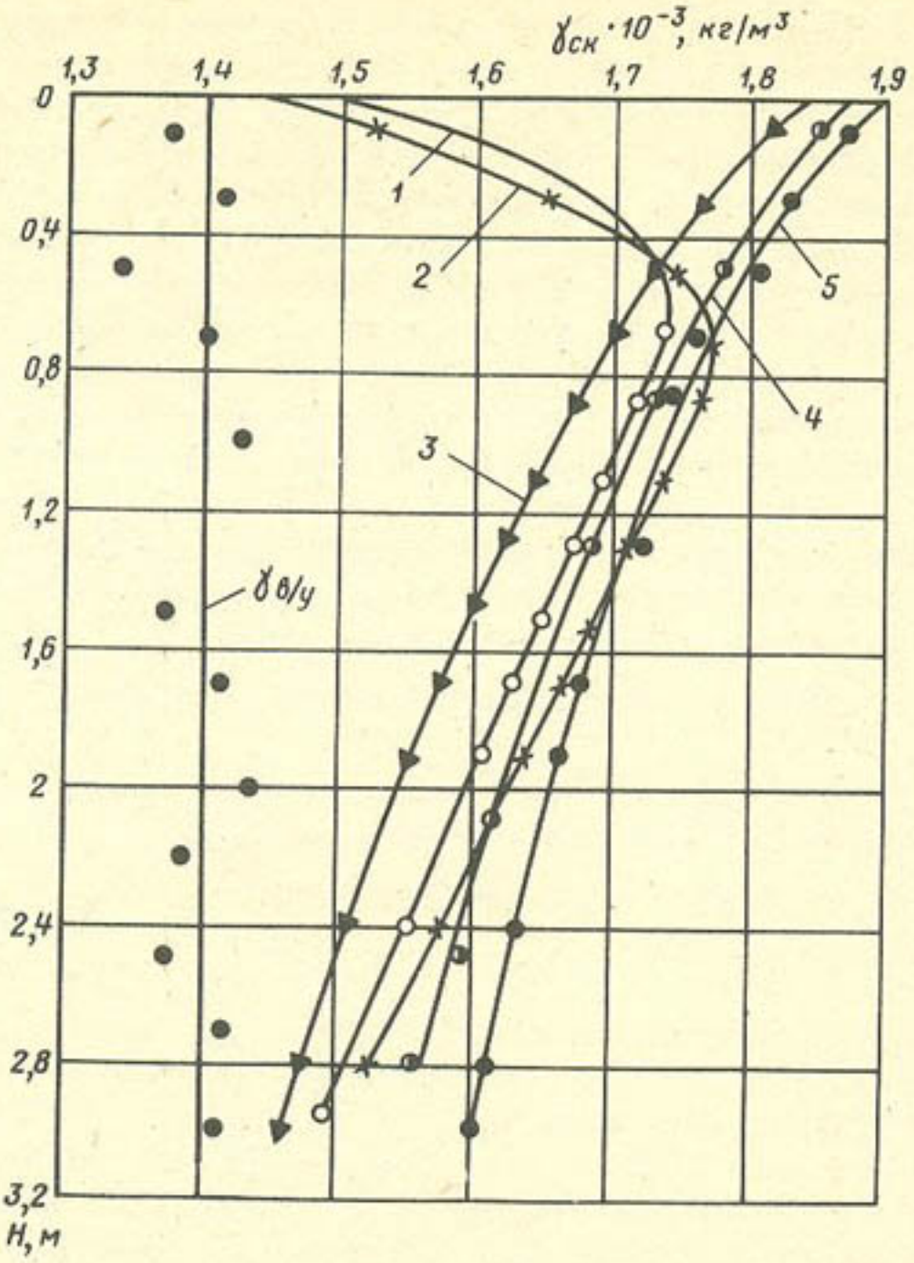


Рис. 1. Зависимость качества уплотнения $\gamma_{ск}$ от сохранения удельного импульса $i_{уд}$ в цикле заданного числа ударов (n = 8) по одному следу

1 и 2 – $i_{уд}$ = const; 3–5 – $i_{уд} \neq const$; $\gamma_{ск}$-плотность грунтов природного сложения (среднее значение по глубине)

Проведенные исследования на опытных площадках показали возможность и целесообразность уплотнения лёссовых просадочных грунтов при переменных значениях импульсов удара. В результате этого увеличивается глубина уплотнения (более 2 м), а также достигается максимальная плотность в поверхностных слоях грунта.

Для проверки влияния площади трамбовки на эффективность уплотнения лёссовых грунтов трамбование проводилось тремя трамбовками с различной площадью при одной и той же величине статического давления ($2 \cdot 10^3$ кгс/м^2), с тремя значениями удельного импульса удара. Число ударов, методика измерения и определения грунтовых характеристик оставались прежними.

4663

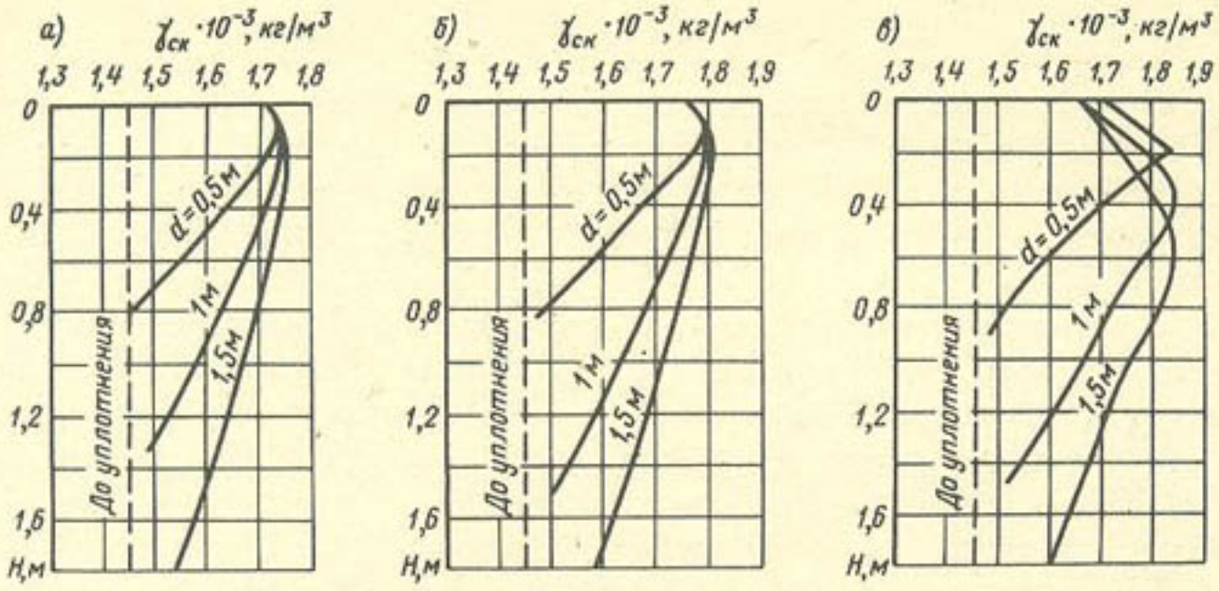


Рис. 2. Изменение плотности грунтов по глубине в зависимости от площади трамбовок и удельных импульсов
а – $i = 0{,}089 \cdot 10^5$ Па·с; б – $i = 0{,}126 \cdot 10^5$ Па·с; в – $i = 0{,}155 \cdot 10^5$ Па·с

Результаты исследований приведены на рис. 2, где видно, что с увеличением площади трамбовки глубина эффективного уплотнения возрастает даже при одной и той же осадке уплотняемой поверхности. Эта закономерность нами была установлена еще ранее в лабораторных условиях. Здесь было рассмотрено влияние площади трамбовки при $i = const$ на деформацию толщи грунтов. В результате этого установлено, что с увеличением площади трамбовки деформация в равных слоях по глубине увеличивается.

Обобщение и анализ проведенных опытов показали возможность использования подобия, согласно которому при одинаковых удельных импульсах, но разных диаметрах трамбовок плотность грунтов на одних и тех же глубинах оказывается одинаковой при том условии, если эти глубины выражаются в долях от диаметра трамбовок. Это положение позволяет правильно выбирать параметры рабочих органов трамбующих машин применительно к необходимой глубине уплотнения.

Х. А. Аскаров
(ТИИИМСХ, Ташкент),
З. Х. Ядгаров
(Среднеазиатский филиал НИИ оснований, Душанбе)

ВЛИЯНИЕ ПОДВОДНОГО ВЗРЫВА НА ВОДОПРОНИЦАЕМОСТЬ ЛЕССОВЫХ ГРУНТОВ

Существует много различных способов воздействия на грунт, в результате чего уменьшается его пористость, а вместе с тем понижается и фильтрационная способность. Одним из них может явиться применение взрывного способа уплотнения грунтов, основанного на

использовании эффекта уплотнения связных грунтов энергией взрыва. Отличительной особенностью работ является то, что противофильтрационные грунтовые экраны создаются путем предварительной замочки и последующим доуплотнением подводным взрывом.

Настоящая работа посвящена изучению возможности создания антифильтрационного экрана (непрерывного по всей площади канала) с помощью энергии взрыва.

Исследования предусматривали комплекс лабораторных и полевых опытов с целью установления: возможности использования подводного взрыва для создания в каналах антифильтрационного грунтового экрана; факторов, влияющих на эффективность уплотнения при создании экрана; долговечности грунтового экрана.

Опыты проводились на лёссовых суглинках трассы канала "Хандам" Ташкентской области. Результаты лабораторного изучения водно-физических свойств грунтов естественного сложения, проведенные по стандартной методике, показали пределы их изменения: объемный вес 1,3-1,5 т/м^3; удельный вес 2,67-2,69 т/м^3; пористость 44-50%; естественная влажность 7-18%; число пластичности 5-9%; гранулометрический состав (% по массе): пылеватая фракция 75-80%, глинистая фракция 10-15%; коэффициент фильтрации 1-3 м/сут.

После предварительного замачивания продолжительностью 60 сут происходило заметное изменение всех водно-физических показателей грунтов объекта исследования, а скорость фильтрации все еще оставалась высокой и изменялась в пределах от 0,5 до 0,6 м/сут. После достижения грунтом оптимальной влажности в целях создания маловодопроницаемого экрана была проведена серия подводных взрывов при удельных расходах зарядов ВВ 0,2; 0,4; 0,6; 0,8 и 1 кг/м^2.

Способом подводного взрыва достигнуто существенное изменение физико-механических свойств:

а) объемная масса скелета увеличивается от 8 до 13% при уплотнении удельным расходом зарядов ВВ 0,2-1 кг/м^2;

б) предварительное замачивание вызвало уменьшение пористости на 2%, а подводный взрыв после предварительной замочки - еще на 4-6%;

в) прочностные показатели увеличились: сцепление на 25-30% (с 0,27 до 0,37 кг/см^2), угол внутреннего трения - на 15-20% (с 27 до 31^o); сопротивление грунта разрыву - в 2 раза; предельное напряжение сдвига - в 2-2,5 раза;

г) поставленные специальные опыты показали увеличение процентного содержания пылеватых и глинистых фракций за счет песчаной фракции.

Уплотнение подводным взрывом независимо от расхода зарядов ВВ снизило скорость фильтрации до 0,01-0,02 м/сут (см. таблицу).

Следует отметить, что после взрыва заряда ВВ в поперечном разрезе канала создаются три различные зоны деформации грунта: зона обратно упавшего грунта, зона грунта нарушенного сложения и зона уплотненного грунта, играющие большую роль при теорети-

4663

Время наблюдения	Скорость фильтрации, м/сут, в различных котлованах					
	1				4	5
	при расходе ВВ, кг/м^2					
	0,2	0,4	0,8	1	1	0,6
1-й год	0,008	0,008	0,008	0,008	0,01	0,011
2-й год*	0,014	0,016	0,0105	0,009	0,033	0,026
3-й год*	0,102	0,068	0,044	0,032	0,047	0,067

Продолжение

Время наблюдения	Скорость фильтрации, м/сут, в различных котлованах					
	7	8	9	10	11	12
	при расходе ВВ, кг/м^2					
	1	0,6	0,2	1	0,6	0,2
1-й год	0,009	0,012	0,016	0,01	0,013	0,018
2-й год*	0,029	0,04	0,062	0,025	0,034	0,077
3-й год*	0,051	0,082	0,115	0,043	0,063	0,103

* Исследования частично проведены в зоне заиливания, подвергшейся разуплотнению от атмосферных воздействий.

ческом обосновании причин уменьшения фильтрации воды в каналах.

Выброшенные взрывом из разных слоев (в основном из откосов) грунты, перемещаясь частично на дно и на откосы канала, перемешиваются, в результате чего происходит изменение их физико-механических и фильтрационных свойств. Нижележащий слой на некоторой глубине частично деформируется: в нем появляются трещины и пустоты. От действия заряда ниже этого слоя образуется уплотненный слой грунта – зона уплотнения, в которой нет разрушений. В этой зоне характерные для суглинистых грунтов крупные поры исчезают.

Мощность зоны деформации зависит от особенностей грунта и его влажности, величины и расположения зарядов и ряда других факторов. Резкой грани между смежными границами в натуре не установлено.

Большое влияние на величину фильтрации оказывает слой обратно упавшего грунта. Грунт с водой при обратном падении в значительной степени перемешивается. При просачивании воды пылеватые частицы вместе с водой проникают в макропоры и постепенно заполняют их. Процесс заиливания продолжается до тех пор, пока вода с илистыми частицами не достигает уплотненного слоя грунта. Грунт ложа канала, уплотненный и покрытый сверху слоем заиливания, является хорошим антифильтрационным экраном.

Необходимо отметить также, что грунты слоя заиливания практически являются не только антифильтрационным слоем, но и защитой уплотненного слоя грунта от действия изменения температуры и влажности.

4663

Чтобы иметь представление о долговечности грунтовых экранов, полученных при подводном взрыве, в течение ряда лет велось наблюдение за изменением их водопроницаемости.

Наблюдения за фильтрацией воды в полевых условиях (прибором ПВН-00) установлено, что созданные подводным взрывом грунтовые экраны (различные по мощности в зависимости от расхода ВВ) обладают значительными антифильтрационными свойствами со скоростью фильтрации 0,01-0,02 м/сут (см. таблицу). Результаты исследований последующих трех лет показали некоторое восстановление фильтрационной способности. Следует отметить, что вначале опыты были проведены в зоне заиливания (у дневной поверхности грунта), подверженной многократному изменению температуры и действию атмосферных осадков, причем в котлованах не всегда имелась вода. Все это способствовало определенному восстановлению фильтрационной способности грунтов у дневной поверхности. С другой стороны, грунты заиливания являются защитным слоем, предохраняющим расположенную ниже зону уплотнения (грунтовых экранов) от многократного воздействия изменения температуры и влаги. Следует считать стабильными антифильтрационные свойства созданных грунтовых экранов, находящихся на глубине ниже зоны разуплотнения.

Исследования показали возможность создания антифильтрационного грунтового экрана способом подводного взрыва. Его толщина в зависимости от удельного расхода зарядов ВВ колеблется в пределах от 2 м (расход ВВ 0,2 кг/м^2) до 4-6 м (расход ВВ 1 кг/м^2).

Водопроницаемость в пятиметровом слое грунта снизилась в 65-80 раз, однако при хорошей камуфлетности этот эффект, по данным лабораторных исследований, существенно повышается. По результатам натурных измерений, в результате предварительного замачивания скорость фильтрации составляла 0,5-0,6 м/сут, а после уплотнения взрывом - 0,01-0,02 м/сут.

Одновременно подводный взрыв способствовал повышению физико-механических показателей грунтов. Это свидетельствует о том, что ложе ирригационного канала в результате уплотнения способом подводного взрыва характеризуется малой водопроницаемостью, размокаемостью и размываемостью. Иными словами, лёссовый просадочный грунт становится маловодопроницаемым и является хорошим антифильтрационным экраном.

Опытами установлено увеличение процентного содержания пылеватых и глинистых фракций за счет уменьшения песчаных в грунтах, находящихся в зоне действия зарядов ВВ.

Долговечность созданных грунтовых экранов можно охарактеризовать изменением величины скорости фильтрации во времени.

Значительная мощность прорабатываемой грунтовой толщи, сокращение сроков строительства, отсутствие сезонности, простота производства работ и отсутствие необходимости применения специального оборудования характерны для предложенного способа экранирования каналов.

4663

Ф. Ф. Беглов
(САНИИРИ, Ташкент)

УПРОЧНЕНИЕ ГРУНТОВ В ТРАНШЕЯХ ЗАКРЫТОГО ГОРИЗОНТАЛЬНОГО ДРЕНАЖА ТРАМБОВАНИЕМ

Надежная работа и долговечность закрытых горизонтальных дрен в зоне орошения во многом зависят от качества упрочнения грунта обратной засыпки дренажных траншей. Исследования отдела организации и механизации водохозяйственных работ САНИИРИ в области строительства и эксплуатации дренажных систем в Узбекистане показывают, что в условиях рыхлого сложения обратных засыпок закрытый дренаж повреждается под действием поливной воды, попадающей на наддренную полосу и заиливается. В настоящее время вопрос упрочнения наддренного грунта обратной засыпки с помощью траншейных дреноукладчиков не решен.

Условия упрочнения грунта обратных засыпок в траншеях определяются конструкцией дренажа, технологией строительства и свойствами грунтов. В настоящее время при строительстве дренажа траншейными дреноукладчиками траншеи имеют габариты: ширина 0,6–0,8 м, глубина 3,0–3,5 м, толщина обратной засыпки (в среднем) составляет 2–2,5 м.

Недостаточная устойчивость вертикальных стенок траншей, стесненные условия затрудняют проведение работ по упрочнению обратной засыпки. Опасность разрушения дренажных труб или наружения стыкового соединения между ними ограничивает интенсивность воздействия на засыпку при уплотнении предохранительного слоя грунта.

В зоне орошения в основном распространены различные виды связных грунтов – от пылеватых супесей до тяжелых суглинков, как правило, с низкой естественной влажностью.

К наддренному слою грунта траншей предъявляется ряд требований. Он должен обладать достаточной фильтрационной устойчивостью и хорошо сопрягаться со стенками траншей. Упрочнению должна подвергаться вся толща засыпки и особенно ее нижняя часть, примыкающая к дренажной линии. Необходимая плотность грунта по глубине траншеи определяется конкретными условиями строительства. Для уплотнения грунтов в дренажных траншеях могут быть использованы в основном два метода: гидравлический (например, замочка грунта) и механический (укатка, вибрация и трамбование).

САНИИРИ исследован способ упрочнения обратных засыпок в дренажных траншеях трамбованием на полную глубину. Для выполнения грунтоуплотнительных работ необходимы специальные машины, конструкция и параметры которых учитывали бы особенности производства работ в узких и глубоких дренажных траншеях. Создание таких машин невозможно без разработки научно обоснованных технических требований. Первым практическим шагом в решении этого вопроса явились натурные исследования с целью установления оптимальных параметров рабочих органов и режима работы трамбующих машин по уплотнению грунта обратной засыпки в траншеях закрытых дрен.

САНИИРИ разработаны технические требования на трамбующие машины, предназначенные для уплотнения насыпного грунта толщиной 2,25 м в траншее шириной 0,6 м при влажности грунта, близкой к оптимальной, но не менее чем на 3–5% ниже ее. Рабочий орган грунтоуплотнителя запроектирован с расчетом создания направленных ударов по грунту засыпки. Трамбование с нанесением требуемого числа ударов по одному следу осуществляется при непрерывном движении машины. После прохода машины в верхней зоне засыпки должен быть создан уплотненный слой толщиной 0,5–0,7 м с плотностью не ниже 1,5 г/см^3, в нижних же слоях засыпки – не ниже 1,35 г/см^3. Трамбующую машину рекомендуется оборудовать 1,5-тонным рабочим органом с длиной уплотняющего профиля 0,7 м. Для достижения требуемого распределения плотности грунта на различных горизонтах обратной засыпки трамбующий орган необходимо сбрасывать с высоты 2–3 м в зависимости от влажности уплотняемого грунта. Рабочая скорость перемещения машины – 80 пог. м/ч, что соответствует пяти ударам по одному следу. Эксплуатационная производительность машины должна составлять 60 пог. м уплотненной дренажной траншеи за 1 ч.

А. Г. Божко
(НИИ оснований, Москва)

ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ ПО ВЫТРАМБОВЫВАНИЮ КОТЛОВАНОВ

Опыт устройства фундаментов в вытрамбованных котлованах показал, что возведение их целесообразно осуществлять по технологическим схемам производства работ, включающим: разработку котлована для устройства нулевого цикла, доувлажнение грунта в необходимых случаях, вытрамбовывание котлованов под фундаменты, приемку и подготовку котлованов для устройства фундаментов и их возведение.

Котлованы для устройства нулевого цикла при глубине их до 1–1,5 м обычно разрабатываются бульдозерами или скреперами, а при большей глубине – экскаваторами. При устройстве подсыпки уплотнение грунтов целесообразно производить тракторами или бульдозерами отдельными слоями толщиной 30–40 см.

Доувлажнение грунтов производится расчетным количеством воды при частом расположении фундаментов по всей площади котлована или отдельными траншеями, а при расстоянии более 6 м – только в местах расположения фундаментов на площади, в 1,2–1,5 раза превышающей их размеры в плане.

Вытрамбовывание производится вдоль осей здания отдельными участками сразу на всю глубину котлована. Эффективность вытрамбовывания котлованов определяется в основном массой, размерами трамбовки, влажностью, объемной массой скелета грунта и другими факторами.

Опыт показывает, что с увеличением площади основания трамбовки глубина ее понижения за один удар при одном и том же статическом давлении на грунт снижается. Одновременно с увеличением массы трамбовки и статического давления на грунт эффективность вытрамбовывания котлованов повышается. Например, при применении трамбовок в г. Тольятти со статическим давлением на грунт 1 кгс/см^2 и сбрасывании их с высоты 5–6 м величина погружения трамбовки при первых ударах составляла 35–25 см, а при последующих – 18–12 см, в то же время для обычно используемых трамбовок со статическим давлением 0,3–0,5 кгс/см^2 величина погружения при первых ударах составляет 15–10 см, а при последующих 8–5 см.

Увеличение высоты сбрасывания трамбовок приводит к повышению глубины ее погружения за удар. Однако наиболее рациональной высотой сбрасывания является величина 6–8 м, при которой обеспечивается эффективная работа механизма и получение качественного уплотнения дна и стенок котлованов.

Наибольшее влияние на эффективность и качество вытрамбованных котлованов оказывает влажность грунта. При низкой влажности грунтов резко снижается величина погружения трамбовки за один удар, увеличивается необходимое число ударов для вытрамбовывания котлована на заданную глубину и, что не менее важно, происходит разуплотнение и обрушение стенок котлована. При высокой влажности грунтов величина погружения трамбовки за один удар увеличивается, но одновременно с этим происходит "засасывание" трамбовки, налипание на нее грунта, при этом не достигается высокой степени его уплотнения. Поэтому вытрамбовывание котлована должно производиться при влажности грунтов, близкой к оптимальной. Допускается снижение ее не более чем на 0,04–0,06 и повышение на 0,03–0,04 от оптимального значения.

Степень плотности грунтов также оказывает влияние на эффективность вытрамбовывания котлованов. Чем меньше объемная масса скелета грунта, тем больше погружение трамбовки за один удар. Эффективность вытрамбовывания значительно снижается при повышении $\gamma_{ск} > 1{,}55 \div 1{,}6$ т/м^3. Однако несмотря на это, в Молдавской ССР имеется несколько удачных примеров вытрамбовывания котлованов в суглинках и глинах с объемной массой скелета 1,65 – 1,7 т/м^3.

Наряду с описанными выше факторами существенное влияние на эффективность процесса вытрамбовывания оказывает образование воздушной подушки в котловане под подошвой трамбовки.

Опыт применения первых трамбовок независимо от их размеров и конфигурации в плане показал, что при вытрамбовывании котлованов при оптимальных условиях, начиная с глубины 0,6–0,8 м, при падении трамбовки непосредственно перед ее соприкосновением с дном котлована происходит как бы зависание трамбовки в воздухе. Сразу же после этого воздух, находящийся под днищем трамбовки, с большой скоростью вырывается вдоль ее стенок. При этом значительная масса грунта вырывается воздухом из стенки, что не позволяет получить вытрамбованный котлован запроектированной формы.

Для удаления воздуха из-под трамбовки в ее теле целесообразно устанавливать трубу на всю высоту трамбовки. При площади основания трамбовки более 1 м^2 диаметр трубы должен быть 100 – 150 мм. Однако при постоянном сечении трубы на всю высоту трамбовки удаление воздуха проходит неэффективно, так как значительная часть воздуха все же прорывается вдоль стенок трамбовки. Для направления воздушной массы в трубу потребовалось в днище трамбовки устроить воронкообразное сужение в виде усеченного конуса высотой 200–250 мм, нижний диаметр которого составляет 300–400 мм, а верхний диаметр равен внутреннему диаметру сквозной трубы.

Опыт применения такой воздухоотводной конструкции показал, что после каждых двух-трех ударов трамбовки требуется прочистка отверстия от набившегося в трубу грунта. Прочистка трубы вручную с поверхности трамбовки оказалась малоэффективной, так как резко снижается производительность агрегата. Более удачным явилось пружинно-рычажное приспособление, закрепленное на крышке трамбовки, которое принудительно производит очистку воздухоотводного отверстия после каждого удара трамбовки.

Конструкции выталкивателя, как показал опыт, могут быть разнообразными и несложными в изготовлении. В каждой организации, где изготавливалось навесное оборудование для вытрамбовывания котлованов, такое устройство имело индивидуальные особенности.

Наиболее простым решением для предотвращения попадания грунта в воздухоотводное отверстие является прокладка достаточно жесткой металлической пластинки под отверстие. Размеры пластинки должны быть не менее чем на 200–250 мм больше диаметра входного отверстия воронки, но не превышать размеры подошвы трамбовки. Толщина пластинки может изменяться от 20 до 40 мм.

Технология использования стальной пластинки следующая: в месте вытрамбовывания котлована в центре на грунт основания укладывается пластина. После этого устанавливается трамбовка по месту изготовления котлована и производится его вытрамбовывание. По окончании этой операции пластина извлекается с днища котлована. Ее извлекают со дна котлована при помощи заранее прикрепленного к пластинке гибкого троса длиной 3–5 м. В верхней части трамбовки к ее стенке приваривается металлический штырь, на который надевается кольцо, и при подъеме трамбовки металлическая пластинка извлекается из котлована.

Следующим фактором, существенно влияющим на эффективность вытрамбовывания, является необходимость смачивания стенок трамбовки в процессе вытрамбовывания. Опыт вытрамбовывания котлованов трамбовками площадью более 0,5 м^2 и глубиной более 1 м показывает, что даже при оптимальной влажности грунта основания после каждых двух-трех ударов трамбовки происходит налипание грунта на ее стенки. При извлечении трамбовки из котлована налипший на нее грунт увлекает за собой некоторую часть грунта из стенок котлована, что приводит к образованию вытрамбованных котлованов неправильной формы.

Наиболее целесообразно для смачивания стенок применять разбрызгиватель типа "лейка", закрепленный на длинной ручке (длина порядка 2 м) и соединенный шлангом с емкостью. Опыт применения такого разбрызгивателя показывает, что на смачивание стенок трамбовки при вытрамбовывании котлована глубиной 1,5 м с размером в плане поверху 1,5 x 1,2 м требуется всего 15–20 л воды.

Приемка вытрамбованных котлованов для устройства фундаментов производится на основе исполнительных схем.

Вытрамбованные котлованы должны располагаться по осям и иметь размеры в плане и по глубине в соответствии с требованиями проекта. Смещение котлованов относительно осей допускается не более чем на 1/2 ширины их поверху. При смещении оси фундамента более чем на 1/2 его ширины поверху производится соответствующее увеличение размеров котлованов.

Перед установкой арматуры и бетонированием фундаментов следует: зачищать стенки котлованов от комьев рыхлого грунта; удалять со дна котлована комья осыпавшегося со стенок грунта; зачищать дно котлована с удалением верхнего разуплотненного слоя грунта на глубину 10–15 см (если последний не доуплотняется после окончания вытрамбовывания котлована).

Ю. В. Власов
(СибЗНИИЭП, Новосибирск)

УПЛОТНЕНИЕ ГРУНТОВ ТРАМБОВКАМИ ПОВЫШЕННОЙ МАССЫ

В процессе ударного циклического загружения поверхности грунта природного сложения трамбовкой (круглым жестким штампом) происходит постепенное проникание ее в среду с образованием "упругого ядра", которое обрамляется областью пластических деформаций. Упругое ядро представляет собой полусферу с диаметром $d_я = d$ и высотой $h_я = 1/2\,d$. Область же полупространства под трамбовкой, где наблюдается изменение природной объемной массы, названа уплотненным ядром; по своей форме уплотненное ядро приближается к усеченному эллипсоиду вращения.

Лабораторией оснований и фундаментов СибЗНИИЭП проведено изучение размеров и формы зоны деформаций в просадочных грунтах Новосибирска при воздействии трамбовок повышенной массы q, равной $2 \cdot 10^3$, $3 \cdot 10^3$ и $3{,}45 \cdot 10^3$ кгс/м^2 (при d = 150 см).

В соответствии с существующей терминологией зона остаточных деформаций условно может быть разделена на зону достаточного уплотнения, в пределах которой лёссовые грунты не обладают просадочными свойствами, и зону распространения уплотнения, где происходит повышение объемной массы по сравнению с естественной не менее чем на 0,02 г/см^3. Для инженерно-геологических условий города установлено, что лёссовые суглинки и супеси обладают про-

садочными свойствами только при объемной массе скелета $\gamma_{ск} < 1{,}55$ г/см^3. Этот критерий и принимается нами для установления границы зоны достаточного уплотнения. В таблице приведены размеры зон уплотнения для трех опытных площадок.

Опытная площадка	Зона достаточного уплотнения h_1		Зона распространения уплотнения h_2	
	глубина	ширина	глубина	ширина
№ 1 (суглинки)	$1{,}1d$	$1{,}5d$	$1{,}8d$	$2{,}5d$
№ 2 (Ключ-Камышенское плато, супеси)	$1{,}46d$	$1{,}7d$	$2d$	$2{,}3d$
№ 3 (14 квартал Ленинского района, супеси, подстилаемые суглинками)	$1{,}33d$	$1{,}6d$	$1{,}87d$	$2d$

Условное обозначение. d – нижний диаметр трамбовки.

Проведенные исследования с трамбовками при различных величинах удельного статического давления позволили установить следующее.

1. Размеры зоны достаточного уплотнения для данной среды определяются диаметром трамбовки. Размер зоны распространения определяется энергией удара.

2. Для ориентировочных расчетов при энергии удара 30–60 т·м размер зоны достаточного уплотнения h_1 и зоны распространения уплотнения h_2 в зависимости от диаметра трамбовки d равен:

$$h_{1,2} = \eta_{1,2} d , \qquad (1)$$

где η_1 и η_2 – коэффициенты пропорциональности для лёссовидных супесей и суглинков, принимаемые равными соответственно $\eta_1 = 1{,}1$ и $\eta_2 = 1{,}5$.

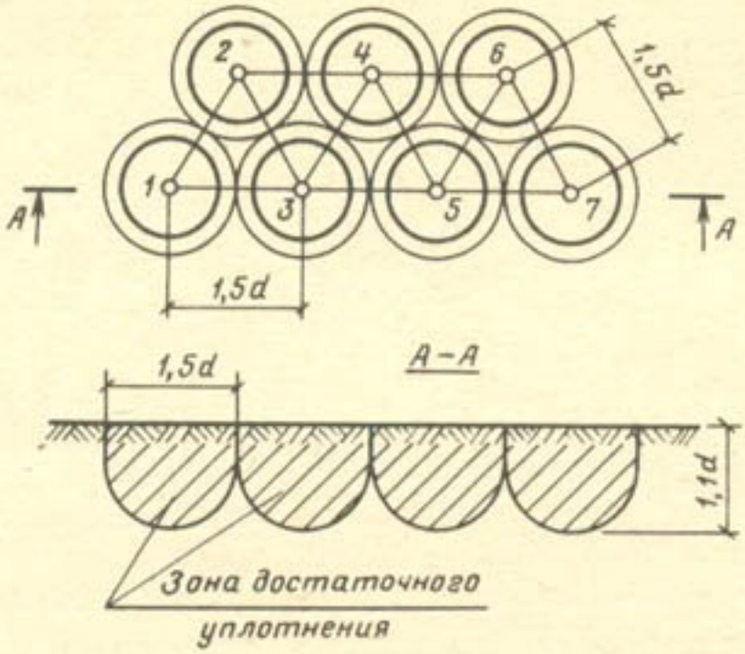
Диаметры зоны достаточного уплотнения D_1 и зоны распространения уплотнения D_2 равны:

$$D_{1,2} = \eta_{3,4} d , \qquad (2)$$

где η_3 и η_4 – коэффициенты пропорциональности, численные значения которых соответственно равны $\eta_3 = 1{,}5$ и $\eta_4 = 2$.

3. Значительные горизонтальные размеры зоны достаточного уплотнения, выявленные экспериментально, позволяют предложить новую "прерывистую" схему поверхностного уплотнения, основанную на физических закономерностях формирования уплотненных зон в толще грунта. Основная сущность "прерывистого" поверхностного уплотнения состоит в том, что в массиве просадочного грунта создаются друг возле друга зоны достаточного уплотнения без взаимного пересечения "следов" трамбовок (см. рисунок).

4. Установлено существенное влияние энергии удара трамбовки на размер зоны остаточных деформаций. С увеличением затраченной энергии размер зоны остаточных деформаций возрастает. Автором проводятся дальнейшие исследования этого вопроса.



Технологическая схема прерывистого поверхностного уплотнения

5. Кривая погружения трамбовки в грунт при серии последовательных ударов состоит из двух участков – криволинейного и прямолинейного.

Криволинейный участок зависимости $\Delta_S = f(n)$ характеризует собой формирование упругого ядра. Переход от криволинейного к прямолинейному участку назван в соответствии с существующей терминологией "уплотнением до отказа", т.е. при этом состоянии заканчивается формирование упругого ядра.

Прямолинейный участок $\Delta_S = f(n)$ характеризует собой конец процесса формирования зоны достаточного уплотнения.

Если на криволинейном участке при принятых массах и высотах сбрасывания ударника величина погружения от одного удара равнялась 25–50 см, то на прямолинейных участках она уменьшалась до 2–6 см.

Криволинейный участок понижения дна котлована может быть аппроксимирован логарифмической зависимостью вида

$$\Delta_S' = \Delta (K \lg n + 1), \qquad (3)$$

где Δ_S' – суммарное погружение ударника за n ударов при постоянной высоте сбрасывания, см; Δ – погружение ударника при первом ударе, см; K – коэффициент накопления остаточной деформации.

Второй участок зависимости $\Delta_S = f(n)$ можно аппроксимировать выражением

$$\Delta_S'' = \Delta_S' + an, \qquad (4)$$

где Δ_S'' – погружение ударника при n –м ударе; Δ_S' – суммарная осадка погружения ударника на первом участке; a – величина отказа.

В. Г. Галицкий
(НИИ оснований, Москва)

ДЕФОРМАЦИИ СООРУЖЕНИЙ В СВЯЗИ С АВАРИЙНЫМ ЗАМАЧИВАНИЕМ ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТОВ

В проектной и строительной практике иногда считают, что если фундаменты возводятся на лёссовидных суглинках 1 типа грунтовых условий по просадочности, то не всегда надо предусматривать подготовку оснований, водозащитные и конструктивные мероприятия, а также соблюдать правила производства работ и эксплуатации зданий. Опыт, однако, показывает, что недооценка сложности и ответственности проектирования и строительства зданий и сооружений на просадочных грунтах даже 1 типа по просадочности в ряде случаев приводит к недопустимым деформациям, которые требуют больших капитальных затрат на их восстановление. Ниже рассматривается один из таких случаев.

Площадка производственного корпуса расположена на Хазарской террасе р. Волги. Ее геологическое строение, по данным изысканий 1961 г., характеризовалось следующими напластованиями.

С поверхности залегают насыпные грунты, содержащие большое количество строительных отходов и остатков фундаментов старых зданий и сооружений с толщиной слоя 0,5–5 м. Ниже до глубины 16–18 м залегают довольно однородные зеленовато-серые суглинки, которые обладают естественной влажностью в пределах 16–25% с объемной массой скелета грунта от 1,29 до 1,53 кгс/см^2 и имеют твердое или тугопластичное состояние. Лёссовидные суглинки с глубины 16–18 м подстилаются альбскими глинами.

Лёссовидные суглинки содержат от 2 до 40% включений дресвы и гравия, иногда встречаются отдельные включения щебня. Дресва и гравий образуют скопления в виде линз и прослоек, расположенных беспорядочно как по вертикали, так и по горизонтали. Грунтовые воды залегают на глубине более 10 м.

По конструкции производственный корпус представляет собой четырехэтажное здание с техническим верхним этажом и полуподвалом.

Здание корпуса имеет П-образную форму с размером в плане 17х х273 м и состоит из пяти секций длиной по 54–60 м каждая, соединенных четырьмя температурными швами.

Основные несущие конструкции решены в виде многоярусной трехпролетной рамы, навесных керамзитобетонных стеновых панелей и ленточного остекления из стеклопакетов. Многоярусная трехпролетная жесткая рама выполнена в сборных железобетонных конструкциях по серии ИИ-60. В местах размещения ленточных клеток, санузлов и шахт лифтов наружные и внутренние стены выполнены кирпичными в виде отдельных вставок. В местах перепада рельефа местности, где размещено полуподвальное помещение, цоколь выполнен из кирпичной кладки с опиранием на фундаментные балки.

Фундаменты производственного корпуса – железобетонные монолитные, отдельно стоящие столбчатого типа со стаканом для уста-

новки колонн, размерами в плане 3,8х3,8 и 6,5х3,8 м с шагом колонн (7+3+7)6 м. Глубина заложения подошвы фундаментов от планировочной отметки принята от 4,5 до 5 м с давлением по подошве фундамента 2 кгс/см^2. У фасада здания возведен бассейн. Площадка вокруг здания заасфальтирована, у стен оборудованы цветники, имеется травяной покров.

Производственный корпус построен в 1964–1968 гг. и вводился в эксплуатацию четырьмя очередями, а уже в 1966–1967 гг. было отмечено появление неравномерной осадки и наличие трещин в несущих конструкциях и стеклопакетах.

Причиной деформации конструкций здания явилась неравномерная осадка фундаментов из-за замачивания грунтов основания вследствие утечек воды из неисправного водопровода. В результате дальнейшего наблюдения за деформациями конструкций было установлено, что они продолжаются, а поэтому в 1973 г. было произведено дополнительное обследование несущих конструкций. В конструкциях производственного корпуса были установлены следующие деформации: неравномерная осадка навесных панелей, доходящая до 200–250 мм, раскрытие трещин до 5 мм в навесных панелях и в кирпичной кладке стен цокольного этажа. Образование трещин было вызвано неравномерной осадкой фундаментов вследствие замачивания грунтов основания из водопроводных и канализационных сетей. В связи с этим было предложено проведение следующих мероприятий: усиление конструкций, подверженных деформациям, и устранение утечки воды из трубопроводов. Однако несмотря на принятые меры, полной ликвидации замачивания грунтов основания достигнуто не было. Так, например, согласно актам опрессовки труб, произведенной в 1975 г., из 12 водопроводных и канализационных выпусков семь оказались не плотными (утечка воды в грунт). Это привело к продолжению деформаций здания.

