

П.Л.Иванов

---

УПЛОТНЕНИЕ  
МАЛОСВЯЗНЫХ  
ГРУНТОВ  
ВЗРЫВАМИ



П.Л.Иванов

---

УПЛОТНЕНИЕ  
МАЛОСВЯЗНЫХ  
ГРУНТОВ  
ВЗРЫВАМИ



МОСКВА "НЕДРА" 1983

Иванов П.Л. Уплотнение малосвязных грунтов взрывами. М., Недра, 1983, 230 с.

Приведены основные положения о действии взрыва в водонасыщенных грунтах и процессах, происходящих при уплотнении несвязных грунтов. Рассмотрены способы уплотнения малосвязных водонасыщенных грунтов глубинными, поверхностными и подземными взрывами, технологические схемы производства работ, вопросы управления процессом уплотнения и контроля за его качеством.

Изложены разработанные в последние годы основы теории консолидации водонасыщенных грунтов при динамических воздействиях, приведены новые расчетные методы оценки уплотнения, широко представлен производственный опыт.

Для инженерно-технических и научных работников, занятых проектированием и ведением взрывных работ в строительстве.

Табл. 20, ил. 128, список лит. — 50 назв.

Рецензент — проф., д-р техн. наук А.А. Вовк (Институт геофизики АН УССР)

“Основными направлениями экономического и социального развития СССР на 1981—1985 годы и на период до 1990 года”, принятыми XXVI съездом КПСС, предусматриваются интенсивная разработка и внедрение новых технологий, поиск наиболее экономичных решений задач, в частности в области строительства.

Метод уплотнения водонасыщенных малосвязных грунтов взрывами зарядов ВВ является весьма эффективным средством увеличения прочности оснований сооружений, а также уменьшения их деформируемости при действии статических и в особенности динамических нагрузок. По сравнению с другими динамическими способами уплотнения грунтов основной особенностью метода взрывов является использование весьма мощного, доступного и сравнительно дешевого источника динамических воздействий.

Взрывные работы широко применяются в народном хозяйстве Советского Союза, особенно в строительстве. Одним из сравнительно новых и развивающихся направлений использования взрывов в строительстве является применение их для уплотнения грунтов.

В зависимости от расположения заряда ВВ относительно уплотняемого объема водонасыщенного малосвязного грунта могут быть выделены глубинные, поверхностные и подводные способы уплотнения взрывом. При уплотнении грунтов глубинными взрывами заряды погружают в грунт на глубину, исключаящую выброс и существенный выпор грунта при взрыве. В способе поверхностных взрывов используются накладные заряды, взрывающиеся на поверхности грунта. При уплотнении грунтов подводными взрывами заряды ВВ опускают в воду и взрывают над поверхностью грунта.

Опытное уплотнение влажных песчаных грунтов глубинными взрывами впервые выполнено Н.Н. Масловым и Н.А. Филимоновым [24].

Первые глубинные взрывы в практически полностью водонасыщенных песках выполнены под руководством В.А. Флорина на строительстве Волжской ГЭС им. В.И. Ленина (П.Л. Ивановым, А.П. Строкиным). На основании данных, полученных при взрывах одиночных зарядов, автором разработана методика уплотнения песка групповыми зарядами [8, 9] и уплотнен опытный участок на одном из островов Волги. Опытные взрывы продолжены в песчаных грунтах на строительстве Волжской ГЭС им. В.И. Ленина и Волжской ГЭС им. ХХI съезда КПСС (выполнены автором при участии Г.М. Сюндюкова и Н.Д. Красникова). Впервые уплотнение глубинными взрывами намывных под воду песчаных грунтов выполнено на строительстве Горьковской ГЭС сотрудниками лаборатории механики грунтов ЛПИ (Д.М. Тартаковским, А.Г. Соколовым, Г.М. Сюндюковым, Н.Д. Красниковым). Таким образом на строительствах Волжских и Горьковской ГЭС всего уплотнено около 150000 м<sup>3</sup> песчаного грунта.

В 1953 г. на строительстве Горьковской ГЭС сотрудниками лаборатории механики грунтов ЛПИ выполнено большое число поверхностных взрывов. Одиночные и групповые взрывы на поверхности свеженамытых песков в отличие от поверхност-

ных взрывов в естественных песках района обуславливали возникновение областей разжижения и уплотнения песка.

В результате лабораторных и полевых исследований по уплотнению водонасыщенных песков [8, 10] установлено, что явления, возникающие при взрывах в рыхлых водонасыщенных песках, отличаются от наблюдавшихся ранее в неводонасыщенных или связных грунтах. В дальнейшем были получены основные представления о процессах разрушения структуры, разжижения и уплотнения водонасыщенных песчаных грунтов в результате действия взрывов [10, 12].

В 1954–1956 гг. под руководством Г.М. Ляхова на строительстве Волжской ГЭС им. В.И. Ленина выполнены полевые исследования действия взрыва в водонасыщенных песчаных грунтах, в том числе параметров ударных волн в водонасыщенных песках и влияния на эти параметры многокомпонентности грунтовой среды [21, 22].

Большинство полевых опытов проведено на волжских песках. Поэтому для расширения области применения полученных рекомендаций по уплотнению грунтов глубинными взрывами в 1956–1959 гг. лабораторией механики грунтов ЛПИ совместно с Гидропроектом и Всесоюзным трестом Гидромеханизация были организованы полевые исследования в районах Шульбинской (р. Иртыш) и Братской ГЭС. Шульбинские и братские пески отличались от волжских формой частиц. В проведении опытных взрывов, помимо автора, принимали участие В.А. Поспелов, Е.П. Акульшина, Л.Ш. Горелик. В 1963 г. трестом Гидромеханизация на строительстве Чардаринской ГЭС под руководством автора выполнены опытные работы по уплотнению глубинными взрывами мелкозернистых песков плотины. Опытные взрывы показали возможность применения метода для уплотнения намываемых над поверхностью воды песков.

В 1960 г. уплотнение грунта глубинными взрывами было почти одновременно использовано рядом фирм США в трех удаленных один от другого районах. В 1959 г. проведено испытание в штате Флорида при уплотнении среднезернистого песка намывной дамбы [38]. Одновременно проведены работы по уплотнению основания плотины 43.

В 1960 г. выполнены работы по уплотнению мелкозернистых песков в районе Питсфилда (Массачусетс). Б. Праг [49] привел подробное описание уплотнения песчаных грунтов глубинными взрывами на семи объектах в районе Тампо-Лейкленд (США, Флорида).

Подводные взрывы было предложено использовать для уплотнения каменной наброски [11]. На строительстве мола в Новороссийске под руководством автора Г.Т. Трунков, А.П. Крутов и Л.Ш. Горелик (лаборатория механики грунтов ЛПИ) совместно с инженерами Новороссийскморстроя впервые в мировой практике провели производственное уплотнение подводными взрывами грунтов основания и каменной постели мола. В результате получен значительный эффект уплотнения каменной наброски и основания. Осадка поверхности каменной постели после трех очередей взрывов достигла 70 см, а построенные на уплотненном основании секции мола дали значительно меньшую осадку, чем остальная часть сооружения.

В 1964 г. И.М. Литвиновым способ глубинных взрывов впервые был применен для уплотнения предварительно насыщенных водой лёссовых просадочных грунтов [19].

Основные результаты перечисленных выше опытных и производственных работ по уплотнению водонасыщенных грунтов взрывами обобщены в книге [12].

Значительным этапом в развитии метода уплотнения грунтов взрывами явилось уплотнение глубинными взрывами участка подводного намыва пылеватых и супесчаных грунтов новых территорий г. Ленинграда. Работы велись в содружестве Ленинградского управления гидромеханизации, треста 101 Главленинградстроя и Ленвзрывпрома с институтом Ленпроект и лабораторией механики грунтов ЛПИ (П.Л. Иванов, А.П. Крутов, В.А. Поспелов, Л.Ш. Горелик). В результате был уплотнен участок замыва бывшей протоки р. Невы на площади 16 га. Особенностью выполненных исследований явилась оценка возможности управлять процессом разрушения структуры и уплотнения грунта.

Глубинные взрывы в 1967 г. были использованы для предварительного разрушения структуры мелкозернистых водонасыщенных песков с целью предотвращения

их оплывания при проходке в них канала взрывами на выброс (пос. Черноголовка Московской обл.). На строительстве Капчагайской ГЭС (р. Или) глубинными взрывами уплотнен участок подводного намыва русловой части песчаной плотины, возводимой в сейсмическом районе (А.П. Крутов, В.А. Поспелов). В Черноголовке, на Капчагайской ГЭС и на участке намыва территорий в Ленинграде детально отработана технология погружения зарядов в грунт подмывом и забивкой обсадных труб.

В 1967 г. А.Г. Кузовлевым (ЛПИ) на полуострове Мангышлак проведены опытные работы по уплотнению глубинными и подводными взрывами толщи просадочных песчаных грунтов. Для подводного взрывания мелких зарядов ВВ участок уплотнения обваловывался и полученный котлован предварительно заполнялся водой.

Впервые в 1965–1967 гг. для уплотнения лёссовых грунтов применен метод подводных взрывов [2]. Вблизи Ташкента на опытном участке взрывами подвешенных в наполненном водой котловане мелких зарядов пористость грунта была уменьшена на значительную глубину просадочной толщи.

За последнее десятилетие был уплотнен ряд участков в Таджикистане и Узбекистане [26, 33]. В 1973 г. значительные площади лёссовых грунтов были уплотнены глубинными взрывами на строительстве Грозненского газоперерабатывающего завода [19]. Разработанная в Советском Союзе технология уплотнения лёссов глубинными взрывами в 1975 г. применена в Болгарии [41].

В 1973 г. разработанный в ЛПИ способ уплотнения подводными взрывами успешно применен на строительстве Северного порта в Гданьске (ПНР). В результате четырех серий подводных взрывов получено уплотнение рыхлой толщи рефулированных под воду песков до степени плотности сложения  $\rho = 0,8$  [39]. Ведутся дальнейшие работы по развитию метода взрывов, в частности разработан и испытан в полевых условиях метод уплотнения илистых грунтов вертикальными удлиненными зарядами с одновременным образованием вертикальных песчаных дрен [40].

В последние годы отмечается тенденция к расширению области применения метода взрывов. Так, В.А. Кузнецовым и В.Л. Лавриненко в 1979 г. глубинными взрывами уплотнен опытный участок прудковой зоны золошлакоотвала [18]. В 1979–1980 гг. лабораторией механики грунтов ЛПИ (А.П. Крутов, Л.Ш. Горелик, Л.В. Шульц, М.Г. Кривоногов) впервые проведены исследования действия взрывов в мелкозернистых грунтах хвостохранилища Маднеульского горно-обогатительного комбината (ГрузССР). Эффект действия глубинных взрывов в этих условиях: осадка поверхности хвостохранилища при взрыве зарядов массой 5 кг превышала 70 см. Можно заключить, что метод взрывов может быть с успехом использован как для повышения устойчивости хвостохранилищ, особенно в сейсмических условиях, так и для увеличения их емкости.

В 1981 г. опубликованы результаты уплотнения глубинными взрывами опытного участка хвостохранилища в Канаде [47] и намывных песков во Франции [50].

Уплотнение несвязных грунтов при взрывах исследовано одновременно с развитием лабораторных и полевых исследований разжижения и уплотнения водонасыщенных несвязных при других близких по характеру динамических воздействиях (удары, фильтрационные силы, вибрации), основные результаты которых приведены в работах [34, 24, 5, 10, 36]. На эти исследования оказали влияние проведенные ранее Д.Д. Барканом, О.А. Савиновым, О.Л. Шехтер и др. эксперименты с сухими и влажными песками. В последние годы в этом направлении ведутся работы В.А. Ильичевым (НИИоснований) и Ю.К. Зарецким (НИС Гидропроекта).

В названии и в тексте книги применен удобный для краткости изложения термин “малосвязные” грунты, который обобщает перечисленные выше по существу различные виды грунтов. Это представляется возможным благодаря тому, что природа явлений, возникающих в этих грунтах при взрывах, практически одинакова.

На различных этапах исследований, результаты которых приведены в книге, принимали участие работники лаборатории механики грунтов ЛПИ.



При проведении исследований большая помощь оказана специалистами инженерно-геологических экспедиций Гидропроекта им. С.Я. Жука, управлений Гидромеханизация Минэнерго, Новороссийскморстроя, Главленинградстроя, а также Ленпроекта, Ленвзрывпрома, Механобра, Маднеульского ГОКа, Кавказгипроцветмета и других организаций.

Разработка производственного метода уплотнения водонасыщенных грунтов взрывами связана с развитием общих теоретических и экспериментальных исследований действия взрыва. Большие достижения в этой области отражены в работах Г.И. Покровского, О.Е. Власова, С.С. Григоряна, Г.М. Ляхова, И.С. Федорова, А.А. Вовка, А.Н. Ханукаева, А.Г. Смирнова, Д.М. Кушнарера, Л.Р. Ставницера, Б.И. Дидука, В.Г. Кравца, Г.И. Черного и других. Применительно к действию взрывов в водонасыщенных малосвязных грунтах выполнены теоретические исследования на основе модели, предложенной Г.М. Ляховым [22, 23], представляют интерес также модели и процессы при ударах и взрывах, рассмотренные в ряде других работ [36, 4, 18].

1. *Аронов А.М.* Устойчивость затопленных песчаных оснований при строительных взрывах. — Основания, фундаменты и механика грунтов, 1960, № 9, с. 6—9.
2. *Аскароев Х.А., Ядгаров З.Х.* Уплотнение лёссовых просадочных грунтов способом подводного взрыва. — Строительство и архитектура Узбекистана, 1967, № 5—6, с. 14—19.
3. *Афонин В.Г., Гейман Л.М., Комир В.М.* Справочное руководство по взрывным работам в строительстве. Киев, Будивельник, 1974.
4. *Вовк А.А., Смирнов А.Г., Кравец В.Г.* Динамика водонасыщенных грунтов. Киев, Наукова думка, 1975.
5. *Гольдштейн М.Н.* Внезапное разжижение песков. — В кн.: Вопросы геотехники. М., Стройиздат, 1952, с. 25—29.
6. *Дудлер И.В., Дуранте В.А., Смирнов С.Д.* Опыт применения ударного зондирования для исследования грунтов в энергетическом строительстве СССР. М., изд. Информэнерго, 1978.
7. *Единые правила безопасности при взрывных работах.* М., Недра, 1976.
8. *Иванов П.Л.* О разжижении песчаных грунтов. — Гидротехническое строительство, 1951, № 9, с. 31—34.
9. *Иванов П.Л.* Явления разжижения и последующего уплотнения водонасыщенных грунтов при взрывных воздействиях. — Гидротехническое строительство, 1957, № 9, с. 33—38.
10. *Иванов П.Л.* Разжижение песчаных грунтов. Госэнергоиздат, 1962.
11. *Уплотнение каменной постели и основания мола нефтегазани подводными взрывами / П.Л. Иванов, Г.Т. Трунков, В.И. Островский, Л.С. Раснацов.* — Транспортное строительство, 1965, № 6, с. 20—22.
12. *Иванов П.Л.* Уплотнение несвязных грунтов взрывами. М., Стройиздат, 1967.
13. *Иванов П.Л., Шульц Л.В.* Влияние формы частиц на свойства песков намываемых сооружений. — Гидротехническое строительство, 1972, № 11, с. 47—49.
14. *Иванов П.Л.* К теории консолидации несвязных водонасыщенных грунтов при динамических воздействиях. — В кн.: Труды координационных совещаний по гидротехнике, вып. 80, Энергия, 1973, с. 84—90.
15. *Коул Р.* Подводные взрывы. Издательство иностранной литературы, 1950.
16. *Кузнецов В.А., Лавриненко В.Л., Абашкин Ю.В.* Стабилизация золошлаковых отложений буровзрывным методом. — Энергетическое строительство, 1982, № 1, с. 32—35.
17. *Кузовлев А.Г.* Исследование уплотнения просадочных песчаных грунтов взрывами. — В кн.: Вопросы строительства гидротехнических сооружений на просадочных грунтах. Баку, 1969, с. 6—11.
18. *Кушнарев Д.М.* Использование энергии взрыва в строительстве. Стройиздат, 1973.
19. *Литвинов И.М.* Укрепление и уплотнение просадочных грунтов в жилищном и промышленном строительстве. Киев, Будивельник, 1977.
20. *Литвинов И.М., Кундрюцкий Ю.И., Тахиров И.П.* Уплотнение просадочных грунтов замачиванием и глубинными взрывами в условиях Таджикской ССР. — В кн.: Основания и фундаменты, вып. 10. Киев, Будивельник, 1977, с. 56—59.
21. *Ляхов Г.М.* Ударные волны в грунте и разжижение водонасыщенного песка. Прикладная механика и техническая физика (ПМТФ), 1961, № 1, с. 5—10.
22. *Ляхов Г.М.* Основы динамики взрыва в грунтах и жидких средах. М., Недра, 1964.
23. *Ляхов Г.М.* Основы динамики взрывных волн в грунтах и горных породах. М., Недра, 1974.
24. *Маслов Н.Н.* Условия устойчивости водонасыщенных песков. М., Госэнергоиздат, 1959.
25. *Миц И.С.* К вопросу о плотности песка при подводном намыве. — В кн.: Вопросы геотехники, вып. 3. Днепропетровское кн. изд-во, 1959, с. 261—274.
26. *Мусвалян А.А., Вильфенд А.Г.* Из опыта производства работ по уплотнению просадочных грунтов глубинными и подводными взрывами. — Строительство и архитектура Узбекистана, 1978, № 2, с. 11—14.
27. *Мусвалян А.А., Вильфенд А.Г.* Применение энергии взрывов для уплотнения просадочных грунтов в Таджикистане. — В кн.: Материалы VIII Всесоюзного совещания "Закрепление и уплотнение грунтов в строительстве". Киев, 1974, с. 322—324.
28. *Рекомендации по уплотнению малосвязных водонасыщенных грунтов взрывами П-75—78.* Ленинград, изд. ВНИИГ, 1979.
29. *Сысов А.Н.* Применение метода ЭГДА к расчетам зон разжижения водонасыщенных песчаных грунтов при ударных и взрывных нагрузках. — В кн.: Труды координационных совещаний по гидротехнике, М., Энергия, 1969, с. 189—197.
30. *Сквалецкий Е.Н.* Опыт применения и перспективы метода подводного взрыва для уплотнения слабых грунтов. — В кн.: Инженерные изыскания для водохозяйственного строительства в Таджикистане. Душанбе, Ирфон, 1969, с. 110—117.
31. *Смирнов Г.Н., Фальк М.А.* Оценка динамической прочности грунтов оснований портовых гидротехнических сооружений методом взрывного зондирования. — В кн.: Труды координационных совещаний по гидротехнике. Динамические свойства грунтов и сейсмостойкость гидротехнических сооружений. М., Энергия, 1973, с. 101—105.
32. *Тавризов В.М.* Взрывные работы на водных путях. М., Речной транспорт, 1956.
33. *Тахиров И.Г.* Современные методы уплотнения и закрепления лёссовых просадочных и водонасыщенных грунтов в Таджикской ССР (обзор). Душанбе, изд. Госплана ТаджССР, 1979.
34. *Флорин В.А.* Явления разжижения и способы уплотнения рыхлых водонасыщенных оснований. — Изв. АН СССР, О.Т.Н., 1952, № 6, с. 824—833.
35. *Флорин В.А.* Основы механики грунтов. М., Стройиздат, 1959, т. I, 1961, т. II.
36. *Эйслер Л.А.* К вопросу о возникновении явлений разжижения водонасыщенных грунтов. — В кн.: Изв. ВНИИГ, т. 83, 1967, с. 371—373.
37. *Яковлев Ю.С.* Гидродинамика взрыва. Судпромгиз, 1961.
38. *Blasting Compacts Sand Fill.* — Construction Methods and Equipment, May, v. 42, N 5, 1960, p. 125—131.
39. *Compaction of Sandy Marine Subsoils by Means of Blasting / Dembicki E., Kisielowa N., Nowakowski H., Osiecinski R.* Charges.— Intern. Conf. on Compaction, v. 1, Paris, 1980, p. 301—305.
40. *Dynamic Consolidation of Mud Soils by Means of Blasting Charges / Dembicki E., Kisielowa N., Nowakowski H., Nowakowski Z.* Inter. Conf. on Compaction, v. 1, Paris, 1980, p. 295—299.
41. *Danchev P.* Compaction of Loess by Saturation and Explosion. Intern. Conf. on Compaction, v. 1, Paris, 1980, p. 313—317.
42. *Florin V.A., Ivanov P.L.* Liquefaction of Saturated Sandy Soils. Proc. of the Y Intern. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., v. 1, Paris, 1961, p. 182—186.
43. *Hall C.E.* Compacting a Dam Foundation Blasting. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, v. 88, N SM3. Proc. Paper 3160, June, 1962, p. 79—100.
44. *Ivanov P.L.* Compaction of Cohesionless Soils by Explosives Proc. of the YI Intern. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., v. III, Monreal, 1965, p. 352—354.
45. *Ivanov P.L., Krasnikov N.D.* Charge Explosion Sounding of Saturated Cohesionless Soils. YI Simp. on Earthquake Eng., University of Roorkee, v. I, 1978, p. 151—156.

46. *Ivanov P.L.* Consolidation of Saturated Soils by Explosions. Intern. Conf. on Compaction, v. 1, Paris, 1980, p. 331–337.

47. *Klohn E.J., Garge V.K., Shukin W.* Densification of Sanol Tailings by Blasting. Proc. of the X Intern. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., v. 3, Stockholm, 1981, p. 725–730.

48. *Liman A.K.B.* Compaction of Cohesionless Foundation Soils by Explosives. Trans. ASCE, v. 107, Paper N 2160, 1942, p. 1330–1345.

49. *Prugh B.I.* Densification of Soils by Explosive Vibrations. Proc. of the ASCE, v. 89, March, N C01, 1963, p. 79–100.

50. *Simon A.* Comparaison de l'efficacite de trois proce'de's de compactage en grande l'paisseur sur un remblai hydraulique. Colloque Inter. sur le Compactage, v. 1, Paris, 1980, p. 363–368.

## ОГЛАВЛЕНИЕ

Действие взрыва в воде и водонасыщенных грунтах	
Введение	3
<b>Глава 1. Особенности действия взрыва, структуры и уплотнения малосвязных грунтов</b>	<b>7</b>
§ 1.1. Взрывные воздействия в воде и водонасыщенных грунтах	7
§ 1.2. Особенности структуры несвязных грунтов	13
§ 1.3. Разрушение структуры, разжижение и уплотнение несвязных грунтов при ударных и вибрационных воздействиях	24
§ 1.4. Разжижение и уплотнение малосвязных грунтов при взрывных воздействиях	41
<b>Глава 2. Процесс уплотнения (консолидации) несвязных водонасыщенных грунтов</b>	<b>53</b>
§ 2.1. Консолидация слоя полностью разжиженного двухфазного грунта	53
§ 2.2. Влияние содержания заземленного газа на консолидацию слоя полностью разжиженного грунта	74
§ 2.3. Консолидация малосвязных грунтов с учетом виброползучести скелета грунта	83
<b>Глава 3. Зоны разрушения структуры и уплотнения грунта при взрывах</b>	<b>94</b>
§ 3.1. Выбор основных параметров глубинных и подводных взрывов	94
§ 3.2. Контуры зоны разрушения структуры и уплотнения грунта	99
§ 3.3. Методика прогноза уплотнения грунтов при взрывах	109
§ 3.4. Управление процессом уплотнения, расположением и последовательностью взрывания зарядов	116
<b>Глава 4. Уплотнение малосвязных грунтов глубинными, поверхностными и подводными взрывами</b>	<b>122</b>
§ 4.1. Уплотнение грунтов глубинными взрывами	122
§ 4.2. Уплотнение грунтов поверхностными взрывами	153
§ 4.3. Уплотнение грунтов подводными взрывами	155
§ 4.4. Применение глубинных взрывов при строительстве каналов в оплывающих песчаных грунтах взрывами на выброс	165
§ 4.5. Уплотнение илов с устройством песчаных дрен взрывами	167
§ 4.6. Использование взрывов для разжижения и кальматации грунтов	169

<b>Глава 5. Производство работ по уплотнению грунтов взрывами . . . . .</b>	<b>175</b>
5.1. Основные виды взрывчатых веществ и конструкции зарядов для уплотнения грунтов . . . . .	175
5.2. Методы погружения зарядов в грунт и воду . . . . .	178
5.3. Методы взрывания зарядов . . . . .	182
5.4. Основные технологические схемы уплотнения грунтов взрывами . . .	185
<b>Глава 6. Контроль за качеством уплотнения, экономическая оценка и об- ласть применения метода . . . . .</b>	<b>190</b>
6.1. О характеристиках плотности сложения несвязных грунтов . . . . .	190
6.2. Контроль за качеством уплотнения грунтов . . . . .	193
6.3. Метод взрывного зондирования грунтов . . . . .	201
6.4. Экономическая оценка взрывного метода уплотнения и область его применения . . . . .	213
Список литературы . . . . .	226

**Петр Леонтьевич Иванов**

**УПЛОТНЕНИЕ МАЛОСВЯЗНЫХ ГРУНТОВ ВЗРЫВАМИ**

Редактор издательства **И.Д. Мелихов**  
 Переплет художника **Ф. Будинова**  
 Художественный редактор **О.А. Колотвина**  
 Корректоры **Е.С. Глуховская, А.А. Передерникова**  
 Операторы **И.В. Севалкина, Г.Г. Алексеева**

**ИБ № 4574**

---

Подписано в печать 24.11.82. Т—17898. Формат 60×90<sup>1</sup>/16. Бумага офсетная № 1.  
 Набор выполнен на наборно — пишущей машине типа ИБМ "Композер". Печать  
 офсетная. Усл. печ. л. 14,5. Усл.кр. — отг. 14,5. Уч.-изд. л. 16,15. Тираж 1800 экз.  
 Заказ 128 /8526 — 9. Цена 1р. 10 к.

---

Ордена "Знак Почета" издательство "Недра", 103633, Москва, К 12,  
 Третьяковский проезд, 1/19.

Тульская типография Союзполиграфпрома при Государственном комитете СССР  
 по делам издательств, полиграфии и книжной торговли,  
 г. Тула, проспект Ленина, 109.



**ВНИМАНИЮ ЧИТАТЕЛЕЙ  
В ИЗДАТЕЛЬСТВЕ "НЕДРА"  
ГОТОВЯТСЯ К ПЕЧАТИ НОВЫЕ КНИГИ**

**ГРАЕВСКИЙ М.М., ХАСЛЕР В.Г. Справочник по электрическому взрыванию зарядов.** 20 л. 1 р. 40 к.

Приведены устройства и технические данные взрывных приборов, контрольно-измерительные приборы, применяемые при электровзрывании, условия безотказного взрывания, а также методы расчета электровзрывных сетей.

Изложены вопросы техники безопасности при обращении с ЭД, при монтаже и проверке электровзрывных сетей, методы и аппаратура, применяемые при испытаниях взрывных приборов, электродетонаторов и проводов электровзрывных сетей.

Для инженерно-технических и научных работников, занятых взрывными работами и созданием средств взрывания.

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ взрывных работ в промышленности / Башкуев Э.Б., Бейсебаев А.М., Богацкий В.Ф. и др.** — 2-е изд. перераб. и доп. 27 л. 1 р. 60 к.

Приведены основные положения проектирования взрывных работ в горнодобывающей промышленности, гидрогеологическом строительстве, в сельском и лесном хозяйстве, на болотах и реках, при торпедировании скважин, при ремонтах доменных и мартеновских печей, разрушении металлических конструкций. Изложены данные по расчету опасной зоны, параметров расположения зарядов, а также подготовке проектной документации. Во втором издании (1-е изд. — 1973) учтены изменения в области проектной документации, а также в расчетных формулах.

Для инженерно-технических работников, занятых ведением взрывных работ, может быть полезна студентам и преподавателям горных ВУЗов и факультетов.

Интересующие Вас книги Вы можете приобрести в местных книжных магазинах, распространяющих научно-техническую литературу, или заказать через отдел "Книга—почтой" магазинов:

№17 — 199178, Ленинград, В.О., Средний проспект, 61;

№59 — 127412, Москва, Коровинское шоссе, 20

*Издательство "Недра"*

# ГЛАВА I

## ОСОБЕННОСТИ ДЕЙСТВИЯ ВЗРЫВА, СТРУКТУРЫ И УПЛОТНЕНИЯ МАЛОСВЯЗНЫХ ГРУНТОВ

---

### § 1.1. ДЕЙСТВИЕ ВЗРЫВА В ВОДЕ И ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГРУНТАХ

Действие взрыва на окружающую среду обусловлено его большой мощностью. Так, мощность взрыва 1 кг заряда достигает мощности крупной электростанции [2], но проявляется в течение очень малого интервала времени.