В результате инструментальных наблюдений было установлено, что разность осадок фундаментов стоек поперечных рам превышает допустимую величину и колеблется в пределах для крайних семиметровых пролетов от 1,3 до 14 см, т.е. относительная разность осадок достигает местами 0,02 вместо допустимой 0,002 (согласно СНиП II-15-74).

Значительная разность осадок фундаментов поперечных рам, которая повлияла на прочность и трещиноустойчивость элементов сборных железобетонных рам, была определена инструментальными измерениями в северной части крыла. В остальных частях корпуса относительные осадки были в пределах допустимых. В северной части крен среднего фундамента также превышает допустимый и достигает 0,017 по сравнению с допустимым, равным 0,005.

В продольном направлении относительная просадка фундаментов также превышает допустимую местами в 2–2,5 раза. Появление волосяных трещин, а также раскрытие их до 10–15 мм в ригелях, колоннах и их консолях, имеющих вертикальное и наклонное направление, соответствует перераспределению нормальных и главных растягивающих усилий с учетом пластических деформаций от фактически установленной неравномерной осадки фундаментов.

4663

В продольном направлении имеются нарушения прочности стыковых соединений панелей навесных стен с колоннами и стыкования плит перекрытий, а также раскрытие трещин в кирпичной кладке цокольного этажа. Проведенными в 1975–1976 гг. дополнительными инженерно-геологическими изысканиями установлены значительное изменение физико-механических характеристик грунтов и повышение горизонта уровня грунтовых вод, особенно в местах, где имеются деформации в несущих конструкциях. Если по данным изысканий 1961 г., отметка уровня грунтовых вод была на глубине 10 м, то в 1967 г. она уже находилась на глубине 6–7 м. Естественная влажность грунтов соответственно изменялась с 16–25 до 27–35%, а степень влажности с 0,67 до 0,83.

Обследование корпуса и наблюдение за осадками фундаментов и дополнительные изыскания подтвердили мнение о том, что причиной появления деформаций основных несущих конструкций производственного корпуса явилась неравномерная осадка фундаментов, происшедшая вследствие продолжительного и неравномерного обводнения грунта в основании фундаментов.

В связи с большими неравномерными просадками грунта под отдельными фундаментами возникли опасения, что осадка их будет продолжаться, а это может вызвать потерю несущей способности грунта и деформацию несущих конструкций здания. В качестве контрмеры комиссией предлагалось произвести закрепление грунта основания методом силикатизации. Учитывая, что основная часть просадки грунтов основания произошла за период эксплуатации здания (1968–1976 гг.), автором было рекомендовано не производить закрепление грунтов основания методом силикатизации или усиление фундаментов инъекцией, так как это значительно удорожило бы работы по восстановлению здания. Установление причин деформаций позволило выбрать и обосновать мероприятия по предотвращению подобных деформаций в процессе дальнейшей эксплуатации, направленных на то, чтобы ликвидировать возможность замачивания грунта в основании сооружения.

В целях предотвращения дальнейшей деформации здания было предложено: а) проверить исправность канализационных и водопроводных сетей, а при необходимости переложить их; б) выполнить объем водозащитных мероприятий, требуемый СНиП II-15-74 при строительстве на просадочных грунтах I типа по просадочности; в) не допускать скопления воды около здания, для чего убрать цветники и травяной покров от стены здания на ширину 1,5–2 м, а бассейн у фасада здания переоборудовать; наладить постоянный контроль за правильной эксплуатацией и исправностью санитарно-технических коммуникаций и устройств, транспортирующих воду; г) выполнить конструктивные мероприятия по усилению несущих конструкций здания, подверженных деформациям.

В рассматриваемом случае невнимание к специфическим особенностям геологических условий площадки привело к дополнительным капитальным затратам на его восстановление. Поэтому особо следует подчеркнуть, что при строительстве зданий даже на I типе грунтовых условий по просадочности необходимо принять методы подготовки оснований, рекомендуемые СНиП II-15-74 и СНиП III-9-74.

4663

Я. Д. Гильман, В. П. Резников
(РИСИ, Ростов-на-Дону)

ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ УПРОЧНЕННЫХ ЛЕССОВЫХ ОСНОВАНИЙ ПО МОДЕЛИ ДВУХСЛОЙНОЙ СРЕДЫ

При строительстве на структурно-неустойчивых лёссовых просадочных грунтах перспективным направлением является улучшение строительных свойств грунтов. В последние годы широкое распространение получили методы технической мелиорации, позволяющие решать такие задачи. Совершенствуется технология работ по упрочнению грунтов, а поэтому расчетные методы проектирования таких оснований требуют дальнейшего развития.

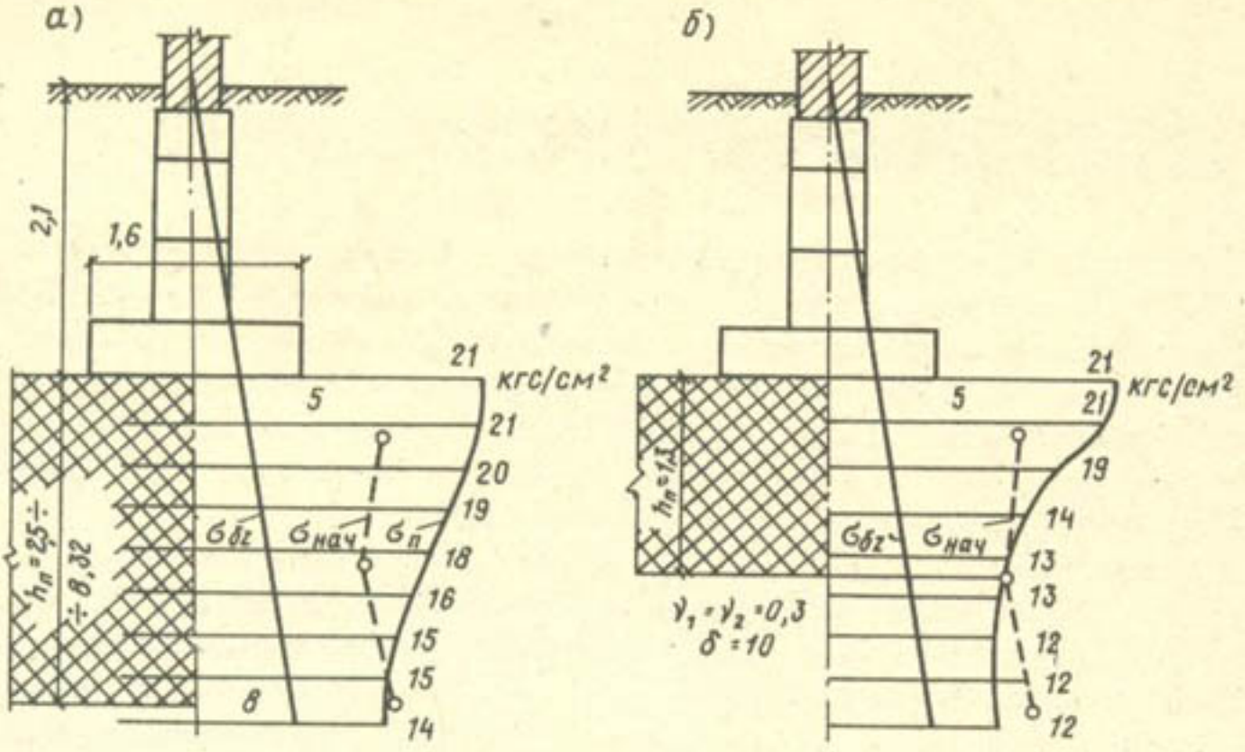
Применение методов улучшения строительных свойств лёссовых грунтов обусловливает формирование слоистой неоднородности основания. По данным авторов, модуль деформации уплотненных трамбованием грунтов $E_2 \approx 200 \div 250$ кгс/см^2. В условиях возможного увлажнения подстилающего лёссового грунта, модуль деформации которого составляет $E_1 \approx 20 \div 50$ кгс/см^2, соотношение модулей деформации $\delta = E_2/E_1 \approx 5 \cdot 10$. Исследования показывают, что при таком значении δ необходимо учитывать влияние слоистой неоднородности.

Авторами проведены экспериментально-теоретические исследования по разработке методов проектирования лёссовых оснований с использованием модели двухслойной среды. Решены плоская и осесимметричная задача о напряженно-деформированном состоянии двухслойного основания. Реализация решения на ЭВМ позволила детально проанализировать особенности напряженно-деформированного состояния двухслойного основания при различных значениях параметров двухслойности. Выполнена серия экспериментов с целью проверки особенностей распределения напряжений и перемещений в двухслойных основаниях. Моделирование двухслойного основания осуществлялось на увлажняемом сверху лёссовом грунте с обеспечением плоскопараллельного перемещения фронта увлажнения, который можно условно считать границей раздела слоев.

Проведенные эксперименты подтвердили наличие концентрации напряжений на границе раздела слоев (слабый верхний слой), что следует из аналитического решения задачи о напряженно-деформированном состоянии в двухслойной среде. Результаты опытов с ленточными фундаментами и круглыми штампами согласуются с опытами, проведенными ранее другими исследованиями. В опытах на лёссовых грунтах с упрочненным верхним слоем на границе раздела наблюдалась деконцентрация напряжений.

Модель двухслойной среды использована авторами при разработке рекомендаций по проектированию грунтовых экранов в лёссовых грунтах. В рекомендации включены два алгоритма для расчета толщины грунтовых экранов как при частичном, так и полном устранении просадочных деформаций грунтов оснований. Использование модели двухслойной среды при проектировании упрочненных экранов позволяет значительно уменьшить толщину преобразуемого слоя при

4863



Схемы к расчету глубины уплотнения основания по моделям
а – однородной среды; б – двухслойной среды

учете интенсивного рассеивания напряжений в верхнем упрочненном слое. Составлены программы для ЭВМ на языке "Алгол–60" для автоматического поиска высоты упрочненных экранов.

Результаты исследований использованы на ряде строительных объектов г. Ростова–на–Дону и Ростовской области, в частности, при проектировании и строительстве крупнопанельных пятиэтажных жилых домов серии Ш–83–1 в Таганроге.

Фундаменты зданий запроектированы сборно–монолитной конструкции на уплотненном трамбованием лёссовом грунте 1 типа по просадочности. На рисунке показана схема к расчету глубины уплотнения грунта по модели однородного и двухслойного полупространства. Как видно из рисунка, использование расчетной модели двухслойной среды позволило в 2 раза снизить требуемую глубину уплотнения грунта, приняв ее равной 1,3–1,5 м. Правомерность такого подхода к расчету упрочненных лёссовых оснований подтверждается опытом эксплуатации ряда зданий и сооружений. Практически незначительные деформации основания и их относительная равномерность свидетельствует о достоверности принятой расчетной модели и методике расчета.

А. М. Горелик, Б. Л. Юровский
(ЦНИИС, Москва)

МЕТОДИКА ПОЛУЧЕНИЯ ДЕФОРМАТИВНЫХ ПОКАЗАТЕЛЕЙ УПЛОТНЯЕМЫХ НАСЫПНЫХ ГРУНТОВ ДЛЯ НАЗНАЧЕНИЯ РАЦИОНАЛЬНОЙ СТЕПЕНИ ИХ УПЛОТНЕНИЯ

Для испытания грунтов на уплотняемость в Советском Союзе и за рубежом в основном применяют различные модификации способа Р. Проктора, одна из которых в СССР называется методом стандартного уплотнения.

4663

Испытания грунтов на уплотняемость должны моделировать работу земляного сооружения под воздействием расчетных напряжений, которые состоят из постоянной (от собственной массы грунта и массы сооружения) и временной составляющих. Временная составляющая действует, как правило, периодически, т.е. циклично. Подобный характер нагружения имеет земляное полотно железных и автомобильных дорог, основания аэродромов и др., где временные напряжения возникают от проходящих подвижных единиц.

Очевидно, при назначении плотности, расчетах устойчивости и осадок грунтов, являющихся основанием, средой или материалом сооружений, необходимо учитывать обе составляющие напряжений, а законы моделирования требуют адекватности приложения нагрузки в моделях и натуре.

Можно ограничить остаточные деформации допустимым пределом, предусмотрев соответствующий запас на осадку насыпи по высоте или ширине ее. В этом случае возникнут дополнительные расходы, как строительные, так и эксплуатационные.

Оптимальное значение плотности грунта должно приниматься, таким образом, на базе технико-экономического сравнения вариантов.

Для решения задач нормирования плотности грунтов на основе технико-экономического сравнения вариантов и расчета осадок ЦНИИСом разработана методика ускоренных испытаний, заключающаяся в следующем.

Испытаниям на компрессионное или трехосное сжатие подвергают грунты, уплотненные при оптимальной влажности до различной степени. Нагрузки величиной 2, 4 и 6 кгс/см^2 прикладывают сразу.

Каждый прибор испытывают одной ступенью. Время выдерживания нагрузки – 1 сут. Затем прибор разгружают, выдерживают сутки и продолжают циклы нагружения.

Всего предусматривают несколько циклов нагружения – разгружения до практического слияния ветвей компрессии и декомпрессии. Это состояние названо нами состоянием условной упругой компрессии.

Подобное состояние считается наступившим при том значении разности остаточных деформаций, взятых по показаниям мессур в двух последовательных циклах, когда эта разность достигает нуля.

Для учета несовершенств конструкций одометров были поставлены специальные методические испытания на пастах одного состава и состояния. Оказалось, что дисперсия, не отражающая свойств грунтов, равна 0,000144; среднеквадратическое отклонение значений коэффициентов пористости, связанное с неточностью и несовершенством конструкции одометров, – 0,012; стандартная ошибка определения среднего значения коэффициента пористости – 0,0035.

Деформативными показателями при такой схеме нагружения являются: характеристика полной деформации после первого цикла уплотнения, равная разности между коэффициентами пористости до приложения нагрузки и перед снятием ее; характеристика остаточной деформации на момент наступления условной упругой компрессии и декомпрессии.

Первый показатель характеризует консолидацию грунтов от дей-

ствия постоянных напряжений; второй и третий – от временных циклических нагрузок.

Для сопоставления результатов, получаемых по общепринятой и предлагаемой методике, проведены специальные эксперименты на компрессионное сжатие. Испытаниям подвергнуты шесть видов суглинистых грунтов, имеющих коэффициент консистенции от 0,32 до 0,58.

Условная дисперсия по выборке, полученной по предлагаемой методике, оказалась равна 0,0194, а по стандартной методике – 0,0182. Сравнение двух выборок критерием Фишера показало, что при доверительной вероятности 95% обе выборки имеют однородные дисперсии, а следовательно, и методики испытаний практически дают сопоставимую точность.

Предлагаемая методика испытаний грунтов циклической нагрузкой существенно сокращает объемы и сроки проведения опытов и позволяет решать значительный круг вопросов по назначению рациональной степени уплотнения путем технико-экономического сравнения возможных вариантов.

К. М. Джумаев
(НИИ оснований, Москва)

ФОРМЫ И РАЗМЕРЫ ЩЕБЕНОЧНОЙ ПОДУШКИ, ПОЛУЧАЕМОЙ ПУТЕМ ВТРАМБОВЫВАНИЯ ЩЕБНЯ В ДНО КОТЛОВАНА

Одним из путей повышения несущей способности фундаментов в вытрамбованных котлованах является устройство уширения в нижней части вытрамбованного котлована путем втрамбовывания щебня, песчано-гравийной смеси или песка в дно котлована и, таким образом, создание щебеночной подушки под фундаментом.

Сущность метода устройства фундаментов в вытрамбованных котлованах с уширенной нижней частью состоит в следующем. Трамбовкой конической формы вытрамбовывается котлован до заданной глубины. Затем в котлован отсыпается щебень или песчано-гравийная смесь отдельными порциями с уплотнением каждой порции той же трамбовкой. В результате уплотнения щебня трамбовкой происходит втрамбовывание его в грунт с образованием в нижней части котлована уширения из этих материалов и увеличением размеров уплотненной зоны грунта по глубине и в плане. После этого остальная часть котлована заполняется бетоном враспор (без опалубки) с устройством стакана для установки колонны или опорной площадки для укладки цокольных панелей. Таким образом, под фундаментом создается трехслойное основание, состоящее из щебеночной или песчано-гравийной подушки, уплотненного грунта и грунта природного сложения за пределами уплотненной зоны.

При проведении опытных работ использовались трамбовки в форме усеченной пирамиды.

Для исследования влияния различных факторов на размеры и форму щебеночной подушки на опытной площадке в пос. Чимишлия было

4663

вытрамбовано пять опытных котлованов глубиной 0,8–1,5 м. Вытрамбовывание котлованов осуществлялось трамбовкой с плоской подошвой массой 4,5 т, с размером понизу 0,6х1,2 м, поверху – 0,9х1,5 м и высотой конической части 1,2 м. В вытрамбованный котлован отсыпался порциями щебень объемом 0,45–0,88 м^3 и той же трамбовкой втрамбовывался в грунт.

С целью определения формы и размеров щебеночной подушки отрывались шурфы, проходящие одной стороной по центру каждого котлована. Размеры котлованов и щебеночной подушки в средних сечениях измерялись по ширине и глубине через 5 см с помощью мерной ленты. Полученные формы щебеночной подушки во всех случаях были близки к седлообразной.

Результаты показывают, что уширение нижней части котлованов путем втрамбовывания щебня трамбовкой с плоским дном приводит к понижению его уровня в зависимости от объема до 53 см и создается подушка диаметром на 24–34 см больше ширины котлована. За счет этого площадь нижней части фундамента увеличивается на 20–30%.

Исследования показали, что на погружение щебня в грунт большое влияние оказывают: степень уплотнения грунта ниже дна котлована, которая, в свою очередь, зависит от начальной (естественной) плотности грунта; энергия удара трамбовки; ее конусность.

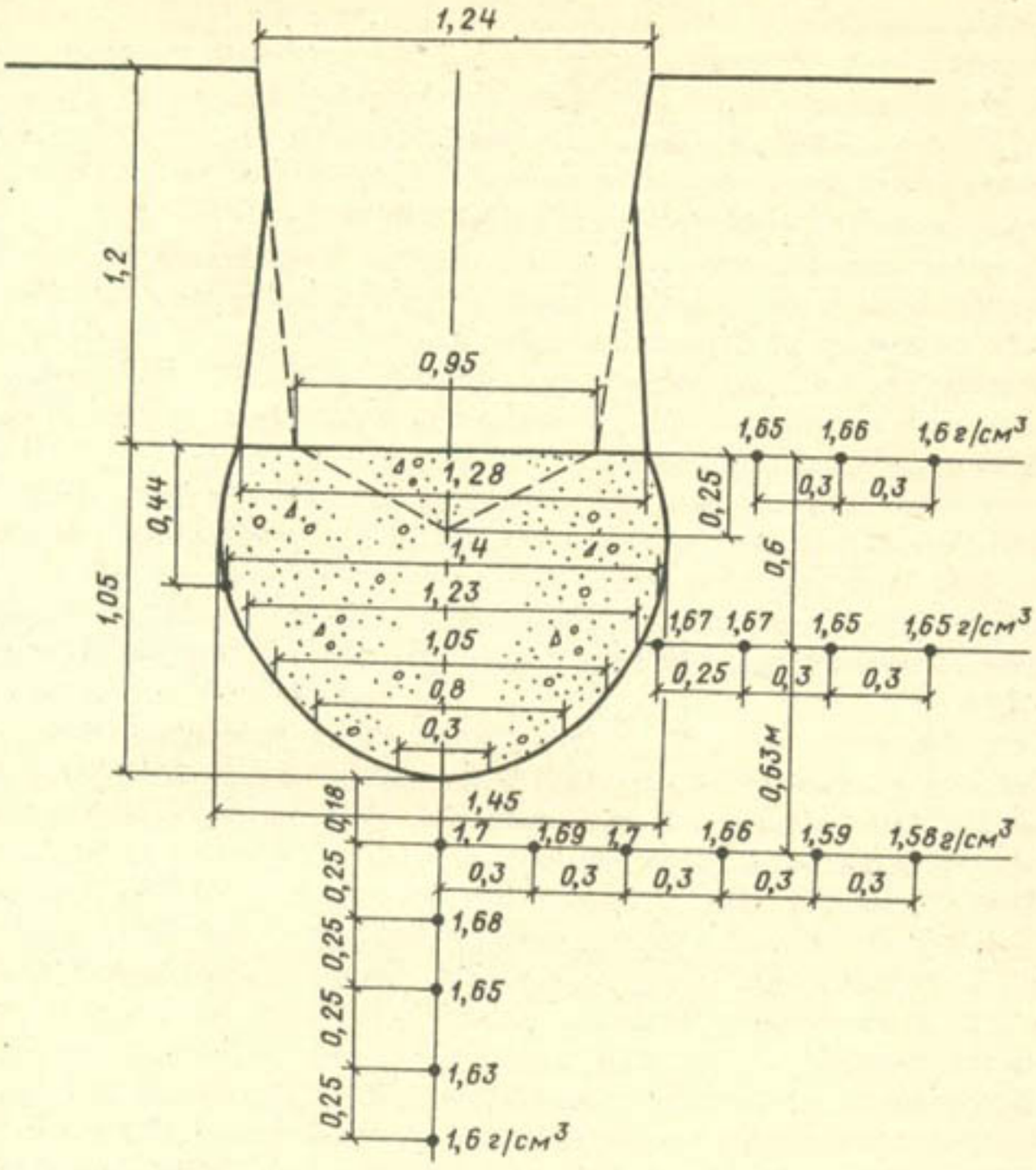
При втрамбовывании щебня в котловане с глубиной 0,8 м при 10 ударах трамбовки отсыпка щебня высотой h_o = 50 см (V = = 0,45 м^3) полностью погружалась в грунт, а в котлованах глубиной 1,5 м погружение щебня в грунт даже при 20 ударах было незначительным.

Погружение щебня в уплотненный грунт, как показали опыты, достигается тогда, когда максимальное напряжение в процессе удара трамбовки близко к предельному давлению $б_{пред}$. При этом необходимо считать за $б_{пред}$ такое давление, которое соответствует фазе интенсивного уплотнения и значительно превосходит предел упругости. Известно, что по мере уплотнения грунта предельное давление интенсивно увеличивается. Именно по этой причине величина понижения дна котлована, вызываемая ударами, уменьшается.

Исследования по созданию щебеночной подушки в нижней части котлованов на опытном участке в г. Набережные Челны выполнялись с применением трамбовки массой 4 т и размером понизу 0,95х х0,95 мм, а поверху 1,24х1,24 мм. К дну трамбовки была приварена конусная насадка, изготовленная из металлических листов с углом заострения около 130°.

Для исследования влияния различных факторов на размеры и форму подушки было вытрамбовано четыре опытных котлована глубиной 0,85–1,2 м. Щебень отсыпался двумя–тремя порциями.

Результаты опытных работ показали, что для вытрамбовывания котлованов и втрамбовывания щебня в них в насыпных грунтах с объемной массой скелета 1,38–1,4 т/м^3 требуется значительно меньшее (в 1,5–3 раза) число ударов трамбовки, чем в лёссовых грунтах естественной структуры. В этих случаях весь объем засыпки щебня погружался полностью в грунт.



Поперечный разрез котлована № 4 с щебеночной подушкой и схема расположения проб грунтов по определению их объемной массы ($V_{щебня}$ = 1,5 м^3)

С целью определения формы и размеров щебеночной подушки и уплотненной зоны отрывались шурфы по аналогии с вышеизложенным. При применении трамбовок с заостренным концом полученные формы щебеночной подушки в насыпных грунтах рыхлого сложения близки к усеченному эллипсоиду.

Результаты замеров показали, что наибольшее уширение щебеночной подушки при втрамбовывании щебня в объеме 0,7 м^3 наблюдается на глубине 10 см от дна котлована и равно 125 см, т. е. на 31% больше первоначальной ширины котлована. Наибольшее уширение щебеночной подушки при втрамбовывании щебня в объеме 1,15 м^3 наблюдается на глубине 36 см от дна котлована и равно 135 см, т.е. на 42% больше первоначального. Толщина щебеночной подушки составила 95 см. При втрамбовывании 1,5 м^3 щебня наибольшее уширение щебеночной подушки наблюдается на глубине 44 см от дна котлована и составляет 145 см, т.е. на 52% больше первоначальной (см. рисунок).

4663

Исследования уплотненных зон вокруг щебеночной подушки показывают, что с увеличением объема щебня увеличивается зона распространения уплотнения на 30–40%.

В опытных работах в г. Ангрене использовалась трамбовка массой 4 т с размером по низу 0,6х0,6 см и поверху 1,3 х 1,3 см. Статическое давление на грунт составляло 1,1 кгс/см^2. Для исследования было вытрамбовано два опытных котлована глубиной 0,85 см. Щебень отсыпался двумя порциями.

Измерение понижения дна котлована и щебня в зависимости от числа ударов показывает, что повышение статического давления значительно увеличивает эффект погружения щебня в грунт. Общее число ударов для вытрамбовывания котлована и втрамбовывания щебня объемом 1 м^3 составило 23. Результаты замеров после разработки шурфов показали, что наибольшее уширение щебеночной подушки наблюдается на глубине 10–15 см от дна уширенного котлована и равно 100 см, т.е. на 40 см больше первоначальной ширины котлована. Толщина щебеночной подушки составила 95 см.

Анализ полученных результатов по изучению формы и размеров котлованов в нижней части, а также щебеночной подушки показывает, что с увеличением объема щебня увеличиваются размеры щебеночной подушки; увеличение плотности грунтов ниже дна вытрамбованных котлованов затрудняет погружение щебня в грунт и требует большей энергии удара трамбовки; возможно создание щебеночной подушки в вытрамбованных котлованах в грунтах, имеющих высокую начальную плотность (1,55 т/м^3); заострение нижней части трамбовки способствует увеличению размеров щебеночной подушки; размеры щебеночной полушки почти не зависят от крупности щебня и вместо него целесообразно применять песчано-гравийную смесь или крупный и средний песок; в насыпных грунтах рыхлого сложения глубина котлованов при одинаковых объемах засыпки незначительно влияет на форму и размеры подушки; при втрамбовывании щебня в грунт значительно увеличиваются размеры уплотненной зоны.

А. М. Дондыш
(ЦНИИЭПсельстрой, Апрелевка, Московской обл.)

СОПРОТИВЛЕНИЕ СДВИГУ ГРУНТА ПО ПОДОШВЕ ФУНДАМЕНТА ПРИ КОМПЛЕКСНОМ ВОЗДЕЙСТВИИ ВЕРТИКАЛЬНЫХ И ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ СИЛ

В общем сопротивлении грунта горизонтальным перемещениям фундамента мелкого заложения значительная часть приходится на долю подошвы.

С целью определения численного значения удельного сопротивления грунта в основании фундамента при комплексном воздействии вертикальных и горизонтальных сил были проведены специальные исследования на опытной площадке в Молдавской ССР. Грунты опытной площадки представлены 15-метровой толщей лёссовидных проса-

дочных суглинков со следующими характеристиками верхнего пятиметрового слоя: влажность W = 15,6÷16,9%, объемная масса скелета $\gamma_{ск}$ = 1,35÷1,48 г/см^3, коэффициент пористости ε = = 0,81÷0,98, относительная просадочность при P = 3 кгс/см^2, $\delta_{пр}$ = = 0,028÷0,08, угол внутреннего трения φ = 24÷27°, удельное сцепление C = 0,66÷0,84 кгс/см^2.

Опытные работы проводились в котловане глубиной 0,9 м. Основание опытных фундаментов готовилось поверхностным уплотнением тяжелой трамбовкой массой 5 т и диаметром 1400 мм. Трамбовка сбрасывалась с высоты 7 м. При 16 ударах по одному следу понижение поверхности составляло 430 мм.

Характеристики уплотненного грунта на глубине 10 см от поверхности достигли таких значений: для грунта природной влажности – $\gamma_{ск}$ = 1,7 г/см^3; ε = 0,58, φ = 15°30', C=0,96 кгс/см^2, при грунте в водонасыщенном состоянии – φ = 15°30', C = = 0,44 кгс/см^2. Поверхностное уплотнение грунта производилось на двух участках размером в плане 1,4x2,4 м, расстояние между уплотненными участками составляло 8 м. После завершения поверхностного уплотнения неровности основания были срезаны.

Для изучения характера деформации грунта при горизонтальных перемещениях опытного фундамента № 36 были пробурены вертикальные шпуры, которые заполнялись пылью. Диаметр шпуров составлял 2 см, а глубина – 100 см. Шпуры размещались по пяти лучам, один из которых проходил по продольной оси фундамента, два других – по боковым граням подошвы. Остальные лучи были расположены параллельно боковым граням подошвы, на расстоянии 10 см от них. В пределах каждого луча расстояние между шпурами составляло 0,25–0,5 м.

Нагрузка на основание передавалась через фундаментный башмак несимметричной формы и размером в плане 1,6x0,8 м.

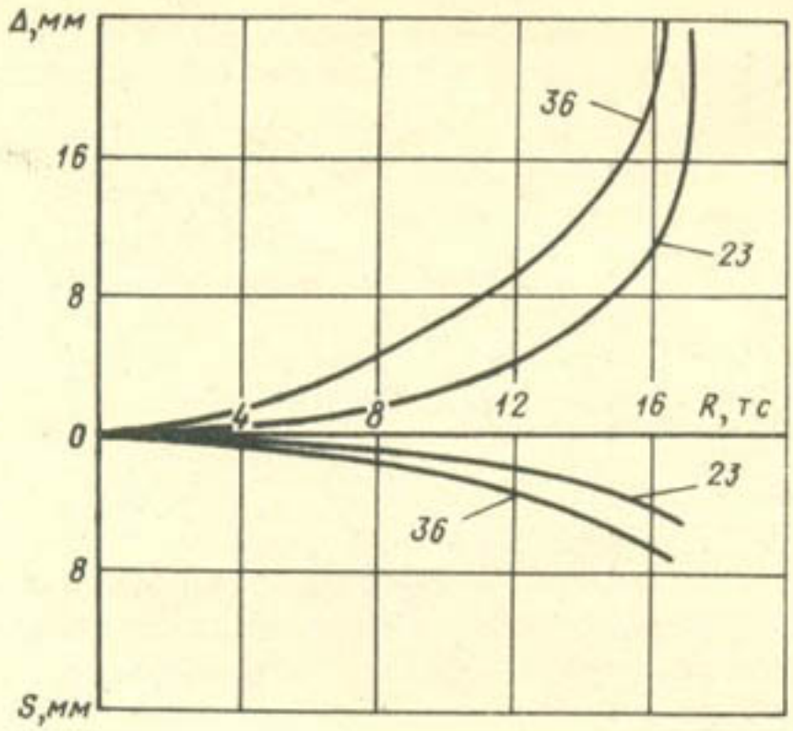
Испытания проводились ступенчато-возрастающей комплексной нагрузкой. Величина ступени нагрузки принималась в пределах 1/10–1/15 предполагаемой нормативной нагрузки.

Передача каждой последующей ступени нагрузки производилась после условной стабилизации вертикальных и горизонтальных перемещений, величина которых в каждом из измеряемых направлений не превышала 0,1 мм за последние 2 ч наблюдений. Комплексная нагрузка передавалась под углом к вертикали 30° при помощи универсального стенда конструкции ЦНИИЭПсельстроя. Вертикальные и горизонтальные перемещения измерялись прецизионным нивелиром и прогибомерами.

Фундамент № 36 испытывался на уплотненном основании, а фундамент № 23 – на уплотненном основании, поверх которого был отсыпан среднезернистый песок толщиной слоя 10 см.

Опыты проводились в условиях замачивания основания, которое начиналось за 25 сут до загружения и непрерывно продолжалось на протяжении всех экспериментов. Установка фундамента на испытуемое основание осуществлялась до замачивания.

Результаты измерений приведены на рисунке, из которого видно, что горизонтальные перемещения значительно преобладали над вертикальными.



Зависимость вертикальных S и горизонтальных Δ перемещений от комплексной нагрузки

Сопоставление данных опытов № 36 и 23 указывают на то, что песчаная подготовка существенно повлияла на повышение сопротивления горизонтальным перемещениям. При этом относительные отклонения комплексных нагрузок, соответствующие одним и тем же горизонтальным перемещениям, варьировали в пределах 10–50%. Максимальные отклонения отмечены на начальных этапах загружения, минимальные – в стадии предельного состояния, характеризуемого срывом подошвы по грунту. Предельное состояние было достигнуто при комплексных нагрузках: фундамента № 36 – R = = 16 тс (σ = 1,09 кгс/см^2 и τ = 0,62 кгс/см^2) и фундамента № 23 – R = 17 тс (σ = 1,15 кгс/см^2 и τ = = 0,66 кгс/см^2).

Сразу после завершения опытов фундамент № 36 был удален и было произведено обследование основания, а позже был отрыт шурф с послойным обнажением шпуров. Визуальный осмотр и измерения показали, что шпуры в пределах до 10 мм от подошвы фундаментов имели отклонения от вертикали с характерными точками перелома. Вблизи контакта шпуров с подошвой фундамента отклонения по горизонтали достигали 5–7 мм. Различие в величинах горизонтальных перемещений фундамента и шпуров убеждают в том, что в стадии предельного состояния горизонтальные перемещения фундамента происходили по контакту подошвы с уплотненным грунтом основания.

Результаты лабораторных исследований прочностных характеристик уплотненного грунта в водонасыщенном состоянии показывают, что при σ = 1,09 кгс/см^2 предельное сопротивление сдвигу составляет $\tau = \sigma tg\,\varphi + C$ = 0,74 кгс/см^2, а по данным испытаний фундамента № 36 при тех же вертикальных напряжениях τ = 0,62 кгс/см^2, т.е. предельное сопротивление сдвигу фунда-

мента по уплотненному водонасыщенному грунту меньше предельного сопротивления сдвигу такого же грунта, полученного в срезном приборе.

А. М. Дондыш, А. Т. Мальцев
(ЦНИИЭПсельстрой, Апрелевка Московской обл.)

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СВАЙ С УПЛОТНЕННЫМ ЯДРОМ ПРИ ВОЗДЕЙСТВИИ НАКЛОННЫХ СИЛ

Короткая буронабивная (забивная) свая с уплотненным ядром предназначена для восприятия наклонных сил при опирании на нее каркасов сельскохозяйственных зданий из трехшарнирных рам, арок.

Конструкция фундамента (рис. 1), разработанная ЦНИИЭПсельстроем, состоит из вертикального или наклонного железобетонного цилиндра 5 диаметром 350–800 мм и длиной 2–3 м, оголовка 4 с гнездом для опирания стойки 3 и фундаментной балки 2, уплотненного ядра 1.

Назначение уплотненного ядра – повышение сопротивления грунта по боковой поверхности сваи, повышение лобового сопротивления ствола при горизонтальных перемещениях и поворотах сваи, и также снижение вероятности замачивания окружающего сваю грунта дождевыми и талыми водами.

Устройство такого фундамента базируется на простой индустриальной технологии, заключающейся в устройстве уплотненного ядра поверхностным уплотнением грунта тяжелой трамбовкой по одному следу, бурении скважин, в установке арматурного каркаса и бетонировании.

Диаметр трамбовки выбирается таким, чтобы было соблюдено условие

$$D \geqslant 2{,}3d,$$

где D – диаметр основания трамбовки; d – диаметр сваи.

Экспериментальные работы проводились в Ставропольском крае. В геологическом отношении площадка представлена сильно просадочными лёссовидными супесями и суглинками, которые до глубины 5 м имеют следующие характеристики: влажность весовая $W = 6 \div 9{,}3\%$, объемная масса скелета $\gamma_{ск} = 1{,}38 \div 1{,}49$ г/см^3, коэффициент пористости $\varepsilon = 0{,}812 \div 0{,}978$, число пластичности $W_п = 4 \div 7$. Прочностные характеристики грунта: при природной влажности $\varphi = 20 \div 32^0$ и $C = 0{,}15 \div 0{,}25$ кгс/см^2, в водонасыщенном состоянии $\varphi = 18 \div 22^0$ и $C = 0{,}125 \div 0{,}15$ кгс/см^2. Коэффициент относительной просадочности при $P = 3$ кгс/см^2 варьирует в пределах от 0,034 до 0,133. Начальное просадочное давление, по данным лабораторных исследований, составляет 0,2 кгс/см^2.

Опытные буронабивные сваи с уплотненным ядром были изготовлены в котловане со снятым растительным слоем. Размеры свай: диаметр 500 мм и длина 1,9–2,07 м. Угол наклона их к вертикали

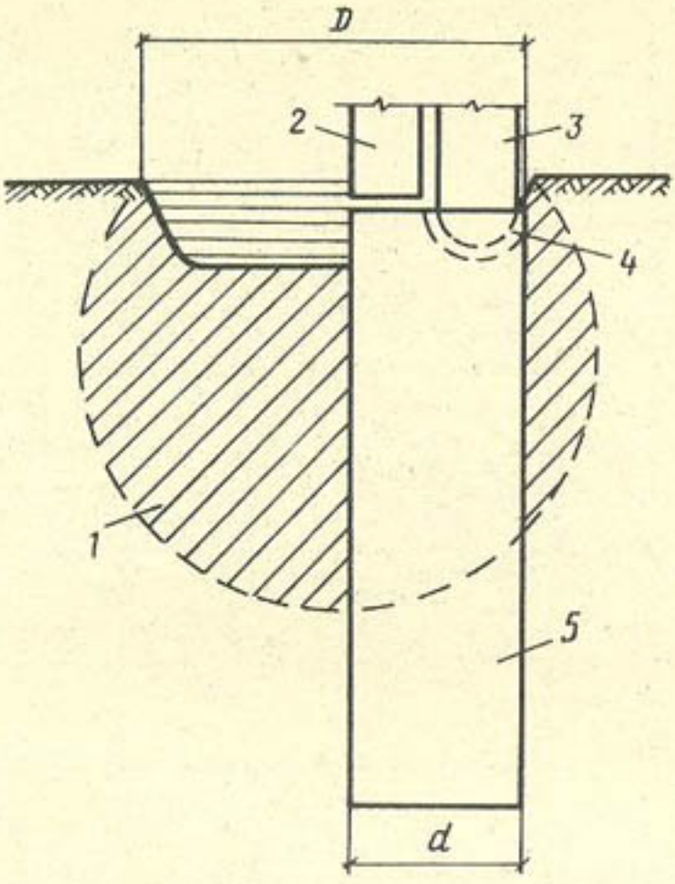


Рис. 1 Конструктивная схема короткой буронабивной сваи с уплотненным ядром

составлял $\beta = 30^{\circ}$. Сваи размещались по сетке 3,5х6,2 м, при этом большое расстояние соответствует направлению распора.

Для испытаний применялся стенд конструкции ЦНИИЭПсельстроя. Он состоит из четырех стальных полурам, попарно соединенных между собой в коньке шарниром, загрузочных платформ и тяжей. Шарнирное опирание стойки рамы с фундаментом обеспечивалось конструктивным решением опорного узла. Передача наклонной нагрузки на фундамент под заданным углом наклона к вертикали обеспечивалась сопряжением тяжей с ригелем в заданных точках.

Реперная система состояла из опорного знака и марок. Опорный знак неподвижный в вертикальной и горизонтальной плоскостях жестко закреплен на кронштейне Г-образного репера, стойка которого омоноличивалась бетоном в заранее пробуренной скважине. Марки (по две на каждой свае) крепились на стальных планках к пластине, которая сопряжена с фундаментом анкерными болтами.

Измерения перемещений производились координатомером. Этот прибор позволяет одновременно получить координаты измеряемых точек в вертикальном и горизонтальном направлениях с точностью 0,05-0,1 мм за минимальное время.