При взрыве волна детонации, выходя на поверхность заряда, преобразуется в интенсивную волну давления и расходящееся движение среды. График изменения давления или напряжений в среде вблизи места взрыва имеет форму разрыва, за которым следует постепенное затухание давления (рис. 1.1, а, б), т. е. наблюдается скачкообразное возрастание напряжений и как следствие – возрастание плотности и скорости движения среды. Образующаяся вблизи от заряда взрывная волна с крутым фронтом называется ударной волной. В пределах действия ударной волны наряду с упругими деформациями наблюдаются интенсивное разрушение и значительные необратимые деформации грунта.

По мере распространения ударной волны величина скачка напряжений на ее фронте уменьшается, одновременно происходит расширение профиля волны и уменьшение крутизны фронта, т. е. превращение ее в непрерывную волну сжатия. Постепенно по мере удаления от места взрыва волна из ударной переходит в сейсмическую. В зоне действия сейсмических волн большая часть деформаций грунта носит упругий характер. В пределах зоны практически только упругих деформаций среды сейсмические волны становятся звуковыми.

При уплотнении грунтов взрывами основное изменение структуры грунта происходит в зоне действия преимущественно ударных волн. Накоплен значительный экспериментальный материал по исследованию параметров взрывных волн в воде и водонасыщенных грунтах. Результаты исследования параметров ударных волн в воде приведены в книгах [15, 37], а в водонасыщенных грунтах – [23].

Наиболее существенными параметрами взрывных волн являются максимальное давление, скорость распространения, время действия и импульс взрывной волны. Величина импульса взрывной волны

$$I = \int_{t_1}^{t_2} p(t) dt, \quad (1.1)$$

где  $p(t)$  – изменяющееся во времени давление взрывной волны.

Зависимости для определения параметров ударных волн, полученные

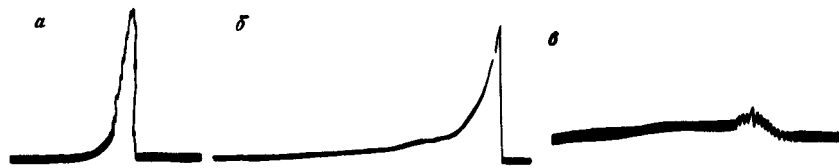


Рис. 1.1. Осциллограммы давления при взрыве заряда:

*a* — в водонасыщенном песчаном грунте с малым содержанием газа [22]; *b* — в воде [15]; *c* — в водонасыщенном грунте с большим содержанием газа [22]

экспериментальным путем [15] при взрыве сосредоточенных зарядов в воде, имеют вид

$$p_{\max} = 53,3 (\sqrt[3]{Q/R})^{1,13}; \quad (1.2)$$

$$I = 0,0059 \sqrt[3]{Q} (\sqrt[3]{Q/R})^{0,89}, \quad (1.3)$$

где  $p_{\max}$  — максимальное давление, МПа;  $Q$  — масса заряда, кг;  $R$  — расстояние от центра заряда, м;  $I$  — импульс, МПа·с.

По экспериментальным данным Ю.С. Навагина для сферических зарядов массой 0,075–136 кг коэффициент в зависимости (1.2) получился равным 53, а показатель степени — 1,09. Эти весьма устойчивые в пределах  $\sqrt[3]{Q/R} = 0,05 \div 4 \text{ кг}^{1/3} \text{ м}$  данные получены в результате многочисленных замеров давлений на фронте ударной волны пьезокварцевыми и турмалиновыми датчиками с регистрацией процесса электронным осциллографом.

Скорость распространения ударных волн вблизи заряда превышает скорость звука. По мере удаления от места взрыва скорость ударной волны в воде весьма быстро падает до своего предельного значения, примерно равного скорости звука ( $\sim 1500 \text{ м/с}$ ).

Последующее постепенное падение давлений в воде за фронтом ударной волны может быть аппроксимировано в головной части волны экспоненциальной зависимостью

$$p = p_{\max} \exp(-t/\theta),$$

где  $\theta$  — экспоненциальная постоянная, равная времени, в течение которого давление ударной волны уменьшается от  $p_{\max}$  до  $p = 0,37 p_{\max}$ . По экспериментальным данным Ю.С. Навагина

$$\theta = 0,07 \sqrt[3]{Q} (R/\sqrt[3]{Q})^{0,17}.$$

В водонасыщенных грунтах на параметры взрывных волн существенное влияние оказывает содержание газа [22]. В общем случае водонасыщенный грунт представляет собой трехкомпонентную систему — твердые частицы, вода и газ. В водонасыщенных грунтах газ может содержаться в виде адсорбированного минеральной частью, растворенного в воде и свободного. Количество адсорбированного газа в достаточно чистых несвяз-

ных грунтах невелико, вследствие чего он не оказывает заметного влияния на свойства грунта. Содержание растворенного газа сказывается на сжимаемости поровой воды. Основное влияние на физико-механические свойства несвязных водонасыщенных грунтов оказывает свободный газ, находящийся в грунте в виде отдельных пузырьков.

Содержание свободного газа в водонасыщенных несвязных грунтах  $s$ , т. е. отношение объема пор, заполненных газом, ко всему объему грунта (%), определяется в первую очередь условием образования структуры грунта [10], в частности, условием укладки грунта, начальной влажностью, условием насыщения грунта водой и т. д. Наибольшее содержание газа наблюдается при замачивании водой отсыпанного влажного песка (8–10 %), а наименьшее — при намыве песчаного грунта в воду (меньше 0,1 %). Осушение водонасыщенного песка и вторичное насыщение водой обуславливают увеличение содержания пузырьков газа (до 7 %). Поэтому, как показали полевые опыты, в которых пробы мелкозернистого водонасыщенного песка естественного сложения отбирались путем замораживания, наибольшее количество газа (до 6 %) наблюдалось в зоне сезонного колебания горизонта грунтовых вод. Ниже этой зоны содержание газообразной фазы резко падало и во всех пробах было меньше 1 %.

По результатам многочисленных опытов, проведенных под руководством Г.М. Ляхова [22], установлено, что при содержании газа в водонасыщенных песках менее 1 % взрывная волна на всех исследованных расстояниях от места взрыва является ударной. При подходе фронта волны давление скачком возрастает до максимального значения  $p_{\max}$ , а затем так же, как и в воде, убывает по закону, близкому к экспоненциальному, до величины  $0,2 \div 0,3 p_{\max}$ . После этого падение давления происходит медленнее. Так, например, при взрыве заряда массой 5 кг в полностью водонасыщенном песке время действия волны на расстоянии 6–20 м от заряда составляет 1 мс. Общий характер волны примерно такой же, как и в воде (см. рис. 1.1).

В водонасыщенном грунте с большим содержанием газа на близких расстояниях от центра взрыва волна является также ударной, но на некотором удалении давление увеличивается постепенно. После достижения максимального значения давления спад его происходит значительно медленнее, чем в грунте с малым содержанием газа. Таким образом, с увеличением содержания газа в водонасыщенном грунте время действия волны значительно возрастает, и кривая изменения давлений имеет более плавный, неударный характер (см. рис. 1.1, *c*). Особенно четко это проявляется в неводонасыщенных грунтах.

Увеличение содержания газа в водонасыщенных грунтах оказывает влияние на скорость распространения фронта волны и величину давления на фронте. Основные закономерности весьма четко отражаются [22] на экспериментальных графиках (рис. 1.2, *a*, *b*), на которых все результаты взрывов зарядов массой от 0,2 до 1000 кг даны для относительных (приведенных) расстояний

$$R_0 = R/\sqrt[3]{Q}.$$

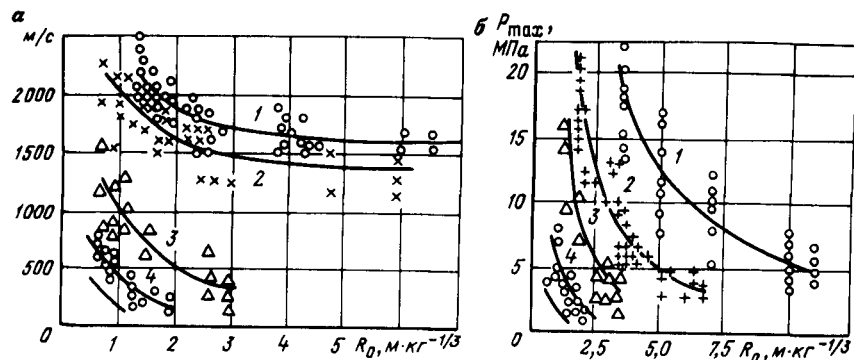


Рис. 1.2. Зависимость фронта (а) и максимального давления (б) взрывных волн в водонасыщенных песчаных грунтах от содержания газа [22]:  
1 — 0%; 2 — 0,5%; 3 — 1%; 4 — 4%

Эти опытные полевые взрывы проведены в водонасыщенных мелкозернистых волжских песчаных грунтах с различным содержанием газа при объемной массе скелета 1,52–1,6 г/см<sup>3</sup>. Предельные значения объемной массы скелета в плотном и рыхлом состояниях соответственно составляют 1,77 и 1,41 г/см<sup>3</sup>.

С увеличением содержания газа в водонасыщенных песках до 4% (см. рис. 1.2, а) наблюдалось уменьшение скорости фронта волны (до 200 м/с). В полностью водонасыщенных песках скорость фронта волны, достигавшая 1600 м/с, близка к скорости распространения ударной волны в воде.

Сравнительно небольшое увеличение содержания газа в грунте вызывает значительное уменьшение максимальных давлений взрывной волны (см. рис. 1.2, б). При содержании газа в водонасыщенном песке около 4% максимальное давление на одинаковых относительных расстояниях от места взрыва в 50–70 раз меньше, чем в полностью водонасыщенном песке. Обращает на себя внимание еще более резкое снижение давлений в неводонасыщенных песчаных грунтах.

По результатам опытов Г.М. Ляховым получены зависимости (1.4) и (1.5) для определения максимального давления и импульса в виде, соответствующем принципу подобия:

$$P_{\max} = k_1 (\sqrt[3]{Q}/R)^{\mu_1}; \quad (1.4)$$

$$I = k_2 \sqrt[3]{Q} (\sqrt[3]{Q}/R)^{\mu_2}. \quad (1.5)$$

Значения эмпирических коэффициентов приведены в табл. 1.1.

Из сопоставления эмпирических коэффициентов в формулах (1.2) и (1.4) видно, что величины максимальных давлений в воде и полностью водонасыщенных песках близки между собой. Как и в воде, в водонасы-

Таблица 1.1

Характеристика грунта	Содержание газа s, %	Влажность w, %	$k_1$	$\mu_1$	$k_2$	$\mu_2$
Песок ниже горизонта грунтовых вод	0	—	60,0	1,05	0,008	1,05
То же	0,05	—	45,0	1,5	0,0075	1,1
„	1	—	25,0	2,0	0,0045	1,25
„	4	—	4,5	2,5	0,004	1,4
Песок выше горизонта грунтовых вод	—	8–10	0,75	3,0	0,0035	1,5
То же	—	2–4	0,35	3,3	0,0032	1,5

щенных песках величина замеренных давлений взрывной волны не зависит от ориентации приемной части датчика. Например, для сферического взрыва радиальные и боковые давления практически совпадают на всех исследованных расстояниях от центра взрыва, и коэффициент бокового давления равен единице. В неводонасыщенных песках отмечена разница между радиальным и боковым давлениями, и коэффициент бокового давления достигал 0,3 [22].

При прохождении взрывных волн наблюдается сжатие среды, зависящее от параметров взрывных волн, которые в свою очередь в значительной мере зависят от сжимаемости среды. Такое взаимное влияние определяет сложный характер воздействия взрывных волн на окружающую среду.

Сжимаемость воды относительно невелика, при обычных температурах (0–20 °С) и давлении до нескольких сот атмосфер ее модуль объемной сжимаемости составляет 2000 МПа. Взрывные волны в воде имеют ударный характер и вследствие ее малой сжимаемости слабо затухают с изменением расстояния. Благодаря большой однородности масс воды и незначительному изменению ее свойств при обычных температурах и давлениях параметры взрывных волн в воде на одинаковых относительных расстояниях от заряда для большинства практических задач можно считать постоянными. Они легко воспроизводимы в экспериментах и производственных условиях.

В отличие от воды грунтовая среда весьма неоднородна и разнообразна. Сжимаемость грунтов меняется в весьма широких пределах, поэтому характер взрывных воздействий в них так же многообразен. Основной особенностью грунтов является их многокомпонентность. Все это обуславливает значительные трудности при экспериментальных исследованиях и в особенности при попытке оценить действие взрыва в грунтах расчетным путем.

Приведенные выше краткие сведения о действии взрыва в воде и почти полностью водонасыщенных несвязных грунтах показывают, что характер взрывных волн в этих средах практически совпадает, а параметры волн близки по величине. Действие взрыва в неводонасыщенных грун-



тах качественно отличается от действия в воде и водонасыщенных несвязных грунтах, а интенсивность динамических воздействий взрыва в воде и водонасыщенных грунтах значительно больше, чем в неводонасыщенных. Все это приводит к тому, что характер разрушения структуры и уплотнения водонасыщенных несвязных грунтов отличается от аналогичных процессов в неводонасыщенных грунтах. С увеличением содержания в водонасыщенном грунте газовой составляющей это различие несколько уменьшается.

Рассмотренный выше характер действия взрывных волн соответствует взрыву достаточно заглубленных в воду или грунт зарядов, обеспечивающих полное образование газовой полости в среде без внешних проявлений в виде выпора или тем более выброса грунта на поверхность (так называемые камуфлетные взрывы). Механизм образования и движения газовой сферы (пузыря или полости) в этом случае характеризуется рядом особенностей.

Расширение газовой полости происходит в течение продолжительного промежутка времени и вызывает постепенное уменьшение давлений газов. При этом давления уменьшаются до величины, определяемой статическим действием веса окружающей среды, но вследствие инерции процесса расширение газовой сферы продолжается и давление становится меньше, чем в окружающей среде (воде или грунте). Это обуславливает обратное движение границы газовой полости под действием давления воды или грунта. Новое сжатие газов взрыва и инерция процесса обратного смещения вызывают второе расширение газовой полости, соответствующее снижению давления. Таким образом, в воде или водонасыщенном грунте возникает пульсация газового пузыря и давлений, причем вторая и последующая пульсации значительно меньше (5–15 %), чем первое расширение газовой сферы. При достаточно большой глубине заложения заряда в экспериментах отмечалось две – четыре пульсации газовой полости в воде.

После окончания расширения газовой полости в грунтах имеет форму, близкую к сферической. По экспериментальным данным радиус газовой камеры ( $m$ ) в водонасыщенных песчаных грунтах приближенно определяется по формуле

$$R_k = 0,35 \sqrt[3]{Q}.$$

Сразу же после взрыва в несвязных грунтах начинается обрушение стенок газовой полости и постепенное заполнение ее грунтом. В случае перехода грунта в полностью разжиженное состояние пульсирующий газовый пузырь, так же как и в воде, постепенно всплывает к поверхности. При небольшой глубине заложения заряда и длительном состоянии разжижения грунта газы взрыва успевают вырваться в атмосферу, а полость заполняется разжиженным грунтом.

На интенсивность взрывных волн и напряженное состояние среды влияют свойства граничных поверхностей. Так, например, при взрыве в воде или грунте подход взрывной волны к границе с воздухом, имеющим малое сопротивление, обуславливает возрастание скорости движения грунта

и воды. В случае близкого расположения заряда к поверхности возможно преодоление сил тяжести и сил взаимодействия между частицами среды, что приводит к выбросу воды или грунта и созданию воронки в грунтах. Если прорыв газов взрыва в атмосферу при выбросе происходит до максимального развития давлений в газовой полости, взрывная волна в грунте или воде не успевает полностью сформироваться, поэтому уменьшение глубины заложения заряда и образование интенсивного выброса обуславливают уменьшение параметров взрывных волн. По данным Г.М. Ляхова влияние границы с воздухом начинает сказываться на параметрах взрывных волн в песчаных грунтах при глубине заложения заряда  $h = 0,6 (Q)^{1/3}$ . Уменьшение глубины заложения по сравнению с полученной по этой формуле вызывает снижение интенсивности действия взрывных волн на окружающий грунт. Камуфлетный взрыв в водонасыщенном грунте или воде приводит к тому, что около 75 % энергии взрыва выделяется в виде полезной механической энергии ударной волны и газового пузыря.

При встрече распространяющейся в воде или грунте взрывной волны с границей более плотной и менее сжимаемой среды, например, с дном водоема или подстилающими более плотными, в частности скальными, грунтами, взрывная волна отражается в виде волны сжатия, причем в результате сложения падающей и отраженной волн давление увеличивается.

Таким образом, действие взрыва на грунт весьма многообразно и характеризуется сложным комплексом действующих одновременно или с некоторой последовательностью динамических силовых факторов. Эти факторы могут в определенных условиях вызывать разрушение структуры, которое сопровождается уплотнением грунтов, либо обуславливает разрыхление и даже нарушение их сплошности. Для оценки области и условий применимости взрывов при производственном качественном уплотнении несвязных грунтов в первую очередь необходимо рассмотреть особенности их структуры, процессы ее разрушения и уплотнения от действия динамических нагрузок.

## § 1.2. ОСОБЕННОСТИ СТРУКТУРЫ НЕСВЯЗНЫХ ГРУНТОВ

Свойства несвязных грунтов в значительной мере определяются их структурой. Под структурой несвязных грунтов обычно понимается расположение частиц различной крупности и формы, их взаимодействие и характер связей между ними.

Несвязные грунты представляют собой систему сравнительно крупных минеральных частиц или обломков горных пород, образующих жесткий скелет с непосредственными контактами между твердыми частицами грунта. Особенностью несвязных грунтов является отсутствие или малая прочность связей между частицами. К таким грунтам относятся все виды песчаных и крупнообломочных грунтов с песчаным заполнителем, в частности, гравий, дресвяной грунт, галечник, щебень. Каменная наброска также может быть отнесена к несвязным грунтам.

Прочностные, деформационные и фильтрационные свойства несвязных грунтов в основном определяются их гранулометрическим (зерновым)

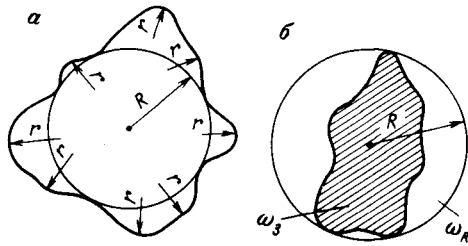


Рис. 1.3. Определение коэффициентов окатанности (а) и сферичности (б) частиц

составом, формой частиц и плотностью сложения. С увеличением крупности частиц несвязных грунтов, как правило, увеличиваются их прочность и водопроницаемость, уменьшается сжимаемость при статических нагрузках. С увеличением плотности сложения также увеличивается прочность, уменьшается сжимаемость и одновременно снижается водопроницаемость.

На свойства несвязных грунтов оказывают влияние форма и характер поверхности их частиц [10]. Форма частиц в зависимости от истории их образования в природных условиях может меняться в широких пределах: от очень окатанных, гладких частиц, близких по форме к шару, до неокатанных, угловатых, пластинчатой или даже игольчатой формы.

Общепринятого метода оценки формы частиц песка нет. В большинстве случаев форма зерен оценивается на глаз по таблицам конфигурации частиц. Необходимо применение количественных методов оценки морфологии частиц несвязных грунтов.

В качестве числовых характеристик поверхности и формы частиц чаще всего используют коэффициент округленности или окатанности и коэффициент сферичности, впервые предложенный Ваделлом.

Коэффициент окатанности (округленности)

$$\lambda = \frac{n}{\sum_{i=1}^n r_i / (nR)},$$

где  $r$  — радиус кривизны всех участков контура частицы;  $R$  — радиус круга, вписанного в контур частицы (рис. 1.3, а);  $n$  — число участков, для которых определялся радиус  $r$ .

Коэффициент сферичности каждого зерна

$$\xi = \omega_3 / \omega_R,$$

где  $\omega_3$  — площадь проекции каждого зерна;  $\omega_R$  — площадь круга, описанного вокруг проекции зерна (рис. 1.3, б).

В случае идеальной формы частиц песка, т. е. гладких шаров, коэффициенты сферичности и окатанности равны единице. Чем больше действительная форма частиц отличается от шара, тем меньше величина коэффициента  $\xi$ . Коэффициент  $\lambda$  при негладкой, например бугристой, поверхности частицы, даже близкой по форме к шару, может быть значительно меньше единицы. Поэтому для обобщенной оценки формы и характера поверхности частиц применяется коэффициент формы  $K_\phi = \lambda \xi$ , который для идеального гладкого шара равен единице.

Для определения формы частицы предварительно фотографируют с помощью микроскопа. Чтобы получить усредненные данные, коэффициент формы определяют для 50–100 частиц.

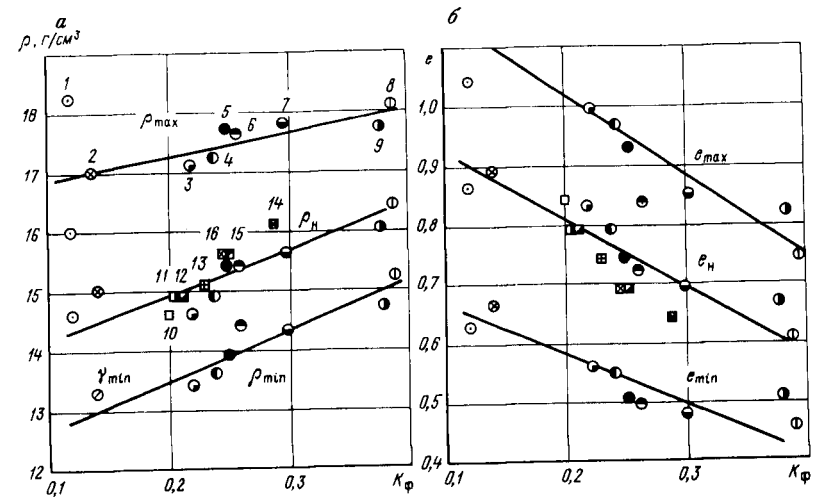


Рис. 1.4. Зависимость плотности скелета песка  $\delta_{ск}$  (а) и коэффициента пористости  $e$  (б) в рыхлом, плотном состояниях и при намыве от коэффициента формы песчаных частиц:

1–9 — номера песков в табл. 1.2; 10 — Дубоссарский; 11–12 — Кайраккумский; 13 — Мингечаурский; 14 — Горьковский; 15 — Каховский; 16 — Волгоградский (с 10 по 16 по данным В.А. Мелентьева)

В лаборатории ЛПИ [13] проведены исследования влияния формы частиц на образцах грунтов, близких как по минералогическому (кварцево-полевошпатовые), так и по гранулометрическому (мелкозернистые пески) составам, но различных по генезису. Основные характеристики грунтов и результаты исследований приведены в табл. 1.2.

Взаимное расположение частиц несвязных грунтов в некоторой мере характеризует величина их коэффициентов пористости (отношение объема пор к объему твердых частиц). Возможный диапазон их изменения оценивается по характерным (предельным) значениям (коэффициентам пористости в максимально рыхлом  $e_{max}$  и максимально плотном  $e_{min}$  состояниях). Для определения в лабораторных условиях  $e_{max}$  обычно используют рыхлую отсыпку сухого песка в мерный сосуд, а для определения  $e_{min}$  — динамические методы уплотнения грунта в мерном сосуде (в лаборатории ЛПИ ударами молоточка по стенкам металлического мерного сосуда).

Различные по гранулометрическому составу грунты имеют различные величины  $e_{max}$  и  $e_{min}$ , причем с увеличением крупности они уменьшаются. Не меньшее влияние на предельные значения коэффициентов пористости оказывает форма частиц, — с увеличением окатанности и сферичности они уменьшаются (рис. 1.4, б). Таким образом, все это убедительно показывает, что коэффициент пористости или пористость не могут приниматься в качестве характеристик плотности сложения несвязных грунтов. Тем более в качестве ее характеристики плотности сложения не может приниматься плотность (объемная масса) скелета грунта (см. табл. 1.2 и рис. 1.4, а), которая дополнительно зависит от плотности самих частиц.

Таблица 1.2

Позиция на рис. 1.4	Песок	Генезис	Гранулометрический состав, % по фракциям (мм)				Плотность скелета, г/см <sup>3</sup>		Коэффициент пористости		При намыве			Характеристики формы частиц		
			<0,5	0,50-0,25	0,25-0,10	>0,1	$\rho_{ск, min}$	$\rho_{ск, max}$	$e_{max}$	$e_{min}$	$\rho_{ск}$	коэффициент пористости $e_n$	степень плотности сложения $I_D$	$\lambda$	$K_\phi$	
1	Красноярченский (хвостохранилище)	Искусственное дробление, намыв	2	30	65	3	1,46	1,83	1,06	0,64	1,60	0,88	0,44	0,24	0,50	0,12
2	Алмалыкский (хвостохранилище)	То же	2	30	65	3	1,33	1,7	1,14	0,68	1,50	0,90	0,52	0,23	0,60	0,14
3	Чардаринский (р. Сырдарья)	Аллювиальный	—	12	71	17	1,34	1,71	1,01	0,57	1,46	0,84	0,39	0,36	0,61	0,22
4	Кайраккумский (р. Сырдарья)	—	5	31	60	4	1,36	1,72	0,98	0,56	1,49	0,80	0,43	0,38	0,64	0,26
5	Братский (р. Ангара)	—	1	26	63	10	1,39	1,77	0,94	0,52	1,54	0,75	0,45	0,37	0,67	0,25
6	Ленинградский (финский залив)	Озерно-ледниковый	2	30	65	3	1,44	1,76	0,85	0,51	1,54	0,73	0,36	0,40	0,66	0,27
7	Куйбышевский (р. Волга)	Аллювиальный	1	32	65	2	1,43	1,78	0,86	0,49	1,56	0,70	0,43	0,43	0,70	0,30
8	Шульбинский (р. Иртыш)	Аллювиально-золотый	1	29	69	1	1,52	1,81	0,75	0,47	1,64	0,62	0,46	0,56	0,69	0,39
9	Чардаринский (барханный)	Золотый	—	1	89	10	1,47	1,77	0,83	0,52	1,60	0,68	0,48	0,59	0,64	0,38

Основной характеристикой плотности сложения несвязных грунтов следует считать степень плотности сложения или коэффициент относительной плотности сложения (иногда называемый индексом плотности сложения):

$$I_D = (e_{max} - e) / (e_{max} - e_{min}) \quad (1.6)$$

или

$$I_D = \frac{\rho_{ск, max} (\rho_{ск} - \rho_{ск, min})}{\rho_{ск} (\rho_{ск, max} - \rho_{ск, min})} = \frac{(n_{max} - n) (1 - n_{min})}{(n_{max} - n_{min}) (1 - n)}, \quad (1.6')$$

где  $e_{max}$ ,  $\rho_{ск, min}$ ,  $n_{max}$  — коэффициент пористости, плотность скелета и пористость в рыхлом состоянии;  $e_{min}$ ,  $\rho_{ск, max}$ ,  $n_{min}$  — то же, в плотном состоянии;  $e$ ,  $\rho_{ск}$ ,  $n$  — то же, в естественном состоянии.

Величина относительной плотности меняется от нуля в самом рыхлом состоянии до единицы в самом плотном состоянии. Чем меньше величина  $I_D$ , тем больше потенциальная возможность уплотнения несвязного грунта.

Мелкозернистые пески, приведенные в табл. 1.2 и на рис. 1.4, а, использовались для возведения намывных плотин. В результате однотипная укладка грунта в зону надводного намыва обусловила образование структуры с одинаковой плотностью сложения и близкими величинами  $I_D \approx 0,4$ . Величины же коэффициентов пористости и тем более плотность скелета существенно изменяются вследствие различий в форме частиц песков (см. рис. 1.4, а). При одинаковой степени плотности сложения грунты близкого гранулометрического состава могут иметь различные значения плотностей скелета и при одинаковых коэффициентах пористости — различную плотность сложения, характеризующую степень плотности сложения.

Таким образом, при оценке плотности сложения песков по величине  $I_D$ , кроме гранулометрического состава, косвенным образом учитываются форма частиц, шероховатость их поверхности и другие их морфологические особенности.