Статические испытания проводились ступенчато-возрастающей нагрузкой, величины ступеней которых принимались в пределах 1/5-1/15 предлагаемой нормативной нагрузки в зависимости от условий испытаний и этапа загружения. В том случае, когда испытания проводились в условиях природной влажности грунта, первые две-три ступени принимались равными 1/5, а последующие - 1/10 предпо-

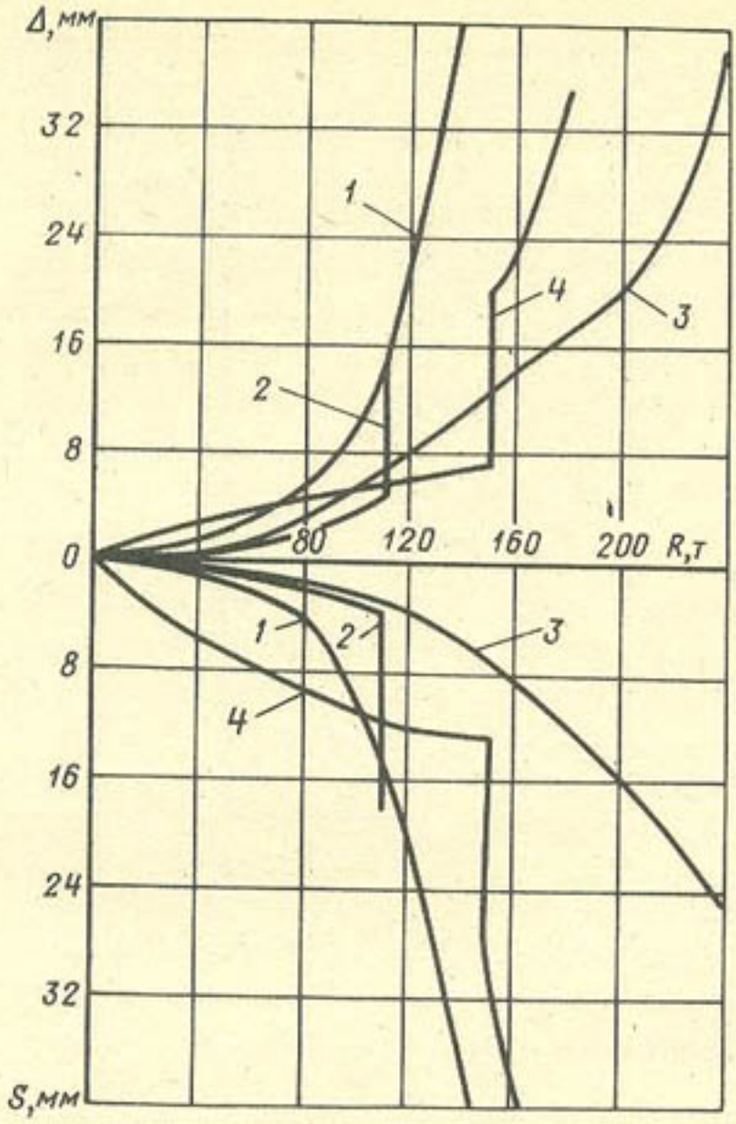


Рис. 2. Зависимость вертикальных и горизонтальных перемещений от наклонной нагрузки R
1 – сваи № 13–16; 2 – сваи № 5–8;
3 – сваи № 29–32; 4 – сваи № 21–24

лагаемой нормативной нагрузки. Если испытания проводились в замоченном грунте, то величина ступеней нагрузки не превышала 1/10–1/15.

Передача каждой последующей ступени нагрузки производилась после условной стабилизации вертикальных и горизонтальных перемещений, величина которых в каждом из измеряемых направлений не превышала 0,1 мм за последние 2 ч наблюдений.

Первая серия опытов заключалась в изучении несущей способности свай № 29–32 в грунте природной влажности. Равнодействующая внешних сил прикладывалась под углом 33° к вертикали. Во второй серии опытов несущая способность свай № 13–16 определялась в предварительно замоченном грунте.

Увлажнение грунта вокруг свай производилось через дренажные траншеи, заполненные гравием и песком, за 5 сут до начала загружения и непрерывно продолжалось на протяжении всего опыта.

В этих экспериментах угол наклона равнодействующей внешних сил в среднем составлял 32°.

В третьей серии опытов сваи № 5–8 испытывались в грунте природной влажности до R = 11 тс с последующим замачиванием грунта на протяжении 9 сут без изменения нагрузки. В опытах этой серии угол наклона равнодействующей внешних сил составлял 33°.

Четвертая серия опытов посвящена изучению несущей способности свай № 21–24 при развитии углов наклона сваи и равнодействующей внешних сил в 13° (в опытах угол наклона равнодействующей внешних сил к вертикали $43^{\circ}15'$. Опыты этой серии осуществлялись в следующих условиях: в грунте природной влажности нагрузка на сваи была доведена до 15 тс, а затем произведено замачивание грунта в течение 9 сут. После достижения условной стабилизации перемещений выполнено дальнейшее поэтапное загружение свай с доведением нагрузки до 18 тс.

Результаты измерений вертикальных S и горизонтальных Δ перемещений от равнодействующих внешних сил R приведена на рис. 2.

Анализ графиков показывает следующее.

1. Замачивание грунта приводит к снижению несущей способности свай (кривые 1 и 3).

2. При одинаковых нагрузках и их углах наклона к вертикали характер замачивания грунта, окружающего сваи, практически не влияет на конечные результаты условно стабилизированных вертикальных и горизонтальных перемещений (кривые 1 и 2).

3. Вертикальные и горизонтальные перемещения свай зависят от разности углов наклона сваи и равнодействующей внешних сил: в грунте природной влажности увеличение этой разности углов наклона приводит к увеличению вертикальных и горизонтальных перемещений, а в грунте замоченном – к существенному их снижению (кривые 1 и 4).

В. Т. Дудукалов
(Южгипроводхоз, Ростов-на-Дону)

РАЗУПЛОТНЕНИЕ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ В РЕЗУЛЬТАТЕ УВЛАЖНЕНИЯ

Создание оросительно-обводнительных систем требует максимального использования природных строительных материалов и в первую очередь глинистых грунтов. Из глинистых грунтов возводятся оградительные дамбы, создаются каналы в насыпях, грунтовые плотины и др. Для успешной эксплуатации этих сооружений необходимо, чтобы местные грунты были подвержены существенной мелиорации, определяющей повышение прочностных и снижение фильтрационных свойств. Подобные изменения наиболее легко достигаются путем механического уплотнения пород. Однако уплотненный грунт постепенно разуплотняется.

Интенсивность разуплотнения, так же как и способность грунтов к уплотняемости, зависит от внешних и внутренних факторов.

К внутренним факторам следует относить минералогический состав глинистых и пылеватых частиц, их соотношение, состав и количество водорастворимых солей и структурную прочность уплотненного грунта. Подбирая соответствующие минералогический и гранулометрический составы глинистых пород, а также учитывая регламентирующие нормы по содержанию водорастворимых солей, возможно существенно снизить влияние этих факторов на разуплотнение. Однако, кроме этого, на состояние уплотненного грунта влияют периодическое увлажнение и последующее высушивание. Эти причины следует рассматривать как внешние. Они наиболее существенные, так как исключить воздействие гипергенных факторов на мелиорированный грунт невозможно. Однако, изучив влияние отдельных процессов на разуплотнение, можно учесть неблагоприятные последствия, вызываемые периодическим увлажнением грунта.

Влияние увлажнения на изменение уплотненного грунта, развитого на водораздельных пространствах Дона и Сала (Верхне-Сальская оросительная система), оценивалась в лабораторных условиях.

Глинистый грунт по числу пластичности охарактеризован как тяжелый суглинок с числом пластичности 0,15 и с содержанием солей: малорастворимых 0,7-0,8%, среднерастворимых до 0,5% и труднорастворимых 3,9-4,5%. Минералогический анализ частиц глинистой фракции менее 0,001 мм показал, что основная часть их (60-70%) представлена гидрослюдами. Монтмориллонит совместно со смешанно-слоистыми образованиями, которые предопределяют основные набухающие свойства глинистых пород, присутствуют в количестве 10-15%. Каолинит в глинистой фракции отмечается в количестве 7-8%, хлорит 3-4%, а остальные 2-3% приходятся на долю кварца, гидроокислов и кальцита.

Таким образом, ожидать значительных величин по разуплотнению, обусловленных минералогическим составом глинистой фракции (27,7% от общего состава породы), нет основания, так как основные набухающие компоненты - монтмориллонит и смешанно-слоистые образования общей массы грунта составляют не более 3-4%. Выщелачивание водно-растворимых солей также не способно существенно изменить плотность тела насыпи.

Однако несмотря на то, что грунт, по данным геотехнического контроля, в насыпи каналов укладывался с объемной массой скелета не менее 1,65 г/см^3, в настоящее время он оказался разрыхленным. Во всех опробованных точках объемная масса скелета после пяти-шестилетней эксплуатации снизилась и находится в пределах от 1,3 до 1,58 г/см^3.

Экспериментально установлено, что для исследуемых грунтов оптимальная влажность изменяется от 0,148 до 0,152. При этой влажности, совершая стандартную работу, грунт возможно уплотнить до 1,8 г/см^3. Степень влажности при этом составляет 0,81-0,82. Все описанные ниже эксперименты проводились на уплотненном грунте, приготовленном в лабораторных условиях, при этом подготовка его велась при оптимальной влажности.

Изучались следующие основные вопросы:

1) зависимость степени разуплотнения грунтов в лабораторных условиях от размеров испытуемых образцов;

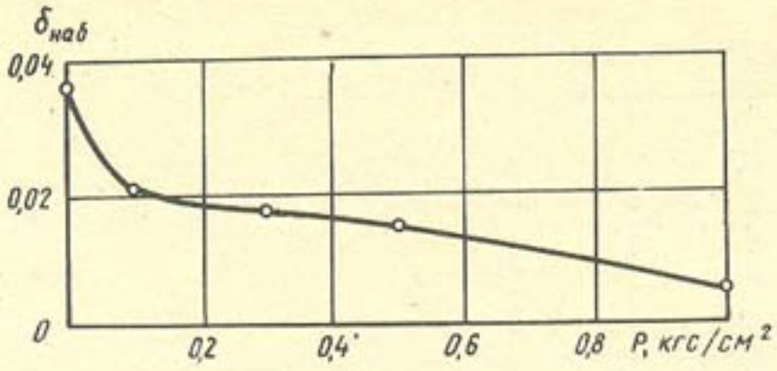


Рис. 1. Зависимость относительного разуплотнения от вертикальной пригрузки

2) степень разуплотнения образцов при различной пригрузке;

3) потеря прочности уплотненных грунтов в связи с их разуплотнением;

4) влияние процессов набухания и усадки на способность грунта к разуплотнению.

Для определения влияния размеров образцов использовались два типа колец, имеющих одинаковую площадь, но различающихся по высоте в 3,5 раза, а также образцы объемом в 50 и 100 $см^3$, не заключенные в ограничивающие обоймы. Кроме того, на образцы, заключенные в кольца с площадью 50 и 25 $см^2$ и высотами соответственно в 25 и 10 мм, передавались пригрузки в 0,1 $кгс/см^2$ с одновременным замачиванием.

Установлено, что конечная величина разуплотнения не зависит от размеров образцов, а определяется наличием пригрузки. Скорость разуплотнения контролируется массой образца. Используя различные пригрузки, передаваемые на образцы, удалось установить зависимость коэффициента разуплотнения (набухания) от давления (рис. 1). Исходя из этого графика возможно заключить, что созданием пригрузки полностью ликвидировать разуплотнение практически сложно, но снизить его в известной степени возможно.

Потеря прочности грунта при разуплотнении с пригрузками 1 и 0,5 $кгс/см^2$ происходит прямолинейно. При меньших пригрузках линия, изображающая зависимость изменения сдвигающего усилия от влажности (рис. 2), имеет некоторую точку перегиба. Эта точка соответствует состоянию, при котором в грунте появляется избыток влаги, превышающий количество прочно связанной воды. Вероятно, эта влажность для разуплотненного грунта является оптимальной, так как поддержание грунта в более плотном состоянии требует существенного увеличения пригрузки, а при меньших плотностях грунт становится пластичным, т.е. резко теряет прочность.

Образцы заданной плотности при потере влаги на 2–3% самопроизвольно уплотнялись на величину 0,04 $г/см^3$. Последующее замачивание вызывает более интенсивное разуплотнение. Усилия, развивающиеся при этом, существенно не превышают 1 $кгс/см^2$. Давление в 0,5 $кгс/см^2$ практически не оказывает влияния на конечную влажность и объемную массу скелета грунта после многократных

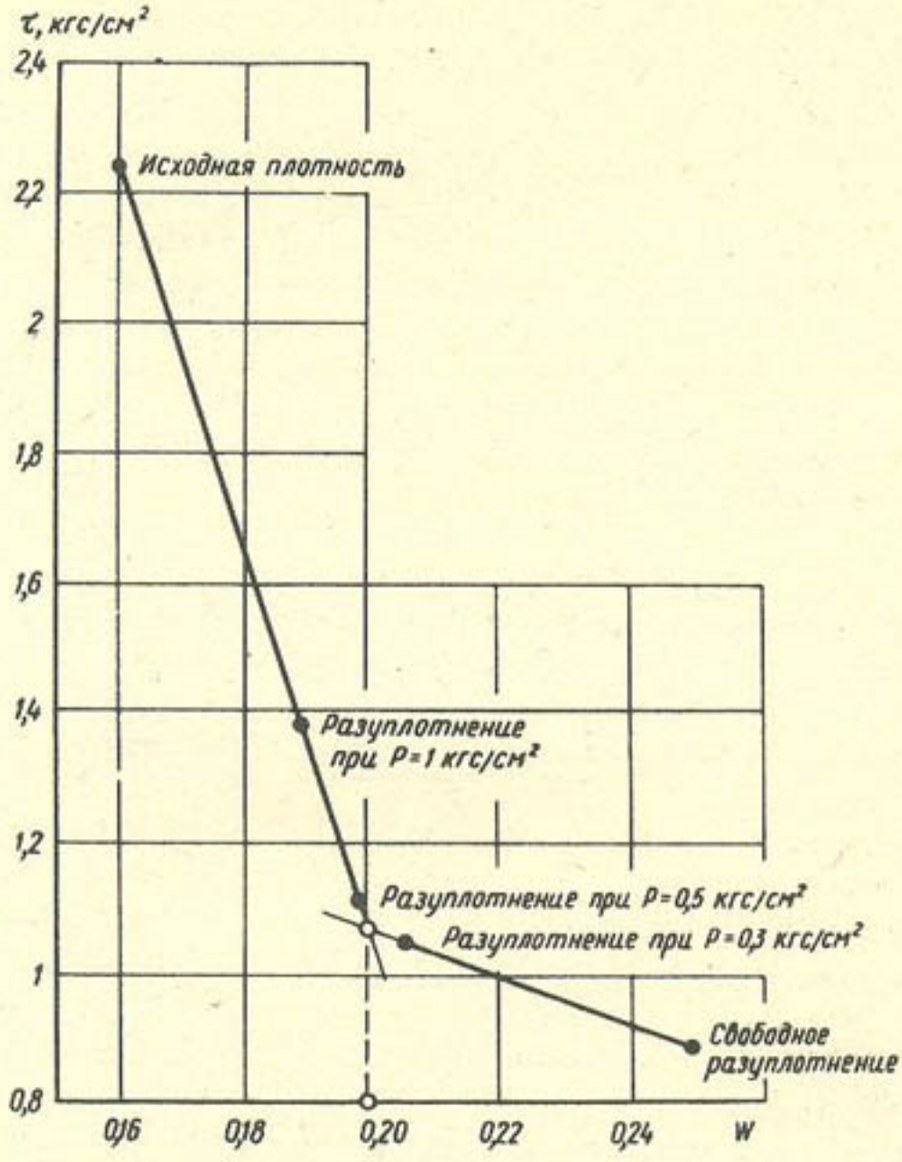


Рис. 2. Изменение сдвигающих усилий в зависимости от степени влажности при разуплотнении

усадок и набуханий. Пригрузка в 1 кгс/см^2 до некоторой степени сдерживает процесс разуплотнения.

Таким образом, при создании земляных сооружений на Верхне-Сальской оросительной системе необходимо учитывать следующие особенности местных грунтов:

а) способность к разуплотнению под действием свободного поступления воды, при этом развиваются усилия, достигающие 1 кгс/см^2;

б) разуплотнение вызывает резкое снижение их прочности; существенное сохранение прочности возможно обеспечить лишь при создании пригрузки от 0,3 до 1 кгс/см^2;

в) высыхание уплотненного глинистого грунта следует предотвращать, так как это вызывает его усадку; последующее увлажнение приводит к набуханию с повышенной интенсивностью, в этом случае пригрузка в 0,5 кгс/см^2 практически не влияет на разуплотнение, что приводит к существенной потере прочности глинистого грунта.

В. Т. Дудукалов, Т. П. Александрова
(Южгипроводхоз, Ростов-на-Дону)

ВЛИЯНИЕ ЗАМОРАЖИВАНИЯ НА УПЛОТНЕННЫЙ ГРУНТ

Экспериментальные работы по изучению воздействия низких температур на уплотненный грунт с одновременным замачиванием выполнялись в лабораторных условиях на грунтах Верхне-Сальской оросительной системы, которые оценивались как тяжелые пылеватые незасоленные суглинки с числом пластичности 0,15. Величина их оптимальной влажности при уплотнении составила 0,148–0,152, а максимальная плотность при затрачивании стандартной работы – 1,8 г/см^3.

Воздействие низких температур на уплотненный грунт проводилось по нескольким схемам.

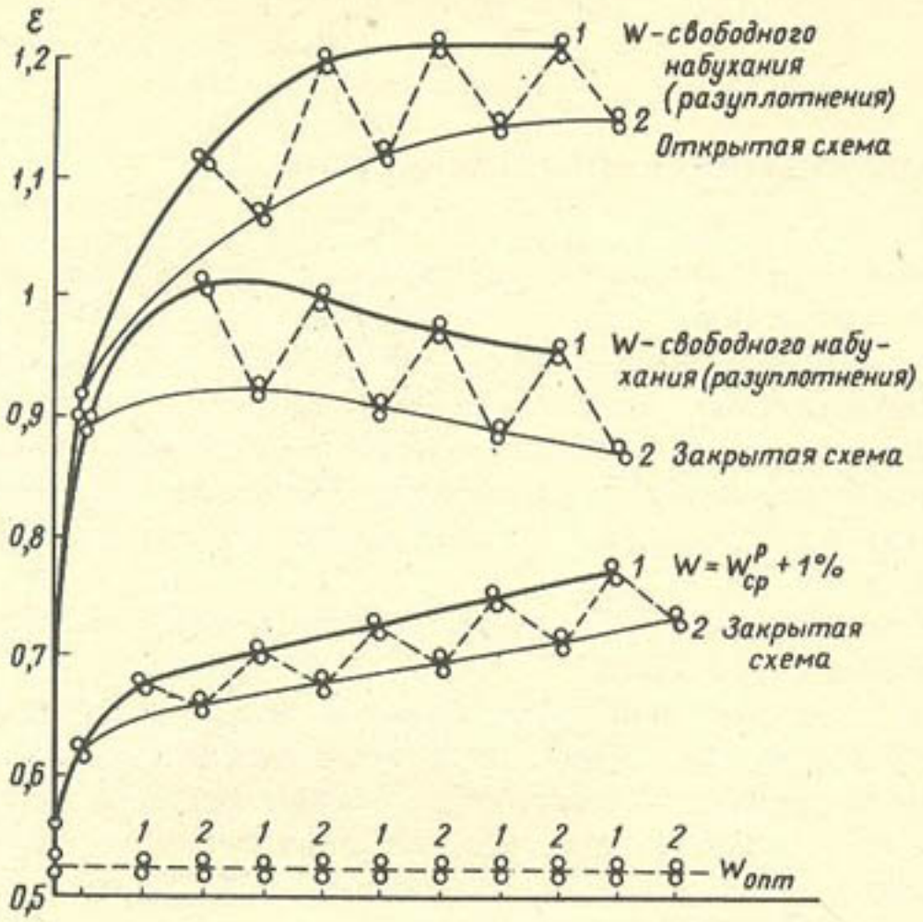
Первая схема опытов предусматривала замораживание грунта при оптимальной влажности. Этими опытами установлено, что объемная масса скелета грунта, подвергнутого замораживанию, несколько увеличивается, т.е. грунт ведет себя как однородное твердое тело. Величина этого сжатия несколько больше 0,5%. Последующее оттаивание вызвало возвращение грунта в первоначальное состояние. Неоднократное повторение замораживания и оттаивания практически не влияло на сложение грунта. Таким образом, установлено, что при оптимальной влажности (ниже предела раскатывания) морозное воздействие практически не изменяет плотности сложения грунтов насыпи.

Вторая серия опытов проводилась на разуплотненных грунтах. Степень разуплотнения была различной. Часть образцов подвергалась полному свободному разуплотнению, а другая – испытала частичное разуплотнение до влажности на 1–1,5% выше предела раскатывания (19,9%). Опыты по замораживанию проводились по "закрытой" схеме, т.е. замораживание проводилось без дополнительного поступления воды.

Замораживание полностью разуплотненного при замачивании грунта на первом же цикле привело к резкому увеличению его объема. На последующих циклах замораживания отмечается некоторая тенденция ко вторичному уплотнению. Вероятно, это связано с потерей влаги при вымораживании (проявление сил усадки). Описанная особенность в изменении плотности сохраняется и при оттаивании (см. рисунок). Несколько иначе ведет себя грунт, когда его влажность на 1–1,5% выше предела раскатывания. В процессе циклического замораживания происходит равномерное уменьшение объемной массы скелета, но интенсивность его существенно ниже морозного разуплотнения образцов, описанных выше (см. рисунок).

При оттаивании объемная масса скелета грунта также подвержена равномерному уменьшению (см. рисунок), но конечные величины их существенно отличаются от подобных параметров при замораживании.

Вероятно, подобное поведение грунтов связано с тем, что избыток влаги по сравнению с влажностью при пределе раскатывания



Циклы периодического замораживания и оттаивания

Изменение коэффициента пористости при замораживании и оттаивании
1 – при температурах ниже –10°С; 2 – при температурах выше +20°С; Зам – свободное разуплотнение (набухание) при замачивании

сравнительно небольшой. Именно эта влага и определяет разуплотнение грунта при замораживании, а при последующем оттаивании этот избыток, естественно, будет стремиться занять поры, минимальные по размеру. При последующем замораживании эта влага вновь будет расширяться, вызывая увеличение пористости. Ввиду того что избыток влаги остается неизменным, изменения объемной массы скелета носят линейный характер.

Кроме того, для грунтов, претерпевших полное разуплотнение при замачивании, создавался свободный подток воды в момент замораживания ("открытая" схема). Установлено, что максимальное уменьшение объемной массы скелета достигается на втором цикле замораживания. Дальнейшее разуплотнение (на последующих циклах) постепенно затухает (см. рисунок).

Таким образом, в насыпях наиболее тяжелые условия возникают в моменты, когда поверхность грунтового потока находится в зоне промерзания, т.е. будет иметь место "открытая" схема. В этом случае объемная масса скелета грунта будет резко снижаться.

Для решения вопроса о совместном влиянии сил морозного разуплотнения и последующих усадки и набухания выполнены опыты, в которых грунт при оптимальной влажности замораживался. Происхо-

4663

дило незначительное увеличение объемной массы грунта. При оттаивании грунт возвращался в исходное состояние. В дальнейшем он подсушивался на воздухе до 9%. Происходило уплотнение грунта до 1,86 г/см^3. Замачивание грунта без пригрузки привело к разуплотнению до величины скелета 1,7 г/см^3. Аналогичная плотность устанавливается и у образцов после подсушивания и набухания без замораживания. Следовательно, морозное воздействие на глинистые породы при влажностях ниже предела раскатывания практически не влияет на интенсивность и величину процесса усадки при высушивании и последующего набухания при замачивании.

С учетом того что при замораживании грунта возникает значительная пористость и при оттаивании должно происходить некоторое уплотнение его под массой вышележащих пород, проводились опыты по размораживанию грунта ("открытая" схема) с обеспечением пригрузки в 0,1 и 0,3 кгс/см^2.

Установлено, что конечная плотность образцов не зависит от величины пригрузки в указанных интервалах. Конечные коэффициенты пористости у образцов на стадиях замораживания существенно выше подобных параметров при оттаивании. Стабилизация объемой массы скелета с пригрузкой в 0,3 кгс/см^2 происходит уже после первого цикла замораживания, а у образцов с пригрузкой в 0,1 кгс/см^2 – на четвертом.

Таким образом, замораживание влияет на плотность грунта в том случае, когда его влажность превышает нижний предел пластичности. Размораживание происходит интенсивно, если грунт был предварительно разуплотнен или при замораживании имело место свободное поступление воды извне.

Грунт, сохранивший оптимальную влажность, совершенно не реагирует на периодическое замораживание. Следовательно, сброс воды из каналов нецелесообразно затягивать до поздней осени, ибо при значительных влажностях грунтов может происходить их размораживание.

П. Л. Иванов, А. П. Крутов
(ЛПИ им. М.И. Калинина, Ленинград)

УПЛОТНЕНИЕ МАЛОСВЯЗНЫХ НАМЫТЫХ ГРУНТОВ ГЛУБИННЫМИ ВЗРЫВАМИ

С целью получения дополнительных площадей для жилищного строительства г. Ленинграда и создания морского въезда-фасада города с 1960 по 1973 г. производился намыв территории в районе островов Васильевского, Декабристов и Вольного. Общая площадь намытых территорий составляет около 300 га, из которых 20 га располагается в протоке (глубиной до 7 м) Невы.

Как показывает опыт возведения гидротехнических сооружений, при намыве под воду наблюдается наиболее рыхлая укладка и образование малоустойчивой, особенно при динамических воздействиях, структуры грунта.

Лаборатория механики грунтов ЛПИ им. М. И. Калинина в 1966, 1971–1973 гг. провела полевые работы по исследованию динамической устойчивости намытых под воду грунтов (район Васильевского острова) методом взрывного зондирования. Эти работы показали, что намытые под воду грунты весьма рыхлые, они способны переходить в разжиженное состояние. Поэтому для инженерного использования данной территории в качестве основания решено было провести предварительное уплотнение грунта, намытого под воду.

Характерной особенностью намытых под воду грунтов является содержание большого количества пылеватых частиц. На участке намыва можно выделить следующие основные виды грунтов: пески пылеватые, супеси пылеватые и пылеватый грунт с коэффициентами фильтрации от $2 \cdot 10^{-3}$ до $3 \cdot 10^{-4}$ см/с.

Для уплотнения грунтов, намытых под воду, лабораторией механик грунтов был предложен метод глубинных взрывов.

На основе выданных рекомендаций институтом Ленниипроект был составлен рабочий проект производственного уплотнения намытых под воду грунтов глубинными взрывами. Уплотнение производилось в четыре очереди. В зависимости от уплотняемой толщи подводного намыва заряды имели массу 4,9; 6,3 и 8,8 кгс и погружались соответственно на глубину 4,5; 5 и 6,5 м. Толщина слоя грунта подводного намыва изменялась от 2 до 5 м.

В плане заряды в каждой очереди располагались по квадратной сетке с расстоянием между ними по 10 м. Заряды последующей очереди погружались между зарядами предыдущей очереди.

Погружение зарядов производилось в обсадной трубе диаметром 200 мм и длиной 7 м. Труба погружалась в грунт с помощью крана, оборудованного молотом для забивки свай. Для предотвращения попадания грунта в трубу на нее надевался наконечник, представляющий из себя металлическую пластину толщиной 10 мм с приваренными тремя направляющими стержнями длиной 10 см.

Порядок погружения заряда был следующим: вначале труба погружалась в грунт до проектной отметки заложения заряда, затем с трубы снимался наголовник и стрела отводилась в сторону. Заряд погружался в трубу, после чего ее выдергивали.

Проведенный хронометраж работы по погружению зарядов показал, что в среднем затрачено на погружение трубы 96 с, на погружение заряда ВВ в трубу 36 с, на вытаскивание трубы 5 с, на поворот стрелы к следующей точке погружения 23 с и на переход крана к новому месту погружения в расчете на одну скважину 16 с. Таким образом, в среднем на погружение одного заряда было затрачено около 3 мин. Производственный расчет производительности работы крана по погружению зарядов показывает, что в среднем одна бригада может погрузить около 60–70 зарядов в смену, что составляет около 5000–10 000 $м^3$ уплотненного грунта.

В результате было погружено и взорвано 7632 заряда, уплотненная площадь грунта составила около 17 га.

Контроль за уплотнением грунта осуществлялся с помощью нивелировки поверхности грунта по сетке 10х10 м до взрыва и после первой и четвертой очередей взрывов. Следует отметить, что рабо-

4663

Зона	№ участка	Площадь участка, м^2	Толщина слоя намыва, м	Глубина скважины, м	Средняя осадка грунта, см	Относительная осадка, %
			Квартал 2			
I	–	12950	6	5,5	22	3,7
II	–	10420	6	5,5	22	3,7
III	–	10200	6	5,5	30	5
IУ	–	8550	5,5	5,5	21	3,8
У	–	8050	5,5	5,5	30	5,4
У1	–	3860	5,5	5,5	29	5,3
УП	1	6050	6,5	5,5	13	2,3
	2	2250	6,8	5,5	33	4,85
УШ	1	1970	5,2	5,5	23	4,1
	2	4470	7	6	23	3,4
IX		12500	7	6–6,5	30	4,3
X	1	7000	7,5	6–6,5	30	4
	2	3680	7	5,5	14	2
X1	1	5260	7,4	6	39,4	5,3
	2	9650	7,5	5,5–6	25	3,6
XП	1	9440	7,3	6–6,5	31	4,3
	2	1950	7,5	5,5	27,8	5
XШ	1	12200	6,8	6–6,5	28,6	4,2
	2	3000	6	5,5	29.6	5
			Квартал 3			
X1У	1	19900	7	5,5–6	35	5
	2	13810	8	6–6,5	40	5
Итого	–	167390	–	–	–	Средняя 4,3

ты по уплотнению в основном производились в зимнее время, что не могло не сказаться на качестве контроля за уплотнением. Пучение грунта и образование льда в зимнее время за счет замерзания воды, выходящей на поверхность грунта в результате уплотнения, искажало истинную картину осадок (квартал 2). Это подтверждается результатами нивелировки поверхности грунта в квартале 3 (см. таблицу), где эти работы проводились в июле–августе. В результате проведенного уплотнения намытых под воду грунтов глубинными взрывами поверхность грунта осела в среднем на 30 см, что составляет около 5% уплотняемой толщи.

Анализ данных осадки в квартале 3 показывает закономерное нарастание осадки с увеличением мощности подводного намыва. Так, осадка грунта при подводном намыве толщиной 2–4 м составила в среднем 33 см, при подводном намыве толщиной 4–5 м – 35 см и при подводном намыве толщиной, равной 5 м, – 42 см.

Проведенное зондирование также показало значительное увеличение прочностных и снижение деформативных характеристик и, что особенно существенно, уплотнение обеспечило практическую невозможность перехода грунтов основания в разжиженное состояние.

Стоимость уплотнения взрывами 1 м^3 грунта на Васильевском острове Ленинграда составила 0,24 руб. В то время как при уплотнении песчаными сваями, наиболее приемлемыми для данного грунта, стоимость уплотнения 1 м^3 грунта составила бы свыше 3 руб.

В заключение следует отметить, что метод глубинных взрывов, примененный для производственного уплотнения пылеватых песков и супесей, которые намыты под воду на Васильевском острове Ленинграда, может быть рекомендован для распространения применительно к аналогичным условиям.

К. К. Казакбаев, Х. З. Расулов, Ю. Н. Частоедов
С. Сайфиддинов
(ТашПИ, Ташкент)

ИССЛЕДОВАНИЕ ВИБРОУПЛОТНЯЕМОСТИ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ПЕСКОВ

При проектировании и возведении земляных сооружений (в частности, гидротехнических) из песков важное значение имеет уплотнение грунта в сооружениях для обеспечения его устойчивости.

В лаборатории механики грунтов Ташкентского политехнического института были выполнены динамические компрессионные испытания водонасыщенных песков, используемых при отсыпке плотин строящегося Туя-Муюнского гидроузла.

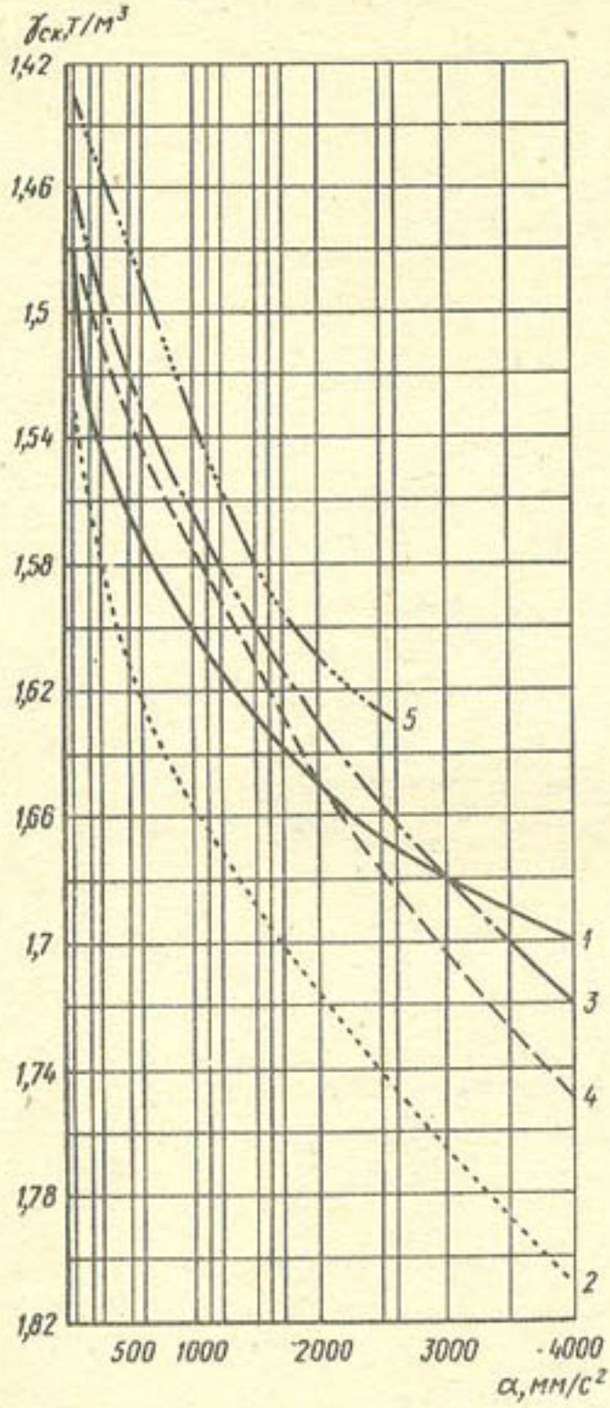
Туя-Муюнское водохранилище воздвигается на р. Амударья у теснины Туя-Муюн. По проекту предполагается отсыпка девяти земляных плотин из местных грунтов высотой до 20 м. Проектная плотность отсыпки 1,65 т/м^3. Местные грунты, из которых будут воздвигнуты плотины, представлены мелкими и пылеватыми песками эолового и аллювиального генезиса и лёссовидными супесями. Пески очень близки по своим физико-механическим свойствам и характеризуются показателями, приведенными в таблице. Аллювиальные пески чистые, однородные, глинистые частицы отсутствуют. Форма зерен песка преимущественно шероховатая, неокатанная. Эоловые пески более разнородные, содержание глинистых частиц в них до 2%, форма зерен преимущественно окатанная. В супесях содержание глинистых частиц составляет 3,2–5,9%.

Исследования выполнялись на вибрационном столе конструкции ТашПИ с вынужденными горизонтально действующими колебаниями, создаваемыми с помощью электродвигателя и эксцентрика. Путем изменения напряжения в сети менялась частота колебаний и соответственно величина их ускорения. Грунты испытывались без пригрузки при амплитудах 1, 2, 4 мм с достижением максимальной величины ускорения колебаний 5000 мм/с^2.

Образец грунта помещался в сосуд размером 20x20x38 см, укрепленный на вибростоле. Грунт в воздушно-сухом состоянии засыпался тонкой струей через воронку в воду, которая предварительно наливалась в сосуд на 1/3 его высоты. При таком методе укладки грунт имел начальную плотность, близкую к плотности в максимально рыхлом состоянии.

4662

Грунт	Гранулометрический состав, %, по фракциям, мм				Коэффициент неоднородности	Удельный вес, т/м^3	Объемный вес, т/м^3, грунта		Угол естественного откоса, град, грунта	
	1–0,5	0,5–0,25	0,25–0,1	< 0,1			предельно рыхлого	предельно плотного	сухого	под водой
Пылеватый песок:										
аллювиальный	0,5	12,5	61,5	25,5	0,17	2,67	1,43	1,76	32	21
эоловый	1,7–7,5	10–24,5	37,3–43	25,5–60	0,1–0,24	2,64–2,66	1,33–1,56	1,64–1,89	32–36	22–26
Мелкий песок:										
аллювиальный	1,5–2,5	37,5–47,5	47,2–52,5	3,8–7,5	2,5–6,5	2,67	1,45	1,77	32–33	23–24
эоловый	0,5–3,5	5,0–32,2	54–75	11,4–23	0,16–0,24	2,64–2,67	1,32–1,56	1,59–1,8	32–34	23–26
Супесь лёссовидная	0,2–2,3	0,4–0,2	0,58–24,2	66,4–92,7	–	2,65–2,66	–	–	–	–



Виброкомпрессионные кривые исследуемых грунтов
1, 2 – песок пылеватый аллювиальный и эоловый; 3, 4 – песок мелкий аллювиальный эоловый; 5 – супесь лёссовидная

Уплотнение образца наблюдалось по осадке репера, установленного на поверхности грунта. Возникновение избыточных давлений при уплотнении водонасыщенного грунта на каждой ступени динамической нагрузки фиксировалось пьезометрами, размещенными в нижней и верхней частях сосуда. На каждой ступени нагрузки испытание продолжалось до прекращения осадки с определением ее величины и плотности грунта.

На основании полученных наблюдений строились виброкомпрессионные кривые исследуемых грунтов. На рисунке показаны осредненные кривые зависимости плотности выделенных групп грунтов от ускорения колебаний.

Из рисунка следует, что при расчетном ускорении колебаний в 2000 мм/с^2, соответствующем землетрясению силой 8 баллов, наиболее сильно уплотняется вторая группа грунтов – пески пылеватые эоловые. Плотность песков при α = 2000 мм/с^2 составляет для аллювиальных пылеватых песков 1,65 т/м^3 и мелких – 1,63 т/м^3, для эоловых пылеватых – 1,72 т/м^3 и мелких –

1,65 т/м^3. Относительная плотность песков соответственно равна 0,72; 0,72; 0,87; 0,76.

Согласно "фильтрационной теории" Н.Н. Маслова, основным показателем, оценивающим скорость уплотнения грунта в соответствующих динамических режимах, является коэффициент динамического уплотнения $\nu_п$, вычисляемый по выражению:

$$\nu_п = \frac{dn}{dt}, \qquad (1)$$

где n – пористость песка; t – время.

В общем случае величина коэффициента $\nu_п$ возрастает с увеличением однородности песка, степени окатанности его зерен, с повышением пористости песка и интенсивности динамического воздействия.