Содержание значительного количества пузырьков свободного газа в водонасыщенном несвязном грунте может существенно изменять его уплотняемость в результате динамических воздействий. Так, например, в результате уплотнения на ударно-вибрационном столе водонасыщенного мелкозернистого песка с различным содержанием газа при одинаковой интенсивности ударного воздействия наблюдалось полное разрушение структуры песка. Однако предельный коэффициент пористости, полученный в результате уплотнения песка, содержащего в порах значительное количество газа ( $s = 7,5\%$ ), оказался близким к коэффициенту пористости полностью водонасыщенного рыхлого песка (рис. 1.5). В ряде опытов нагнетание воздуха в поры даже весьма рыхлого водонасыщенного песка приводило практически к прекращению его уплотнения при ударных и вибрационных воздействиях. Газовые пузырьки в этом случае играют роль как бы твердого компонента, так как несмотря на свою сжимаемость,

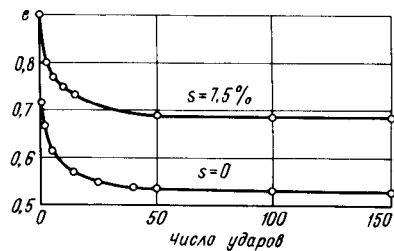
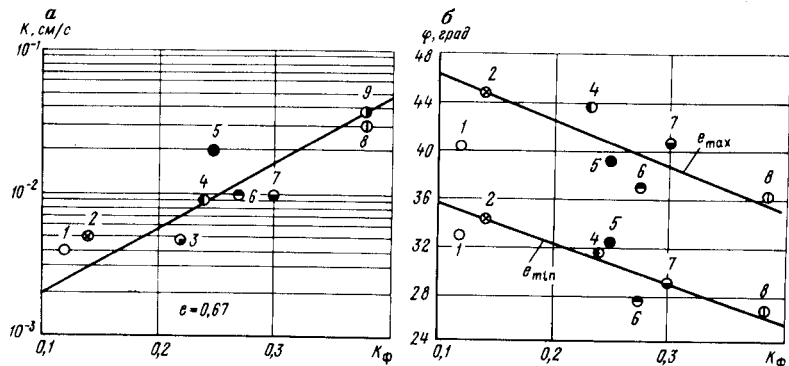


Рис. 1.5. Зависимость коэффициента пористости  $e$  водонасыщенного мелкозернистого песка от содержания газа  $s$  при последовательных ударных воздействиях одинаковой интенсивности

Рис. 1.6. Влияние коэффициента формы  $K_{\phi}$  на коэффициент фильтрации  $K$  (а) и угол внутреннего трения  $\varphi$  (б):

1—9 — порядковые номера песков в табл. 1.2



они, заполняя поры, препятствуют переукладке частиц и уплотнению песка. Таким образом, присутствие значительного количества газовых пузырьков вследствие их сжимаемости снижает, как показано в § 1.1, интенсивность динамических воздействий, но в то же время уменьшает уплотняемость грунта при последующей переукладке частиц. Такой сложный суммарный эффект влияния газового компонента существенно влияет на возможность уплотнения при динамических воздействиях несвязных, в основном достаточно мелкозернистых грунтов.

Существенное влияние формы частиц и, как следствие, конфигурации пор грунта на его водопроницаемость. С уменьшением окатанности частиц сопротивление движению воды в порах возрастает (рис. 1.6, а). В приведенных примерах мелкозернистых песков (см. табл. 1.2) коэффициент фильтрации с уменьшением окатанности уменьшался в 100 раз.

Еще больше влияние формы частиц на прочностные свойства несвязных грунтов, определяемые величиной угла внутреннего трения  $\varphi$ . С увеличением окатанности и сферичности угол внутреннего трения грунта уменьшается (рис. 1.6, б). Так, для тех же примеров (см. табл. 1.2) в зависимости от плотности сложения диапазон изменения угла внутреннего трения песков может составлять  $12-14^\circ$ , а за счет особенностей морфологии зерен он дополнительно возрастает на  $6-10^\circ$ .

Следует подчеркнуть, что меньший коэффициент пористости или большая объемная масса несвязного грунта не могут быть единственным основанием для оценки его как более прочного. В ряде случаев большая пористость, как следствие малой окатанности частиц, может быть призна-

ком большей прочности грунта. Так, например, кайракумский песок (плотность  $1,49 \text{ г/см}^3$ , коэффициент пористости 0,8) благодаря угловатости частиц характеризуется более устойчивой структурой при динамических воздействиях и более прочен, чем песок Шульбинской плотины, характеризуемый малоустойчивостью структуры, так как его частицы близки по форме шару (плотность  $1,64 \text{ г/см}^3$ , коэффициент пористости 0,62). Поэтому для строительства в сейсмическом районе более подходит кайракумский песок.

Вследствие жесткости скелета даже рыхлые несвязные грунты при действии статических сжимающих нагрузок мало уплотняются. Уменьшение пористости несвязных грунтов при статическом сжатии происходит вследствие деформаций на контактах малосжимаемых минеральных частиц или в результате их взаимного проскальзывания, а также вследствие разрушения отдельных частиц или их углов и взаимного смещения частиц.

Эти относительно малые деформации зависят от гранулометрического состава, начальной плотности сложения и формы частиц несвязного грунта. Чем мельче грунты и чем более они неоднородны, а также, чем меньше окатанность их частиц, тем больше их уплотняемость при статических воздействиях и тем ярче проявляются процессы ползучести скелета грунта, т. е. длительные деформации без изменения приложенной нагрузки.

Плотность и напряженное состояние обычно характеризуются средними величинами для некоторого достаточно большого объема грунта. Однако для большинства несвязных грунтов характерна весьма разнообразная форма частиц и существенное изменение их размеров. Рассматривая статически однородный по плотности и напряженному состоянию объем грунта, можно заметить, что отдельные его участки и группы частиц имеют различную плотность укладки и находятся в различном напряженном состоянии. Таким образом, в статическом макрооднородном несвязном грунте может отмечаться значительная микронеоднородность его структуры. Это является одной из причин ползучести скелета грунта как при статических, так, в особенности, при динамических воздействиях.

Следует особо подчеркнуть, что статическими нагрузками, возникающими в строительной практике, невозможно вызвать уплотнение несвязного грунта во всем диапазоне возможного изменения его коэффициента пористости от  $e_{\max}$  до  $e_{\min}$ . Если в основании будущего сооружения залежали рыхлые несвязные грунты, то и после постройки сооружения со статическими нагрузками такие грунты остаются в рыхлом состоянии. Это необходимо учитывать при проектировании сооружений в условиях рыхлых несвязных грунтов.

Необходимым условием существенного уплотнения несвязных грунтов является разрушение их структуры. Разрушением структуры несвязного грунта будем называть взаимное смещение частиц грунта, сопровождаемое изменением расположения точек и поверхностей контактов между частицами. Связи между частицами при разрушении структуры частично или полностью нарушаются. Разрушение структуры всегда сопровождается объемными деформациями несвязного грунта.

*Гипотеза критических взаимных смещений.* Разрушение структуры не-



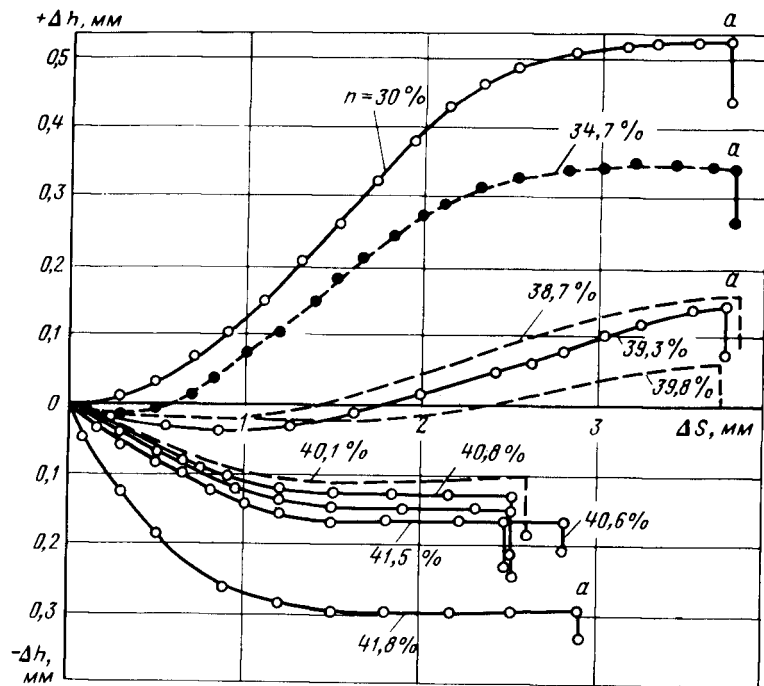


Рис. 1.7. Подъем (+  $\Delta h$ ) и опускание ( $-\Delta h$ ) штампа сдвижного прибора при сдвиге ( $\Delta S$ ) мелкозернистого Шульбинского песка с различной начальной пористостью ( $n$ )

связных грунтов и происходящее при этом взаимное смещение их частиц может вызвать как уплотнение, так и разрыхление грунта. Можно высказать предположение, что возникновение уплотнения или разрыхления несвязного грунта при разрушении его структуры определятся величиной взаимных смещений частиц. Независимо от начальной плотности грунта можно считать, что при малых взаимных смещениях частиц грунт уплотняется, а при больших — разрыхляется, т. е. имеются критические величины взаимных смещений частиц, при достижении которых возникает разрыхление грунта. Величина критических взаимных смещений частиц зависит от их размеров и формы, а также плотности их укладки. Чем мельче частицы и плотнее грунт, тем меньше величина критического взаимного смещения. При максимальной плотности укладки критические смещения должны быть близкими к нулю.

Существование критических взаимных смещений частиц подтверждается рядом экспериментальных фактов.

Как известно, при сдвиге песчаных грунтов в сдвижных приборах или стабилометрах наблюдается изменение объема образца. Рассматривая весь процесс изменения объема образца по мере развития деформаций сдвига и, следовательно, взаимных перемещений частиц в сдвижном приборе, можно заметить, что при малых смещениях  $\Delta s$  каретки сдвижного прибо-

ра, независимо от начальной плотности укладки песка, наблюдается только его уплотнение и, следовательно, опускание штампа (рис. 1.7). По мере увеличения горизонтального смещения в случае сравнительно плотного грунта начинается подъем штампа. С увеличением начальной плотности укладки участок смещения, на котором наблюдается опускание штампа, уменьшается, а в очень плотном песке — практически отсутствует. Следовательно, даже в сравнительно плотном песке имеется взаимное смещение частиц, при котором происходит уплотнение грунта.

В момент снятия сдвигающей нагрузки в песке любой начальной пористости наблюдается уплотнение (точки  $a$  на рис. 1.7). Это объясняется тем, что даже в рыхлых песках в зоне сдвига, т. е. при больших взаимных смещениях, происходит дополнительное разрыхление грунта и соответствующее неустойчивое расположение частиц.

При уплотнении рыхлых песчаных водонасыщенных грунтов в виброударном компрессионном приборе последовательными ударными воздействиями одинаковой интенсивности первые удары вызывают только повышение давления в поровой воде, что свидетельствует об уплотнении грунта. После ряда ударов и уплотнения грунта на осциллограммах избыточных давлений в воде в момент удара наблюдается временное снижение давления, что свидетельствует о стремлении песка к разрыхлению. С увеличением плотности песка величина временного снижения давления в воде увеличивается. Это объясняется тем, что по мере уплотнения грунта величина критических взаимных смещений уменьшается и становится меньше смещений в момент действия ударной нагрузки, что и соответствует началу разрыхления песка при ударах. Характерно, что с увеличением интенсивности ударных воздействий и, следовательно, с увеличением смещений частиц грунта временное уменьшение давлений в воде возникает при меньших плотностях песка.

По результатам замеров изменения пористости песков при сдвиге можно в качестве первого приближения принять, что критические смещения по величине близки к средним размерам частиц песка.

Гипотеза критических взаимных смещений частиц формально находится в противоречии с известной гипотезой критической пористости. По гипотезе критической пористости считается, что при сдвиге грунта, т. е. при безусловно больших взаимных смещениях частиц, происходит уплотнение грунта, если его начальная пористость больше критической, и — разрыхление, если она меньше критической.

Существование критической пористости может быть несколько иначе объяснено с позиции предлагаемой гипотезы критических взаимных смещений. При сдвиге, т. е. при больших взаимных смещениях, непосредственно в плоскости сдвига происходит разрыхление песка, тем большее, чем выше его начальная плотность. Горизонтальные перемещения частиц песка в области, прилегающей к плоскости сдвига (ось абсцисс), вызывают несколько меньшее перемещение соседних частиц (рис. 1.8), которое постепенно затухает, последовательно передаваясь от одной частицы к другой. В тех областях образца, где взаимные перемещения меньше критических, происходит уплотнение песка. При сдвиге в одно-

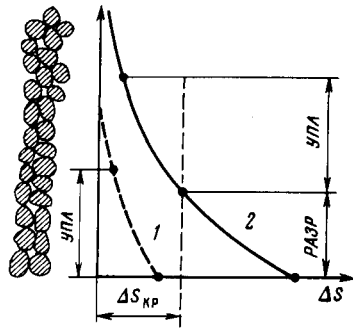


Рис. 1.8. Характер распространения зон взаимных смещений частиц, уплотнение и разрыхление при малых (1) и больших (2) смещениях ( $\Delta S$ )

плоскостном приборе заметные на глаз (по маркам) смещения частиц мелкозернистого песка наблюдались в зоне толщиной 5 мм.

Таким образом, при сдвиге песка с пористостью, большей, чем в максимально плотном состоянии, происходит одновременное уплотнение и разрыхление песка. Будет ли при сдвиге происходить опускание или поднятие штампа, зависит от соотношения между размерами зон уплотнения и разрыхления песка, а также от изменения в этих зонах его пористости. При увеличении начальной плотности песка вследствие уменьшения величины критических взаимных смещений, уменьшается область уплотнения и увеличивается зона разрыхления. Поэтому

понятие критическая пористость можно сформулировать в несколько ином виде. Критической можно назвать такую начальную пористость песка, при которой уплотнение части песка полностью компенсируется его разрыхлением в зоне, прилегающей к плоскости сдвига, и начальный объем образца равен его объему после сдвига. В тех случаях, когда при сдвиге одной части песка относительно другой компенсация изменения пористости не обеспечивается, средняя плотность песка увеличивается или уменьшается.

Независимо от начальной плотности, непосредственно в плоскости сдвига пористость песка в процессе сдвига, по-видимому, больше, чем в максимально рыхлом состоянии при обычной лабораторной укладке.

Динамические воздействия (удары, вибрации, камуфлетные взрывы и др.) умеренной интенсивности обычно приводят к малым взаимным смещениям частиц полностью водонасыщенного несвязного грунта, и поэтому при плотности, отличающейся от предельной, происходит только его уплотнение. В случае значительных взаимных смещений, например при взрыве малоуглубленного заряда, наблюдается интенсивное разрыхление грунта. Длительно действующие сдвигающие усилия на отдельных участках могут вызвать значительные смещения частиц и местное разрыхление грунта.

*О структурной прочности несвязных грунтов.* Наряду с плотностью сложения одним из основных факторов, определяющих прочность несвязных грунтов, являются структурные связи между частицами. В водонасыщенных несвязных грунтах, в частности в песках, наибольшее значение имеют цементационные связи между частицами, которые возникают в процессе длительного упрочнения грунтов. Присутствие в песках цементационных связей и их развитие отмечались многими исследователями. При оценке их прочности структурные связи проявляются в виде сцепления упрочнения (Н.Я. Денисов), которое в зависимости от генезиса песков может

достигать 0,05 и даже 0,1 МПа (элювиальные пески). Генезис грунтов, характеризующий их происхождение, особенности формирования и существования под воздействием различных природных процессов, влияет на их структурные особенности и, в частности, цементационные связи. Как правило, чем древнее песчаные отложения, тем прочнее цементационные связи.