Однако коэффициент динамического уплотнения $\nu_п$ имеет значение в случаях, когда ускорение сотрясения превышает некоторую критическую величину $\alpha_{кр}$. Для определения критерия начала уплотнения песка предложена зависимость

$$\alpha_{кр} = \frac{g(P_o + \gamma_w Z)tg\varphi}{\gamma_w T v_{волн}}, \qquad (2)$$

где g – ускорение свободного падения; P_o – нормальное напряжение от массы пригрузки; γ_w – объемная масса песка под водой; Z – глубина рассматриваемого горизонта; φ – угол внутреннего трения песка; T – период колебания; $v_{волн}$ – скорость прохождения упругих волн.

Таким образом, проектная плотность 1,65 тс/м^3 обеспечивает динамическую устойчивость воздвигаемых плотин при расчетном ускорении в 2000 мм/с^2 для грунтов 1, 3–5 групп, 2-я группа грунтов при заданных параметрах не обеспечивает устойчивость воздвигаемых плотин.

При подборе грунтов для проектируемых сооружений, подверженных динамическим воздействиям, предпочтение следует отдать пескам менее окатанным (аллювиальным) и лёссовидным супесям.

К. К. Казакбаев, В. Ф. Корчевский
(ТашПИ, Ташкент),
Г. Н. Петров
(Средазгидропроект, Ташкент)

УПЛОТНЕНИЕ КРУПНООБЛОМОЧНЫХ ГРУНТОВ В ГИДРОТЕХНИЧЕСКОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

В сложных геологических районах и особенно в условиях повышенной сейсмичности, что характерно для Средней Азии, сооружение однородных земляных плотин возможно только из крупнообломочных грунтов. Применение мелких и особенно глинистых материалов не обеспечивает в общем случае необходимых прочностных показателей при экономически оправданном профиле.

Противофильтрационные свойства крупнообломочных грунтов опре-

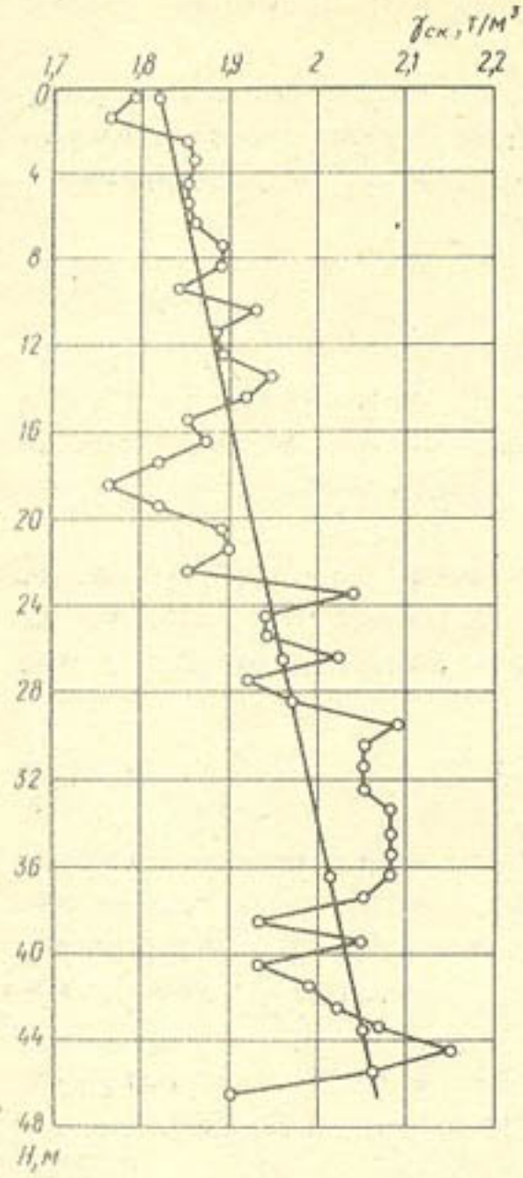


Рис. 1. Изменение объемной массы грунта по глубине опытной взрывонабросной плотины на р. Бурлыкия

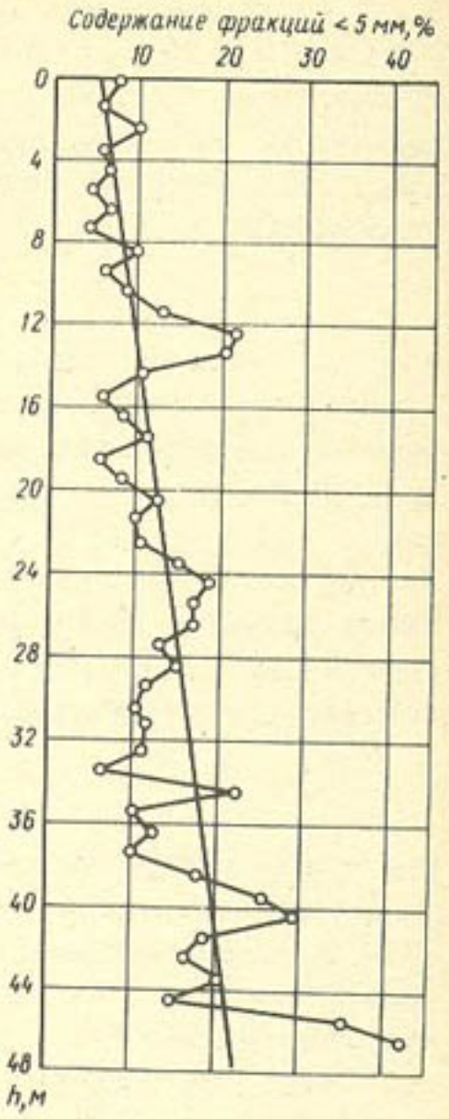


Рис. 2. Изменение содержания мелкозема по глубине опытной взрывонабросной плотины на р. Бурлыкия

деляются их гранулометрическим составом и плотностью, при этом последняя играет решающую роль. Уплотнение таких грунтов, несмотря на большое количество исследований, все еще представляется сложной проблемой. Широко используемые в строительной практике методы уплотнения песчаных и глинистых материалов (укатка, трамбование) для крупнообломочных грунтов не дают достаточно хороших результатов.

Новым эффективным методом уплотнения крупнообломочных грунтов в гидротехническом строительстве является метод, заключающийся в сбрасывании больших масс грунта с высоты направленным взрывом. Первой особенностью этого метода является то, что в отличие от статического уплотнения, при котором напряжения развиваются за счет внешней нагрузки, в данном случае уплотнение происходит за счет энергии падения самого грунта. При этом чем больше объем сбрасываемого грунта, тем больше создаваемый им уплотняющий импульс. Второй особенностью уплотнения грунтов во взрыво-

набросных плотинах является независимость уплотняющего импульса от расстояния до точки приложения нагрузки – при сбрасывании с высоты ударный импульс равномерно распределен по всей массе грунта. Таким образом, уплотняющий импульс J_0, а следовательно, и пропорциональная ему удельная работа уплотнения определяется следующей зависимостью:

$$J_0 = \gamma h H ,$$

где γ – объемная масса грунта; h – расстояние рассматриваемого слоя грунта от основания плотины; H – высота сброса породы.

Из этой зависимости ясно, что работа уплотнения примерно пропорциональна второй степени высоты, следовательно, плотность таких сооружений должна увеличиваться с глубиной. Натурные исследования опытной плотины, возведенной взрывом на р. Бурлыкия, убедительно подтвердили это положение, причем зависимость $\gamma = f(h)$ имеет линейный характер вплоть до глубины 50 м (рис. 1). Абсолютные значения плотности примерно на 10–15% выше максимально возможных при других способах уплотнения. Необходимым условием достижения высоких значений плотности при этом являются только достаточно большие размеры сооружения, в противном случае за счет интенсивного развития бокового давления может происходить разуплотнение.

Натурные исследования опытной взрывонабросной плотины показали также, что при этом способе видоизменяется само понятие оптимальности гранулометрического состава. При больших динамических воздействиях плотность становится независимой от коэффициента неоднородности материала. Увеличение плотности с глубиной сопровождается повышением содержания мелкозема (рис. 2), образующегося путем истирания граней обломков при динамическом сжатии массы грунта. Мелкозем заполняет поры скелета, и таким образом грунт приобретает структуру, обеспечивающую требуемую водонепроницаемость сооружения.

В. Ф. Калганов, М. А. Батуркин, Н. А. Перминов
(ЛИИЖТ, Ленинград)

ЭЛЕКТРООСМОТИЧЕСКИЙ СПОСОБ ПОГРУЖЕНИЯ КРУПНЫХ ОПУСКНЫХ КОЛОДЦЕВ

Одной из наиболее трудоемких и сложных работ является погружение в грунт крупных опускных колодцев. Для снижения трения между грунтом и боковой поверхностью колодца чаще всего применяют тиксотропную рубашку. Этот способ позволяет значительно уменьшить собственный вес конструкции и тем самым сократить объемы бетонных и земляных работ. Однако наличие между стенкой колодца и грунтом полости, заполненной глинистым раствором, делает процесс погружения неуправляемым, создает условия для возникновения перекосов. Имеется немало примеров, когда по разным

причинам происходила преждевременная потеря тиксотропности раствора, восстановление которой в большинстве случаев практически невозможно. Это говорит об относительно низкой надежности рассматриваемого способа производства работ.

Изыскания надежных и легкоуправляемых способов, облегчающих погружение строительных конструкций в грунт, проводятся давно. К ним можно отнести электроосмос, который используется для привлечения воды к поверхности опускаемой конструкции.

В 1958 г. при строительстве моста в Ленинграде Б.А. Николаев использовал электроосмос для облегчения забивки свай. Б. Ф. Рельтовым и Б.П. Ерыховым в опытном порядке с помощью электроосмоса выполнено погружение сваи-оболочки и последующее увеличение ее несущей способности путем изменения полюсности электродов. В трудах 3-й Международной региональной конференции по механике грунтов и основаниям приведено краткое сообщение о первом опыте погружения небольшого колодца диаметром 5,5 м, выполненном в 1949 г. индонезийским исследователем Бегеманом.

Накопленный опыт показал техническую целесообразность использования постоянного электрического тока при возведении заглубленных сооружений.

Для погружения в глинистые грунты опускных колодцев электроосмос ранее не применялся. В ЛИИЖТе в 1975 г. были начаты исследования, связанные со строительством очистных сооружений и насосных станций.

В Ленинграде инженерно-геологические условия таковы: под толщей четвертичных отложений залегают моренные и ленточные суглинки и глины, почти повсеместно подстилаемые плотными кембрийскими глинами. Наибольшие трудности при опускании колодцев возникают, когда прорезаемая толща грунтов включает слои, резко отличающиеся по прочности. Учитывая это, лабораторные исследования по применению электроосмоса проводились с моренными суглинками и кембрийскими глинами. Характеристики этих грунтов представлены в таблице.

Опыты выполнялись на специально сконструированной установке, которая позволила исследовать силы трения между грунтом и по-

Грунты	Естественная влажность, %	Число пластичности, %	Объемная масса, т/м^3	Сцепление, кгс/см^2	Общий модуль деформации, кгс/см^2	Коэффициент электроосмотической фильтрации, см^2/(В·с)
Моренный суглинок	18–25	10–16	1,85–2	0,2–0,6	80–200	$0{,}4\cdot10^{-5}$
Кембрийская глина	10–15	14–18	1,9–2	3–5	1000	$0{,}5\cdot10^{-5}$

верхностью металла в зависимости от влажности грунта, нормального давления и режима электрообработки. Сдвигаемым элементом служил кольцевой металлический штамп площадью 30 $см^2$, который вращался со скоростью 2 об/мин.

Опыты с кембрийскими глинами ненарушенной структуры показали, что эти плотные породы даже при 15%-ной влажности способны под воздействием постоянного тока образовывать пленку воды на контакте со штампом – катодом. В интервале исследованных нормальных давлений от 0,1 до 3 $кгс/см^2$ эта водная пленка снижала силу трения на 50–60%.

При работе с грунтовыми пастами моренного суглинка в интервале влажностей 21–30% установлено, что наибольший эффект снижения сил трения, равный 75–80%, достигается при влажностях, близких к пределу раскатывания. С повышением влажности до мягкопластичного состояния грунта эффект снижается до 30%.

Опытами установлено также, что при плотности тока на контакте грунта со штампом–катодом от 0,15 до 0,25 $мА/см^2$ максимальное снижение трения наступает через 5–10 мин. При этом отмечено, что для определенного нормального давления значение исходной влажности грунта не оказывает существенного влияния на конечную величину трения, получаемую в результате электрообработки.

Опытно-производственные работы были выполнены на трех объектах: при опускании шахтной крепи диаметром 5,5 м на глубину 13 м и двух опускных колодцев диаметрами 10 и 20 м с глубиной погружения соответственно 8,2 и 11 м. Наиболее показательными являются результаты, полученные при посадке сборного колодца диаметром 10 м. Для проведения эксперимента колодец был оборудован системой электродов. Катодными электродами служили металлическая окантовка ножа и два пояса, выполненные из листовой стали и укрепленные на втором и четвертом тюбинговых кольцах. Общая площадь катода составляла 65 $м^2$. В качестве анодов были использованы трубы диаметром 100 мм в количестве 12 шт., которые располагались вокруг колодца на расстоянии 2 м от его боковой поверхности и были погружены на глубину 8,5 м. Источником постоянного тока служил электросварочный агрегат ВД–301 мощностью 17 кВт. В электрическую цепь подавалось напряжение 60 В, при этом плотность тока на катодных поясах в процессе опускания колодца составляла 2–3 $А/м^2$. Ток включался периодически по мере удаления грунта из колодца. Продолжительность непрерывной работы электроосмотической установки не превышала 1 ч.

Опытом установлено, что действие электроосмоса вызывает погружение колодца через 3–5 мин после включения тока; с отключением тока оно прекращается. Средняя скорость опускания колодца с помощью электроосмоса составила 0,4 м/ч, а затраты электроэнергии на 1 м посадки не превысили 10 кВт·ч. Снижение сил трения грунта при соотношении площади катодных поясов к поверхности заглубленной части колодца, равном 1:3, составляло 25%. Исправление перекосов выполнялось отключением части анодных электродов, что позволяло обрабатывать грунт лишь со стороны возвышенной части колодца. Так были устранены перекосы, достигавшие 50–60 см. Погружение с помощью электроосмоса колодца диаметром 10 м дало экономию 9,5 тыс. руб.

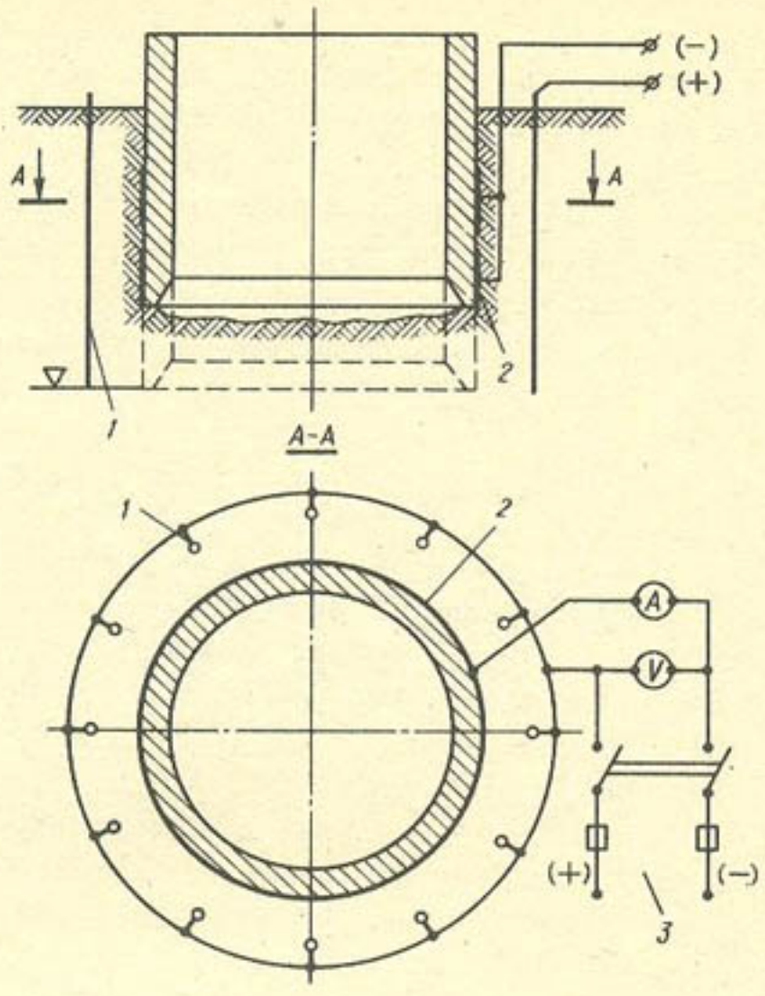


Схема размещения электродов
1 – анодные электроды; 2 – катодные пояса; 3 – источник постоянного тока

Выполненные работы показали, что использование электроосмоса не только снижает трение, но и обеспечивает надежное и оперативное управление процессом посадки колодца.

На рисунке представлена принципиальная схема размещения электродов, разработанная на основании результатов первых производственных экспериментов. Суть ее заключается в том, что катоды выполняются в виде одного или нескольких сплошных горизонтальных поясов, закрепленных на наружной поверхности колодца, а аноды погружаются в грунт вокруг опускаемого сооружения. Общая площадь катодных поясов и их расположение назначаются в зависимости от требуемой величины снижения сил трения и особенностей геологического строения данной строительной площадки.

Предварительные расчеты показали, что стоимость монтажа и эксплуатации электроосмотической установки для колодцев большого диаметра в 1,5 раза меньше расходов по устройству тиксотропной рубашки.

А. Д. Каюмов, В. Д. Казарновский
(Союздорнии, Москва)

ВЛИЯНИЕ ВЛАЖНОСТИ ЛЁССОВЫХ ГРУНТОВ ПРИ УПЛОТНЕНИИ НА ЕГО СТРУКТУРНО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА

Важнейшей операцией при возведении земляных сооружений является искусственное уплотнение грунта. Действующие нормативные документы рекомендуют выполнять уплотнение при влажности грунта, близкой к так называемой оптимальной, которая устанавливается опытом на стандартное уплотнение. Строго говоря, полученное в этом опыте значение оптимальной влажности является действительно оптимальным только с одной точки зрения: при этой влажности в условиях опыта на стандартное уплотнение (т.е. при заданных размерах и технологии подготовки образца, а также параметров уплотняющего воздействия) достигается максимальная объемная масса скелета грунта. Изменение параметров и условий опыта неизбежно ведут к изменению величины оптимальной влажности. С этой точки зрения величина оптимальной влажности должна изменяться в зависимости от характера уплотняющих средств, параметров уплотнения и т. п.

Однако некоторые наблюдения показали, что грунты, уплотненные при влажности, близкой к оптимальной по стандартному уплотнению, оказываются более устойчивыми по отношению к воздействию погодно-климатических факторов, чем такие же грунты, уплотненные до той же плотности, но при влажности, отличающейся от оптимальной (в частности, при меньшей влажности). Это обстоятельство оправдывало принятие независимо от характера и режима работы уплотняющих средств, оптимальную влажность, полученную при испытании грунта в приборе стандартного уплотнения Союздорнии. Однако при одной и той же плотности грунт может иметь различную структуру в зависимости от влажности, при которой он уплотнялся, а следовательно, и различные свойства, в частности, различную устойчивость по отношению к воздействию погодно-климатических факторов.

Одной из важных косвенных характеристик структуры грунта является его сопротивление сдвигу. В связи с этим были проведены опыты по изучению закономерностей сопротивления грунта сдвигу, уплотненного до различных плотностей при различных начальных влажностях.

Поскольку, в соответствии с известной концепцией проф. Н. Н. Маслова, развитой В. Д. Казарновским, сопротивление грунта сдвигу зависит от его плотности и влажности, испытания выполнялись на образцах, уплотняющихся до одной и той же плотности при различных начальных влажностях, но имевших в момент сдвига одинаковую влажность (что достигалось путем водонасыщения образцов без набухания).

Исследовали одну из разновидностей лёссовых грунтов в Узбекистане, основные свойства которых до опыта приведены ниже.

Гранулометрический состав, %:

песок	17
пыль	63
глина	20

Пластичность, %:

W_i	27,5
W_p	22
J_p	5,5

Объемная масса грунта, γ_o, г/см^3 . . 1,69

Удельный вес скелета $\gamma_{ск}$, г/см^3 . . 2,76

Образцы для испытаний приготавливали следующим образом. Грунт просеивали через сито с отверстиями диаметром 2 мм и увлажняли до заданных значений влажности. Увлажненный грунт выдерживали 1 сут в эксикаторах для полного перераспределения влаги, после чего приготовляли образцы методом прессования.

По заданным величинам влажности, плотности и по объему формы (большое кольцо от сдвигового прибора) рассчитывали навеску грунта для одного образца. Эти образцы уплотнялись повторным приложением нагрузки с помощью рычажного пресса в течение 2–3 мин. Приготовленный образец доувлажняли до полного водонасыщения, предотвращая набухание. При помощи аретира часть образцов приготавливали путем статического уплотнения в приборе предварительного уплотнения при начальной влажности.

Испытания проводили на сдвиговом приборе Маслова – Лурье по схеме быстрого сдвига, контролируя влажность грунта в зоне сдвига. Практически она оставалась одной и той же и равной влажности до сдвига. Результаты испытаний показали, что независимо от влажности при уплотнении экспериментальные точки ложатся практически на одну и ту же прямую, включая точки, соответствующие образцам, уплотнявшимся от границы текучести статической нагрузкой.

Полученные результаты свидетельствуют о том, что для лёссовых грунтов, подобных испытанным, формирующаяся в процессе искусственного уплотнения структура и механические свойства грунта, по-видимому, мало зависят от влажности при уплотнении и от его способа. Поэтому уплотнение подобных грунтов может проводиться и при влажностях, меньших оптимальной (по стандартному методу), без риска получить менее прочный грунт.

Однако этот вывод можно отнести только к грунтам с низким числом пластичности (супесям). При более высокой пластичности уплотняемого грунта его свойства могут зависеть от влажности при уплотнении.

А. А. Кириллов, А. В. Колманов, Т. А. Керимов
(ВНИИГиМ, Алма-Ата)

НЕКОТОРЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ПРИМЕНЕНИЯ НОВЫХ МЕТОДОВ ПОДГОТОВКИ ЛЁССОВОГО ПРОСАДОЧНОГО ОСНОВАНИЯ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ЗАКРЫТОЙ ОРОСИТЕЛЬНОЙ СЕТИ

При строительстве закрытой оросительной сети в условиях $\overline{\text{II}}$ типа грунтов по просадочности основным противопросадочным мероприятием является предварительное замачивание грунта по трассе

4663

трубопровода на глубину до 12–15 м. Однако поскольку замачивание ведется из узкой (шириной не более 1,5–2 м) траншеи просадка от собственной массы грунта проявляется в период предварительного замачивания незначительно, а само это мероприятие оказывается малоэффективным. Об этом свидетельствуют результаты натурных обследований, которые показывают, что число выходящих из строя стыковых соединений асбоцементных трубопроводов остается чрезвычайно высоким и достигает в местах установки гидрантов-водовыпусков 40% общего количества.

Учитывая перспективность применения закрытой оросительной сети при освоении предгорных массивов со значительными уклонами местности, ВНИИГиМ проводит исследования, ставящие своей целью выявление эффективности некоторых новых видов подготовки просадочного основания при строительстве сооружений данного типа. Для этого на научно-исследовательском полигоне Министерства мелиорации и водного хозяйства Таджикской ССР (Вахшская долина, пос. Колхозабад) в полупроизводственном масштабе построен участок закрытого трубопровода общей протяженностью 100 м. Трубопровод смонтирован из четырехметровых асбоцементных труб ВТ-6 (d = = 456 мм) и уложен в траншее на глубине 1,3 м от поверхности. По виду подготовки основания трубопровод разделен на пять равных участков. В середине каждого из них установлен гидрант-водовыпуск.

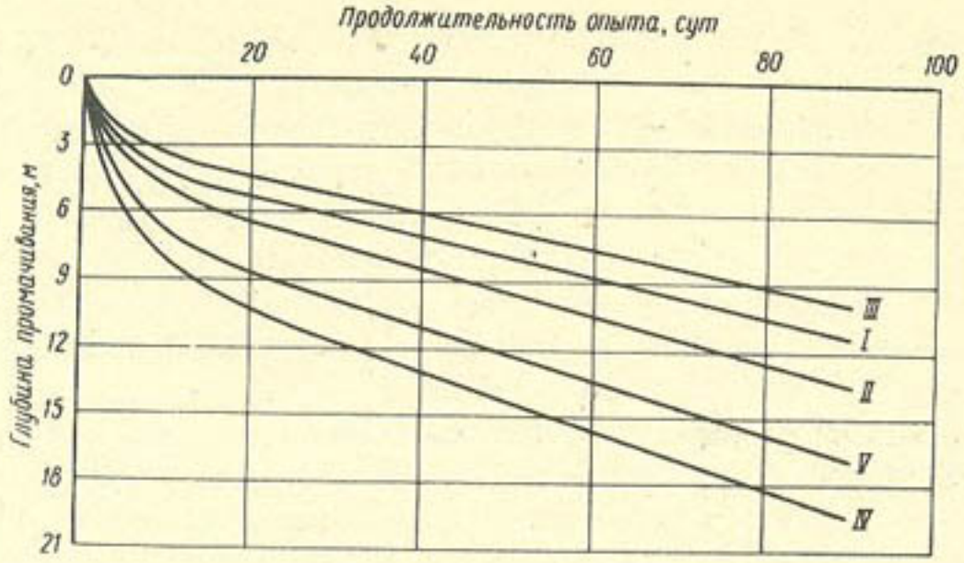
На участках I и II подготовка грунтов основания выполнена методом гидровибрирования с применением глубинного гидровибратора В-1-573. По оси одного участка произведено сплошное однорядное уплотнение грунта на глубину 6 м, с расстоянием между отдельными вертикалями погружения, равными 1,5 м. По оси другого участка уплотнение грунта производилось до глубины 3 м лишь в местах установки гидранта и стыковых соединений, т.е. с шагом 4 м.

Подготовка основания на участке III заключалась в том, что на спланированное дно траншеи, разработанной на 40–50 см глубже проектной отметки, была уложена полиэтиленовая пленка. В поперечном направлении края пленки загибались вверх по вертикальным стенкам на всю высоту траншеи. Затем образовавшееся корыто было засыпано на высоту 0,5 м грунтом, который при монтаже трубопровода исключал повреждения пленки.

На участке IУ было произведено предварительное замачивание грунта в течение 40 сут до глубины 15–16 м. За период предварительного замачивания деформации дна траншеи составили 55–60 см, что соответствует примерно 70% максимальной просадки увлажненного горизонта. Следует отметить, что верхние 3 м грунта уплотнились весьма слабо. Их суммарная просадка не превысила 2–3 см.

На контрольном У участке трубопровод был смонтирован без проведения каких-либо противопросадочных мероприятий. После проверки всего трубопровода на герметичность была произведена его засыпка, причем до половины высоты асбоцементных труб она выполнялась с качественной подбивкой пазух.

Наблюдения за изменением влажности грунта под опытными участками велись радиометрическим способом по стационарным наблю-



Изменение глубины промачивания грунта во времени

дательным скважинам глубиной до 25 м. Деформации грунта и трубопровода фиксировались при помощи поверхностных марок и глубинных реперов. Принцип их размещения заключался в том, чтобы выделить отдельно деформации сооружений, тела переработанных массивов и целинной части основания в пределах увлажненных зон. Замачивание грунта на опытных участках проводилось в два этапа: первый продолжительностью 90 сут, второй – 170–215 сут. На первом этапе моделировались течи минимального расхода воды, существование которых возможно ограниченное время (q = 0,05 ÷ 0,1 л/с). Для этого на каждом участке имелось по два котлована (диаметром по 2 м), из которых производилось замачивание грунта вокруг гидранта и ближайшего к нему стыка труб. На втором этапе размеры течей соответствовали аварийным расходам, равным q > 0,2 л/с. Для этого котлованы на каждом участке были объединены в один площадью около 60 м^2.

Наблюдения за развитием увлажненных зон под опытными участками позволили выявить некоторые особенности их формирования. Так, на первом этапе замачивания скорости промачивания под участками, где произведено виброуплотнение и уложен противофильтрационный экран, оказались значительно ниже, чем под контрольным (см. рисунок). Различен также и характер распределения влажности в пределах увлажненных зон. Зона максимально возможного водонасыщения, например, под контрольным участком V и участком, где проведено предварительное замачивание грунта, оказалось к концу первого этапа замачивания в 2–2,5 раза больше, чем под участками I и II. Под участком III, где уложен противофильтрационный экран, образование такой зоны вообще не отмечено, здесь влажность по размеру массива не превышала 20–22%.

Непосредственным результатом уменьшения интенсивности и степени водонасыщения грунта является снижение величины деформации основания, а также значительное увеличение продолжительности существования течей, когда осадки сооружений оказываются менее допустимых (таблица).

4663

Продолжительность замачивания грунта, сут	Вид подготовительных работ на участках				
	I – однорядное уплотнение грунта до глубины 6 м	II – одиночное уплотнение грунта в местах стыков до глубины 3 м	III – устройство противофильтрационного экрана	IУ – предварительное замачивание грунта	контрольном У – естественное основание
I этап замачивания (q = 0,05 ÷ 0,1 л/с)					
25	–	–	–	10	10
45	10	15	15	45	50
90	15	30	23	55	78
II этап замачивания (q = 0,2 л/с)					
25	100	120	60	62	240
170–215	375	410	371	395	470

Анализ осадки поверхностных марок и глубинных реперов показывает, что вертикальные деформации развиваются в основном за счет уплотнения целинной части основания. Вследствие этого на втором этапе исследований конечные величины деформаций мало чем отличаются друг от друга. Вызвано это тем, что на этом этапе замачиваемые площади были значительно увеличены и влияние уплотненных массивов и противофильтрационного экрана на распределение влажности в пределах увлажненных зон сводится к минимуму.

Это позволит шире применить сравнительно дешевые асбоцементные трубы при строительстве закрытых оросительных систем, что, в свою очередь, будет способствовать еще большему снижению стоимости освоения просадочных территорий.

А. А. Кириллов, Л. А. Семушкина,
Ю. А. Кириллов, Л. В. Гоморова
(ВНИИГиМ, Алма-Ата)

РАСЧЕТ ПАРАМЕТРОВ ЭЛЕКТРОИСКРОВОГО УПЛОТНЕНИЯ ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТОВ

ВНИИГиМ проводит исследования по новым методам уплотнения лёссов, в числе которых наиболее разработанным в настоящее время является электроискровой способ, предложенный ранее МИСИ им. В.В. Куйбышева для уплотнения рыхлых песчаных водонасыщенных грунтов.

Электроискровой способ уплотнения основан на динамическом ударном действии высоковольтного разряда. Это многократное импульсное воздействие в сочетании с увлажнением лёссового грунта

вызывает физические процессы в грунте, нарушающие его природную структуру и вызывающие уплотнение.

Целью настоящей работы является учет в едином выражении основных факторов, влияющих на развитие радиуса зоны уплотнения, таких, как величина энергии единичного импульса E, число произведенных разрядов n и глубина уплотнения H. Если рассматривать уплотнение любого грунта, то важное значение будет иметь его состояние по влажности. В данной работе обобщаются данные переработки предварительно увлажненных до влажности 28–30% (G = = 0,75÷0,80) лёссовых сильнопросадочных грунтов.

Исследования развития радиуса зоны уплотнения в зависимости от общей затраченной энергии (n E) осуществлялись на глубине 1,5; 4; 7 м. Число разрядов на глубине 1,5 м изменялось ст 10 до 100, на глубине 4 м – от 15 до 40, а на глубине 7 м производилось 50 разрядов. Характер полученных зависимостей (см. рисунок) показывает, что после определенного предела увеличение радиуса зоны уплотнения R резко уменьшается и дальнейшее производство разрядов нецелесообразно.

Полученные кривые могут быть представлены выражением.

$$R = \sqrt[3]{nE}\,/K, \qquad (1)$$

где K – коэффициент, учитывающий влияние среды.

Коэффициент K в рассматриваемом выражении учитывает влияние глубины проведения уплотнения, так как при одинаковых величинах n и E (см. рисунок) для различных глубин значения R различны. В результате обработки опытного материала для коэффициента K получена зависимость

$$K = K_0 + \alpha P_{пр}, \qquad (2)$$

где K_0 – коэффициент, определяющий влияние энергии разряда на разрушение и уплотнение природной структуры грунта без учета природного давления (в нашем случае $K_0 = 11{,}5$); α – коэффициент, учитывающий влияние глубины (для рассматриваемых грунтов $\alpha = 3{,}4$); $P_{пр}$ – природное давление, кгс/см^2.

Для однородных по разрезу массивов выражение $P_{пр}$ может быть представлено в виде

$$P_{пр} = 0{,}1\gamma H, \qquad (3)$$

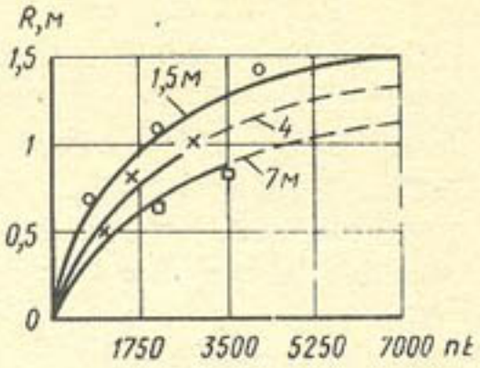
где γ – объемный вес грунта, г/см^3; H – глубина, м; 0,1 – переводной коэффициент, позволяющий получать $P_{пр}$ в кгс/см^2.

С учетом выражений (2) и (3) расчетная формула (1) приобретает вид

$$R = \frac{\sqrt[3]{nE}}{K_0 + 3{,}4\gamma H}. \qquad (4)$$

Полученное выражение указывает на особенности электроискрового уплотнения: уменьшается радиус зоны уплотнения при увеличении глубины и одинаковом числе разрядов на каждом из горизонтов; возможно регулирование размеров зоны путем изменения (увеличения) с глубиной числа подаваемых разрядов.

4663



Изменение радиуса зоны уплотнения в зависимости от суммарных энергетических затрат на различной глубине

Разница в определении радиуса уплотнения по предложенной зависимости (4) и по величине $\gamma_{ск}$ при отборе проб составляет по всей глубине не более 15%, так, например, фактический радиус уплотнения на глубине 2,5 ÷ 1,15 м, а расчетный – 1 м.

Эмпирическое выражение для определения радиуса уплотнения, полученное на основании анализа результатов полевых работ, позволяет предложить методику расчета электроискрового уплотнения лёссовых грунтов. Для расчета необходимо знать величину уплотняемой площадки, глубину уплотнения H и энергию единичного импульса E.

Далее для нижнего горизонта уплотнения строится зависимость $R = f(nE)$ при различном числе разрядов n. По зависимости устанавливают оптимальный радиус уплотнения, принимая за $R_{опт}$ точку перегиба $R = f(nE)$, причем при построении этой зависимости не следует число разрядов назначать более 100–120. Из экспериментов известно, что зона уплотнения на каждом отдельном горизонте представляет собой эллипс с $R_{верт} = 0{,}6\,R_{гориз}$.

Исходя из этого, для получения минимального значения $\gamma_{ск} = 1{,}45$ г/см^3 расстояние между горизонтами уплотнения l определяется как

$$l = 1{,}8 \cdot 0{,}6\,R_{гориз} = 1{,}08\,R_{гориз}.$$

При необходимости получения более высокого значения $\gamma_{ск}$ коэффициент 1,8 соответственно уменьшается.

Расстояние между осями электрозонда при плотности грунта 1,45; 1,5; 1,55 и 1,6 г/см^3 составляет соответственно $1{,}8\,R$, $1{,}5\,R$, $1{,}2\,R$ и $1\,R$.

Определив, таким образом, число горизонтов уплотнения по выражению (4) рассчитывают число разрядов n для каждого горизонта при неизменном R, которое равно $R_{опт}$, уменьшая последовательно значение H на величину l. При этом верхний горизонт уплотнения не должен располагаться ближе чем на 0,6 м от поверхности грунта. После этого, исходя из требуемого качества подготовки основания, определяют расстояние между осями соседних вертикалей погружения электрозонда, располагая их в шахматном порядке.

Крайние вертикали уплотнения следует располагать не далее, чем на $0{,}5\,R$ от границы уплотняемой площадки, с тем, чтобы обеспечить надежное уплотнение грунта по всей заданной площади.

Изложенная методика расчета электроискрового уплотнения справедлива для рассматриваемых грунтовых условий и сходных с ними. Выполненные опыты и полученная экспериментальная зависимость позволяют утверждать, что выражение (4) отражает качественную картину уплотнения и для других грунтовых условий. Количественная сторона может быть получена при уточнении коэффициентов, входящих в формулу (4).

Н. И. Коваленко, М. В. Андреичев
(ВНИИГАЗ, Москва)
В. Н. Корольков
(НИИ оснований, Москва)

ПРОКЛАДКА ГАЗОПРОВОДОВ В ОБВОДНЕННЫХ НЕУСТОЙЧИВЫХ ГРУНТАХ СРЕДНЕЙ АЗИИ

Ввод в действие газопроводов и лупингов на трассе Бухарский газоносный район (БГР) – Ташкент – Фрунзе – Алма-Ата затруднен наличием неустойчивых водонасыщенных лёссовых грунтов. На этих участках при поливе хлопчатника грунтовые воды поднимаются до отметки 0,3–0,5 м от дневной поверхности. Грунты находятся в пластичном и текучем состоянии. Из-за оплывания траншей не удается уложить газопровод на нужную глубину и обеспечить устройства балласта.

Прокладку газопроводов в подобных инженерно-геологических условиях рекомендуется производить с применением специальных методов строительства: шпунтового ограждения, искусственного водопонижения и др., что увеличивает стоимость земляных работ и удлиняет сроки строительства.

На подобных участках газопроводы остаются полузаглубленными, что требует значительного отчуждения земли на орошаемых хлопковых полях.

С целью решения вопроса прокладки газопроводов в неустойчивых обводненных грунта ВНИИГАЗ и НИИ оснований совместно с производственным объединением Ташкенттрансгаз и Полторацким ЛПУМГ провели опытно-производственное опробование методов "стена в грунте" и балластировочных квазилотковых грунтобетонных конструкций.

Работы проводились в районе газопровода БГР – Ташкент – Фрунзе – Алма-Ата и Полторацкого ЛПУМГ на участке, расположенном в заболоченной низине, в излучине оросительного канала. Грунты этого участка представлены водонасыщенными лёссовидными суглинками, оплывающими при разработке траншей.

Опытно-производственные работы состояли в разработке траншеи длиной 10 м с задачей достичь глубины 2,5 м. Работу производил экскаватор ЭО-3322А с ковшом шириной 80 см. При углублении траншеи на 0,6–0,8 м началось оплывание нижних слоев, которое сопровождалось активным заполнением траншеи грунтовыми водами. При дальнейшем углублении произошло обрушение верхнего,

более плотного слоя грунта. Обрушение стенок траншеи произошло в течение 10 мин после разработки, через 1,5–2 ч траншея заполнилась водой, оплывшим и обрушившимся грунтом полностью. В результате обрушения ширина траншеи в верхней части увеличилась с 0,8 до 3–4 м.

Рядом с этой траншеей тем же экскаватором, но под глинистым раствором, приготовленным из нефтеабадского глинистого порошка плотностью 1,08–1,1 г/см^3, была разработана траншея шириной 0,8–1 м, глубиной 2,5 и длиной 40 м. При этом не было обрушений и оплывания грунта, Не наблюдалось обрушений стенок и в течение недельного срока после разработки траншеи. В плане она представляла квадрат с размером сторон 10 м. Две стороны траншеи были заполнены на всю глубину смесью местного грунта с глинистым раствором. Две другие оставлены для наблюдений за устойчивостью стенок траншеи под глинистым раствором.