Однако, несмотря на структурные связи, отобрать образцы водонасыщенных несвязных грунтов ненарушенной структуры обычными методами не удастся, и поэтому все массовые лабораторные исследования песчаных грунтов никак не отражают присутствие в них цементационных связей и практически не учитываются. Влияние же их на прочность структуры и особенно динамическую устойчивость песков в естественных условиях велико. Нарушение цементационных связей снижает в ряде случаев прочность таких песков в 2–3 раза. Наличие структурных, в частности цементационных, связей в естественных песках отражается только на результатах их полевых испытаний, таких как ударное и статическое зондирование, взрывное зондирование (§ 6.3) и др. К сожалению, отделить влияние структурных связей от влияния других факторов, например плотности сложения, затруднительно.

Выделить роль структурных связей в общей прочности песчаных грунтов удалось при исследовании песчаных намывных плотин и территорий [6]. Взятием проб грунта из шурфов или замером осадок слоя с одновременным динамическим зондированием показано, что уплотнение после намыва продолжается в течение нескольких дней или недель, а интенсивный процесс упрочнения грунтов — до трех лет. В частности, при намыве песков в районах Гомеля и Бреста сопротивление толщи грунта динамическому зондированию за три года возросло без заметного уплотнения грунта примерно в 2 раза.

Необходимо учитывать, что при любом методе уплотнения несвязных грунтов цементационные связи частично или даже полностью нарушаются. После их разрушения образование новых цементационных связей происходит весьма медленно, а в песках естественного сложения они полностью не восстанавливаются. Таким образом, при любом методе уплотнения пески одновременно увеличивают свою прочность вследствие повышения плотности сложения и уменьшают — в результате разрушения цементационных связей. Таким образом, два противоположно направленных процесса приводят как к повышению, так и к понижению прочности уплотненного массива. Чем рыхлее грунт и менее прочные связи между частицами, тем выше эффект упрочнения в результате уплотнения грунта. Поэтому уплотнением сравнительно рыхлых естественных песков с развитыми цементационными связями обеспечивается устойчивость их структуры при динамических воздействиях, но в меньшей степени повышаются их прочностные и деформационные характеристики при статических нагрузках.

Следует предотвратить возможные ошибки в оценке свойств естественных песков только на основе их генезиса. Пески одной генетической разности могут находиться в различном состоянии по плотности сложения и

развитию структурных связей. Автору приходилось сталкиваться с положением, когда массивы водонасыщенных песков одинакового генезиса, периода образования и крупности в одних случаях при взрывных воздействиях интенсивно разжижались, а в других никак не реагировали на взрыв.

### § 1.3. РАЗРУШЕНИЕ СТРУКТУРЫ, РАЗЖИЖЕНИЕ И УПЛОТНЕНИЕ НЕСВЯЗНЫХ ГРУНТОВ ПРИ УДАРНЫХ И ВИБРАЦИОННЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

Значительное разрушение структуры достаточно рыхлых несвязных грунтов и, как следствие, их интенсивное уплотнение происходят при динамических воздействиях. Возможность разрушения структуры несвязных грунтов, т. е. возникновение взаимных смещений частиц и нарушение их устойчивости, в основном определяется: интенсивностью динамических воздействий, начальным статическим напряженным состоянием и плотностью сложения грунта. Эти факторы влияют на результаты динамических испытаний грунтов на ударно-вибрационных столах. Стол 2 с вибратором механического типа 1 подвешен на пружинах 4 (рис. 1.9). Благодаря встречному вращению эксцентриков создается направленная возмущающая сила. С помощью маятникового ударника 3 можно создавать горизонтальные импульсные воздействия. Образцы грунта находятся в условиях статического сжатия без возможности бокового расширения, т. е. в компрессионных приборах.

По данным уплотнения несвязных грунтов при различных по интенсивности динамических воздействиях строятся ударно-виброкомпрессионные кривые. При вибрационных нагрузках в качестве критерия интенсивности воздействия обычно принимается максимальная величина ускорения колебаний

$$\eta = A \omega^2,$$

где  $A$  — амплитуда колебаний;  $\omega$  — частота. Нередко ускорение колебаний выражают в долях ускорения свободного падения  $\eta/g$ .

По мере увеличения интенсивности динамических воздействий коэффициент пористости рыхлого непригруженного ( $\sigma = 0$ ) грунта постепенно уменьшается, приближаясь к своему минимальному значению  $e_{min}$  (рис. 1.10). Каждой величине интенсивности динамического воздействия соответствует свой предельный минимальный коэффициент пористости. В том случае, если начальный коэффициент пористости  $e_0$  меньше, чем в рыхлом состоянии  $e_{max}$ , то существенное разрушение структуры непригруженного грунта начинается после того, как интенсивность динамического воздействия достигнет критического значения  $\eta_{кр}$ , а на ударно-виброкомпрессионной кривой будет отмечен характерный горизонтальный участок (см. рис. 1.10, участок  $ab$ ). При статической нагрузке на ударно-виброкомпрессионных кривых также наблюдаются горизонтальные участки, соответствующие отсутствию разрушения структуры и уплотнения грунта. Таким

образом, каждой величине статической нагрузки и начального коэффициента пористости соответствует своя величина критической интенсивности динамического воздействия  $\eta_{кр}$ , по достижении которого начинается разрушение структуры и уплотнение грунта.

С увеличением нагрузки  $\sigma$  и уменьшением начального коэффициента пористости величина критических значений интенсивности динамических воздействий (критических ускорений колебаний при вибрации) увеличивается и, следовательно, уменьшается возможность разрушения структуры, тогда как при отсутствии статической нагрузки уплотнение максимально рыхлого грунта происходит при малейшем появлении динамических воздействий. Это объясняется тем, что при разрушении структуры динамические воздействия преодолевают силы трения между частицами, а статическая сжимающая нагрузка вызывает повышение давлений в контактах между частицами, увеличивая таким образом сопротивление их смещению. В этом заключается роль пригрузок, уменьшающих или полностью ликвидирующих возможность разрушения структуры даже рыхлых несвязных грунтов при динамических воздействиях.

Наличие горизонтального участка на ударно-виброкомпрессионной кривой, т. е. отсутствие разрушения структуры, наиболее ярко проявляется при динамических воздействиях в однородных, хорошо окатанных несвязных грунтах. Неоднородные грунты при большом разнообразии размеров частиц и их формы укладываются с более неравномерной плотностью, и статическая нагрузка вызывает различные давления в контактах между частицами. Это приводит к разрушению структуры грунта в наиболее ослабленных местах при сравнительно небольших динамических воздействиях. Ударно-виброкомпрессионные кривые таких грунтов обычно не имеют четко выраженного горизонтального участка (на рис. 1.10

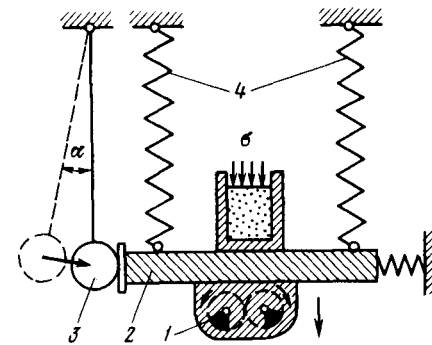


Рис. 1.9. Схема ударно-вибрационного стола

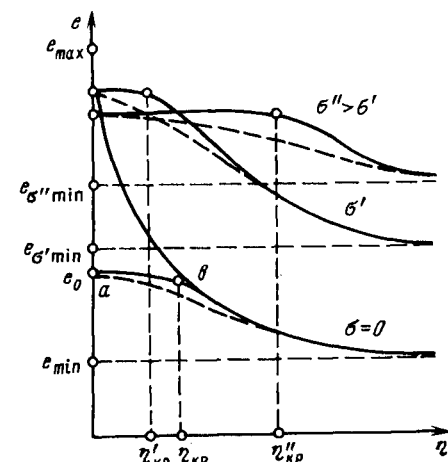


Рис. 1.10. Характер ударно-виброкомпрессионных кривых

пунктирные кривые). Тем не менее и в этом случае критическое значение интенсивности динамического воздействия больше, чем при отсутствии статической нагрузки, т. е. уклон кривой уменьшается с увеличением статической нагрузки.

По аналогии с обычными компрессионными кривыми ударно-виброкомпрессионную кривую можно спрямить на отдельных участках и уравнение спрямленного участка примет вид

$$e = -a\eta + b; a = (e_1 - e_2) / (\eta_2 - \eta_1), \quad (1.7)$$

где  $a$  — коэффициент уплотнения;  $e_1$  и  $e_2$  — коэффициенты пористости грунта при интенсивности динамических воздействий  $\eta_1$  и  $\eta_2$ .

При ударно-виброкомпрессионном уплотнении несвязных грунтов предел  $e_{\sigma, \min}$  зависит от интенсивности статической нагрузки. При ее отсутствии ( $\sigma = 0$ ) он равен  $e_{\min}$ , с возрастанием статической нагрузки он увеличивается.

Все это отражается на результатах испытаний песчаных грунтов\* (рис. 1.11). Четко проявляются критические значения интенсивности ударных воздействий и их увеличение с возрастанием сжимающих напряжений. Каждому значению интенсивности ударного воздействия соответствует

Рис. 1.11. Зависимость относительной осадки  $\delta$  мелкозернистого песка одинаковой начальной степени плотности сложения ( $I_D = 0,4$ ) от угла отклонения ударника  $\alpha$  и величины сжимающего напряжения ( $\sigma = 0 \div 0,1$  МПа)

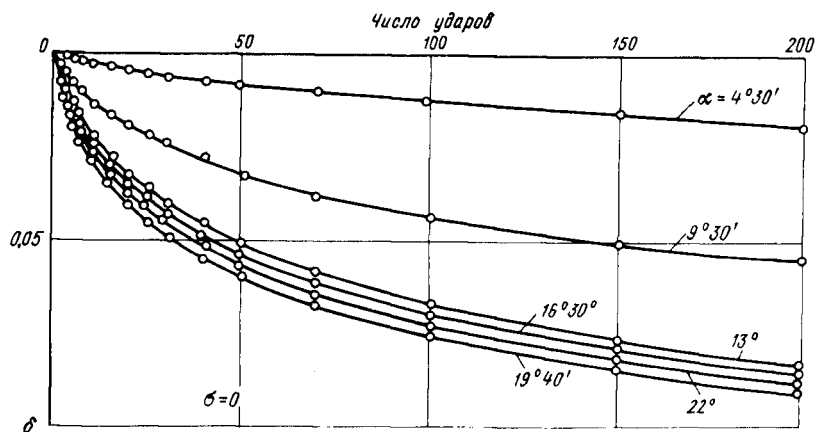
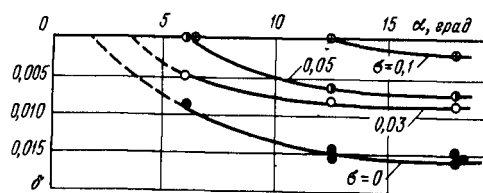


Рис. 1.12. Зависимость относительной осадки  $\delta$  непригруженного слоя рыхлого мелкозернистого песка от угла наклона  $\alpha$  при последовательных ударах различной интенсивности

\* Выполнены В.А. Поспеловым.

Рис. 1.13. Зависимость предельной относительной объемной деформации от величины  $I_D$  для мелкозернистых песков различной крупности при одиночном импульсе

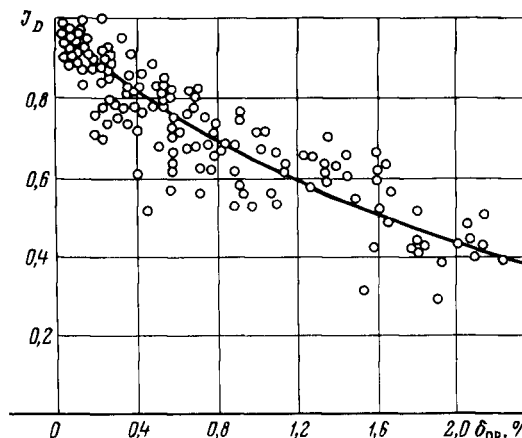
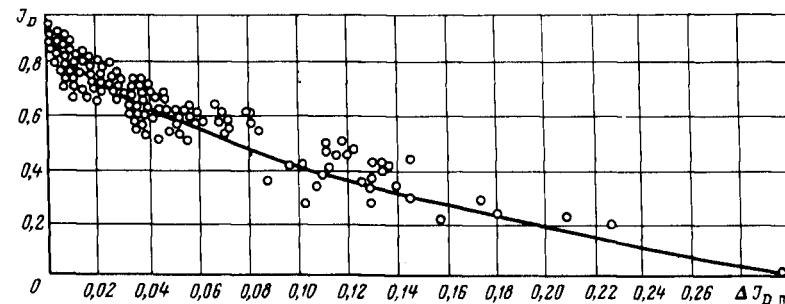


Рис. 1.14. Предельное приращение степени плотности сложения в зависимости от начальной ее величины при одиночных импульсах



своя предельная величина плотности сложения песка или предельная относительная деформация (рис. 1.12).

Связь приращения степени плотности сложения с ее начальным значением. Обнаружена характерная особенность уплотнения несвязных грунтов при ударных воздействиях. С увеличением их интенсивности объемные деформации от каждого импульса увеличиваются, но до определенного предела, по достижении которого дальнейшее увеличение интенсивности ударного воздействия мало изменяет величину уплотнения (см. рис. 1.12). В этом случае предельная объемная деформация определяется только начальной степенью плотности сложения и уменьшается с ее увеличением.

Таким образом, при одиночных импульсах каждому значению начальной плотности сложения соответствует своя предельная величина объемных деформаций (рис. 1.13) или изменения плотности, пористости и т. п. Иными словами, предельные объемные деформации при ударных воздействиях определяются только начальной плотностью песка, и структура песка переходит из одного состояния в другое определенным образом, т. е. нельзя миновать промежуточное состояние\*. В частности, невозможно по-

\* Это положение в дальнейшем подтверждено так же опытами Л.А. Эйслера [36].



лучить любое уплотнение грунта только путем увеличения интенсивности ударов, для этого необходимо новое разрушение структуры.