Следующая траншея длиной 5 м была разработана на глубину 1,5 м при ширине 1 м. В нее уложена стальная труба диаметром 300 мм в квазилотковой грунтобетонной конструкции. Грунтобетон приготовляют из местного лёссовидного суглинка с добавками 10% к массе смеси вязкотекучей консистенции портландцемента М 200. С целью экономии грунтобетона траншея заполнена сверху на глубину 0,8–0,9 м местным грунтом.

Последняя траншея была разработана глубиной 2,5 м, шириной 0,8–1 м, длиной 10 м под гидростатическим давлением воды. Обрушения стенок траншеи при разработке и через неделю после нее не наблюдалось.

Проведенные работы позволили рекомендовать указанные методы для промышленного испытания и внедрения в реальных условиях на трассах при укладке и реконструкции газопровода БГР – Ташкент – Фрунзе – Алма-Ата в обводненных неустойчивых грунтах (в частности, при реконструкции на участке Гамяарал – р. Сырдарья и др.) с применением разработки траншей под защитой воды или глинистого раствора и устройства балластировочных грунтобетонных квазилотковых конструкций.

М. П. Костельов, В. М. Иевлев, В. Г. Слонов
(Союздорнии, Ленинград)

ОСОБЕННОСТИ УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТОВ В ТРАНШЕЯХ

Ежегодно в городских условиях производится большой объем земляных работ, связанный с ремонтом и прокладкой инженерных сетей. В частности, в Ленинграде только в 1975 г. было осуществлено более 1,5 тыс. вскрытий улиц на площади около 250 тыс. м^2, а общая длина разработанных на городских дорогах траншей составила около 150 км.

Как показывают наблюдения за строительством и эксплуатацией траншейных засыпок, основная причина их неустойчивости и последующих разрушений покрытия кроется либо в значительном его от-

личии от грунта, окружающего траншею, либо в недоуплотнении грунта, засыпаемого в траншею.

Несмотря на жесткие требования, предъявляемые к плотностям грунтов засыпок, их послойное уплотнение ведется не всегда. В лучшем случае производится смачивание водой грунта, уложенного в траншеи. В худшем случае грунт вообще не уплотняется. Проверка плотности грунта в траншеях показала, что рыхлозасыпанный связный грунт перед закрытием траншеи имеет значения коэффициента уплотнения в среднем 0,8–0,85, а пролитый водой песок – 0,9–0,92 (см. рисунок). Естественно, что в процессе доуплотнения грунта до стабильных значений плотностей (0,95–0,98) происходит значительная осадка поверхности засыпки, в результате чего на покрытии образуется "корыто" глубиной в ряде случаев до 20 – 30 см. Как показывают наблюдения, деформирование недоуплотненного связного грунта может растягиваться на несколько лет, и в течение этого периода вся дорожная конструкция будет находиться в состоянии неустойчивого равновесия.

Засыпаемый в траншею грунт должен иметь влажность, близкую к оптимальной $W_{оп}$, определенную методом стандартного уплотнения. Использование грунтов пониженной и повышенной влажности допустимо в тех случаях, в которых может быть достигнута требуемая по нормам плотность. В среднем оптимальная влажность колеблется в пределах: для песка – 8–12%, для супеси – 9–15%, для суглинка – 12–22%, для глины – 16–26%.

Грунт в траншеях должен уплотняться послойно специальными механизмами до норм, принятых в автодорожном строительстве (табл. 23 СНиП П-Д. 5-72).

При устройстве траншей под тротуарами и пешеходными дорожками плотность грунта обратной засыпки не должна быть ниже 0,9.

Технологические особенности уплотнения грунта в траншее заключаются в следующем:

1) обычное уплотняющее оборудование не всегда вписывается в габариты траншей;

2) уплотняющие механизмы могут "расстроить" стыки труб и повредить трубы из малопрочных и хрупких материалов;

3) при выборе уплотняющего оборудования необходимо учитывать возможность повреждения фундаментов зданий и прочих инженерных сооружений, расположенных вблизи траншеи.

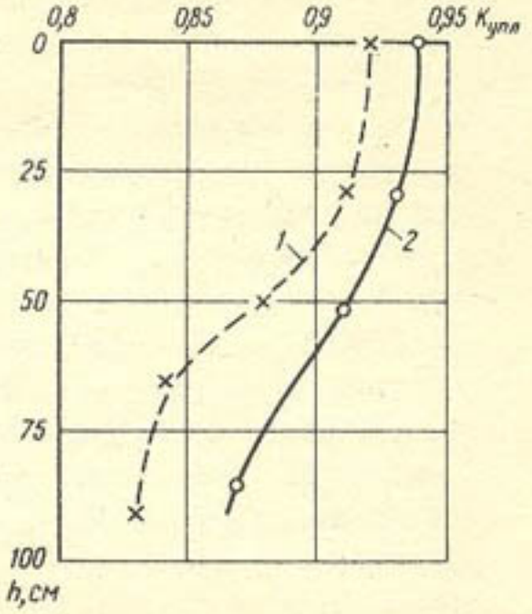
В связи с конструкцией траншейных засыпок для качественного уплотнения грунта необходимо иметь два типа машин:

а) малогабаритные – для подбивки пазух и уплотнения защитного слоя над трубопроводом;

б) основные – для уплотнения остальной части засыпки с размерами рабочего органа, кратными или, что лучше, близкими к ширине траншеи.

К механизмам первого типа можно отнести ручные электротрамбовки, выпускаемые заводами электроинструментов в Даугавпилсе (ИЭ-4502, ИЭ-4504, ИЭ-4505, ИЭ-4506).

Для уплотнения грунта в основной части засыпки следует применять обычные уплотняющие средства и в первую очередь пневмошин-



Распределение плотности грунта в траншейной неуплотненной засыпке (1) и после пролива водой (2)

ные катки, работающие челночным способом. Однако при ширине траншей менее 2–2,5 м эти катки уже не вписываются в габарит траншеи, а из стандартных машин уплотнения можно применять лишь два типа прицепных виброкатков ДУ-14 (3 т) и ДУ-36А (6 т). В крайнем случае для послойного уплотнения грунта в засыпке можно использовать барабаны решетчатых и кулачковых катков, транспортируемые трактором, которые движутся по кромке траншеи, а в узких траншеях – над ней. При соответствующей толшине защитного слоя (1 м) грунт в траншее может уплотняться плитами. Песчаные грунты засыпок хорошо уплотняются виброфлотационным способом, т.е. совместным воздействием замачивания и вибрации.

Все перечисленные выше способы дают вполне удовлетворительное уплотнение грунта, соответствующее нормативным требованиям, что обеспечивает полную устойчивость траншейных засыпок в период длительной эксплуатации.

Расчеты показывают, что соблюдение основных требований к грунту и его плотности в траншейных засыпках обеспечивают экономический эффект не менее 3 тыс. руб на 1 км траншеи глубиной 2 м и шириной 2–2,5 м только за счет сокращения объема ремонта дорожной одежды на деформированных участках с неуплотненной засыпкой.

В. И. Крутов
(НИИ оснований, Москва)

СОВРЕМЕННОЕ СОСТОЯНИЕ И ОСНОВНЫЕ НАПРАВЛЕНИЯ РАЗВИТИЯ МЕТОДОВ УПЛОТНЕНИЯ ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТОВ

Широкое применение уплотнения как главного принципа устройства оснований и фундаментов на просадочных грунтах базируется на учете их основной особенности – недоуплотненного природного состояния. В результате уплотнения просадочных грунтов резко повышаются их степень плотности и прочностные характеристики, снижа-

ются сжимаемость, коэффициент фильтрации и полностью исключается просадочность грунтов.

Объемы и области применения уплотнения просадочных грунтов постоянно расширяются. Резко возрастают объемы уплотнения грунтов при подготовке оснований на обратных засыпках котлованов. Уплотнение начинает применяться для устройства котлованов методом вытрамбовывания, создания уширений буронабивных свай, проходки скважин под сваи и др.

Несмотря на значительное повышение прочностных характеристик, несущая способность уплотненных грунтов в практике проектирования используется не полностью и расчетные давления на уплотненные грунты обычно принимаются не свыше 2–2,5 кгс/см^2. Результаты испытаний, а также определения расчетных давлений по прочностным характеристикам уплотненных грунтов показывают, что при полном водонасыщении расчетные давления на уплотненные грунты могут быть повышены до 3–5 кгс/см^2. В связи с этим имеются значительные возможности дальнейшего повышения эффективности применения уплотнения при строительстве на просадочных грунтах.

В практике строительства, начиная с середины 50-х годов, широко применяется уплотнение просадочных грунтов тяжелыми трамбовками. Однако возможности данного метода еще не исчерпаны полностью. Если же раньше при применении трамбовок с диаметром основания 1,2–1,3 м и массой 2,5–3 т достигалось уплотнение на глубину до 1,5–2 м, то в последние годы при использовании трамбовок с диаметром 1,4–1,6 м и массой 4,5–5 т обеспечивается уплотнение просадочных грунтов при влажности, близкой к оптимальной, на глубину 3 м. Выполненные НИИ оснований исследования показали, что при применении трамбовок с диаметром основания 2–2,4 м и массой 6–10 т глубина уплотнения просадочных грунтов повышается до 4–5 м. Применение более тяжелых трамбовок для уплотнения грунтов с использованием существующего кранового оборудования оказалось возможным благодаря более полному использованию их грузоподъемности при подъеме и сбрасывании трамбовки по направляющей штанге.

Повышение глубины уплотнения просадочных грунтов до 4–5 м исключает необходимость устройства грунтовых подушек, двухслойного уплотнения. При этом за счет увеличения диаметра трамбовки производительность уплотнения основания повышается в 2–3 раза, снижается трудоемкость и стоимость устройства фундаментов. Так, например, для девятиэтажных жилых домов г. Набережные Челны уплотнение просадочных грунтов на глубину 4,5 м обеспечивает снижение стоимости 1 м^2 общей площади по сравнению с двухслойным уплотнением на 1,4 руб., а с фундаментами из буронабивных свай – на 5,8 руб.

В последние годы в практике строительства на просадочных грунтах с 1 типом грунтовых условий по просадочности широкое применение получил метод возведения фундаментов в вытрамбованных котлованах. Сущность его состоит в том, что котлованы под отдельные фундаменты не отрываются, а вытрамбовываются на необходимую глубину с последующей укладкой в них бетона "в распор" без опалубки и уплотнением его вибратором.

Одной из особенностей метода устройства фундаментов в вытрамбованных котлованах является то, что за счет конусности трамбовки в процессе вытрамбовывания котлованов происходит уплотнение грунта не только в основании, но и по боковым наклонным стенкам. В связи с этим, как показано многочисленными исследованиями, фундаменты в вытрамбованных котлованах способны воспринимать не только вертикальные нагрузки до 120–150 тс но и горизонтальные – до 30–40 тс.

Одновременное сочетание устройства котлована и уплотнения просадочного грунта в основании обеспечивает снижение объема земляных работ в 3–5 раз, расхода бетона в 1,2–2 раза, металла в 1,5–2 раза, почти полное исключение опалубочных работ и тем самым снижение стоимости и трудоемкости работ при возведении фундаментов в 1,5–2,5 раза по сравнению с устройством ленточных свайных и столбчатых фундаментов.

Опыт применения и выполненные исследования показали большую перспективность принципа вытрамбовывания котлованов и тем самым устройства рациональных конструкций фундаментов, характеризующихся различной формой, наличием уширений в верхней или нижней части и др. В развитие существующего метода разработаны и начинают применяться методы устройства ленточных прерывистых фундаментов в вытрамбованных котлованах, фундаментов в вытрамбованных котлованах с уширенной нижней частью, получаемой путем втрамбовывания в дно котлована жесткого бетона, щебня, гравия или крупного песка.

Устройство уширений в нижней части фундаментов позволяет повысить нагрузки на них до 200–250 тс и более полно использовать прочность бетона. В частности, по результатам исследований в г. Набережные Челны расход бетона на 10 тс несущей способности забивных железобетонных свай составляет 0,26 $м^3$, буронабивных – 0,31 $м^3$, а фундаментов в вытрамбованных котлованах без уширения нижней части – 0,22 $м^3$ и с уширенной нижней частью путем втрамбовывания щебня – 0,11 $м^3$.

Для сейсмических условий, а также для зданий с большими горизонтальными нагрузками и моментами разрабатываются конструкции фундаментов в вытрамбованных котлованах с уширенной верхней частью.

В связи с развитием свайных фундаментов из буронабивных свай объемы применения метода уплотнения просадочных грунтов грунтовыми сваями несколько уменьшились. На площадях с II типом грунтовых условий по просадочности при отсутствии подстилающего слоя повышенной несущей способности этот метод остается одним из наиболее экономичных.

На основе существующей технологии глубинного уплотнения с использованием станков ударно-канатного бурения разрабатывается метод устранения просадок грунтов от собственного веса путем армирования лёссовой толщи элементами повышенной прочности. Путем заполнения пробитых скважин шлакобетоном или шлаком с послойным уплотнением достигается существенное повышение прочности и несущей способности армирующих элементов и увеличение расстоя-

ния между скважинами с 1,3–1,5 до 2–2,5 м при снижении их числа в 2–3 раза.

Выполненные исследования по разработке метода устранения просадок грунтов от их собственного веса армированием показывают на полную надежность данного метода, высокую его технико-экономическую эффективность и целесообразность широкого внедрения в практику строительства.

Уплотнение просадочных грунтов предварительным замачиванием по-прежнему является наиболее простым и экономичным методом устранения просадки грунтов от их собственного веса и перевода толщи просадочных грунтов из II в 1 тип грунтовых условий. При полном учете особенностей грунтовых условий, закономерностей развития просадочных деформаций обеспечивается требуемая от данного метода степень уплотнения грунтов. Анализ опыта применения, а также выполненные экспериментальные исследования показывают, что путем создания оптимальных условий для уплотнения грунта вполне возможно дальнейшее развитие и совершенствование данного метода в части сокращения сроков замачивания грунтов и необходимого количества воды в 1,3–1,6 раза.

Методы уплотнения просадочных грунтов подводными и глубинными взрывами в настоящее время не получили достаточно широкого применения в практике строительства. Особенностью этих методов является необходимость повышения влажности грунтов в пределах уплотненного слоя до состояния, близкого к полному водонасыщению. В связи с этим при подводном взрыве в результате его кратковременного воздействия происходит повышение объемой массы скелета грунта обычно всего лишь до 1,58–1,65 т/м^3 на глубину 1,5–2,5 м. При глубинном взрыве под действием собственного веса грунта происходит более интенсивное уплотнение нижних слоев грунта, а верхние слои, как и при уплотнении предварительным замачиванием, остаются недоуплотненными. После глубинных взрывов в связи с оттоком свободной воды процесс уплотнения грунта и просадки его поверхности продолжаются с интенсивностью, наблюдаемой при уплотнении грунтов предварительным замачиванием после прекращения подачи воды.

Экспериментальные работы и опыт уплотнения просадочных грунтов взрывами показывают, что широкое применение их возможно лишь при существенном упрощении технологии производства работ; сокращении размеров сейсмически опасной зоны; создании оптимальных условий уплотнения, при которых обеспечивается повышение объемной массы скелета грунта до 1,65–1,7 т/м^3 и отсутствие уплотнения после взрыва; повышении глубины уплотнения подводными взрывами до 4–5 м.

Для ирригационного строительства разрабатываются и начинают применяться методы уплотнения просадочных грунтов глубинными вибраторами, вакуумированием, электроискровым воздействием. Они обеспечивают повышение объемной массы скелета грунта до 1,5–1,55 т/м^3 и устранение просадок грунтов только при давлениях до 1–2 кгс/см^2. Поэтому эти методы практически не применены в промышленном и жилищном строительстве.

Надежность и эффективность применения методов уплотнения просадочных грунтов на площадках со II типом грунтовых условий в значительной мере определяется влиянием просадок окружающих грунтов от их собственного веса. При просадках окружающих грунтов за счет сил трения и сцепления на уплотненные массы передаются дополнительные нагрузки, часто значительно превышающие нагрузку от здания или сооружения. Результаты экспериментальных исследований свидетельствуют о том, что в этих случаях наиболее целесообразно принимать меры по снижению сил отрицательного трения на уплотненные массивы по сравнению с соответствующим увеличением размеров уплотненных массивов в плане и по глубине, повышению степени плотности уплотненных грунтов. В связи с этим важное значение имеет разработка мероприятий по снижению сил отрицательного трения на уплотненные, а в равной степени и на закрепленные массивы, сваи и опоры.

В. И. Крутов, *А. Г. Божко*
(НИИ оснований, Москва)

ИССЛЕДОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ В ВЫТРАМБОВАННЫХ КОТЛОВАНАХ НА ВЕРТИКАЛЬНЫЕ И ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ

Исследование осадок фундаментов в вытрамбованных котлованах при вертикальных нагрузках проводились в различных районах Молдавской ССР (гг. Кишинев, Леово, Оргеев, пос. Бульбоки и др.), а также в гг. Тольятти и Набережные Челны и других на площадках, сложенных просадочными грунтами с I типом грунтовых условий по просадочности.

Все фундаменты испытывались только после замачивания грунта основания до полного водонасыщения с таким расчетом, чтобы степень влажности составляла не менее 0,8. Замачивание производилось через вертикальные скважины, заполненные дренирующим материалом или с поверхности через траншеи, разработанные по периметру фундаментов на глубину до 20 см.

Испытания фундаментов в вытрамбованных котлованах на восприятия вертикальной нагрузки выполнялись по общепринятой методике отдельными ступенями, соответствующими давлению под подошвой фундаментов 0,5 кгс/см^2.

Результаты испытаний опытных фундаментов в вытрамбованных котлованах, приведенные на рис. 1, показывают, что несущая способность их на вертикальные нагрузки оказывается достаточно высокой. Характер зависимости осадки от давления показывает, что практически во всех случаях до давлений 8–10 кгс/см^2 зависимость $S = f(p)$ имеет линейный вид. Это свидетельствует о том, что несущая способность уплотненного грунта в основании фундаментов в процессе испытаний не была исчерпана.

Из рис. 1 также видно, что при давлениях на грунт до 6 кгс/см^2 осадки фундаментов в вытрамбованных котлованах составляют 5–55 мм, что значительно меньше допустимых. При этих давлениях

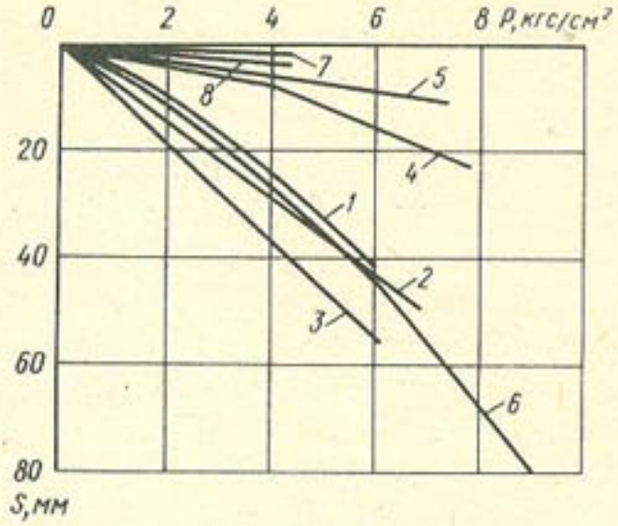


Рис. 1. Зависимость осадок фундаментов в вытрамбованных котлованах от нагрузки
1 – b = 1,3 м (Набережные Челны); 2–4 – b = 1,2 м (Молдавская ССР); 5 – b = 1 м (Тольятти); 6–8 – b = 0,7 м (Молдавская ССР)

модули деформации уплотненных грунтов при их полном водонасыщении равны 100–500 кгс/см^2. Причем большие значения модулей деформации относятся к случаям, когда вытрамбовывание котлованов производилось при влажности на 0,02–0,04 меньше оптимальной, а объемная масса скелета грунта в уплотненной зоне составляла 1,9–1,75 т/м^3. Наиболее низкие значения модулей деформации, равные 100–150 кгс/см^2, обычно наблюдаются при вытрамбовывании котлованов в грунтах с повышенной влажностью, когда объемная масса скелета в уплотненной зоне составляет 1,6–1,75 т/м^3.

Наряду с испытаниями опытных фундаментов в процессе внедрения метода вытрамбовывания котлованов в Молдавской ССР было выполнено девять испытаний фундаментов под сельскохозяйственные здания рамной конструкции. При давлениях по подошве этих фундаментов до 4 кгс/см^2 осадки их не превышали 2–4 мм.

В связи с тем что фундаменты в вытрамбованных котлованах в последнее время широко применяются для зданий с крановыми нагрузками, а также для сельскохозяйственных зданий из трехшарнирных рам, в которых соотношение горизонтальной и вертикальной нагрузки составляет 0,8–1,2, в г. Леово и пос. Бульбоки были выполнены испытания фундаментов на горизонтальные нагрузки.

Грунты экспериментальных площадок на глубину 6–9 м были представлены лёссовидными суглинками с объемной массой скелета в г. Леово 1,32–1,39 т/м^3, а в пос. Бульбоки – 1,36–1,55 т/м^3. Относительная просадочность суглинков при давлении на грунт 2 кгс/см^2 в г. Леово составляла 0,03–0,06, а в пос. Бульбоки – 0,01–0,03. Природная влажность суглинков была 0,06–0,08, поэтому вытрамбовывание котлованов производилось после доувлажнения грунтов до влажности на 1–3% выше оптимальной.

В г. Леово испытывались фундаменты с размером по низу 1,2х х1,2 м, по верху 1,4х1,4 и глубиной 2,1 м (кривые 9–11 на рис. 2), а в пос. Бульбоки – с размером по низу 0,6х0,8 м, по верху 0,9х1,1 м, глубиной 1,5 и 2 м (кривые 6–7 на рис. 2).

Для выявления роли боковых стенок вытрамбованных котлованов в работе фундаментов на горизонтальную нагрузку по одному фундаменту на каждой площадке испытывалось с откопанными боковыми стенками.

Испытания фундаментов на обеи экспериментальных площадках

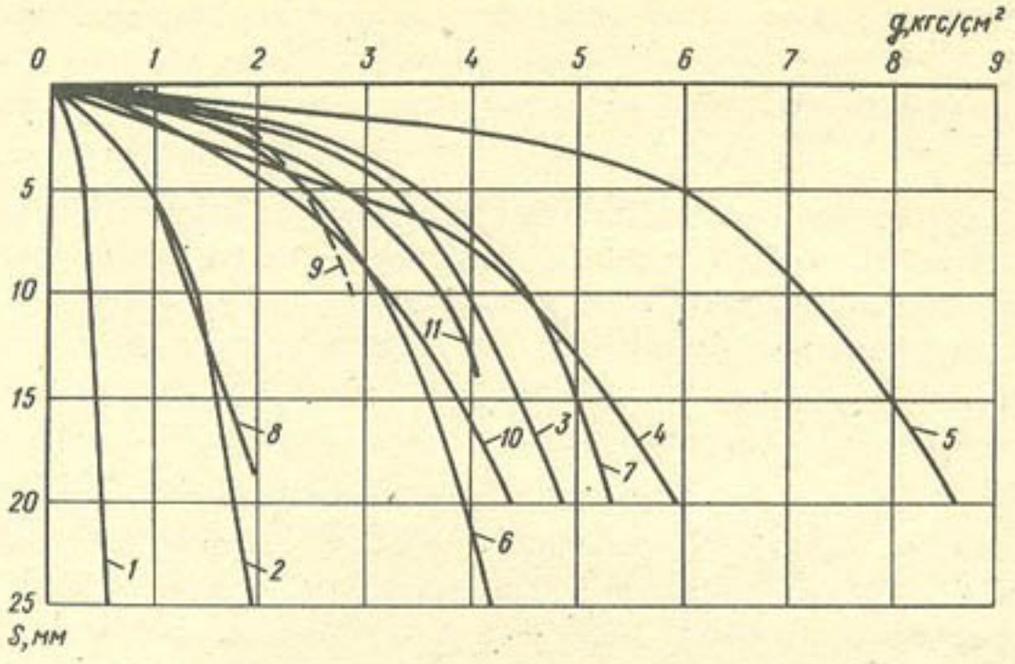


Рис. 2. Зависимость горизонтальных перемещений верха фундаментов S от приведенной величины горизонтальной нагрузки по боковой поверхности q
1, 8 – фундамент с откопанными боковыми стенками; 2–5 – = 0, 2, 4 и 6 кгс/см^2; 6–7 = 2–4 кгс/см^2; 9–11 – = 3,5 и 6 кгс/см^2

на горизонтальную нагрузку Q и момент M производились при различных вертикальных давлениях по подошве. Вертикальная нагрузка на фундамент передавалась ступенями через металлические пластины с катками между ними. Применение таких пластин позволило в процессе испытаний на горизонтальную нагрузку максимально уменьшить влияние удерживающего трения от конструкции, передающей вертикальную нагрузку. Горизонтальная нагрузка прикладывалась на уровне верха фундаментов. Таким образом, на уровне подошвы создался момент, равный $M = Qh$. Горизонтальная нагрузка передавалась при помощи домкратов, которые упирались в специальный упор.

Результаты испытаний фундаментов на горизонтальные нагрузки приведены на рис. 2 в виде графиков зависимости горизонтальных перемещений от приведенной величины горизонтальной нагрузки q, т.е. $q = \frac{Q}{0{,}5\, b_{cp} h}$ (где Q – горизонтальная нагрузка, b_{cp} – ширина фундамента в среднем сечении). Анализ полученных данных указывает на весьма существенную роль боковых стенок вытрамбованных котлованов на восприятия горизонтальных нагрузок. В частности, при допускаемом горизонтальном перемещении 10 мм для фундаментов с откопанными боковыми стенками величины q составили (кривые 1 и 8) 0,5 и 1,5 кгс/см^2, а при включении в работу стенок они увеличиваются (кривые 3 и 9) до 3,2 и 2,5 кгс/см^2, т.е. соответственно в 7 и 1,8 раза. При этом чем меньше площадь фундамента, тем больше роль боковых стенок в восприятии горизонтальных нагрузок.

Из рис. 2 видно, что величина горизонтальной нагрузки, которая

может быть передана на фундамент, зависит от вертикальной нагрузки P на него и с ее увеличением возрастает. Увеличение глубины вытрамбовывания не приводит к существенному повышению величины q.

С точки зрения работы на горизонтальные нагрузки наиболее благоприятными являются прямоугольные в плане фундаменты с расположением длинной стороны перпендикулярно к действию горизонтальной нагрузки. В этом случае при одном и том же расходе бетона предельные горизонтальные нагрузки на фундамент возрастают на 12–18%.

Наряду с опытными испытаниями фундаментов в вытрамбованных котлованах на территории Молдавской ССР в последние годы производилось испытание двух реальных фундаментов для сельскохозяйственных зданий пролетами 18,6 м в с. Ново-Владимировка Григориопольского района и в с. Карапушаны Бричанского района, а также двух фундаментов для зданий пролетами 21 м в колхозе "Маяк" Комратского района и в пос. Чимишлия.

Фундаменты зданий пролетами 18,6 м представляют собой усеченную пирамиду с размерами подошвы 0,6х0,8 м и верхней части 0,9х1,1 м. Для зданий пролетами 21 м фундаменты имеют размеры нижней части 0,6х1,2 м и верхней 0,9х1,5 м. Глубина заложения фундаментов на всех площадках строительства комплексов принята равной 1,5 м.

В испытаниях в с. Карапушаны до приложения горизонтального сдвигающего усилия на фундамент, загруженный вертикальной проектной нагрузкой, со стороны действия горизонтальной составляющей арки передавались горизонтальные циклические импульсы, имитирующие сейсмические воздействия. Принимая преобладающий период землетрясений, равный 3 Гц, и считая, что ускорения грунта при этом могут достигать $0,2q$, величину смещения фундамента, соответствующего его амплитуде колебания при землетрясении, приняли равной 6 мм. Число циклов нагрузки – разгрузки было принято равным 100, что соответствует числу колебаний фундамента за время действия сейсмической нагрузки.

Результаты испытания фундаментов в вытрамбованных котлованах показали, что во всех случаях достигнутые горизонтальные нагрузки на них, равные 13–30 тс, в 1,5–2,1 раза превышают проектные значения при горизонтальных смещениях верха фундаментов на 3–8 мм.

Испытания в с. Карапушаны показали, что предельная нагрузка на фундамент, претерпевший имитацию сейсмического воздействия, составляет 13,5 тс, в связи с чем расчетная нагрузка может быть принята равной $Q^p = 0,8 \times 13,5 = 10,8$ тс. Учитывая, что горизонтальная нагрузка на фундамент без учета сейсмического воздействия составляет 8 тс, принятые в проекте фундаменты обеспечивают восприятия указанной проектной нагрузки.

4663

В. А. Кузьмицкий, П. Н. Макарук
(Институт строительства и архитектуры Госстроя БССР, Минск)

ОБ УПРОЧНЕНИИ ПЕСЧАНОГО НАМЫВНОГО ГРУНТА

Намывные грунты относятся к категории искусственно отложенных грунтов, физико-механические характеристики которых приобретают свое стабилизированное значение только через определенный промежуток времени после намыва с затуханием диагенетических процессов (по аналогии с естественными геологическими осадками). После окончания намыва в грунте сначала развивается процесс уплотнения, сопровождающийся уменьшением его влажности. В зависимости от содержания в осадке пылевато-илистых частиц и толщины слоя намыва этот процесс в основном заканчивается к исходу первого-второго месяца, после чего грунт упрочняется, а затем достигает стабилизированного состояния. Таким образом, по диагенетическим признакам можно выделить три состояния намывного грунта: свеженамытый грунт (в возрасте до 0,1-0,4 года), намывной грунт в стадии упрочнения и собственно намывной грунт.

Для эффективного освоения пойменно-намывных территорий под застройку изучение механических свойств намывного грунта, находящегося в стадии упрочнения, очень важно по следующим причинам: 1) для решения вопроса о минимально допустимом сроке начала передачи на него эксплуатационных нагрузок, что позволит сократить сроки освоения пойменных территорий; 2) для разработки методов достоверного определения механических характеристик с учетом специфических свойств намывного грунта; 3) характер протекания процесса и его влияние на механические свойства остаются недостаточно изученными.

В данной статье приводятся результаты комплексных многолетних исследований намывных песчаных грунтов в возрасте от 0,5 до 4,5 года, т.е., находящихся во второй стадии диагенеза. Исследования проводили методом динамического (установкой УБП-15), статического (установкой С-832) зондирования, пенетрометром в шурфах, а также лабораторными методами испытаний. Исследовались намывные грунты района г. Гомеля при толщине намыва 2,5-5,5 м. Карьерные грунты по средневзвешенному составу полезной толщи для разных участков карьера мало различались между собой, следовательно, намывной грунт на разных картах района по составу был практически одинаковым (коэффициент неоднородности η = 2,5 ÷ 3,1; показатель состава $d_{50}\,\frac{d_{90}}{d_{10}} = 0{,}94 \div 3$ мм).

Испытанию подвергались грунты опытной карты намыва периодически через 1 год, а также грунты других участков района, имеющие различный возраст. В каждой опытной точке проходили не менее трех зондировочных скважин, отрывалось по одному шурфу, в котором через 0,5 м грунт испытывали пенетрометром (конусом $\alpha = 30^{\circ}$) и через 1 м отбирались монолиты для лабораторных испытаний. Анализ гранулометрического состава позволяет отнести

намывные грунты района к пескам мелким, содержащим иногда слои песка средней крупности, при значениях коэффициента пористости $e = 0{,}57 - 0{,}63$ и объемной массы скелета $\alpha_{ск} = 1{,}51 - 1{,}64$ г/см^3. Сопротивление грунта зондированию принималось как среднее арифметическое значение из не менее шести измерений, при этом значение коэффициента вариации составляло 8–10%.

Результаты испытания методом динамического зондирования приведены на рис. 1, из которого следует, что условное динамическое сопротивление грунта $P_д$ изменяется с изменением возраста грунта. Оно интенсивно возрастает в период до 2–2,5 лет после окончания намыва с последующим постепенным переходом в стабилизированное состояние.

Поскольку уплотнение намывного грунта заканчивается к исходу первого–второго месяца намыва, то дальнейшее увеличение сопротивления грунта $P_д$ обусловлено его упрочнением, т.е. развитием в нем вторичных (по Н.Я. Денисову) структурных связей. Увеличение структурных связей подтверждено испытаниями грунта на пенетрацию, а именно (рис. 2): при неизменной величине коэффициента пористости с увеличением возраста грунта наблюдается все более совершенная инвариантность удельного сопротивления пенетрации; с увеличением возраста грунта растет численное значение R и увеличивается отрезок P_o, отсекаемый на оси нагрузки P.

Характер зависимости $P_д = f(t)$ аппроксимируется уравнением вида

$$P_д = V - \frac{W}{t}. \qquad (1)$$

В формуле (1) величина V представляет собой стабилизированное значение $P_д$ кгс/см^2, к которому стремится его численная величина по мере роста t. Следует отметить, что величина V зависит от состава и плотности грунта и является постоянной при данном составе плотности.

Анализ формулы (1) позволил сделать вывод, что параметр W численно равен произведению скорости приращения прочности на квадрат "возраста" грунта. С достаточным для практических целей приближением при глинисто–песчаных карьерах Белоруссии величину W можно принять постоянной.

Для некоторого конкретного состава и плотности грунта величины V и W постоянны и можно записать для двух точек, различных во времени

$$\left.\begin{aligned} P_{д,1} &= V - \frac{W}{t_1}; \\ P_{д,2} &= V - \frac{W}{t_2}. \end{aligned}\right\} \qquad (2)$$

Исключая V из системы (2), получим

$$P_{д.2} = P_{д,1} + \frac{W(t_2 - t_1)}{t_1 t_2}. \qquad (3)$$

Таким образом, имея результаты зондирования ($P_{д,1}$) в некоторый момент времени t_1 и используя формулу (3), можно рассчитать величину $P_{д,2}$ в любой момент времени (t_2). Про-

4663

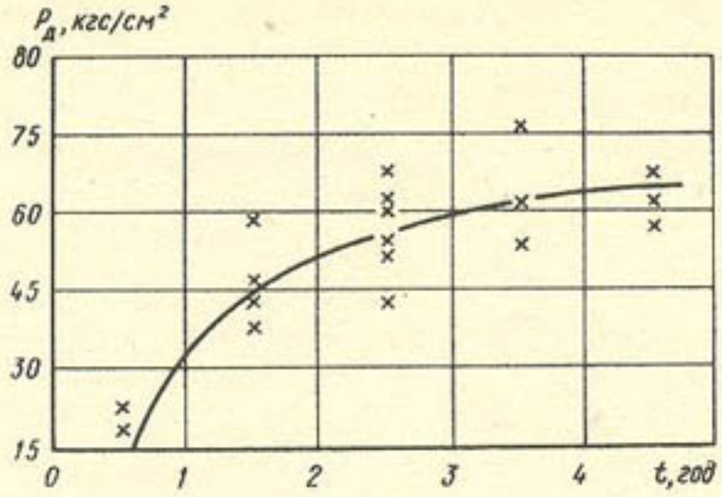


Рис. 1. Характер изменения сопротивления динамическому зондированию

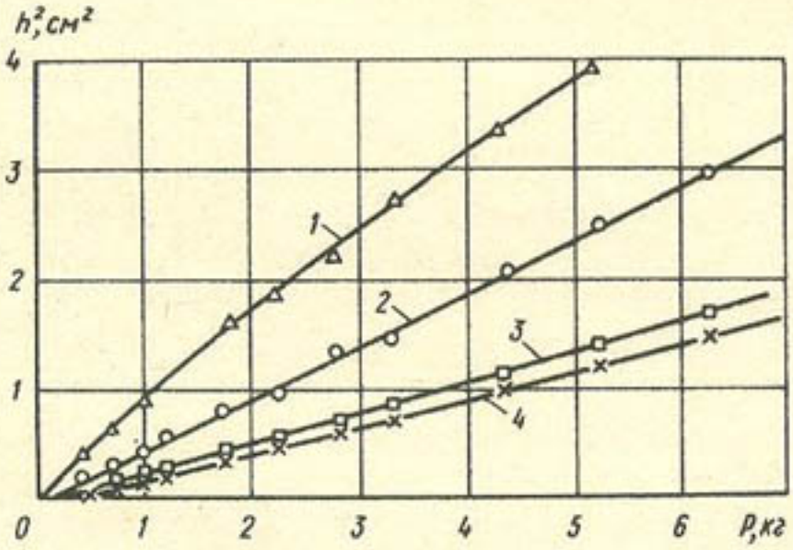


Рис. 2. Изменение удельного сопротивления пенетрации намытого песчаного грунта в зависимости от его возраста
1 – свеженамытый грунт; 2 – t = 1,5 г; 3 – t = 3,5 г.; 4 – t = 4 г.

веденные исследования позволили обосновать для песчаных намывных грунтов Белоруссии величину W = 41 кгс/см^2·год, при этом формула (3) справедлива для $t > 0{,}6$ года.

Было установлено, что для песчаных намывных грунтов существует тесная связь между результатами динамического $(P_д)$ и статического $(P_{q\cdot c})$ зондирования в виде

$$P_{qc} = 2 \cdot P_д$$

при коэффициенте корреляции r = 0,94.

Проведенные исследования позволили изучить характер упрочнения намывных песчаных грунтов, выявить закономерность изменения сопротивления зондированию в зависимости от возраста грунта, а также разработать методику прогноза величины этого сопротивления.

Л. Г. Мариупольский, В. М. Карпиенко
(Фундаментпроект, Москва)

ПРИМЕНЕНИЕ СВАЙ ИЗ ТЕРМИЧЕСКИ ЗАКРЕПЛЕННЫХ ГРУНТОВ

Институт Фундаментпроект на протяжении ряда лет проводит опытные и проектные работы, связанные с применением глубинной термической обработки просадочных грунтов.

Вместе с тем успешно "обжигать" можно лишь грунты, обладающие достаточно высокой газопроницаемостью, устройство фундаментных массивов из обжигаемых грунтов обычно связано с необходимостью термообработки значительных объемов грунта и, следовательно, со значительными затратами времени.

Примером рационального применения керамических свай являются фундаменты главного корпуса санитарно-эпидемиологической станции и общежития на 216 мест для школы-интерната в г. Буденновске.

Эти здания расположены на площадках с грунтовыми условиями II типа по просадочности, причем просадочная толща достигает 17 м на площадке строительства санитарно-эпидемиологической станции и 20 м на площадке строительства общежития.

Согласно инженерно-геологическому разрезу просадочная толща представлена почвенно-растительным слоем толщиной до 1 м и лёссовидными макропористыми супесями эолово-делювиального происхождения. Лёссовидные супеси имеют твердую консистенцию и переменный по глубине коэффициент относительной просадочности, достигающий 0,059 при замачивании при бытовых давлениях и 0,126 при замачивании при давлении 3 кгс/см^2. Просадочная толща подстилается тонкозернистыми песками или непросадочными супесями.

В этих условиях единственно надежным методом фундирования, гарантирующим отсутствие недопустимых деформаций зданий вследствие просадок оснований, является полная прорезка просадочной толщи.

При проектировании фундаментов зданий было рассмотрено два варианта прорезки просадочной толщи: с помощью буронабивных свай и свай из сплавленного грунта. При этом оказалось, что при принятом варианте – применении свай из сплавленного грунта – стоимость фундаментов примерно в 1,5 раза меньше, чем при применении буронабивных свай.

Главный корпус санитарно-эпидемиологической станции представляет собой трехэтажное кирпичное здание с подвалом (типовой проект 254-5-6). Размеры здания в плане (по крайним осям) – 38,4x12,4 м. Несущими являются поперечные стены. Нормативные нагрузки на фундамент на уровне его обреза составляют: под продольными наружными стенами 6,5 тс, под поперечными стенами 18,6 тс и под поперечными внутренними стенами 25,6 тс на 1 пог. м.

Общежитие на 216 мест представляет собой пятиэтажное здание из силикатного кирпича (типовой проект 164-80-1). Размер

4663

здания в плане (по крайним осям) 30,4х20 м. Несущими являются поперечные внутренние стены. Нормативные нагрузки на фундамент на уровне его обреза составляют: под поперечными наружными стенами 23 тс, под поперечными внутренними стенами 33,2 и 37,6 тс, под продольными наружными стенами 13 тс на 1 пог. м.

Устройство керамических свай для обоих зданий осуществляется в скважинах диаметром 200 мм и глубиной 17–20 м, полностью прорезающих просадочную толщу. Время термической обработки грунта для устройства одной сваи составляет около 1 сут, при этом одновременно изготовляется 8–10 свай. Расчетный диаметр свай составляет 400 мм, расчетная нагрузка на сваю – 22–30 тс.

В фундаменте главного корпуса санитарно-эпидемиологической станции сваи располагаются в один ряд как под продольными, так и под поперечными стенами. Расстояние между сваями под продольными наружными стенами составляет 1,85 м, под поперечными наружными стенами – 0,85 м и под поперечными внутренними стенами – 0,7 м. Общее число свай в фундаменте корпуса 170. Стоимость 1 $м^3$ фундамента – около 32 руб.

В фундаменте общежития сваи раполагаются под поперечными наружными стенами в два ряда, под поперечными внутренними стенами в два и три ряда, под продольными наружными стенами в один ряд. Расстояние между сваями под поперечными наружными стенами составляет 0,8 м, под поперечными внутренними стенами – 0,61 и 0,78 м, под продольными наружными стенами – 1,2 м. Общее число свай в фундаменте общежития – 333. Стоимость 1 $м^3$ фундамента – около 35 руб.

Б. П. Маркин
(Ленинград)

УПЛОТНЕНИЕ ВУЛКАНОГЕННЫХ ПЕПЛОВЫХ ГРУНТОВ В ОСНОВАНИЯХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Широко распространенные на Камчатке молодые вулканогенные пепловые грунты в естественном состоянии из-за необычной рыхлости сложения, сопоставимой лишь с присущей лунному реголиту, являются весьма слабыми и ненадежными основаниями зданий и сооружений.

Важнейшей особенностью пепловых грунтов является их высокая недоуплотненность по сравнению со всеми известными земными грунтами. Медианные значения объемной массы супесей до глубины 6–6,5 м на различных участках колеблются от 1,1 до 1,2 т/$м^3$ при разбросе значений от 0,9 до 1,52 т/$м^3$. Объемная масса скелета изменяется соответственно от 0,53 до 1 т/$м^3$ при медианных значениях 0,73–0,86 т/$м^3$. Пористость находится в пределах от 60 до 80%, а коэффициент пористости составляет 1,55–4,1. При этом преобладающие значения коэффициента (до 90%) группируются в пределах 1,65–3,1. Весьма характерной для пеплов является высокая изменчивость плотности в разрезе и в плане

4663

как на различных участках, так и внутри каждого из них независимо от площади. Возрастание плотности от бытового давления начинает сказываться лишь с глубины порядка 6–7 м.

Пеплы обладают слабыми структурными связями. Предел структурной прочности, по данным штамповых испытаний, составляет 0,9–1 кгс/см^2. Модуль деформации в интервале нагрузок до предела структурной прочности 80–100 кгс/см^2, но за пределом он падает в несколько раз. В ряде случаев пеплы на глубинах до 4,5–5 м обнаруживают просадочные свойства, которые, однако, наблюдаются только при давлениях 0,5–1,5 кгс/см^2. Относительная просадочность колеблется от 0,01 до 0,037, уменьшаясь с возрастанием нагрузки.

К настоящему времени на Камчатке сложилась совершенно неудовлетворительная практика строительства на пепловых грунтах, характеризующаяся невысокой надежностью и крайней неэкономичностью проектных решений, в которых слабость грунтовых оснований вместо рационального их упрочнения компенсируется конструктивными мероприятиями со значительными перерасходами трудовых затрат, цемента и металла. Фундаменты трех- четырехэтажных зданий заглубляют на 3,5 м и уширяют до 2,5–3,6 м с целью снижения средних давлений под подошвами до 0,8–1 кгс/см^2.

Нами проведены эксперименты по уплотнению пепловых грунтов в условиях естественного залегания с помощью тяжелых трамбовок.

Всего было поставлено шесть опытов, в каждом из которых уплотнение велось различным числом ударов, а именно: 5, 8, 10, 16 и два опыта – до отказа 26–30 ударов. В двух опытах (при 5 и 6 ударах) уплотнение производилось по одному следу, в двух (при 10 и 16 ударах) – по трем следам, а уплотнение до отказа – по восьми следам.

В опытах использовалась трамбовка массой 2,2 т с диаметром основания 1,3 м. Сбрасывание осуществлялось с помощью автокрана с высоты 6,5–6,8 м, которая по мере понижения трамбуемой поверхности возрастала до 7,5–8,6 м. Результаты трамбования грунта характеризуются следующими цифрами (см. таблицу).

Показатель	При числе ударов трамбовки				
	26–30	16	10	8	5
Понижение трамбуемой поверхности, м	1,78–1,82	1,34	0,97	0,69	0,67
Толща уплотненной зоны, м	2,4–2,5	2,4	2	1,5	1,4

Уплотненные зоны определялись при вскрытии разрезов шахтами. При этом объемная масса скелета в каждой точке принималась средней из трех–четырех определений. Параллельно оба разреза – уплотненный и неуплотненный – опробовались пенетрацией, которая оказалась в этих условиях весьма эффективной. Анализ уплотненных зон показал, что их толщи, так же как и внутреннее распре-

4663

деление плотностей, зависят от начальной плотности пеплов. При начальной массе скелета менее 0,95 т/м^3 уплотненная зона оказывается повышенной толщи, как, например, при 5 и 16 ударах (см. таблицу), однако полученные после трамбования величины плотности пепловых грунтов, как правило, не выходят за 1,2 т/м^3.

При залегании в нижних горизонтах более плотных пеплов, уплотненная зона образуется меньшей по толщи, по с плотностями грунта внутри до 1,35-1,4 т/м^3, а иногда даже до 1,55 т/м^3.

Уплотненная зона имеет в разрезе грушевидную форму. Уплотненное ядро образуется после 16 ударов трамбовки и оконтуривается по образцам и изгибам слоев. Ширина его более чем в 2 раза превышает диаметр трамбовки и приближается к 3 м. Тщательная документация прослоев прояснила и характер уплотнения. Верхняя пачка слоев, залегавшая в пределах достигнутого понижения поверхности, оказалась вмятой в нижележащие слои и подверглась наибольшему уплотнению. Толща ее оказалась равной 0,65 м вместо первоначальной 1,34 м, т.е. в 2 раза меньшей. Первые восемь слоев суммарной толщей 40 см уплотнились до 13 см, т.е. в 3 раза.

Существенное возрастание прочностных характеристик происходит в части уплотненной зоны, названной нами зоной эффективного уплотнения. Граница ее хорошо выделяется микропенетрацией, подтверждаемой результатами полевых и лабораторных испытаний грунтов. За нижнюю границу принята линия, выше которой сопротивление грунта вдавливанию конуса R возрастает более чем в 1,5 раза. Ей соответствуют объемные массы скелета 1,05-1,1 т/м^3, которые на 5-10% выше, чем у самых плотных пеплов в естественном залегании.

Толща зоны эффективного уплотнения при достижении отказа составляет 2-2,1 м. Удельное сцепление грунтов внутри нее по разрезу возрастает в 2-6 раз, углы внутреннего трения выравниваются и достигают величин 27-32°. В верхней половине зоны предел структурной прочности грунтов (здесь он, по-видимому, является пределом пропорциональности) увеличивается до 2,5 кгс/см^2, средний модуль деформации в этом интервале нагрузок составляет 300 кгс/см^2. В нижней половине зоны предел структурной прочности 1,6-1,8 кгс/см^2, а модуль деформации 180 кгс/см^2.

Таким образом, нагрузку на основание из уплотненных пеплов можно повысить до 2,5 кгс/см^2 при соблюдении условия, чтобы полное давление на нижней границе зоны эффективного уплотнения не превышало предела структурной прочности неуплотненных пеплов, равного 0,9 кгс/см^2. При этом котлованы под ленточные фундаменты можно вытрамбовывать с поверхности.

На основании проведенных экспериментов нами разработаны рекомендации по устройству оснований зданий и сооружений на пепловых грунтах путем вытрамбовывания котлованов под фундаменты. Предложенный метод подготовки оснований, ведущий к существенной экономии трудовых и материальных ресурсов, в настоящее время внедряется в практику строительства на пепловых грунтах.

А. А. Мусаэлян, А. Г. Вильфанд
(Среднеазиатский филиал НИИ оснований, Душанбе)

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ И СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДА УПЛОТНЕНИЯ ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТОВ ЭНЕРГИЕЙ ГЛУБИННЫХ ВЗРЫВОВ

Среднеазиатским филиалом НИИ оснований проведены экспериментальные исследования по определению оптимальных параметров взрыва, оценке размеров сейсмоопасных зон и совершенствованию методики и технологии работ.

Глубинные взрывы в сочетании с предварительным замачиванием позволяют эффективно и в короткие сроки производить уплотнение значительной просадочной толщи, обеспечивая перевод грунтов II типа по просадочности в I.

Взрывы производятся в металлических трубах, погруженных на заданную глубину и размещенных на определенном расстоянии друг от друга. Как показали результаты исследований, оптимальная масса глубинных зарядов ВВ в зависимости от глубины заложения составляет 5–15 кг, а расстояние между ними – 3–4,5 м. Сейсмоопасное расстояние при взрыве одиночного заряда составляет 25–65 м в зависимости от состояния охраняемых объектов. Если охраняемое здание находится в аварийном состоянии, взрывы следует производить сериями (по три заряда) с замедлением 0,6–1 мин.

В ходе исследований отрабатывалась методика и совершенствовалась технология производства работ. Применяемая при глубинном уплотнении грунтов взрывами методика замачивания просадочной толщи по разводящему трубопроводу с регулируемой подачей воды в каждую скважину приводит к дополнительному расходу металла и вызывает определенные затруднения из-за дефицита водопроводной питьевой воды в республике. Наиболее дешевым и доступным водоисточником является широко развитая в Таджикистане оросительная система, позволяющая производить замачивание через котлованы, углубленные дренажными скважинами.

Однако опыт уплотнения грунтов методом предварительного замачивания свидетельствует о недостаточной эффективности дренажных скважин. Исследования показали, что основной причиной неоправданности дренажной сети является заиливание дренажного материала в скважине и закупорка грунтом воронок, образующихся в устье скважин вследствие осадки дренажного заполнителя в процессе замачивания. Для исключения указанных недостатков Среднеазиатским филиалом НИИ оснований предложен инвентарный оголовник дренажной скважины, представляющий собой металлическую трубу длиной 0,8–1 м, по всей поверхности которой (кроме нижней части высотой 0,3–0,35 м) просверлены отверстия диаметром 10–20 мм с шагом, равным соответственно 1,5–2 диаметрам.

На расстоянии 0,1–0,15 м от нижнего края оголовника в двух диаметрально противоположных направлениях просверливаются отверстия диаметром 12–25 мм, в которые продеваются арматурные

стержни. Концы стержней должны выступать из оголовника на 0,3–0,5 м. После заполнения скважины дренажным материалом над ее устьем устанавливается оголовник с заглублением в грунт на 0,1–0,15 м (при этом арматурные стержни, опираясь на грунт, обеспечивают устойчивое положение оголовника) и засыпается на всю высоту дренажным заполнителем.

При замачивании нижняя сплошная часть оголовника ("отстойник") препятствует попаданию в дренажную скважину глинистого материала, а отстоявшаяся вода поступает через перфорированную часть. Происходящая в процессе замачивания осадка заполнителя в скважине компенсируется за счет запаса дренажного материала в оголовнике.

Использование перфорированных оголовников позволяет успешно применять метод поверхностного замачивания грунта через котлован, углубленный дренажными скважинами, что не требует наличия напорного водопровода.

Существенные изменения внесены также в технологию проведения глубинных взрывов. По применяемой прежде методике взрывы зарядов ВВ производились в трубах равного по всей длине диаметра (150–250 мм), извлекаемых из грунта после взрыва с помощью подъемного крана, снабженного вибратором. Повторное использование труб было возможно после срезки разрушенной взрывом части и приваривания новых патрубков.

Однако, как показал опыт работ, развернутые края разорванной части трубы весьма затрудняют, а при устройстве дренажно-взрывных скважин (когда затрубное пространство заполнено дренажным материалом) исключают возможность ее извлечения из скважины.

Среднеазиатским филиалом НИИ оснований разработан комплект оборудования для проведения глубинных взрывов, состоящий из сменного "взрывного" контейнера (труба диаметром 150–200 мм и длиной 0,75–1 м) и инвентарных "транспортных" труб диаметром 50–75 мм и длиной 4–6 м.

"Транспортные" трубы соединяются между собой муфтами до длины, соответствующей глубине заложения зарядов ВВ. Контейнер прикрепляется к "транспортной" трубе с помощью муфты, имеющей обратную резьбу, и погружается в скважину на заданную глубину с последовательным наращиванием необходимого числа "транспортных" труб.

Извлечение "транспортных" труб можно производить либо перед проведением взрывных работ (при использовании водостойкого ВВ), либо после их завершения. Сначала вращением колонны труб по часовой стрелке отсоединяется контейнер, а затем "транспортные" трубы легко извлекаются из скважины с помощью подъемного крана, лебедки, буровой установки и т.д.

Разработанное оборудование было опробовано на экспериментальном участке и показало высокую надежность и эффективность.

Усовершенствованная технология производства работ нашла отражение в "Рекомендациях по уплотнению просадочных лессовых грунтов энергией глубинных и подводных взрывов в Таджикской ССР", разработанных Среднеазиатским филиалом НИИ оснований.

А. А. Мусаэлян, Л. Ф. Сальников
(Среднеазиатский филиал НИИ оснований, Дунашбе)

НЕКОТОРЫЕ ПУТИ ПОВЫШЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ОСНОВАНИЙ, СЛОЖЕННЫХ ВОДОНАСЫЩЕННЫМИ ЛЕССОВЫМИ ГРУНТАМИ

Лёссы и лёссовидные породы в Таджикистане имеют весьма широкое распространение. Они покрывают значительные пространства и приурочены к днищам горных долин, к низкогорным междуречьям, к террасам древних и современных долин.

В естественном состоянии при отсутствии поверхностных источников замачивания и грунтовых вод лёссовые породы характеризуются высокими деформационными свойствами – модуль деформации, как правило, превышает 100 кгс/см^2, достигая в отдельных случаях более высоких значений – 150–200 кгс/см^2.

Однако на низких террасах наличие грунтовых вод на глубине первых метров приводит к резкому снижению деформационных свойств, при этом модуль деформации снижается до 15–10 кгс/см^2.

Водонасыщенные лёссовые породы имеют весьма широкое распространение в орошаемых районах республики и развиты на террасах рек, а также в некоторых замкнутых межгорных впадинах. Последние являются основанием значительного числа зданий, возводимых во многих районах Таджикистана.

Высокая сжимаемость водонасыщенных грунтов значительно усложняет условия проектирования и строительства зданий, требует дополнительной инженерной подготовки оснований для обеспечения их прочности и устойчивости при эксплуатации.

Некоторые исследования, проведенные Среднеазиатским филиалом НИИ оснований на водонасыщенных лёссовых грунтах, позволяют оценить резервы несущей способности и выявить возможные методы инженерной подготовки оснований в рассматриваемых инженерно-геологических условиях.

Исследования проводились на двух участках, расположенных в различных районах, которые сложены мощной толщей лёссовых грунтов с различной глубиной стояния грунтовых вод (на первой площадке – на глубине 2,2–2,5 м, на второй – на глубине 1–1,1 м).

Обе площадки сложены сравнительно однородными суглинистыми грунтами, число пластичности которых изменяется в пределах 0,09–0,12.

Некоторые различия плотности грунтов (объемная масса грунтов первого участка составляет 1,56–1,6, второго – 1,4–1,43 г/см^3) приводят соответственно к изменению прочностных и деформационных характеристик.

Влажность грунтов первого участка составляет 16 и 26% (грунты, залегающие выше и ниже уровня грунтовых вод) при степени влажности соответственно 0,64 и 0,98. На втором участке аналогичные значения влажности составляют 22–32% и значение степени влажности 0,73–0,98. Консистенция водонасыщенных грунтов первого участка составляет 0,55, второго – 0,8 (текучепластичные).

В значительном диапазоне различаются деформационные характеристики. По лабораторным данным, в интервале давлений 0,5–2 кгс/см^2 модуль деформации грунтов первого участка (залегающих выше уровня грунтовых вод) изменяется в пределах от 5 до 11 кгс/см^2, второго – от 30 до 90 кгс/см^2. Модуль деформации водонасыщенных грунтов (залегающих ниже уровня грунтовых вод) составляет соответственно 17–37 и 13–27 кгс/см^2 в том же диапазоне давлений.

Некоторые результаты лабораторных испытаний грунтов второго участка приведены на рис. 1. Первые две кривые характеризуют степень уплотнения водонасыщенных грунтов (глубина более 1 м), при этом предварительное обжатие до конечной нагрузки (кривая 2) приводит к значительному повышению деформационных характеристик.

Кривые 3–5 характеризуют грунты верхней части разреза (до 1 м): при естественной влажности, после предварительного замачивания, а также замоченных грунтов после предварительного обжатия при естественной влажности. Несмотря на разные значения исходной плотности грунтов (кривые 2 и 5), при конечной нагрузке получены близкие значения деформаций.

При лабораторных исследованиях уделялось также внимание оценке влияния влажности грунтов на показатели их прочности. Определялась зависимость прочности грунтов нарушенной (уплотненной) и ненарушенной структур от исходной влажности.

Результаты лабораторных данных показывают, что предварительное обжатие грунтов нагрузкой приводит к повышению прочностных и деформационных характеристик и может быть использовано для увеличения прочности (устойчивости) оснований и уменьшения общих осадок зданий и сооружений, возводимых на водонасыщенных грунтах.

Испытания в полевых условиях проводились по общепринятой методике при помощи двух жестких круглых штампов. Под штампом на глубине основания с шагом, равным радиусу штампа, были установлены глубинные марки. Вертикальная нагрузка передавалась через загрузочную платформу на два штампа одновременно при помощи бетонных блоков. Осадки штампов и перемещения глубинных марок фиксировались при помощи прогибомеров. Нагрузка прикладывалась ступенями, равными 2 гс/мм^2 до достижения условной стабилизации, которая соответствовала приращению осадки, не превышающей 0,1 мм за 2 ч наблюдений.

На втором участке штамп устанавливался на плотный грунт, толщина которого была равна диаметру штампа. Вертикальные перемещения штампов в зависимости от нагрузки приведены на рис. 2. До нагрузки 7 гс/мм^2 зависимость имела прямолинейное очертание. С увеличением давления наблюдалось искривление этой прямой – резкий прирост осадки (срыв). Если за предельное давление на грунт принять давление, равное условному пределу пропорциональности на графике $S = f(d)$, то по опытным данным ему соответствовало 9 гс/мм^2.

Модуль деформации грунтов, по данным полевых испытаний, был равен 95 кгс/см^2 (в интервале нагрузки от 1 кгс/см^2), что в

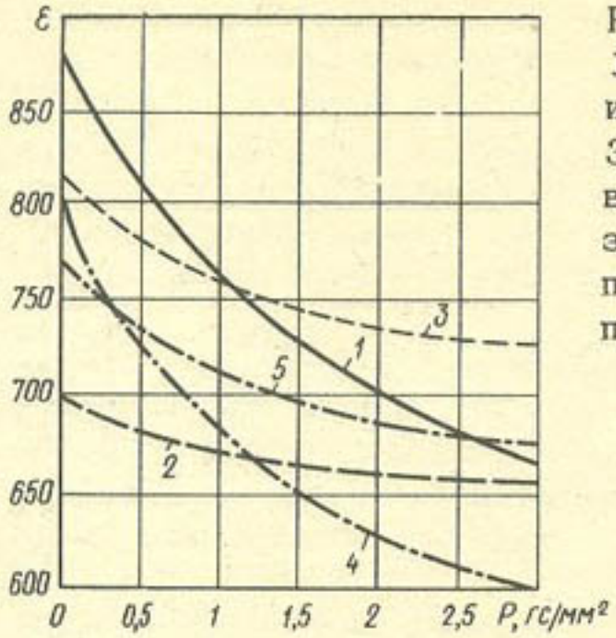


Рис. 1. Кривые сжатия грунтов
1 и 2 – водонасыщенных грунтов до и после предварительного уплотнения; 3 и 4 – грунтов при естественной влажности и после предварительного замачивания; 5 – замоченных грунтов после предварительного уплотнения при естественной влажности

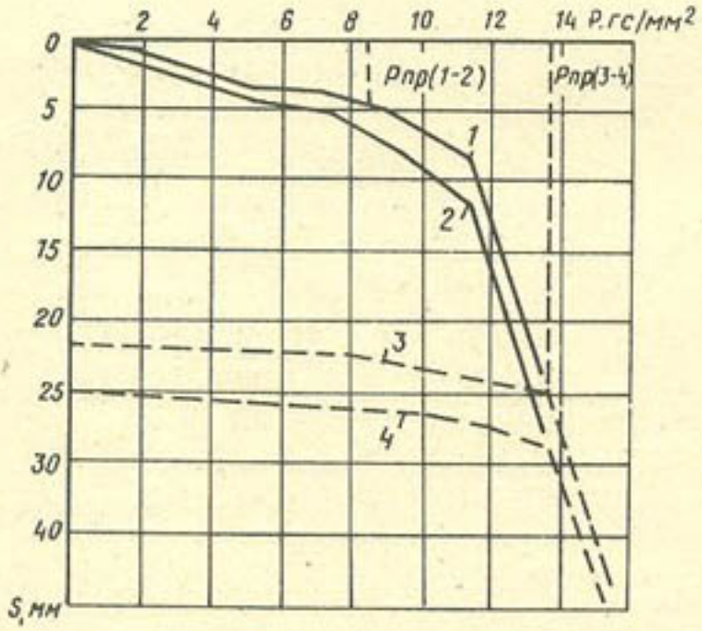


Рис. 2. Зависимость осадки от нагрузки
1–2 – первичное загружение;
3–4 – повторное загружение

3 раза превышает аналогичные значения, полученные в лабораторных условиях. Указанное соотношение близко к значениям, рекомендуемым для глинистых грунтов при $\varepsilon = 0{,}8$. При повторном нагружении грунта предельное давление увеличилось в 1,5 раза, а модуль деформации – соответственно в 2,5 раза.

Для определения влияния относительной толщины λ более плотного (неводонасыщенного) слоя лёссового суглинка толщиной H к диаметру штампа d на предельное давление была проведена серия штамповых испытаний на первом участке, при этом опыты проводились на площадке с толщиной плотного слоя, равного 0,5, 1 и $2d$. Испытания проводились также на контакте с водонасыщенным слоем грунта $\lambda = H/d = 0$.

Предельное давление на основание с увеличением относительной толщины верхнего слоя возрастало и для значений λ, равных 0,5; 1 и 2 соответственно равнялось 12, 20, 30 гс/мм^2, а для водонасыщенного слоя (при $\lambda = 0$) не превышало 8 гс/мм^2, т.е. с увеличением относительной толщины (верхнего) плотного слоя $H =$ $= 1 \div 2$ предельное давление повышалось от 2,2 до 3,7 раз.

Проведенные исследования водонасыщенных грунтов показали следующее.

1. С увеличением толщины (верхнего) плотного слоя (над водонасыщенным грунтом) предельное давление на основание возрастает. Наиболее четко указанная зависимость, прослеживается при толщине плотного слоя, большей ширины штампа (фундамента).

2. Предварительное уплотнение водонасыщенных грунтов приводит также к увеличению предельного давления.

3. В целях инженерной подготовки основания могут быть рекомендованы: предварительное уплотнение или обжатие грунта временной нагрузкой; увеличение плотности (механическое уплотнение или устройство песчано-гравийной подушки) верхнего слоя толщиной более 1B (где B – максимальная ширина фундамента).

Указанные мероприятия приведут к уменьшению общих осадок зданий и сооружений, возводимых на сильносжимаемых водонасыщенных грунтах.

Г. С. Госькова, М. Н. Окулова
(ТИСИ, Томск)

ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОЧНОСТНЫХ И ДЕФОРМАТИВНЫХ СВОЙСТВ УПЛОТНЕННЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ г. ТОМСКА

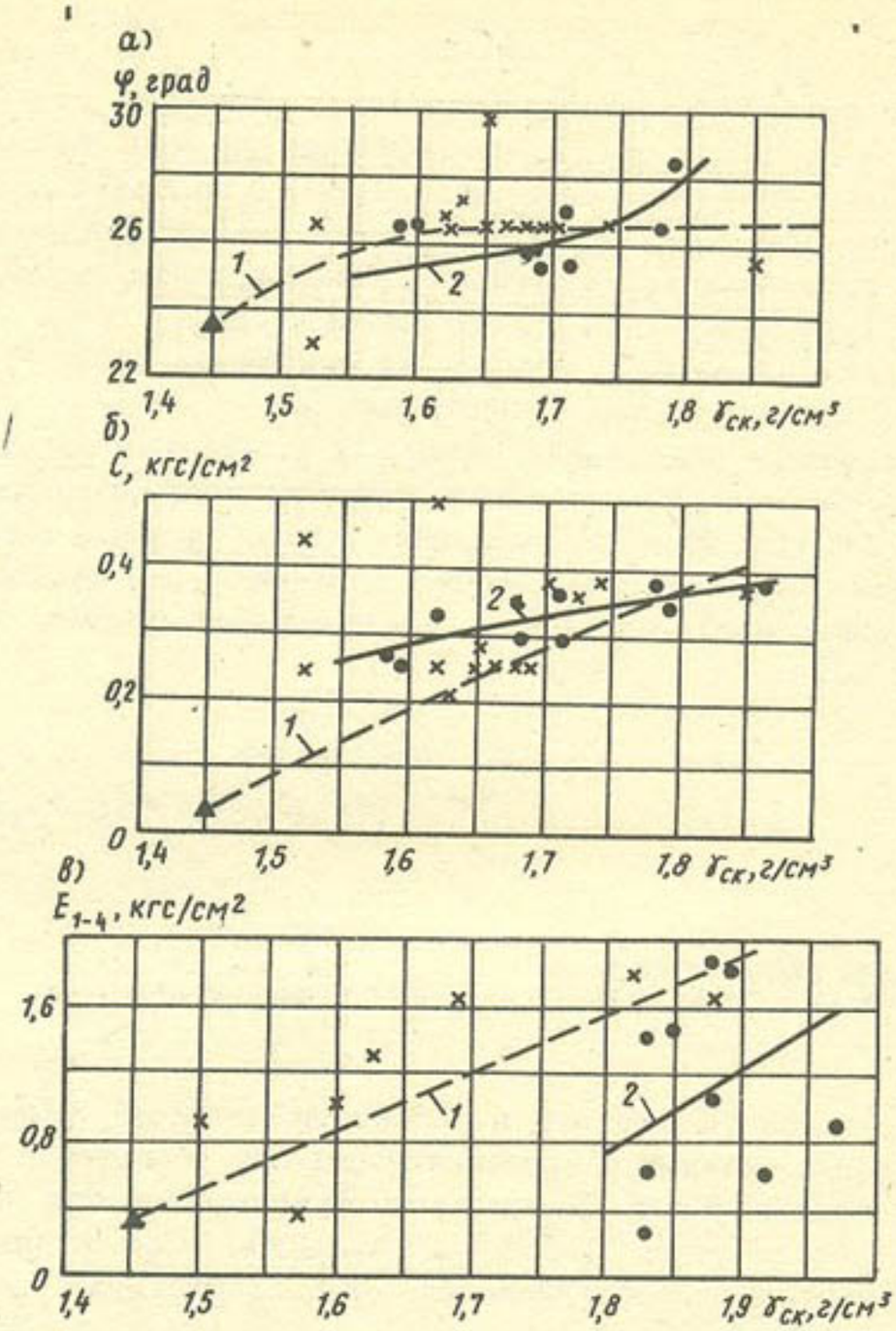
Механическое уплотнение, в частности методом вытрамбовывания котлованов, является перспективным при подготовке оснований на просадочных грунтах. В основании фундаментов при этом создается уплотненная зона: просадочные свойства грунта ликвидируются, а прочностные и деформационные характеристики значительно повышаются.

Высокие террасы и южные склоны участков г. Томска представлены недоуплотненными, часто просадочными суглинками и реже супесями.

Ниже приводятся результаты лабораторных исследований прочностных и деформационных свойств уплотненного пылеватого суглинка с участка жилого массива Каштак в г. Томске.

Образцы уплотненного грунта испытывались на сдвиг в срезных приборах Гидропроекта марки ПСГ по схеме медленного сдвига в условиях завершенной консолидации. Прочностные характеристики определялись в зависимости от изменения объемной массы скелета грунта $\gamma_{ск}$. Грунты уплотнялись трамбованием в кольцах в приборе стандартного уплотнения конструкции ДорНИИ.

На рисунке приведены зависимости угла внутреннего трения и сцепления суглинка, уплотнявшегося при естественной и нарушенной структуре от объемной массы скелета грунта. Из рисунка следует, что величины C и φ в результате уплотнения значительно возрастают в особенности у образцов грунта, уплотнявшихся при естественной структуре. При этом изменение величины C кгс/см^2 происходит по зависимости:



Изменение угла внутреннего трения грунта (а), удельного сцепления (б), модуля деформации (в) от объемной массы скелета грунта
1 – при естественной структуре; 2 – при нарушенной структуре

$$C_{ест} = 0{,}1\ (\gamma_{ск} - 1{,}45) + 0{,}05;$$

$$C_{нар} = 0{,}04\ (\gamma_{ск} - 1{,}55) + 0{,}25.$$

Установлено также, что модули деформации E для суглинков естественной структуры выше, чем у более плотных по величине $\gamma_{ск}$ образцов нарушенной структуры (см. рисунок в). После корректирования компрессионных модулей коэффициентом Агяшева значения E близки к данным В.И. Крутова и И.Г. Рабиновича.

На основе полученных значений φ и C были определены расчетные давления на грунты нарушенной структуры по формуле (17) СНиП II-15-74. Для ленточного фундамента (при ширине b =

1 м, глубине заложения $h_ф$ = 1,5 м) расчетное давление R = = 3 ÷ 4,2 кгс/см^2 при $\gamma_{ск}$ = 1,6 ÷ 1,8 г/см^3.

Таким образом можно сделать вывод, что легкие пылеватые суглинки естественной и нарушенной структуры г. Томска могут быть использованы как основание фундаментов зданий при соответствующем их уплотнении. При этом расчетное давление на уплотненное основание целесообразно повысить в 1,5–2 раза по сравнению с давлением на естественное основание.

С. Д. Пак
(САНИИРИ, Ташкент)

УПЛОТНЕНИЕ ГРУНТА ПНЕВМОКАТКОМ

Представляют определенный интерес результаты опытно-производственных исследований, направленных на установление степени влияния различных факторов на эффективность уплотнения грунта и работы собственно катка.

В водохозяйственном строительстве наибольшее распространение получили катки массой в пределах 0,01 гс, приходящейся на одну шину. В соответствии с этим исследования работы пневмошин проведены с применением автоскрепера Д-357Г, возможность изменения массы которого в широких диапазонах наилучшим образом способствует решению поставленной задачи.

В процессе исследований давление в шинах поддерживалось постоянным и равным 3,4 кгс/см^2.

Исследования проводились на укатке суглинка, содержащего глинистых фракций до 30%, с числом пластичности 11–12% и супеси, содержащей глинистых фракций до 6%, с числом пластичности 4–6%. Небольшой объем исследований выполнен на укатке отсеянного галечника с максимальной крупностью фракций 20 мм, содержащего части диаметром менее 0,05 мм в пределах 7–12%. Грунты укатывались при различной толщине отсыпки. В частности, для суглинка толщина слоя назначалась равной 30, 40, 50 и 60 см при расчетной глубине "активной зоны", по Н.Я. Хахута, равной 64 см. Влажность грунта соответствовала оптимальной, т.е. 14–16%. Характер распределения напряжения в толще грунта устанавливается по величине достигнутой плотности (объемная масса скелета грунта), значения которой по глубине уплотняемого слоя при различной его толщине $h_{сл}$ приведены на рис. 1.

Из этого рисунка видно, что с увеличением числа проходов катка зона "достаточного" уплотнения простирается все дальше в глубь слоя и при небольших толщинах достигает жесткое основание (уплотненную поверхность предыдущего слоя), которое, в свою очередь, оказывает влияние на характер распределения напряжения, а следовательно, и на величину достигаемой плотности в уплотняемом слое. При уменьшении толщины слоя усиливается влияние

4663

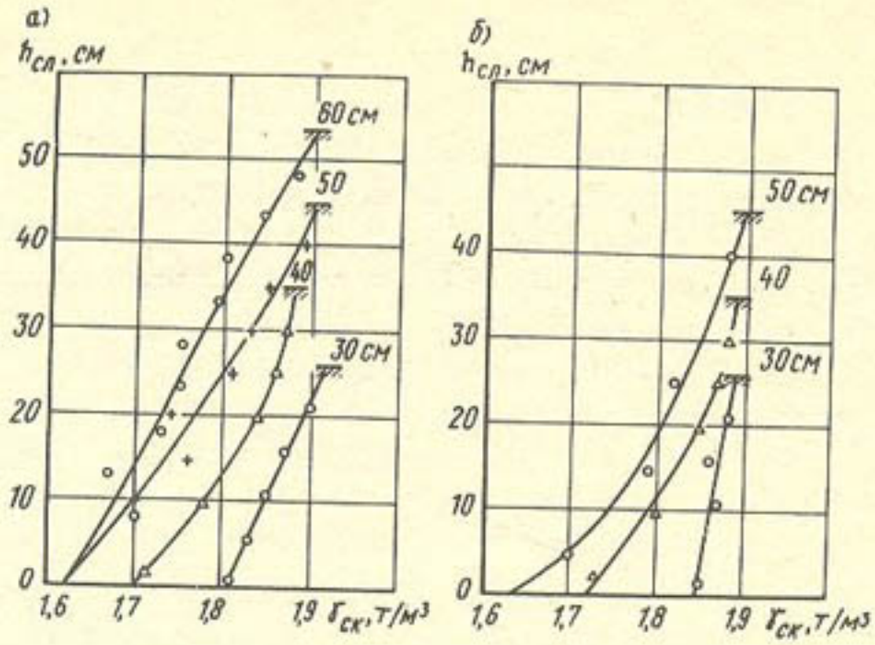


Рис. 1. Изменение плотности грунта по глубине при укатке автоскрепером за четыре прохода (а), и за шесть проходов (б). Цифрами на кривых обозначена исходная толщина слоя

жесткого основания. Оно способствует получению более равномерного уплотнения. Однако уменьшение толщины слоя приводит к увеличению стоимости (на единицу объема грунта) подготовительных и вспомогательных работ, связанных с укаткой грунта. С этой точки зрения толщину слоя следует назначать максимально возможной. Так, например, при норме плотности суглинка 1,8 т/м^3 и допускаемом отклонении ее величины на 0,02 т/м^3 при шести проходах груженого автоскрепера толщина уплотняемого слоя может быть назначена равной 30 см в плотном теле, что при плотности рыхлоотсыпанного грунта 1,61 т/м^3 соответствует исходной толщине отсыпки 34 см. Она составляет около 55% глубины "активной зоны".

Помимо изменения толщины слоя грунта в процессе укатки назначалась различная масса скрепера – от 0,02 до 0,04 гс. Несмотря на такой широкий диапазон изменения массы, у поверхности слоя достигнута практически одинаковая плотность, близкая по величине к предельно возможной в данных условиях. В то же время масса катка оказывает большое влияние на распространение уплотнения по глубине, т.е. на глубину "активной зоны".

Максимально возможная толщина уплотнения, хотя и определяемая в зависимости от минимального поперечного размера площади контакта шины с грунтом, может быть реализована лишь в том случае, если масса катка обеспечивает достаточное напряжение в уплотняемой толще. Иными словами, при прочих равных условиях на глубину распространения уплотнения основное влияние оказывает

---

x Число проходов автоскрепера устанавливалось по числу проходов его заднего колеса.

масса катка, а влияние числа проходов практически существенного влияния не оказывает. Однако увеличением числа проходов может быть достигнуто значительное повышение плотности грунта в пределах уплотненной толщи.

Известно, что грунт практически может уплотняться лишь до состояния "грунтовой массы", если не считать неизбежного защемления в нем воздуха. При этом полагали, что интенсивность нарастания плотности до своего предельного значения по проходам постепенно затухает. В действительности изменения плотности по проходам имеют несколько иную закономерность. На рис. 2 для сопоставления приведены результаты уплотнения отсеянного галечника виброкатком Д-480. Укатка проводилась слоями толщиной 50 см.

Приведенные кривые показывают, что независимо от способа приложения нагрузки - статического или динамического, поведение грунта подчиняется этому закону до определенного числа проходов катка. При дальнейшем его увеличении нарастание плотности грунта чередуется с периодом некоторого разуплотнения. Как показали опыты, это явление свойственно лишь грунтам, содержащим глинистые (пылеватые) фракции (не менее 7%) и находящихся в трехфазном состоянии.

Природа этого явления пока не совсем ясна, выявление его причины должно быть предметом специальных исследований. На основании имеющихся, хотя и немногочисленных данных, можно лишь предполагать, что основной, возможно и единственной, причиной разуплотнения грунта является действие защемленного в нем воздуха, в основе которого лежит следующий, на наш взгляд, процесс, протекающий в уплотненном грунте.

В начальный период уплотнения повышение плотности грунта сопровождается выделением содержащегося в нем свободного воздуха, при этом грунт максимально уплотняется у поверхности слоя.

При последующих проходах катка одновременно с дальнейшим повышением плотности ранее уплотненного грунта зона "достаточного" уплотнения постепенно распространяется в глубь слоя, откуда выделяемый воздух должен пройти через зону грунта с минимальной пористостью. Не имея свободного пути выхода, часть выделяемого воздуха защемляется в порах грунта и сжимается, приобретая потенциальную энергию (аналогично сжимаемой пружине).