Больше того, кривые предельных изменений степени плотности сложения  $\Delta I_{D, пр}$  в зависимости от величины  $I_D$  для различных по гранулометрическому составу песков практически (в пределах разброса экспериментальных точек) совпадают (рис. 1.14). Указанная зависимость описывается уравнением

$$\Delta I_{D, пр} = B (1 - I_D)^2, \quad (1.8)$$

где  $B$  — безразмерный коэффициент для исследованных мелкозернистых песков, равный 0,33. Учитывая, что  $\delta = \frac{\Delta e}{1+e}$ , можно перейти к величине предельной относительной деформации

$$\delta_{пр} = \frac{(e_{max} - e_{min})}{1+e} \Delta I_{D, пр}. \quad (1.9)$$

Величина  $\Delta I_{D, пр}$  определяется по результатам опытов с использованием зависимости

$$\Delta I_{D, пр} = I_{D, пр} - I_D = \frac{(e - e_{пр})}{e_{max} - e_{min}}.$$

Таким образом, можно предположить, что для достаточно чистых песков имеется единая характеристика (1.8) связи предельных изменений степени плотности с величиной начальной степени плотности. Возможность распространения этой зависимости на более крупнозернистые и пылеватые несвязные грунты должна быть проверена экспериментально. Получение этой зависимости стало возможным благодаря использованию величины степени плотности сложения, косвенным образом учитывающей форму частиц, гранулометрический состав грунта и другие показатели.

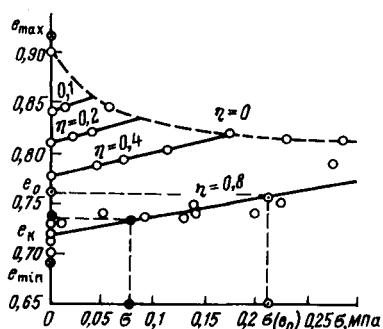


Рис. 1.15. Зависимости коэффициента пористости для мелкозернистого песка от сжимающих напряжений при различных ускорениях колебаний ( $\eta$  — в долях ускорения свободного падения  $g$ )

#### Влияние статической пригрузки.

Связь изменения коэффициента пористости несвязных грунтов со сжимающими напряжениями при динамических воздействиях в условиях ударно-виброкомпрессионных испытаний можно показать на примере сухого мелкозернистого песка. При каждой величине сжимающего напряжения и ускорения колебаний определена конечная величина коэффициента пористости. Некоторые опыты проведены при постепенно уменьшающейся величине напряжений. В этом случае фиксировалась величина напряжения, при которой начиналась первая подвижка поверхности грунта.

Результаты испытаний свидетельствуют о том, что в достаточно широком диапазоне ускорений колебаний (до  $0,8g$ ) зависимость коэффициента пористости от сжимающих напряжений в скелете грунта при постоянном ускорении колебаний может быть принята линейной (рис. 1.15).

В соответствии с графиком зависимость может быть представлена в виде

$$e = a_1 \sigma + e_к, \quad (1.10)$$

где  $a_1$  — коэффициент уплотнения;  $e_к$  — конечный коэффициент пористости в случае вибрирования грунта с ускорением  $\eta$  при  $\sigma = 0$ .

С учетом того, что каждой величине начального коэффициента пористости  $e_0$  соответствуют напряжения  $\sigma(e_0)$ , при которых не происходит дальнейшего уплотнения грунта, уравнение (1.10) можно представить в виде

$$e = e_0 - a_1 [\sigma(e_0) - \sigma] \quad (1.11)$$

или, обозначив

$$\sigma(e_0) - \sigma = \sigma_{уп},$$

получим

$$e(\sigma) = e_0 - a_1 \sigma_{уп}. \quad (1.11')$$

По зависимости (1.10) или (1.11) можно прогнозировать плотность грунта (при заданных ускорениях колебаний или интенсивностях ударных воздействий и напряжениях в скелете грунта) либо необходимое напряжение (при заданных ускорениях и плотности грунта), при котором не будет происходить уплотнения грунта.

Зависимость критических ускорений колебаний от сжимающих напряжений также получалась линейной, как и в ранее проведенных опытах Н.Н. Маслова [24].

**Виброползучесть несвязных грунтов.** При повторяющихся ударных воздействиях происходит постепенное накопление взаимных смещений частиц. При увеличении частоты приложения импульсов взаимные смещения частиц накладываются и происходит процесс их практически непрерывного смещения, т. е. наблюдаются объемные и сдвиговые деформации ползучести несвязных грунтов. Применительно к явлениям ползучести несвязных грунтов при вибрации или повторяющихся импульсах было предложено [10] использовать термин виброползучесть несвязных грунтов.

Деформация виброползучести или изменения коэффициента пористости во времени (рис. 1.16) или от числа импульсов удовлетворительно описывается экспоненциальной функцией вида

$$1 + \exp(-\gamma_1 t),$$

где  $\gamma_1$  — характеристика виброползучести.

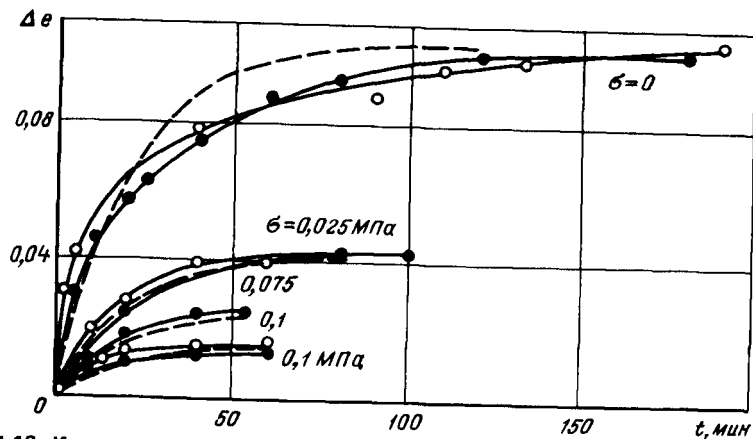


Рис. 1.16. Кривые виброползучести мелкозернистого песка при ускорениях колебаний  $0,2g$  и различных сжимающих напряжениях  $\sigma$  (пунктиром приведены расчетные графики при  $\gamma_1 = 0,05$  1/мин)

Использование экспоненциальной зависимости для описания процесса виброуплотнения сухих нагруженных песчаных грунтов во времени предложено Д.Д. Барканом.

Учитывая полученную линейную зависимость между изменением коэффициента пористости и напряжением (1.11 и 1.11'), уравнение уплотнения несвязных грунтов при постоянных ускорении колебаний или интенсивности повторяющихся импульсов и сжимающих напряжениях можно представить в виде

$$e(t) = e_0 - a_1 [\sigma(e_0) - \sigma] [1 - \exp(-\gamma_1 t)] \quad (1.12)$$

или

$$e(t) = e_0 - a_1 \sigma_{yn} [1 - \exp(-\gamma_1 t)] \quad (1.12')$$

При постоянных ускорениях колебаний с уменьшением сжимающих напряжений деформации ползучести увеличиваются. С увеличением ускорений колебаний увеличиваются значения параметров  $a_1$  и  $\gamma_1$  и возрастает интенсивность деформаций виброползучести.

О характеристиках прочности несвязных грунтов при динамических воздействиях. Возможность взаимного смещения частиц и разрушения структуры несвязного грунта определяется изменением его напряженного состояния в период действия динамических нагрузок. При дополнительной динамической нагрузке условие отсутствия сдвига в несвязном грунте по какой-либо площадке можно представить в виде

$$\tau \pm \Delta\tau_d(t) < [\sigma \pm p(t) \pm \Delta\sigma_d(t)] \operatorname{tg}\varphi, \quad (1.13)$$

где  $\tau$  и  $\sigma$  — касательные и нормальные напряжения в скелете грунта по площадке до приложения динамической нагрузки;  $\Delta\tau_d$  и  $\Delta\sigma_d$  — дополни-

тельные напряжения в период действия динамической нагрузки;  $p$  — избыточное поровое давление в воде, возникающее в результате действия динамической нагрузки;  $\varphi$  — угол внутреннего трения несвязного грунта.

Условие (1.13) обычно характеризует отсутствие разрушения структуры всего рассматриваемого, достаточно большого объема грунта. Однако, вследствие отмеченной выше существенной микронеоднородности несвязных грунтов по плотности и напряженному состоянию, при общем выполнении условия (1.13) для всего макрообъема грунта нарушение условия (1.13) и разрушение структуры может возникать на небольших ослабленных участках грунта и у отдельных групп частиц. Таким образом, частичное разрушение структуры возможно при напряжениях, значительно меньших предельных для всего макрообъема грунта. В значительной степени возможность разрушения структуры грунта при динамических воздействиях определяется также тем, в какой мере напряженное состояние в статических условиях близко к предельному.

При определении прочности несвязных грунтов в условиях динамических воздействий нет единства взглядов на оценку величины основной характеристики прочности несвязных грунтов  $\varphi$ . Нередко принимается, что при кратковременных воздействиях типа удара-импульса характеристики прочности повышаются, а наблюдаемое уменьшение сопротивления сдвигу песчаных грунтов при вибрациях объясняется существенным уменьшением угла внутреннего трения в период действия динамических нагрузок. Все это в большинстве случаев объясняется либо неправильной постановкой экспериментов, либо необоснованной интерпретацией их результатов.

В течение ряда лет в лаборатории механики грунтов ЛПИ выполнялись опыты по определению характеристик прочности песчаных грунтов в условиях действия вибрационных и пульсационных нагрузок [10, 12]. Проводились сдвиги штампов с вибрационными нагрузками и разрушения образцов песка в приборах трехосного сжатия (стабилометрах) с динамическими нагрузками. Во всех выполненных опытах учитывались все составляющие как статических, так и динамических нагрузок, входящих в состав уравнения (1.13). Кроме того, принимались одинаковые критерии начала разрушения (сдвига) как при статических, так и при динамических схемах испытаний.

Было показано, что в широком диапазоне ускорений колебаний (до  $1g$ ) характеристика прочности несвязных грунтов — угол внутреннего трения при постоянной их пористости (плотности) во время вибрации не меняется. Противоположные выводы других исследователей в ряде случаев обусловлены тем, что не учитывались динамические составляющие напряжений в зависимости (1.13).

Кажущееся увеличение прочностных характеристик песчаных грунтов при одиночных импульсных воздействиях объясняется тем, что для развития деформаций сдвига и тем более разрушения образца грунта требуется время. За короткий период действия импульса, даже при нарушении условия (1.13), образец грунта не успевает разрушиться.

Таким образом, при динамических воздействиях (ударных, вибрационных, сейсмических и др.) в несвязных грунтах с мало меняющейся плотностью сложения условие прочности, сдвига или развития областей пластических деформаций может оцениваться исходя из постоянных значений угла внутреннего трения, полученных из обычных статических испытаний.

В малосвязных глинистых грунтах, например супесях, при динамических, особенно повторяющихся воздействиях в результате физико-химических процессов (в частности, явления тиксотропии) возможно временное снижение характеристик их прочности. Однако данные, свидетельствующие об этом, отсутствуют. В большинстве таких опытов изменения давлений в поровой воде при динамических воздействиях не фиксировались.

**Явления разжижения водонасыщенных несвязных грунтов.** Уплотнение водонасыщенных несвязных грунтов сопровождается отжатием воды из пор грунта. Разрушение структуры и уплотнение грунта приводят к полной или частичной передаче на поровую воду давлений от собственного веса грунта и внешней нагрузки. При этом наблюдается повышение давления в поровой воде, которое по мере ее отжатия и уплотнения несвязного грунта уменьшается, постепенно приближаясь к первоначальному.

В случае повышения избыточных давлений в воде несвязные грунты могут растекаться, т. е. проявляется действие разжижения.

Процесс разжижения может быть показан на примере условной модели несвязного грунта в виде рыхло уложенных шаров (рис. 1.17, а). При разрушении структуры, например путем сдвига верхнего ряда шаров, они временно занимают положение (рис. 1.17, б), при котором нарушаются контакты между ними. Под действием собственного веса шары верхнего ряда стремятся опуститься в промежутки между шарами нижнего ряда, в результате чего образуется более плотная укладка (рис. 1.17, в). Так как пространство между шарами заполнено водой, то перемещение вниз шаров верхнего ряда зависит от скорости отжатия воды. Пребывание шаров в положении, показанном на рис. 1.17, б, иллюстрирует разжиженное состояние песка, так как при потере контактов не происходит передачи давлений от собственного веса шаров или внешней нагрузки, и система шаров приобретает способность растекаться. В реальных несвязных грун-

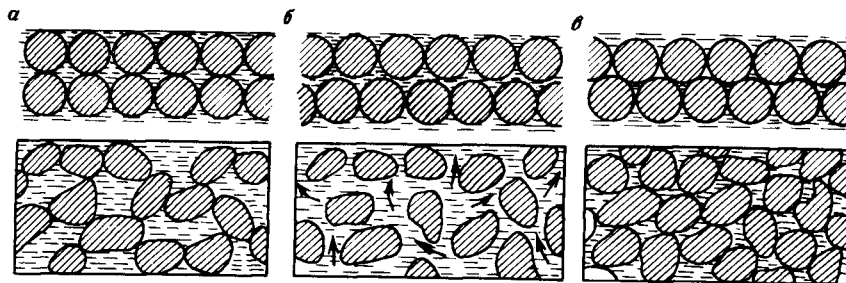


Рис. 1.17. Схема, иллюстрирующая переход несвязных водонасыщенных грунтов в разжиженное состояние (вверху система шаров, внизу — частицы грунта)

тах в случае потери контактов между частицами нет точек и плоскостей соприкосновения одной частицы с другой, а следовательно, и передачи напряжений между ними.

В результате разрушения структуры достаточно рыхлого водонасыщенного несвязного грунта начинается его уплотнение, сопровождаемое отжатием воды из пор грунта, т. е. происходит консолидация несвязного грунта.

Таким образом, весь процесс разжижения состоит из: 1) разрушения структуры; 2) собственно разжижения несвязного грунта; 3) уплотнения грунта.

В зависимости от характера воздействия, например при ударах, четко проявляется эта последовательность, а в других случаях, например при повторяющихся импульсах или вибрационных воздействиях, все происходит одновременно.

Необходимыми условиями возникновения явлений разжижения являются: 1) разрушение структуры; 2) возможность уплотнения грунта и 3) полное или близкое к полному насыщение грунта водой. Мероприятия по борьбе с разжижением основаны на нарушении тем или иным путем одного из этих условий.

В случае полного разрушения структуры и полного разжижения грунта возникают максимально возможные избыточные давления в воде. Полностью разжиженную массу грунта условно можно представить в виде суспензии (см. рис. 1.17). При этом плотность разжиженного грунта

$$\rho_p = \rho_T m + \rho n, \quad (1.14)$$

где  $n$  и  $m$  — объем пор и скелета в единице объема грунта;  $\rho$  и  $\rho_T$  — плотность воды и частиц грунта. Удельный вес разжиженного грунта будет  $\gamma_p = \rho_p g$ .