С ростом плотности прочность грунта на растяжение практически остается неизменной. Между тем, потенциальная энергия сжатого воздуха возрастает до тех пор, пока не установится равновесие между напряжением сжатого воздуха и сопротивляемостью грунта на растяжение с учетом массы вышележащих слоев. От последующего приложения нагрузки, вызывающего в основном упругую деформацию, потенциальная энергия сжатого воздуха настолько возрастает, что при снятии этой нагрузки она превращается в кинематическую, которая как бы "подбрасывает" и "встряхивает" грунт, заставляя его разрыхляться. При этом часть защемленного воздуха уходит из пор грунта, а минеральные частицы получают несколько иную взаимную ориентацию, способствующую более плотной их упаковке. Поэтому повторное приложение нагрузки после разуплотнения

4663

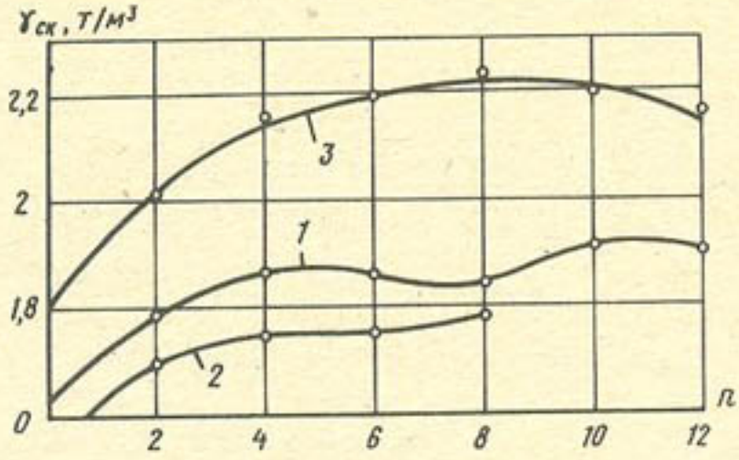


Рис. 2. Изменение плотности грунта $\gamma_{ск}$ в зависимости от числа проходов катка n
1 – суглинок, $h_{сл}$ = 30 см; 2 – супесь, $h_{сл}$ = 45 см; 3 – отсеянный галечник, $h_{сл}$ = 50 см

грунта приводит к некоторому повышению его плотности. Численное значение плотности, по достижении которого начинается чередование уплотнения с разуплотнением, зависит не только от свойств и состояния грунта, но и от величины нагрузки и способа ее приложения.

Как показали опыты, после 12 проходов виброкатка Д-480 дополнительные четыре прохода груженого автоскрепера Д-357Г (масса 0,04 гс) привели к резкому повышению плотности. Здесь на рост плотности, наряду с увеличением напряжения, большое влияние, очевидно, оказывает и способ взаимодействия рабочего органа машины с уплотняемым грунтом. Опытами установлено, что сопротивляемость внешним нагрузкам, т.е. деформативная устойчивость у грунтов, уплотненных динамическими нагрузками, ниже, чем у грунтов, уплотненных до той же плотности статическими нагрузками.

В связи с этим грунты, уплотненные виброкатком, при последующей укатке пневмокатком, даже при условии эквивалентного напряжения, доуплотняются. Это значит, что, назначая норму плотности грунта в теле сооружения, необходимо указать способ ее достижения.

Таким образом, при укатке грунтов пневмошинами или вибрационным (гладким) катком существует критическое число повторностей проходов, названное оптимальным, превышение которого приводит к разуплотнению грунта.

Увеличение числа проходов сверх оптимального приводит в дальнейшем (через разуплотнение) к некоторому повышению плотности, однако достигнутая при этом ее величина практически мало отличается от той, которую грунт имел до разуплотнения. Следовательно, сверх оптимального числа дальнейшие проходы катка неэффективны.

4663

И. Г. Рабинович
(НИИ оснований, Москва)

РЕЗУЛЬТАТЫ УПЛОТНЕНИЯ ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТОВ ЗАМАЧИВАНИЕМ В УЗБЕКИСТАНЕ

Лёссовые просадочные грунты, широко распространенные в республиках Средней Азии, в том числе в Узбекской ССР, различны по генезису, составу, физико-механическим свойствам, глубине просадочной толщи (изменяется от 2 – 3 до 20 – 30 м), величине просадочных деформаций. Примерно 10% площади, занятой этими грунтами, относится к грунтовым условиям П типа по просадочности с возможной величиной просадки грунта от собственного веса, изменяющейся от 5 – 15 до 100 – 150 см.

Учитывая значительную величину и неравномерность просадочных деформаций, при строительстве возникает, как правило, необходимость устранения просадочных свойств грунтов, что с наименьшими затратами средств достигается методами уплотнения.

В настоящее время наиболее простым и экономичным методом уплотнения грунтов на площадках с грунтовыми условиями П типа по просадочности является предварительное замачивание. Опыт предварительного замачивания просадочных грунтов в Узбекской ССР пока еще невелик, в производственном масштабе оно применялось главным образом при освоении ряда площадей под сельскохозяйственное строительство в Ташкентской и Сурхан-Дарьинской областях.

С целью оценки эффективности и перспектив применения данного метода подготовки оснований ниже рассматриваются характерные результаты опытного и производственного замачивания, выполненного в последние годы в Узбекской ССР. Эти результаты относятся к участкам с примерно одинаковой глубиной просадочной толщи – 20–25 м, но с разной величиной просадки грунта от собственного веса и различным характером ее развития.

Один из участков расположен на адырной предгорной равнине в 50 км к северо-востоку от Ташкента в районе совхоза "Галля-Кудук". Здесь развиты лёссовые сильнопросадочные неоднородные по свойствам супеси и суглинки преимущественно делювиального генезиса с низкой влажностью (W = 0,02–0,06) и плотностью сложения ($\gamma_{ск}$ = 1,25 ÷ 1,4 г/см^2), высокой относительной просадочностью, достигающей на отдельных горизонтах 0,1 при давлении 0,5 кгс/см^2 и 0,15–0,23 – при давлении 2 –3 кгс/см^2, низким начальным просадочным давлением, не превышающим, как правило, 0,5 кгс/см^2. На этом участке в связи со строительством животноводческого комплекса выполнено экспериментальное замачивание грунтов из котлована размером в плане 40х30 м и глубиной 2,5 м с систематическим измерением просадок поверхностных и глубинных марок.

В результате трехмесячного замачивания максимальная просадка грунта от собственного веса достигала (в центре котлована)

100 см к моменту прекращения подачи воды при общем ее расходе 12 500 $м^3$ (или 10 $м^3$ на 1 $м^2$ площади котлована) и 130 см через последующие 1,5 мес (на 10 см меньше прогнозируемой по лабораторным определениям относительной просадочности).

Просадки грунта начались практически сразу после пуска воды и развивались 10–15 дней очень быстро – со скоростью, достигавшей в центре котлована 58 мм/сут; в дальнейшем скорость снизилась до 5 – 7 мм/сут. Просадки происходили с глубины 1,5–2 м до глубины 24 м. Около 50% просадки приходится на слои грунта на глубине от 1,5 до 12 м; бóльшая часть этой просадки произошла всего за 10 сут после пуска воды в котлован.

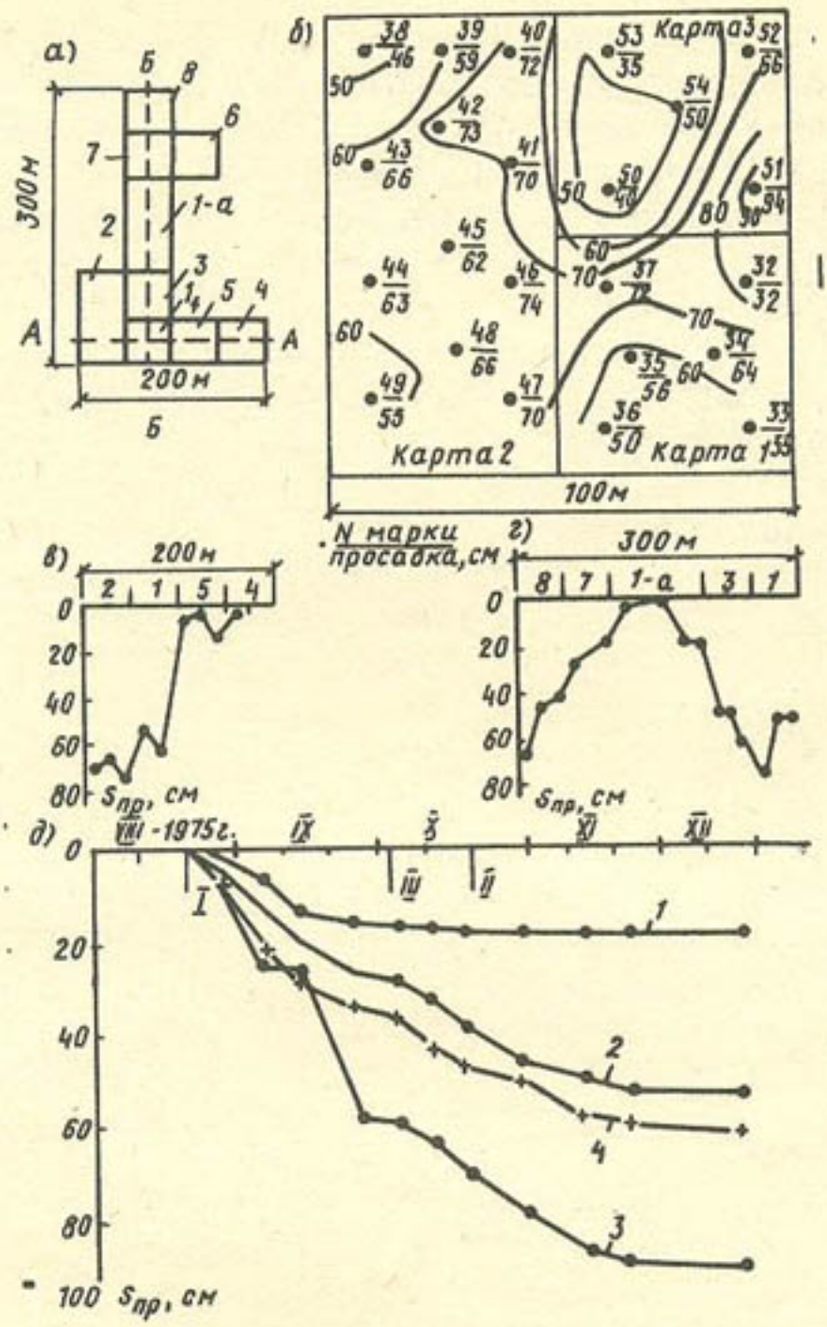
Работы проводились в 1974–1975 гг. НИИ оснований при участии ПМК 15 объединения Узтрансспецстрой, институтов УзГИИТИ и УзГипросельстрой.

На другом участке, расположенном в 3 км от первого, примерно в аналогичных грунтовых условиях начаты производственные работы (выполнялись ПМК–15 Узтрансспецстроя по рекомендациям и проекту НИИ оснований) по замачиванию грунтов на территории строительства жилого поселка. Основные результаты замачивания, выполненного пока на площади около 3 га, приведены на рисунке. Замачивание производилось через котлованы (карты) размером 50х х50 и 50х100 м без устройства дренирующего слоя и дренажных скважин. Величины просадки грунта, достигшие в отдельных местах 60–90 см, резко изменялись в плане. На рис. в и г показаны изменения просадки поверхности грунта по профилям. Поскольку профили "проходят" через центры котлованов, где влияние их краев на просадку минимально, неравномерность просадок можно объяснить неоднородностью грунтов.

Просадки возникали через три–четыре дня после пуска воды и интенсивно развивались около 1 мес. (рис. д) при максимальных скоростях на отдельных участках, составляющих 15–17 мм/сут; затем они протекали медленнее еще около 2 мес, в том числе 1 мес после прекращения подачи воды.

На данном участке был начат эксперимент по оценке возможности уменьшения сроков замачивания грунта. С этой целью подача воды в одну из карт (2, см. рис. а,б) была прекращена на две недели раньше, чем на другие карты. При этом характер развития просадок на карте 2 практически не изменился, что видно при сравнении кривых 4 и 2 на рис. д, отражающих ход просадки отдельных поверхностных марок на этой карте и соседней карте 1. Бурение контрольной скважины на карте 2 показало, что грунт промочен на глубину не менее 15 м. По техническим причинам пока не удалось провести эти исследования с необходимой полнотой, но в дальнейшем они будут продолжены.

Следующий пример замачивания относится к участку, расположенному в северо–восточной части г. Ташкента на $\overline{1У}$ надпойменной террасе р. Чирчик. Участок сложен 20–25–метровой толщей неоднородных лёссовидных просадочных суглинков аллювиального генезиса со значениями $\gamma_{ск}$ = 1,35–1,5 г/$см^3$ и W = 0,08–0,15, "средней" для условий Узбекистана величиной просадки грунта от



Просадка грунта на участке строительства жилого поселка
а – план участка; б – фрагмент участка с линиями равных просадок; в, г – изменение просадок по профилям А–А и Б–Б; д – изменение просадок во времени по различным поверхностным маркам (кривые 1–4); I, II – моменты начала и окончания замачивания; III – момент окончания замачивания карты № 2; 1–8 – карты; А–А и Б–Б – направления профилей

собственного веса, составляющей 40–50 см. На этом участке в 1970 г. НИИ оснований и УзГИИТИ провели опытное замачивание грунтов из котлована размером в плане 32x24 мм и глубиной 0,5 м. Просадки грунта (максимальные – в средней части котлована) развивались медленнее, чем на отмеченных выше участках:

они начались через 10 дней после пуска воды и продолжались около 4 мес при скорости, не превышавшей 10 мм/сут. Максимальная просадка составила 45 см и была всего на 5 см меньше прогнозируемой по лабораторным данным.

И наконец, необходимо отметить случай, когда просадка грунта от собственного веса при прогнозируемой (по лабораторным данным) ее величине 15–20 см отсутствовала в натуре при замачивании грунтов из котлована. Замачивание выполнялось (Самаркандским филиалом УзГИИТИ и Самаркандским ДСК по проекту УзНИИградостроительства) на участке строительства девятиэтажного крупнопанельного дома в следующих условиях: ниже слоя культурно-бытовых отложений, снятого при выемке котлована, залегают лёссовидные суглинки и супеси, неоднородные по физико-механическим свойствам в плане и по глубине; значения W и $\gamma_{ск}$ изменяются соответственно 0,06 – 0,29 и 1,27 – 1,7 т/м^3 при средних значениях 0,14 и 1,4 т/м^3; величины относительной просадочности $\delta_{пр}$ составляют, как правило, не более 0,02–0,03 при давлениях, равных 2 – 3 кгс/см^2 и глубине просадочной толщи около 18–20 м.

При замачивании грунтов, производившемся в течение 2 мес из котлована размером в плане 14x18 и глубиной 4 м с дренажными скважинами диаметром 0,135 и глубиной 15 м, просадки грунта отсутствовали, хотя глубина увлажненной зоны превысила 20 м. Учитывая эти результаты замачивания, НИИ оснований были даны рекомендации о возможности относить площадки строительства данного и соседних домов к грунтовым условиям 1 типа по просадочности.

Предполагаемой основной причиной отсутствия просадок грунта от собственного веса в натуре при их практически существенной величине по лабораторным данным (18–20 см) является пространственная неоднородность грунтов по физическим, просадочным и другим свойствам, обусловленная как генезисом грунтов, так и влиянием хозяйственной деятельности человека, в частности древнего орошения. По-видимому, в неоднородных толщах лёссовых грунтов более просадочные участки взаимодействуют при замачивании с менее просадочными (или непросадочными), в результате чего просадка грунта в массиве может уменьшаться, причем при сравнительно небольшой просадочности – практически до нуля.

На основании изложенного выше можно сделать следующие выводы.

1. Вследствие различия свойств лёссовых просадочных грунтов Узбекистана величина просадки грунта от собственного веса изменяется в широких пределах даже в случаях практически одинаковой глубины просадочной толщи, равной около 20–25 м.

2. На площадках, где возможная просадка грунта от собственного веса превышает 30–40 см, замачивание грунтов является, как правило, эффективным мероприятием по ее устранению, при этом величины просадок в натуре и по лабораторным данным оказываются достаточно близкими. Сроки замачивания (подачи воды) 20–25-метровой просадочной толщи без устройства дренажных скважин и дренажного слоя составляют 2–3 мес с расходом воды 10–12 м^3 на 1 м^2 замачиваемой площади.

4663

3. Просадки грунта от собственного веса при замачивании его из котлованов может не произойти на тех площадках, где ее величина, прогнозируемая по лабораторным данным, не превышает 15–20 см. В этих случаях по результатам опытного замачивания целесообразно "переводить" грунты П типа по просадочности в 1 тип.

Е. Н. Сквалецкий
(Таджикгипроводхоз, Душанбе)

УПЛОТНЕНИЕ ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТОВ ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫМ ЗАМАЧИВАНИЕМ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ СЕЛЬСКИХ ПОСЕЛКОВ

Большинство осваиваемых земель в Таджикской ССР расположено в районе развития лёссовых просадочных грунтов мощностью 20–40 м с просадками, достигающими 1,5–2,5 м и более. С начала 60–х годов в подобных условиях ведется в широких масштабах строительство колхозно–совхозных поселков с одно–трехэтажной застройкой. Построено свыше трех десятков центральных усадеб и отделений, поселков и других объектов в Яванской долине, на массиве Гулистон, Гарауты, Уртабоз и др. С самого начала при их проектировании исходили из двух предпосылок: 1) неизбежности подъема уровня грунтовых вод вследствие орошения земель, что должно было через несколько лет вызвать проявление просадок; 2) невозможности водозащитными мероприятиями или частичной прорезкой просадочного слоя избежать увлажнения и деформаций грунтов в основании зданий и сооружений. В связи с этим предпостроечное замачивание признано единственным практически реальным способом предохранения построек от разрушения, не имеющим равных по простоте, надежности и экономичности. Таким образом только на объектах сельского строительства уплотнено порядка 180 млн. $м^3$ грунтов. Более чем 15–летний опыт проектирования, строительства и эксплуатации Минводхоза Таджикской ССР позволил распространить указанный способ подготовки просадочных оснований на пятиэтажную застройку в городских условиях (поселок Водников в 191 микрорайоне г. Душанбе). Несмотря на большие объемы строительства полностью отсутствуют случаи деформаций, а тем более разрушения зданий, построенных на замоченном сильнопросадочном основании. Наряду с высокой надежностью этот способ подготовки основания имеет отрицательные стороны, заключающиеся в большой продолжительности работ, ухудшении сейсмических условий, трудности организации работ по замачиванию на застроенных участках. Замачивание предусматривается по результатам инженерно–геологических изысканий, путем разбивки всей площади застройки на котлованы, граничащие друг с другом (валики создают за счет срезки растительного слоя). В эту площадь обязательно включаются дороги, трассы инженерных коммуникаций, основания зданий. При значительных просадках (> 0,5 м) невозможно избежать и

замачивания приусадебных участков. В лёссовидных супесях с низким начальным давлением ($\leq$ 0,1 кгс/см^2), уплотняющихся при увлажнении с поверхности, дополнительные мероприятия по уплотнению грунта проводили только под здания с давлением свыше 1,2 кгс/см^2.

Лёссовые грунты более тяжелого состава (лёссы и лёссовидные суглинки), верхние слои которых при замачивании не уплотняются, имеют модуль деформации 30–40 кгс/см^2. Перед строительством верхний слой таких грунтов уплотняли тяжелыми трамбовками, реже устраивали подушки мощностью 1–1,5 м из послойно укатанного грунта.

Для уточнения параметров замачивания на стадии строительства на каждом участке площадью от нескольких десятков до 100 га закладываются два–три опытных котлована, оборудованных глубинными реперами и поверхностными марками. После завершения опыта в этих котлованах проводили опытные нагружения штампов, проходили шурфы с послойным отбором монолитов, вели наблюдения за временем стабилизации.

По данным многочисленных замеров, при просадочной толще $H_{пр}$ = 20 $\div$ 39 м в условиях Таджикистана промачивание лёссовых грунтов происходит в среднем за 3–3,5 сут. Расход воды на 1 га замачиваемой площади составлял от 70 тыс. м^3 (в пос. Гулистон $H_{пр}$= 20 м) до 130 тыс. м^3 (в пос. Уртабоз $H_{пр}$ = 39 м). В пересчете на каждый метр просадочного слоя это составляет 0,3–0,35 м^3/м^2. Контроль качества замачивания проводится комплексно и включает наблюдения за временем замочки и деформациями поверхности котлованов, а также замеры количества поданной воды и бурение скважин. Если проектируемые здания целиком размещаются внутри котлованов, контроль времени замачивания и процесса просадки позволяет полностью решить все вопросы.

Послепросадочное уплотнение, связанное с консолидацией грунтов, происходит и после прекращения замачивания в течение длительного времени. Интенсивность консолидации обратно пропорциональна мощности просадочного слоя и зависит от состава грунтов. Наиболее быстро (1–2 мес) она происходит в лёссовидных супесях (пос. Гарауты). Лёссы после замачивания консолидируются медленнее – при толще просадочного слоя 20–40 м этот процесс в основном завершается за 6–10 мес. В таких грунтах (пос. Гулистон, Уртабоз) послепросадочное уплотнение за 0,5 года после прекращения замачивания достигает 20 см и более. Вследствие этого предварительное замачивание мощных лёссовых толщ следует проводить с опережением работ нулевого цикла не менее чем на 6–10 мес, что является одним из наиболее "узких" мест этого способа уплотнения просадочных грунтов. По другим показателям замачивание наиболее экономичный метод. Стоимость замачивания 1 га территории с учетом земляных работ и планировки составляет 2–2,3 тыс. руб. и возрастает до 4 тыс. руб. при необходимости подачи воды насосами на большую высоту и промачивания толщи слоем 40 м (пос. Уртабоз). Стоимость уплотнения 1 м^3 грунта в среднем составляет 0,01–0,012 руб. На подготовку просадочного основания жилых поселков методом предварительного замачивания расходуется до 1,2–1,5% общей стоимости строительных работ.

Е. В. Светинский
(НИИ оснований, Москва),
В. Г. Еремеев, Г. Б. Чижевский
(Трест Калининградоргтехстрой, Калининград)

НОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ДРЕН

На территории СССР широко (около 20% площади) распространены слабые водонасыщенные грунты.

Сооружения, построенные на слабых грунтах, подвержены большим осадкам, которые происходят в течение длительного времени. Основания под этими сооружениями малоустойчивы. Для предпостроечного уплотнения слабых водонасыщенных грунтов одним из наиболее эффективных является метод уплотнения их временной нагрузкой с применением вертикальных дрен. В связных грунтах, обладающих малой водопроницаемостью, отжатие поровой воды происходит медленно, процесс консолидации в природных условиях длится десятки лет. Время уплотнения можно сократить путем фильтрации поровой воды через вертикальные дрены.

Метод уплотнения с устройством вертикальных дрен заключается в следующем: на поверхность слабого грунта укладывают дренирующий песчаный слой; в толще слабого водонасыщенного грунта устраивают вертикальные дрены, расположенные на определенном расстоянии друг от друга; сверху дренирующего слоя укладывают пригрузочную насыпь.

В слабом грунте под действием пригруза возникает избыточное поровое давление, благодаря которому происходит отжатие поровой воды в дрены и дренирующий слой, сопровождающееся уплотнением грунта (консолидацией). В связи с тем что путь фильтрации поровой воды к дренам меньше, чем к дренирующему слою, сроки стабилизации осадок резко сокращаются.

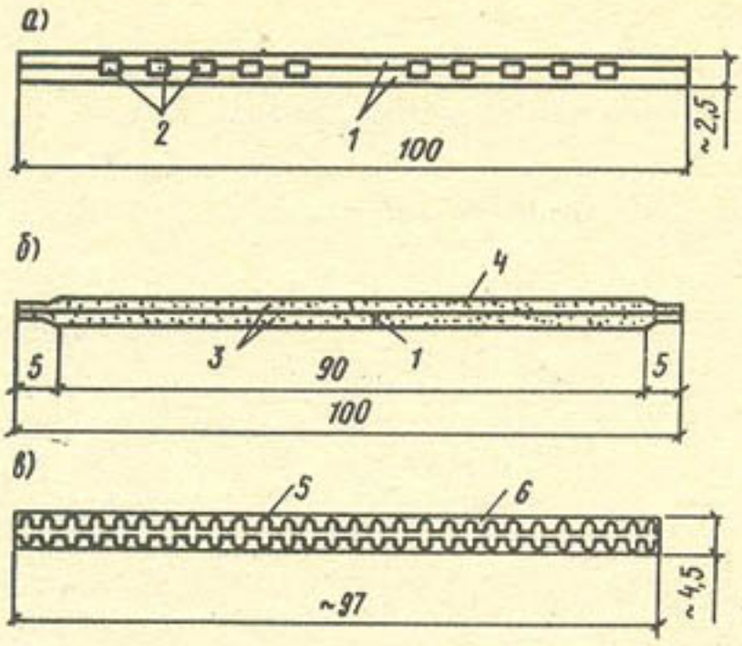
Кроме того, при устройстве дрен в результате уплотнения грунта повышаются его прочностные и деформативные характеристики.

Уплотнение методом вертикальных дрен распространено во многих странах – Японии и США, Дании и Голландии, где устройство вертикальных дрен стало обычным видом строительных работ, обеспеченным высокопроизводительными машинами. В СССР метод уплотнения песчаными дренами впервые был успешно применен акад. Г.О. Графтио при строительстве ГЭС "Свирь-3" в 1933 г. В настоящее время песчаные дрены в нашей стране используют при строительстве различных сооружений, автомобильных и железнодорожных насыпей.

Однако изготовление песчаных дрен связано с большой трудоемкостью этих работ.

Для уменьшения трудоемкости работ сотрудником Шведского королевского института геотехники В. Кьельманом был предложен метод уплотнения слабых грунтов с помощью картонных дрен.

Картонная дрена представляет собой ленту 1 шириной 100 мм, внутри которой расположены 10 каналов 2 сечением 3 мм^2 каждый (рис. а).



Экспериментальные конструкции вертикальных дрен
а – японская дрена фирмы "Като"; б и в – бумажная комбинированная дрена с наполнителем из гигроскопического материала и с полиэтиленовым сердечником

Дрены выпускают в виде сплошных лент длиной до 400 м, которые наматываются на барабан и легко транспортируются на большие расстояния. Масса 1 м картонной дрены составляет около 200 г. Принцип ее работы такой же, как и песчаной. Картонную ленту погружают в слабый грунт и на поверхность его укладывают уплотняющую нагрузку, под влиянием которой поровая вода отжимается, попадает в дрену и по продольным каналам отводится в верхний дренирующий слой. В настоящее время картонные дрены широко применяются в США, Швеции, Японии для освоения новых территорий под промышленное, транспортное и портовое строительство.

Картонные дрены выгодно отличаются от песчаных возможностью заводского изготовления, легкостью транспортирования и высокой производительностью погружающих дрены машин.

В СССР на основании работ, проведенных НИИ оснований совместно с трестом Оргтехстрой Минстроя Латвийской ССР по определению эквивалентной эффективности бумажных и песчаных дрен, установлено, что одна песчаная дрена диаметром 426 мм эквивалентна по эффективности 2,5 бумажным дренам шириной 100 мм. Однако отсутствие отечественных бумажных дрен сдерживает применение этого эффективного способа предпостроечного уплотнения слабых водонасыщенных грунтов.

Трест Калининградоргтехстрой совместно с НИИ оснований провел разработку и изготовление новых экспериментальных конструкций бумажных комбинированных дрен.

На рис. б показана дрена, состоящая из гибкой бумажной или полимерной ленты 1 с накленными на нее слоями гигроскопическо-

го материала 3 (древесные опилки, керамзит, кокс и т.д.), и заключенная в бумажную оболочку 4.

Кроме дрены с внутренним слоем из гигроскопического материала была разработана конструкция дрены с гибким полимерным сердечником 5 и замкнутой оболочкой 6 вокруг него (рис. в). Для сравнительного анализа новой конструкции бумажных дрен аналогичные испытания проводились для картонной дрены японской фирмы "Като".

При проведении лабораторных испытаний различных вариантов опытных образцов бумажных дрен использовался метод моделирования физического процесса дренирования.

На основе испытаний, проведенных трестом Калининградоргтехстрой совместно с кафедрой физической и коллоидной химии Калининградского Государственного университета, для дальнейшей разработки рекомендована конструкция бумажной дрены с полимерным сердечником (см. рис. в).

Разработанная конструкция бумажной комбинированной дрены для уплотнения слабых водонасыщенных грунтов состоит из полимерного сердечника 5 и бумажной фильтрующей оболочки 6. К форме сечения сердечника предъявляются особые требования, диктуемые условиями эксплуатации комбинированной дрены. Сердечник должен придать дрене необходимую прочность на сжатие при работах на глубинах до 20 м, служить опорной базой для бумажной фильтрующей оболочки, должен иметь каналы для отвода избыточной воды.

В качестве сырья для полиэтиленового сердечника используются полиэтилен высокого давления, а также отходы полиэтиленового производства цеха дробления пластмасс Калининградского опытно-механического завода, на базе которого ведутся работы по созданию сердечника плоской комбинированной дрены.

Гранулированный полиэтилен, предварительно подсушенный, подается в экструдер, затем проходит через формующую головку, где происходит образование сердечника. Далее сердечник вальцуется и охлаждается в специальной ванне. После склеивания бумажной оболочки с сердечником изготовленная дрена наматывается на барабан.

Для погружения в грунт бумажных комбинированных дрен с полиэтиленовым сердечником трестом Калининградоргтехстрой совместно с НИИ оснований разработано несколько методов погружения вдавливанием и вибровдавливанием с использованием базового оборудования - экскаватора Э-652 или вибровдавливающего погружателя свай ВВПС 32/19. Базовая машина оснащается дополнительным специальным навесным оборудованием - инвентарным погружающим устройством, состоящим из наконечника обсадной трубы и вибропогружателя или вдавливающего приспособления, магазином для кассет с рулонами дрен, подъемным устройством для установки барабанов с дреной и другими приспособлениями.

В качестве погружающего устройства используется обсадная труба, имеющая такую форму сечения, которая мало нарушает структуру грунта при погружении. С помощью разработанного обо-

рудования производится предпостроечное уплотнение слабых водонасыщенных грунтов песчаными и бумажно-комбинированными дренами на строительстве ремонтно-механического завода Главнечерноземводстроя (Калининград) и других объектах.

По предварительным расчетам устройство бумажных комбинированных дрен обеспечивает экономическую эффективность по сравнению с песчаными дренами на 35–40%, сокращение же трудовых затрат при этом (в связи с тем, что производительность погружаемого оборудования возрастает в 5–8 раз) еще значительнее.

П. Д. Стрельников, С. А. Фейтельман, П. К. Калейс
(ЦНИИС, Москва)

ГРУНТОТРАМБУЮЩИЕ МАШИНЫ ДЛЯ ТРАНСПОРТНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

Надежное уплотнение насыпей может быть достигнуто путем применения таких грунтоуплотняющих машин, рабочие органы которых способны обеспечить требуемую эффективность уплотнения и необходимую производительность при минимальной энергоемкости процесса, а также высокую маневренность.

Следует отматить, что земляное полотно транспортных сооружений имеет свою специфику – линейный характер, большую протяженность и высоту, ограниченную ширину насыпей, необходимость равномерного уплотнения полотна по всему профилю ее сечения. Это обусловливает небольшие размеры площадок для работы машин, частую сменяемость видов применяемых грунтов.

Наряду с этими обычными условиями весьма часто приходится сооружать насыпи, примыкающие к устоям мостов, у водопропускных труб (в том числе металлических гофрированных), засыпать въезды и съезды на высокие насыпи, производить узкие присыпки к насыпям под вторые железнодорожные пути или при расширении автомобильных дорог, где условия для работы машин характеризуются еще большей стесненностью фронта работ.

Машины, работающие в обычных условиях сооружения насыпей, должны иметь способность разворачиваться на площадке шириной 5 м (или быть реверсивными), быть устойчивыми на поперечных уклонах до 5°, должны преодолевать въезды и съезды крутизной соответственно 1:4 и 1:2, обладать способностью уплотнять насыпи, возводимые из любых видов грунтов, по всей ширине, включая бровочную часть, без опасения сползания машины под откос.

Транспортная скорость машины должна составлять 10 км/ч, общие габариты и масса должны допускать перевозку ее по железной дороге и на трейлере по грунтовым дорогам.

Машина должна обеспечивать производительность 200 и 400 $м^3/ч$, толщину уплотняемого слоя 30–60 см при плотности грунта (0,95–0,98) γ_{max}

Машины, используемые в стесненных условиях транспортного строительства, должны обеспечивать плотность грунта (0,95 –

0,98)γ_{max}, производительность 100 м^3/ч, иметь способность уплотнять связные и несвязные грунты толщиной 0,3–0,4 м, должны разворачиваться на площадке шириной 3 м, в транспортном положении преодолевать подъемы и спуски крутизной 1:2, уплотнять грунт в непосредственной близости от искусственных сооружений, в том числе у металлических гофрированных водопропускных труб.

Исследования показали, что для условий транспортного строительства наиболее целесообразными являются трамбующие машины, так как они способны уплотнять все виды грунтов за один проход, работать в зимних условиях, прорабатывать бóльшие толщины слоев, чем другие машины.

Результаты проведенных исследований и опытно-конструкторских работ с учетом соответствия производственно-технологическим требованиям и правилам охраны труда позволили создать и внедрить в практику строительства следующие грунтоуплотняющие машины трамбующего действия.

Машины для обычных условий строительства. Машина ЦНИИС-ПРМ3, дизельтрамбующая, состоящая из бульдозера Д-271, подвесной рамы, на которой установлены пять дизельтрамбовок, гидроподъемника с автосцепкой, узла топливораспределительной системы и других механизмов для обеспечения работы дизельтрамбовок.

Машина обеспечивает глубину уплотнения 50 см с шириной захвата 2,83 м. Ее рабочая скорость перемещения составляет 60–200 м/ч и производительность 180–220 м^3/ч. Частота ударов трамбовок 68–72 в 1 мин.

Машина УМТС-2 также дизельтрамбующая. Ее базой является бульдозер Д-492; трамбующее оборудование имеет особенность – возможность сдвижки рамы с установленными на ней рабочими органами за след трактора, что дает возможность уплотнять бровку насыпей без опасения сползания машины под откос.

Машина виброударного действия, которая состоит из базового трактора Т-130.1.Г-1 (Т-100М3П), имеет впереди бульдозерное оборудование с гидравлическим управлением, а сзади – трамбующее оборудование. Для получения пониженных рабочих скоростей перемещения в трансмиссию введен ходоуменьшитель. Эта машина также способна уплотнять бровочную часть насыпей. Ее производительность при плотности грунта γ_{max} = 0,95 и толщине уплотняемого слоя 50–70 см – 400 м^3/ч, скорость перемещения – до 1000 м/ч.

Машины для стесненных условий строительства. Машина с электромеханическим приводом, базой для которой является бульдозер Д-535, оборудована специальным ходоуменьшителем. Привод рабочего органа осуществляется от электродвигателя, для питания которого спереди трактора установлен генератор. Масса машины 9500 кг, производительность 100 м^3/ч и толщина уплотненного слоя 0,4 м. Рабочая скорость перемещения 300–800 м/ч.

Машины гидравлические грунтотрамбующие. Базой машины является бульдозер Д-606 или бульдозер Д-535. Машины способны уплотнять бровочную часть насыпи. Привод рабочего органа осуществляется от гидродвигателя. Глубина уплотнения за один проход до 50 см, производительность 100–140 м^3/ч.

Таким образом, проведенные работы позволили не только разработать методику выбора оптимальных параметров грунтотрамбующих машин для различных условий транспортного строительства, но и создать и внедрить в практику типы машин, отвечающих производственно-технологическим требованиям и позволяющих комплексно механизировать работы по сооружению земляного плотна дорожных насыпей.

Созданные в ЦНИИСе машины с успехом применяются также для уплотнения грунтов в гидротехническом, гражданском и промышленном строительствах.

Н. Я. Халитов
(Водгео, Москва)

ПРИМЕНЕНИЕ СВЯЗНЫХ ГРУНТОВ С КРУПНОЗЕРНИСТЫМИ ВКЛЮЧЕНИЯМИ В ПЛОТИНАХ ИЗ МЕСТНЫХ МАТЕРИАЛОВ

Анализ практики плотиностроения в различных странах показывает широкое распространение плотин из местных материалов. В США строится ежегодно 125 плотин, 98% из них – из местных материалов и только 2% – из бетона.

За рубежом построено и строится целый ряд крупнейших земляных и каменнонабросных плотин: Мика (Канада, H = 242 м), Чикуасен (Мексика, H = 240 м), Патиа (Колумбия H= 240 м), Чивор (Колумбия, H = 237 м), Оровилл (США H = 235 м), Кебан (Турция H = 207 м) и т.д.

Подобная тенденция наблюдается и в СССР: строятся Нурекская (H = 315 м) и Чарвакская (H = 167 м) плотины, запроектирована гигантская Рогунская плотина (H = 325 м).

Широкое применение в плотинах из местных материалов нашли связные грунты с крупнозернистыми включениями, самыми распространенными представителями которых являются моренные грунты, чаще всего используемые в противофильтрационных элементах плотин (ядрах и экранах). Коэффициенты фильтрации таких грунтов оказываются достаточно малыми: на плотине Кремаста (Греция) – 10^{-8} – 10^{-9} см/с, на плотине Серр-Понсон (Франция) – $5 \cdot 10^{-7}$ см/с, на плотинах Кугар (США) и Марморера (Швейцария) – 10^{-7} см/с и т.д.

По своим прочностным характеристикам моренные грунты очень близки к крупнообломочным. Достаточно привести следующие примеры: на плотине Оровилл величина $\gamma_{ск}$ = 2,28 т/м^3, на плотине Серр-Понсон $\gamma_{ск}$ = 1,91–2,03 т/м^3 и φ = 34°, на плотине Трансглет (Швеция) φ = 45°, на плотине Мон-Сени (Франция) $\gamma_{ск}$= 2,15 т/м^3 и φ = 37°, на плотине Маттмарк (Швейцария) $\gamma_{ск}$= 4,48 т/м^3, φ = 42° и др.

Широкое распространение получило применение естественных и искусственных смесей глинистых грунтов и различных пород крупнообломочных материалов, которые позволяют повысить прочностные характеристики материалов и снизить их деформируемость. При этом составной частью смеси может являться дробленый щебень слабых пород (сланцев, аргиллитов).

Известный интерес представляет опыт строительства двух индийских плотин – Биниз и Рамганга. На плотине Биниз для ядра плотины были использованы слабые песчаники и глинистые сланцы из полезных выемок под туннели, водосброс и другие сооружения. В центральную часть ядра укладывались в основном сланцы, содержащие менее 50% песчаника. Образцы грунта, отобранные из ядра, имели следующие характеристики: объемная масса скелета – 1,96 т/м^3, коэффициент фильтрации – 10^{-7} – 10^{-8} см/с, число пластичности – 9,5, сцепление – 1,15 кг/см^2.

Ядро плотины Рамганга сооружалось из глинистых сланцев. Раздробленный глинистый сланец укаладывался со средней плотностью, равной 2 т/м^3 при влажности 0,1. В процессе строительства проводились полевые сдвиговые опыты целиков размером 1,2x1,2 x 0,8 м. Угол внутреннего трения в зависимости от нормальных напряжений изменялся от 25 до 28°. В лабораторных экспериментах на стабилометрах были получены углы внутреннего трения 28–32°.

Опыт использования глинобетона (смеси тонко перемолотой глины с гравием и песком) в противофильтрационных элементах плотин из местных материалов дал хорошие результаты. В производственном отношении глинобетон обладает тем преимуществом, что дает возможность регулирования влажности, а это делает укладку его, в значительной степени не зависящей от условий погоды.

Глинобетон характеризует высокие значения плотности и угла внутреннего трения и низкие значения коэффициента фильтрации, что видно, например, на следующих плотинах: Зильвенштейн (ФРГ) – γ = 2,33 т/м^3, φ = 36°, K_ϕ = 10^{-8} см/с, Хаппург (ФРГ) – γ = 2,47 т/м^3, K_ϕ = 10^{-8} см/с, Гешенеральп (Швейцария) – γ = 2,17 т/м^3, φ = 30 – 35°, K_ϕ = $5 \cdot 10^{-7}$ см/с.

В дополнение к приведенным показателям отметим следующие достоинства глинобетона (при условии рационального подбора гранулометрического состава заполнителей): низкую сжимаемость, высокую статическую и фильтрационную устойчивость, малую чувствительность к осадкам.

Интересен опыт использования искусственно приготовленной смеси грунтов нужного гранулометрического состава для японской плотины Миборо высотой 126 м.

Для экрана плотины были использованы искусственные смеси грунтов из четырех месторождений. Два месторождения содержали продукты разрушения гранитов с небольшим (8–17%) количеством фракций $d <$ мм 1, в двух других находилось достаточное (30–50%) количество мелкозема; грунты из карьеров складировались послойно в насыпь, которая в дальнейшем разрабатывалась экскаватором на всю высоту, что обеспечивало однородность смеси. Материал экрана характеризуется следующими показателями: $\gamma_{сх}$ = 2,05 т/м^3, W = 0,08, φ = 35°, K_ϕ = $1 \cdot 10^{-5}$ см/с.

Применяются связные грунты с крупнозернистыми включениями и непосредственно в теле плотин.

Для ускорения процесса консолидации в конструкциях плотин предусмотрены горизонтальные дренажные прослойки. Этот принцип использован при проектировании ряда земляных плотин. Среди плотин этого типа (Аск, Россхаунтен, Бордал 1. Тенугат, Тава и др.)

4663

заслуживает определенного внимания плотина Сельсет высотой 40 м (Великобритания). Тело плотины отсыпано из несортированных тяжелых моренных глин, которые уплотнены слоями по 4,5 м, разделяемыми по горизонтали дренажными прослойками толщиной 0,22 мм из мелкодробленого известняка, отсыпанными с небольшим уклоном от ядра. Моренные глины имели следующие характеристики: верхний предел пластичности 30%, а нижний 16%, число пластичности 14%, оптимальная влажность 10,7%, объемная масса скелета 2,016 т/м^3, плотность 2,67 т/м^3.

Технологические методы возведения противофильтрационных элементов из связных грунтов с крупнозернистыми включениями стали уже классическими: обычно укладка ведется слоями толщиной не более 30–40 см при максимальном размере крупных включений до 200 мм с влажностью глинистой составляющей на 0,02 ниже влажности при пределе раскатывания.

Однако и в этой области существуют два интересных направления: укладка грунта мокрым способом и отсыпка его в воду.

Примером применения шведского мокрого способа, позволяющего укладывать грунт в период сильных дождей, могут служить плотины Летси (H = 85 м) и Мессауре (H = 101 м), построенные с использованием моренных отложений. При этом уплотнение может осуществляться только трактором, так как грунт укладывается с влажностью, близкой к влажности на пределе текучести.

Значительным примером использования метода отсыпки грунта в воду является строительство плотины Серебрянской ГЭС в Заполярье. Моренный грунт отсыпался в воду в прудки-карты, имеющие высоту 3 м и длину 250 м и образуемые продольными и поперечными дамбочками. Ширина прудка равна ширине ядра плотины на соответствующей отметке. Моренный грунт ядра плотины характеризуется следующими показателями: угол внутреннего трения φ = 31°, коэффициент фильтрации $K\varphi$ = 2·10^{-4} см/с. Способ отсыпки грунта в воду прост, экономичен и позволяет вести работы при любой погоде и даже при небольших морозах.

Р. П. Эйдук
(НИИ оснований, Москва)

УПЛОТНЕНИЕ ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТОВ ТЯЖЕЛЫМИ ТРАМБОВКАМИ НА СТРОИТЕЛЬСТВЕ г. НАБЕРЕЖНЫЕ ЧЕЛНЫ

В инженерно-геологическом отношении территория строительства нового района г. Набережные Челны относится к I типу грунтовых условий по просадочности.

Массовой застройке нового района г. Набережные Челны предшествовали исследования, выполненные с целью выбора оптимальных условий подготовки грунтов тяжелыми трамбовками, проверку прочностных характеристик уплотненных грунтов, определение их сжимаемости.

4663

Эффективность уплотнения проверялась в натурных условиях с использованием двух трамбовок – диаметром 1,4 м с массой 4 т и диаметром 1,6 м с массой 5 т. Опытная площадка была выбрана на лёссовидных просадочных суглинках, имеющих объемную массу скелета $\gamma'_{ск} = 1{,}45 \div 1{,}53$ т/м^3 и естественную влажность 0,14–0,18 на глубину до 8 м. Трамбование производилось до условного отказа, равного 2–3 см.

Результаты трамбования показали, что применение трамбовки диаметром 1,4 м позволяет получать глубину уплотнения при минимальной степени плотности на нижней границе 1,6 т/м^3, равную 1,8 м, а при плотности 1,55 т/м^3 – 2,2 м. Для трамбовки диаметром 1,6 м глубина уплотнения соответственно составила 2,2 и 2,5 м. При этом было обнаружено, что при сплошном трамбовании площадей размером более чем 3х3 м следа трамбовки глубина уплотнения увеличивается на 0,5 м по сравнению с опытным уплотнением в три последовательных следа.

Исследование прочностных и деформативных характеристик выполнялись на тех же грунтах, уплотненных до степени плотности от 1,5 до 1,8 т/м^3.

Результаты исследований уплотненных грунтов по методике медленного консолидированного сдвига показали, что сцепление и угол внутреннего трения существенно зависят от влажности и степени плотности грунта. Для изученного диапазона степени уплотнения грунта в водонасыщенном состоянии сцепление изменялось от 0,02 до 0,4 кгс/см^2, а угол внутреннего трения от 24°30′ до 29°30′, увеличиваясь соответственно по мере увеличения объемной массы скелета.

Полученные прочностные характеристики позволили определить расчетные давления в зависимости от степени уплотнения, которые соответственно изменялись от 2,8 до 7,9 кгс/см^2.

Проверка сжимаемости грунтов производилась в натурных условиях с помощью опытных фундаментов площадью 2 м^2. Максимальное давление по подошве фундамента составило 4,3 кгс/см^2.

Для получения сопоставимых результатов испытания проводились на грунтах естественного сложения и уплотненных трамбованием на глубину до 3 м. С целью создания наиболее неблагоприятных условий, грунты в основании опытных фундаментов увлажнялись до степени влажности 0,8–0,9.

Результаты испытаний показали, что осадка фундамента на естественном основании превысила 200 мм, а фундамента на уплотненном основании составила 16 мм, сжимаемость уплотненных грунтов при полном их водонасыщении в 10–12 раз ниже сжимаемости грунтов естественного сложения: модуль деформации составляет 140 кгс/см^2, коэффициент изменчивости сжимаемости уплотненных суглинков при изменении влажности – 1,25.

Результаты исследований позволили подготовить соответствующие рекомендации по подготовке оснований. Для зданий высотой до пяти этажей было рекомендовано уплотнение грунта основания трамбовками диаметром 1,4 м и массой 3,4–4 т, а для зданий высотой более девяти этажей трамбовками диаметром 1,6 м и массой

4083

4,5–5 т с обеспечением в уплотненной зоне на глубину до 3 м объемной массы скелета грунта, равной 1,6 т/м^3.

Опыт применения уплотнения показал, что, как правило, фактическая степень уплотнения превышает проектную.

Для анализа результатов производственного уплотнения на строительстве нового района г. Набережные Челны были использованы данные контрольного определения, полученные за период с 1973 по 1975 г. по 629 контрольным шурфам. Статистический анализ результатов контрольного определения объемной массы скелета уплотненных суглинистых грунтов выполнялся путем: построения гистограмм распределения объемной массы скелета грунта на глубину 3 м через 0,5 м по глубине; определения характера изменения средней степени уплотнения грунта по глубине в интервале каждого года; построения графической зависимости степени уплотнения грунта от влажности на всю контролируемую глубину.

Анализ гистограмм распределения степени плотности уплотненных трамбованием грунтов показал, что на глубину до 1 м объемная масса скелета грунта находится в пределах от 1,6 до 2 т/м^3 и с увеличением глубины снижается, составляя для глубины 1,5–2,5 м значения от 1,54 до 1,96 т/м^3.

Средние значения объемной массы скелета уплотненного грунта, полученные на основании статистического анализа, показали, что фактическая глубина уплотнения для трамбовок диаметром 1,4 м превышает глубину, полученную при опытном уплотнении, и составляет 2,75 м при средней степени плотности на нижней границе, равной 1,65 т/м^3. При этом средняя объемная масса скелета грунта по глубине соответственно составила: на глубине до 1,25 м – более 1,8 т/м^3, на глубине до 2,25 м – до 1,7 т/м^3, а на глубине 2,75 м – до 1,65 т/м^3.

Фактическое повышение средней степени плотности при трамбовании по сравнению с опытным объясняется: значительными площадями уплотнения, а также повышением числа ударов трамбовки и увеличением высоты сбрасывания ее до 6–7 м вместо 4–5 м при опытном трамбовании.

Анализ зависимости степени плотности уплотненного грунта от его влажности позволяет установить, что: влажность уплотняемых грунтов изменялась в интервале от 0,05 до 0,2, что существенно больше нормативно допустимых значений; практически во всех случаях достигнута необходимая степень уплотнения; наиболее эффективный интервал влажностей для уплотнения суглинистых грунтов находится в пределах от 0,08 до 0,16; оптимальное значение влажности на основании статистической обработки находится в пределах от 0,1 до 0,14; предпочтительный интервал оптимальной влажности по результатам производственного уплотнения оказывается шире, чем при опытном уплотнении на 0,03–0,06.

4663

З. Х. Ядгаров
(Среднеазиатский филиал НИИ оснований)

УПЛОТНЕНИЕ ЛЕССОВЫХ ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТОВ ТЯЖЕЛЫМИ ТРАМБОВКАМИ В УСЛОВИЯХ ТАШКЕНТА

Выбор методов устранения просадочных свойств грунтов в пределах деформируемой зоны, назначение оптимальных параметров подготовки оснований существенным образом влияют на качество, сроки и эксплуатационную надежность возводимого сооружения.

Для ликвидации просадки в пределах деформируемой зоны и повышения несущей способности основания в условиях застройки г. Ташкента широкое распространение получил метод поверхностного уплотнения просадочных грунтов тяжелыми трамбовками. Применение указанного метода, как правило, полностью устраняет просадку грунта в пределах деформируемой зоны, но при этом часто возможны затруднения из-за отсутствия нормативных документов, регламентирующих технологию устройства оснований заданной толщины применительно к местным грунтовым условиям.

В связи с изложенным основной задачей настоящей работы являлось изучение влияния числа ударов трамбовками на глубину уплотнения и высоты сбрасывания трамбовки на качество и глубину уплотненного слоя.

Исследования по отработке технологии уплотнения включали комплекс полевых и лабораторных работ на площадках с различными грунтовыми условиями.

По результатам лабораторных испытаний, проведенных на монолитах грунтов с ненарушенной структурой, грунты относятся к легким суглинкам с числом пластичности $J_p = 0{,}07 \div 0{,}09$. Влажность грунтов изменяется от 0,15 до 0,21. Объемная масса скелета грунта составляет 1,33–1,58 т/м^3. Результаты определения относительной просадочности позволяют отметить, что грунты обладают просадочными свойствами только при нагрузках в 2–3 кгс/см^2, при этом значения коэффициента относительной просадочности соответственно равны 0,013–0,03. Угол внутреннего трения и сцепление характеризуются значениями: $\varphi = 26 \div 28^\circ$, $C = 0{,}09 \div 0{,}12$ кг/см^2.

Участок строительства массива "Ташсельмаш" представлен лессовой супесью с числом пластичности $J_p = 0{,}05$–$0{,}07$. Влажность их меняется в пределах от 0,13 до 0,2. Объемная масса скелета грунта, увеличиваясь с глубиной, изменяется в пределах от 1,4 до 1,48 т/м^3.

Грунты обладают просадочными свойствами при нагрузках в 1 кгс/см^2 и более. Коэффициент относительной просадочности при этих значениях составляет 0,016–0,04. Угол внутреннего трения и сцепление характеризуются значениями: $\varphi = 28^\circ \div 29^\circ$ $C = 0{,}07 - 0{,}09$ кг/см^2.

Комплекс полевых испытаний включал изучение влияния числа ударов и высоты сбрасывания на глубину уплотнения и характер понижения трамбуемой поверхности от указанных факторов и физи-

4663

ко-механических свойств грунтов. Была использована трамбовка в виде усеченного конуса массой 3 т с диаметром основания 1,2 м. Грунт уплотнялся при 4, 8 и 12 ударах по одному следу, а высота сбрасывания составляла 3 и 5 м.

Общее понижение трамбуемой поверхности определялось нивелированием после каждых двух ударов. Глубина уплотнения определялась путем отбора проб в шурфах. При этом за нижнюю границу достаточно уплотненного слоя принимали глубину, на которой плотность грунтов составляла 1,6 т/м^3. Определение глубины уплотнения лёссовых суглинков при различном режиме трамбования производилось при влажности, близкой к оптимальной (0,16–0,18), и при влажности ниже оптимальной на 5% (0,13–0,15).

В процессе исследований изучался характер понижения поверхности трамбуемого массива. Приведенные на рис. 1 графики показывают, что величина понижения поверхности h зависит от ударов по следу n, высоты сбрасывания трамбовки и определяется первоначальными характеристиками уплотненного грунта. Так, при уплотнении грунтов с влажностью, близкой к оптимальной, и плотности порядка 1,4–1,57 т/м^3 при высоте сбрасывания трамбовки в 3 м понижение поверхности составило 18, 25 и 30 см при 4, 8 и 12 ударах по следу. Увеличение высоты сбрасывания до 5 м приводит к повышению величины понижения поверхности в 1,25–1,3 раза.

Уплотнение грунта при влажности на 4–5% ниже оптимальной и плотности 1,4–1,45 т/м^3 величины понижения поверхности составили 15, 22, 24 см при 4, 8 и 12 ударах по следу и высоте сбрасывания 3 м. При высоте сбрасывания 5 м понижение поверхности составило соответственно 18, 26, 32 см, т.е. увеличилось в 1,2 – 1,22 раза.

Следует отметить, что после 12–14 ударов по следу величина понижения трамбуемой поверхности от каждого удара становится практически постоянной, т.е. процесс формирования уплотненного ядра заканчивается. По результатам экспериментов за величину "отказа" в изученных условиях следует принимать понижение трамбуемой поверхности на 1,5–2 см после каждого удара.

Плотность грунтов по глубине изменялась в зависимости от числа ударов и высоты сбрасывания. Если принять за глубину достаточного уплотнения грунт с плотностью 1,6 т/м^3, толщина уплотненного слоя при влажности, близкой к оптимальной, составила порядка 70–80, 130–160 и 160–180 см соответственно при 4, 8, 12 ударах по следу и высоте сбрасывания в 3 м. Возрастание высоты сбрасывания до 5 м увеличивало глубины уплотнения при указанном числе ударов до 80–100, 140–180 и 180–200 см.

Лёссовые супеси, имеющие природную влажность ниже оптимальной, в последующем доуплотнялись.

Приведенный на рис. 2 график может быть использован для предварительного назначения числа ударов трамбовки для получения заданной глубины уплотнения и принятом в описанных опытных работах режиме уплотнения.

Компрессионные испытания уплотненных грунтов показали, что при достижении плотности 1,6 т/м^3 грунты становятся непросадочными даже при нагрузках 3 кгс/см^2, при этом сцепление и угол

4663

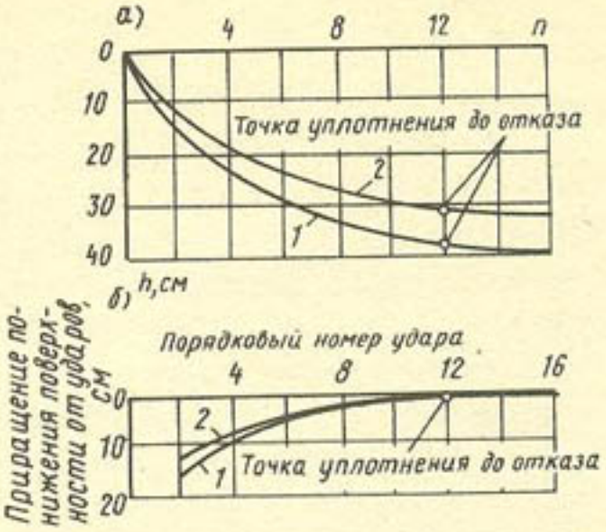


Рис. 1. Понижение трамбуемой поверхности h в зависимости от числа ударов n (а) и от каждых двух ударов (б)
1 – в суглинке; 2 – в супеси

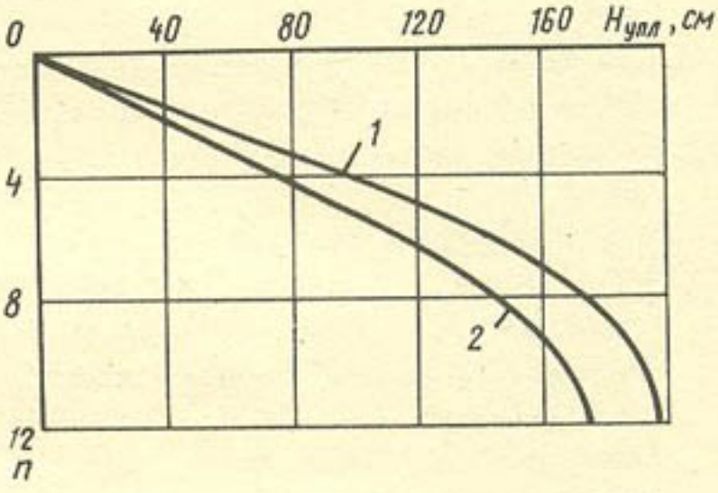


Рис. 2. Изменение глубины уплотнения $H_{упл}$ для суглинка (1) и супеси (2) при $\gamma_{ск} > 1{,}6$ т/м^3 в зависимости от числа ударов n

внутреннего трения составляют: C = 0,2–0,28 кг/см^2 и φ = 27–29°.

Обобщая результаты исследований, можно сделать следующие выводы: уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками является достаточно эффективным методом подготовки оснований; уплотнение грунтов при оптимальной влажности 4, 8, 12 ударами по следу при высоте сбрасывания 5 м позволяет создать уплотненный слой толщиной соответственно 80–100, 140–180 и 180–200 см; грунты, уплотненные до объемной массы скелета грунта 1,6 т/м^3, являются непросадочными при дополнительных нагрузках до 3 кгс/см^2, при этом прочностные характеристики грунтов повышаются.

4663

ОРГКОМИТЕТ

IX ВСЕСОЮЗНОГО СОВЕЩАНИЯ ПО ЗАКРЕПЛЕНИЮ И УПЛОТНЕНИЮ ГРУНТОВ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Председатель Оргкомитета:

Духовный В.А., канд. техн. наук, директор Среднеазиатского научно-исследовательского института ирригации им. В.Д. Журина, Ташкент.

Заместители председателя Оргкомитета:

Ржаницын Б.А., заслуженный деятель науки и техники РСФСР, д-р техн. наук, проф., зав. лабораторией НИИОСПа, председатель секции оснований, фундаментов и механики грунтов Центрального Правления НТО стройиндустрии, Москва.

Адылов А.А., канд. техн. наук, зав. лабораторией САНИИРИ, Ташкент.

Кавтаров П.И., председатель Госстроя УзССР, Ташкент.

Ученый секретарь Оргкомитета:

Кенджаев Р.К., канд. техн. наук, ст. науч. сотр. САНИИРИ, Ташкент.

Члены оргкомитета:

Аббасханов Н.А., председатель Узб. НТО стройиндустрии, Ташкент.

Адамович А.И., д-р техн. наук, ВНИИГ им. Веденеева, Ленинград.

Ананьев В.П., д-р геол.-минерал. наук, проф., ректор РИСИ, Ростов-на-Дону.

Аскаров Х.А., канд. техн. наук, член НК МГиФ и секции оснований, фундаментов и механики грунтов Центрального Правления НТО стройиндустрии, зав. кафедрой ТИИИМСХа, Ташкент.

Безрук В.М., д-р геол.-минерал. наук, проф., СоюздорНИИ, Москва.

Буачидзе И.М., чл.-корр. АН ГрузССР, д-р геол.-минерал. наук, проф., Тбилиси.

Винокуров Е.Ф., д-р техн. наук, проф., зам. директора НИИСиА, Минск.

Голубков В.П., д-р техн. наук, проф., зав. кафедрой ОИСИ, Одесса.

Гольдштейн М.Н., д-р техн. наук, проф., зав. кафедрой, ДИИТа, Днепропетровск.

Далматов Б.И., д-р техн. наук, проф., зав. кафедрой ЛИСИ, Ленинград.

Джурабеков И.Х., министр мелиорации и водного хозяйства УзССР, Ташкент.

Иванов П.Л., чл.-корр. АН СССР, д-р техн. наук, проф., зав. кафедрой ЛПИ, Ленинград.

Казакбаев К.К., д-р техн. наук, проф., зав. кафедрой ТашПИ, Ташкент.

Крутов В.И., д-р техн. наук, зав. лабораторией НИИОСПа, Москва.

Ларионов А.К., д-р геол.-минерал. наук, проф., зав. кафедрой ЛГУ, Ленинград.

Литвинов И.М., д-р техн. наук. проф., НИИСК, Киев.

Мавлянов Г.А., академик АН УзССР, д-р геол.-минерал. наук. проф., директор института сейсмологии АН УзССР, Ташкент.

Маслов Н.Н., д-р техн. наук, проф., зав. кафедрой МАДИ, Москва.

Мусаэлян А.А., д-р геол.-минерал. наук, директор филиала НИИОСПа, Душанбе.
Мустафаев А.А., д-р техн. наук, проф., зав. кафедрой АзИСИ, Баку.
Никитенко Ф.А., д-р техн. наук, проф., зав. кафедрой НИИЖТа, Новосибирск.
Омеров С.А. министр строительства УзССР, Ташкент.
Рождественский Е.Д., д-р техн. наук, проф., ТИИИМСХа, Ташкент.
Сергеев Е.М., чл.-корр. АН СССР, д-р геол.-минерал. наук, проф., проректор МГУ, Москва.
Соколович В.Е., д-р техн. наук, ст. науч. сотр. НИИОСПа, Москва.
Тер-Степанян Г.И., д-р техн. наук, проф., зав. кафедрой ИГ АН АрмССР, Ереван.
Токарь Р.А., канд. техн. наук, ст. науч. сотр. института Фундаментпроект, Москва.
Трофименко Ю.Г., канд. техн. наук, директор института Фундаментпроект, Москва.
Федоров Б.С., канд. техн. наук, директор НИИОСПа, Москва.
Цытович Н.А., чл.-корр. АН СССР, д-р техн. наук, проф., почетный президент НК МГиФ, Москва.
Черкасов И.И., д-р техн. наук, проф., зав. кафедрой МИИТа, Москва.
Чувелев В.К., канд. техн. наук, ст. науч. сотр. НИИОСПа, Москва.

СОДЕРЖАНИЕ

Предисловие 3

Ганичев И.А. Итоги и задачи работ по закреплению и уплотнению грунтов для строительства 5

Ржаницын Б.А. Фундаменты из закрепленного грунта . . 12

Джурабеков И.Х. Орошаемое земледелие в Узбекистане и проблемы закрепления и уплотнения грунтов 22

Раздел I. Закрепление грунтов

Абрамова Т.Т., Тейшова И.П. Влияние состава песчаных грунтов на эффективность их закрепления силикатным раствором с органическим отвердителем 29

Авдеева Г.А. Расчет продолжительности инъекции силиката натрия при силикатизации лессового грунта 32

Адылходжаев А.И., Фазилов Т.И. Закрепление подвижных песков и укрепление песчаных грунтов госсиполовой смолой 32

Адылов А.А. Применение лёссовых грунтов, закрепленных полимерами, в качестве фильтра закрытого горизонтального дренажа 37

Акимов А.А. Химически стойкие основания из закрепленного грунта 40

Алексеев В.М., Липсон Г.А. Влияние структуры глинистых грунтов на процессы их электрохимического закрепления 42

Ананьев В.П., Зеленский В.Ю., Шувалова Л.П., Трусова С.В., Белоключевский В.В. К вопросу о силикатизации лёссовых грунтов 45

Архипов А.И. Закрепление грунтов основной площадки земляного полотна железных дорог методом силикатизации 48

Базин Е.Т. К вопросу электрохимического закрепления торфяных грунтов 50

Баранов В.Н., Черный А.Т. Косвенные методы определения физико-механических свойств силикатированных грунтов 54

Баушев В.К., Косяк Л.И. Инъекция крупнопористых пород с большими скоростями фильтрации 57

Баушев В.К., Косяк Л.И., Яшкуль Д.М. Уплотнение малопроницаемых фильтрующих грунтов и конструкций 59

Безрук В.М. Характеристика свойств укрепленных грунтов 61
Безрук В.М., Закурдаева О.Ф. Характеристика отходов ТЭС Дальнего Востока и использование этих отходов при устройстве оснований из местных грунтов, укрепленных комплексным вяжущим 64
Бекетов А.К., Селезнев А.Ф., Азархин В.М. Расчет системы "закрепленный ленточный массив – лёссовая среда" по предельным состояниям в грунтовых условиях 1 типа по просадочности 67
Бекетов А.К., Селезнев А.Ф., Качан Ю.И. Расчет вертикальных напряжений в закрепленном силикатизацией лёссовом массиве с учетом отрицательного сопротивления по его боковой поверхности 70
Бескровный В.М., Дежина Н.С. Об использовании для укрепления грунтов вяжущих из нефелинового шлама глиноземного производства 72
Бутлицкий Ю.В., Петренко В.К. Физико-химические процессы, протекающие в битумогрунтах 76
Воронкевич С.Д., Голоднов В.М., Сергеев В.И. Шимко Т.Г. Влияние сорбции на искусственное закрепление грунтов силикатными растворами 78
Воронкевич С.Д., Евдокимова Л.А., Ларионова Н.А. Новый тампонажный раствор на основе лигносульфоната кальция (ССБ) 82
Васильев Ю.М. Усадка цементогрунта при твердении . . 85
Горбунов Б.П. Гидравлическое сопротивление инъекторов 88
Горлов В.С. О коррозии металлов при закреплении грунтов способом смолизации 89
Данилевич Т.И., Чувелев В.К. Повышение активности лёсса при силикатизации 93
Демин В.Ф., Попов Ю.Д., Сулимов В.С., Брик А.Л., Реховский Ю.Д., Шантилов В.Ф. Способ укрепления защитного слоя песка при ремонте гидроизоляции железнодорожных мостов 96
Демин В.Ф., Урбаневич В.П. Закрепление карбонатных грунтов зоны разлома на ИнгуриГЭС 100
Джаиани Л.Г., Кушнир С.Я., Очинский В.В. О перспективе применения метода электрохимического закрепления грунтов при строительстве Тобольского нефтехимического комбината 103
Дудкин А.С., Гурячков И.Л., Варызгин Е.С. Шебеночные материалы, укрепленные вяжущими, для устройства железнодорожной балластной призмы 105
Дыдышко П.И., Першин В.П., Кочерова Н.Д. Стабилизация грунтов земляного полотна с помощью гидроизоляционных покрытий 109
Евдокимова Л.А., Ларионова Н.А., Огородникова Е.Н., Соколов В.Н. Исследование процессов структурообразования песчаного зологрунта на основе торфяной золы и способа их активизации 113

Евдокимова Л.А. Кислотная активизация зол гидроудаления при укреплении их известью 116
Жукова Р.С., Билеуш А.И., Писаревич Н.В. О поверхностном закреплении лёссовых склонов 119
Зайцева Л.Г., Грачев Ю.А. Закрепление водонасыщенных глинистых грунтов продуктами электролитической коррозии металлических электродов 123
Зайцева Л.Г., Квурт О.В., Богданова Л.Г. Исследование прочностных и деформативных характеристик закрепленных грунтов 125
Заварин В.С. Применение этилацетата в качестве отвердителя силикатных растворов для закрепления песчаных грунтов 128
Ибрагимов М.Н. Новые рецептуры тампонажных растворов на основе карбамидных смол 130
Исаев Б.Н., Зеленский В.Ю., Неизвестный Л.К., Топорков В.Д. Новый комплекс оборудования для лабораторного закрепления грунтов 133
Канаков Г.В. Фундаменты многоэтажных зданий на закрепленном лёссовом грунте при технико-экономической оценке различных вариантов 136
Кейльман В.А., Матуа В.П. Укрепление лёссовых грунтов "составленными" минеральными вяжущими с использованием в их составе зол-уноса ТЭС 138
Кузин Б.Н., Гороховская И.Н., Рыбасов А.М., Поляков Л.Л. Эффективность закрепления грунтов при строительстве завода "Атоммаш" 141
Кузин Б.Н., Гороховская И.Н., Рыбасов А.М., Явич Б.И. Технология и технико-экономические показатели устройства фундаментов из силикатированных лёссовых грунтов в Волгодонске 144
Кузин Б.Н., Раецкий Г.Н., Михалев Н.И., Кравченко В.Н., Померанцев А.М., Чубенко Е.Ф., Бадеев С.Г. Исследование ползучести лёссового грунта нарушенной структуры, закрепленного силикатизацией, на автоматической испытательной установке 147
Кузьменко В.Н. Характеристика способов закрепления связных грунтов, применимых в условиях орошаемого земледелия 150
Лаптин Н.Е., Тордуа С.Б., Чепелев В.В. Ликвидация пучения грунтового основания электрохимическим способом... 153
Липская Ф.Я. Расчет оптимального состава и прогнозирование свойств известкого-песчаниковых смесей для устройства слоев дорожной одежды 156
Логинова П.И., Аксенов С.В. Исследование ультразвуковым методом кинетики структурообразования в грунтах, обработанных вяжущими материалами 156
Луканина Т.М., Гурячков И.Л., Левченко А.В., Васюкова Л.Н., Константинов Н.П. Укрепление грунтов с использованием органических отходов в виде жидких смол . . 160

Луканина Т.М., Фридман А.А. Применение новых органических отходов промышленности для устройства оснований из укрепленных грунтов 163
Левченко А.В., Ганжара Н.Ф. Роль микроорганизмов при укреплении гумусированных грунтов известью 166
Мельниченко В.П., Ткачев В.А. Активизация зол-уноса 168
Мулюков Э.И. Перспективы развития химического закрепления грунтов в области фундаментостроения 172
Мулюков Э.И. Роль карбонатных и глинистых примесей при смолизации грунтов 174
Неизвестный Л.К. О возможностях армирования закрепленного грунта в фундаментах 177
Першин М.Н., Баринов Е.Н. Укрепление грунтов композиционными вяжущими материалами на основе сланцевых смол 180
Петренко В.К. Использование метода факторного планирования при определении прочностных характеристик укрепленных засоленных грунтов 183
Приходченко О.Е., Селезнев А.Ф., Азархин В.М., Расчет напряжений и перемещений в грунтовой системе "закрепленный массив – лёссовая среда" при действии полосообразной нагрузки 186
Поляков В.Л. Определение эффективного режима нагнетания растворов при технической мелиорации грунтов . . . 188
Попов Ю.Д., Демин В.Ф. К вопросу о рациональной технологии инъецирований грунтов 192
Ржаницын Б.А., Курденков Л.И., Ибрагимов М.Н., Вебер И.Б. Химическое закрепление грунтов в основаниях существующих зданий с применением горизонтальной технологии инъецирования 196
Рогова Л.В. Повышение морозостойкости силикатированного лёссового грунта 200
Соколович В.Е. Повышение силикатного модуля в растворах жидкого стекла 202
Соколовский А.Т., Злочевская Р.И., Богданов И.Я. Влияние поля пульсирующего тока на степень электроосмотического осушения водонасыщенных грунтов 205
Степанова Е.В., Заварин В.С. Отверждение силикатных растворов формамидом 208
Степура И.В., Заболотный П.П., Метелюк Н.С., Губенко В.И. Защита зданий при просадке оснований термическим методом 211
Степура И.В., Цетва Н.Н., Сырых В.М. Управление фильтрацией теплоносителя при термическом закреплении грунтов 214
Ткачев В.А., Аксенов С.В. Поликомплексная композиция для укрепления грунтов 218
Токин А.Н. Цементогрунтовые плиты для устройства фундаментов и облицовок каналов 221
Томберг К.И. Некоторые вопросы теоретических основ солевой мелиорации песков толщи сезонного промерзания 224

Фридман А.А. Исследование сдвигоустойчивости и релаксирующей способности грунтов, укрепленных битумной эмульсией совместно с цементом 227
Фридрих Н.Г., Сухоруков Ю.М. Деформативные свойства песков, укрепленных малоактивными вяжущими веществами 230
Фурсов Л.Ф., Яковлева И.И., Накидалюк Р.П. Использование золы-уноса при заполнительной цементации гидротехнических туннелей 232
Халикулов А.И. Химическое закрепление лёссовых грунтов с повышенной влажностью при строительстве подземных сооружений 235
Цветков В.С. Учет технологических факторов при проектировании состава цементогрунтовых смесей 238
Чепелев В.В. Электрохимическое укрепление грунтов с применением растворов синтетических смол и их мономеров 241
Шестаков В.Н., Старцев И.Б. Оптимизация состава укрепленных грунтов для дорожных одежд 243
Шугалей Р.Т., Тетельмин В.В. Коллоидные цементно-полимерные растворы для инъекционного закрепления грунтов 247
Яковлева И.И. Цементно-коллоидные растворы в гидротехническом строительстве 251

Раздел П. Уплотнение грунтов

Аббасов П.А. Влияние предпостроечного уплотнения слабых грунтов на несущую способность плоскопрофилированных свай 255
Алиш-заде П.С., Исмаилов Т.И. Выбор оптимальных параметров двух противопросадочных мероприятий 258
Аскаров Х.А., Ядгаров З.Х. Влияние подводного взрыва на водопроницаемость лёссовых грунтов 261
Беглов Ф.Ф. Упрочнение грунтов в траншеях закрытого горизонтального дренажа трамбованием 265
Божко А.Г. Производство работ по вытрамбовыванию котлованов 266
Власов Ю.В. Уплотнение грунтов трамбовками повышенной массы 269
Галицкий В.Г. Деформации сооружений в связи с аварийным замачиванием просадочных грунтов 272
Гильман Я.Д., Резников В.П. Особенности проектирования упрочненных лёссовых оснований на модели двухслойной среды 275
Горелик А.М., Юровский Б.Л. Методика получения деформативных показателей уплотняемых насыпных грунтов для назначения рациональной степени их уплотнения 276
Джумаев К.М. Формы и размеры щебеночной подушки, получаемой путем вытрамбовыванию щебня в дно котлована . 278
Дондыш А.М. Сопротивление сдвигу грунта по подошве фундамента при комплексном воздействии вертикальных и горизонтальных сил 281

Дондыш А.М., Мальцев А.Т. Несущая способность свай с уплотненным ядром при воздействии наклонных сил . . . 284
Дудукалов В.Т. Разуплотнение глинистых грунтов в результате увлажнения 287
Дудукалов В.Т., Александрова Т.П. Влияние замораживания на уплотненный грунт 291
Иванов П.Л., Крутов А.П. Уплотнение малосвязных намытых грунтов глубинными взрывами 293
Казакбаев К.К., Расулов Х.З., Частоедов Ю.Н., Сайфиддинов С. Исследование виброуплотняемости водонасыщенных песков 296
Казакбаев К.К., Корчевский В.Ф., Петров Г.Н. Уплотнение крупнообломочных грунтов в гидротехническом строительстве 299
Калганов В.Ф., Батуркин М.А., Перминов Н.А. Электроосмотический способ погружения крупных опускных колодцев 301
Каюмов А.Д., Казарновский В.Д. Влияние влажности лёссовых грунтов при уплотнении на его структурно-механические свойства 305
Кириллов А.А., Колманов А.В., Керимов Т.А. Некоторые результаты применения новых методов подготовки лёссового просадочного основания при строительстве закрытой оросительной сети 306
Кириллов А.А., Семушкина Л.А., Кириллов Ю.А. Гоморова Л.В. Расчет параметров электроискрового уплотнения просадочных грунтов 309
Коваленко Н.И., Андреичев М.В., Корольков В.Н. Прокладка газопроводов в обводненных неустойчивых грунтах Средней Азии 312
Костельов М.П., Иевлев В.М., Слонов В.Г. Особенности уплотнения грунтов в траншеях 313
Крутов В.И. Современное состояние и основные направления развития методов уплотнения просадочных грунтов . 315
Крутов В.И., Божко А.Г. Исследование фундаментов в вытрамбованных котлованах на вертикальные и горизонтальные нагрузки 319
Кузьмицкий В.А., Макарук П.Н. Об упрочнении песчаного намывного грунта 323
Мариупольский Л.Г., Карпиенко В.М. Применение свай из термически закрепленных грунтов 326
Маркин Б.П. Уплотнение вулканогенных пепловых грунтов в основаниях зданий и сооружений 327
Мусаэлян А.А., Вильфанд А.Г. Экспериментальные исследования и совершенствование метода уплотнения просадочных грунтов энергией глубинных взрывов 330
Мусаэлян А.А., Сальников Л.Ф. Некоторые пути повышения несущей способности оснований, сложенных водонасыщенными лёссовыми грунтами 332
Госькова Г.С., Окулова М.Н. Исследование прочностных

и деформативных свойств уплотненных глинистых грунтов г. Томска 335
Пак С.Д. Уплотнение грунта пневмокатком 337
Рабинович И.Г. Результаты уплотнения просадочных грунтов замачиванием в Узбекистане 341
Сквалецкий Е.Н. Уплотнение просадочных грунтов предварительным замачиванием при строительстве сельских поселков 345
Светинский Е.В., Еремеев В.Г., Чижевский Г.Б. Новые конструкции вертикальных дрен 347
Стрельников П.Д., Фейтельман С.А., Калейс П.К. Грунтотрамбующие машины для транспортного строительства . . 350
Халитов Н.Я. Применение связных грунтов с крупнозернистыми включениями в плотинах из местных материалов 352
Эйдук Р.П. Уплотнение просадочных грунтов тяжелыми трамбовками на строительстве г. Набережные Челны . . . 354
Ядгаров З.Х. Уплотнение лёссовых просадочных грунтов тяжелыми трамбовками в условиях Ташкента 357

Госстрой СССР
Госстрой УзССР
Центральное и Узбекское правления НТО стройиндустрии Министерства мелиорации и водного хозяйства СССР и УзССР
Ордена Трудового Красного Знамени научно-исследовательский институт оснований и подземных сооружений им. Н.М. Герсеванова Госстроя СССР
Средневзиатский ордена Трудового Красного Знамени научно-исследовательский институт ирригации им. В.Д. Журина

ЗАКРЕПЛЕНИЕ И УПЛОТНЕНИЕ ГРУНТОВ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

(Тезисы докладов на IX Всесоюзном научно-техническом совещании)

Редакция литературы по инженерному оборудованию
Зав. редакцией И. П. Скворцова
Редакторы Г. А. Лебедева, И. П. Скворцова, Н. А. Хаустова
Мл. редактор А. А. Минаева
Внешнее оформление художника А. А. Бекназарова
Технический редактор Р. Я. Лаврентьева
Корректор Г. С. Масолова
ИБ № 2274

Подписано в печать 22/Ш - 1978 г. Т — 07017
Формат 70x108 1/16 Бумага офсетная 32,2 усл. печ. л. (25,76 уч.-изд. л.) Изд. № XX-7871 Тираж 1000 экз.
Заказ № 4663 Цена 2 р. 30 к.

Стройиздат, 103006, Москва, Каляевская ул., 23-а

Отпечатано в Производственно-издательском комбинате ВИНИТИ г. Люберцы, Октябрьский пр. 403