Соответственно давление в воде полностью разжиженного грунта на глубине  $h - z$  (рис. 1.18)

$$p' = \gamma_p (h - z). \quad (1.15)$$

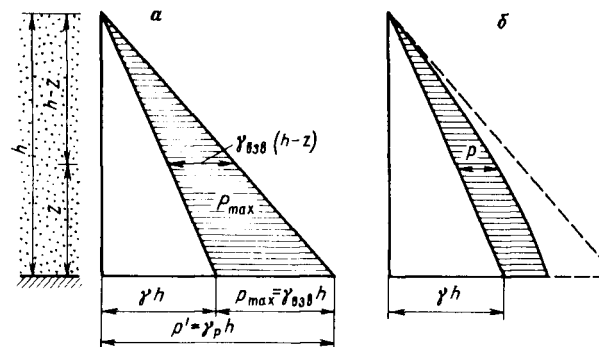


Рис. 1.18. Характер распределения давлений в поровой воде слоя при полном (а) и частичном (б) разжижении

а избыточные давления в этом случае

$$p_{\max} = (\gamma_p - \gamma) (h - z) = \gamma_{\text{взв}} (h - z), \quad (1.16)$$

где  $\gamma_{\text{взв}}$  — удельный вес взвешенного в воде грунта.

В ряде случаев возможно частичное разжижение грунта, при котором избыточные давления в воде не достигают предельно максимального значения (1.16). При этом часть сжимающих напряжений в скелете грунта сохраняется (см. рис. 1.18) и грунт частично сохраняет несущую способность.

Сопоставив наибольшее возможное при полном разжижении избыточное давление в воде  $p_{\max}$  с избыточным давлением, соответствующим состоянию частичного разжижения,  $p$ , можно назвать степень разжижения отношение

$$N = p/p_{\max}, \quad (1.17)$$

которое в случае непригруженного слоя грунта имеет вид

$$N = p / [\gamma_{\text{взв}} (h - z)]. \quad (1.17')$$

Численные значения этой величины могут изменяться в пределах от 0 до 1. При  $N = 1$  имеет место полное разжижение песка.

Явлениями разжижения водонасыщенных несвязных грунтов можно назвать явления полной или частичной потери грунтом его несущей способности и перехода грунта в текучее состояние, возникающее в результате разрушения структуры и смещения частиц относительно друг друга, сопровождаемое образованием более плотной укладки частиц и уменьшением пористости.

*Методика лабораторных исследований процессов разжижения и уплотнения водонасыщенных песчаных грунтов.* Процесс разжижения и уплотнения (консолидации) водонасыщенных несвязных грунтов можно наблюдать при их испытании на ударно-вибрационном столе. На столе устанавливались цилиндрические сосуды диаметром 15–20 см и компрессионные приборы. Для создания статической нагрузки применен пневматический домкрат, в который сжатый газ поступал из баллона через компенсатор, и поэтому осадка штампа не вызвала заметного изменения давления. Колебания стола фиксировались виброизмерительной аппаратурой. Фиксировалась во времени осадка поверхности грунта или штампов. По высоте слоя водонасыщенного песка в сосудах измерялось давление в поровой воде с помощью индуктивных датчиков. Собственная частота преобразователей движения была около 100 Гц.

Одна из основных методических особенностей проведенных исследований — измерение пористости по высоте слоя грунта электрическими методами. Осадку поверхности грунта и повышение давлений в поровой воде являются косвенными признаками уплотнения и не могут характеризовать процесс уплотнения в какой-либо зоне (точке) массива грунта.

Возникновение давлений в поровой воде при уплотнении грунта в данной точке вызывает повышение давлений в поровой воде во всем окружающем массиве. В связи с этим основным и единственным прямым признаком возникновения и протекания процесса консолидации в какой-либо точке массива грунта следует признать уменьшение его пористости в рассматриваемой зоне. Поэтому в опытах применен электрометрический метод измерения пористости по изменению электропроводимости грунта в ограниченной зоне. Как известно, электропроводимость полностью водонасыщенных несвязных грунтов определяется объемом поровой воды в единице объема грунта, т. е. пористостью и электропроводимостью воды. В процессе уплотнения грунта его электропроводимость уменьшается. Для исключения влияния температуры и солености воды использован пяти-электродный метод Л.Ш. Горелика, который более подробно описан в гл. 6.

*Разжижение и уплотнение песчаных грунтов при ударных воздействиях.* Слой рыхлого мелкозернистого песка при ударных воздействиях переходил в полностью разжиженное состояние, и эпюры максимальных избыточных давлений в поровой воде имели четко выраженный треугольный характер, а величина давления в поровой воде строго соответствовала массе слоя воды со взвешенными частицами песка, т. е. объемной массе насыщенного водой песка по зависимости (1.14).

Характерной особенностью изменения давлений в поровой воде при ударных воздействиях (рис. 1.19) было практически мгновенное повышение давлений в момент приложения динамической нагрузки до максимального значения (рис. 1.20).

Сразу же после полного разжижения слоя возникал процесс уплотнения грунта. Эпюры избыточных давлений в воде для различных моментов времени после приложения динамического воздействия имели форму трапеции, а осциллограммы изменения избыточных давлений в воде (см. рис. 1.20) — характерный горизонтальный участок. Такой вид эпюр и записей избыточных давлений в поровой воде свидетельствует о наличии для каждого момента времени границы раздела  $r$  между уплотненной частью песка и песком, еще находящимся в полностью разжиженном состоянии. Процесс переукладки частиц песка начинается в нижней части слоя и постепенно распространяется вверх. Вертикальные участки эпюры избыточных давлений соответствуют зоне переложенного, уже практически неуплотняющегося грунта, а горизонтальный участок осциллограммы — времени подхода границы между разжиженным и уплотненным песком к точке, в которой измерялось давление. Таким образом, давление в любой точке определялось весом вышележащей зоны разжиженного грунта, которая постепенно уменьшалась.

Отсутствие уплотнения в точке грунта до подхода к ней снизу границы переложенного грунта подтверждается записями изменения пористости по изменению электропроводимости грунта (рис. 1.21), на которых четко отмечается время от момента удара до начала заметного изменения электропроводимости грунта в зоне расположения датчика.

По перегибу линий изменения давлений в воде на осциллограммах (пе-

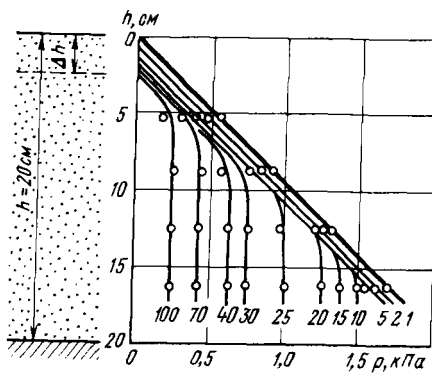


Рис. 1.19. Изменение избыточных давлений в воде при последовательных ударах: 1, 2, 5, 10, 15, 20, 25, 30, 40, 70 – номера ударов

Рис. 1.20. Осциллограммы давлений в поровой воде в точках 1–4 при ударном воздействии (точка 4 – внизу слоя)

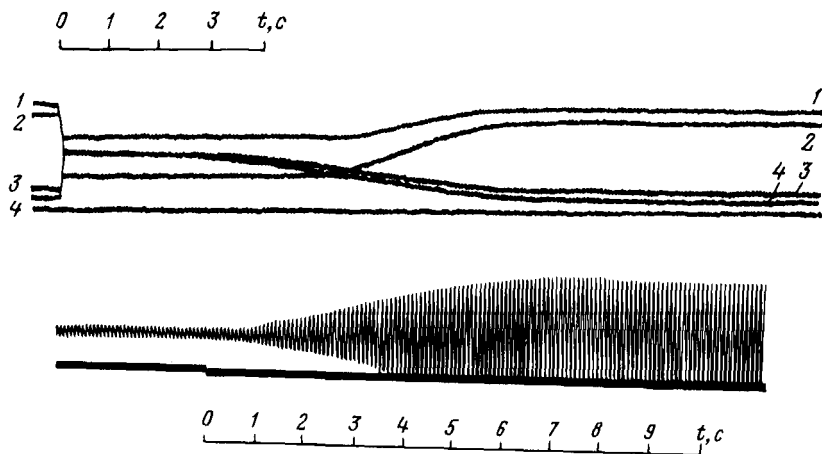


Рис. 1.21. Осциллограмма изменения электропроводности грунта (нижняя линия – отметка удара)

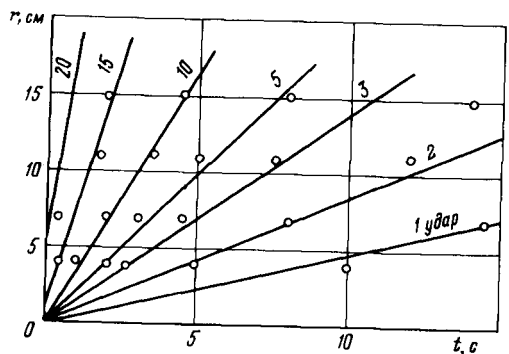


Рис. 1.22. Характер перемещения границы  $\gamma$  между разжиженным и переложженным песком: 1–3, 5, 10, 15, 20 – номера ударов

реход от горизонтального участка к наклонному) можно определить время перехода границы  $\gamma$  через точку замера давлений и тем самым определить время пребывания в разжиженном состоянии или время уплотнения отдельных участков слоя грунта. Дольше всех находятся в полностью

разжиженном состоянии верхние слои грунта. Скорость перемещения границы  $\gamma$  между разжиженным и уплотненным слоями грунта по высоте слоя практически постоянна (рис. 1.22).

При последующих ударах, несмотря на уплотнение песка, интенсивность динамического воздействия оказывалась достаточной для полного разрушения структуры всего слоя грунта и наблюдался переход его в полностью разжиженное состояние. Однако время пребывания слоя песка в разжиженном состоянии, соответствующее на осциллограммах времени спада давлений в воде до начальных, уменьшалось, что вызывалось меньшим изменением пористости грунта и количества отжимаемой воды с увеличением начальной плотности грунта после каждого последующего удара. При дальнейшем увеличении начальной плотности эпюры максимальных избыточных давлений в воде имеют трапециевидный характер, что свидетельствует об отсутствии разжижения в нижних слоях песка. Вследствие уплотнения песка предыдущими ударными воздействиями их интенсивность оказывалась недостаточной, чтобы разрушить структуру песка, пригруженного вышележащими слоями.

Рыхлые водонасыщенные несвязные грунты любой крупности имеют способность переходить в разжиженное состояние. Существующие представления, что разжижение возникает только в мелкозернистых песках, вызвано более яркими внешними проявлениями разжижения в этих песках, связанными с длительным процессом переукладки частиц.

Опыты показали, что характер процесса разжижения и уплотнения не зависит от гранулометрического состава песка, но с увеличением крупности и, следовательно, водопроницаемости значительно уменьшается время пребывания его в разжиженном состоянии (рис. 1.23).

В результате опытов можно прийти к выводу, что при динамических воздействиях типа одиночного импульса, например удара, в песчаных грунтах практически не проявляются свойства ползучести скелета грунта. Скелет песчаного грунта стремится деформироваться практически мгновенно, и поэтому водонасыщенный грунт на большом диапазоне начальных плотностей переходит в полностью разжиженное состояние.

Это положение подтверждается результатами опытов \* при построении зависимости степени разжижения всего слоя  $N$ , определенной по формуле (1.17), от величины последующих объемных деформаций (рис. 1.24) или начальной плотности (рис. 1.25). На всем диапазоне возможных изменений объемных деформаций или плотности степень разжижения практически близка к 1 (см. рис. 1.24 и 1.25) и только на участке прекращения разрушения структуры и уплотнения наблюдается интенсивное уменьшение степени разжижения до 0. Причем ее снижение вызвано в основном уменьшением зоны разжижения в исследуемом слое грунта, а не изменением степени разрушения структуры.

Мгновенность деформаций скелета грунта необходимо рассматривать в сопоставлении со временем консолидации грунта. Так, например, в экс-

\*Опыты выполнены В.А. Поспеловым и С.М. Диане.

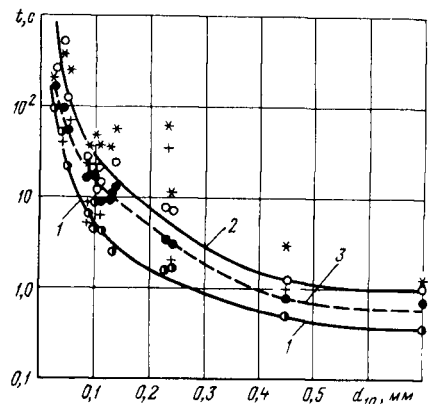


Рис. 1.23. Зависимость времени пребывания слоя песка в разжиженном состоянии  $t$  от диаметра фракции  $d_{10}$ , которой в грунте содержится меньше 10%:  
 1 — при  $I_D = 0,7 \div 0,8$ ; 2 — при  $I_D = 0,2 \div 0,4$ ; 3 — при  $I_D = 0,6 \div 0,7$ ;  $\circ, \bullet$  — опытные;  $*, +$  — расчетные по зависимости (2.8) при  $I_D$  равном соответственно  $0,25 \div 0,45$  и  $0,6 \div 0,75$

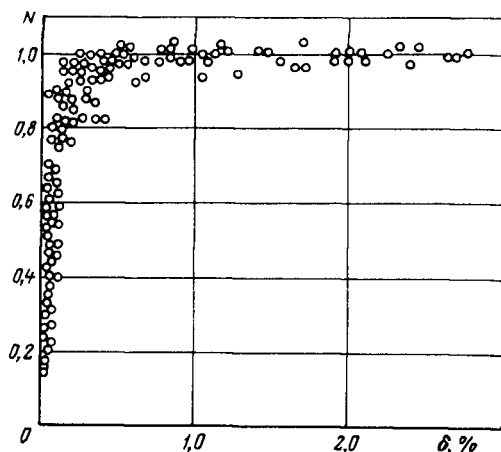


Рис. 1.24. Зависимость степени разжижения мелкозернистого песка от величины относительной осадки  $\delta$

интенсивности и с песком одинаковой начальной плотности. Начиная с некоторой предельной величины динамического воздействия, определенной для данной плотности песка, весь слой песка переходит в полностью разжиженное состояние, и величина осадки поверхности песка в каждом опы-

периментах с мелкозернистыми сухими материалами время протекания объемной деформации при ударе не превышало 0,1 с, а время деформирования того же, но водонасыщенного материала (время консолидации) даже при небольшом слое (10 см) достигало 2 мин. В этом случае можно пренебречь деформируемостью скелета грунта во времени. Аналогичные результаты получены в опытах для всего диапазона крупности песчаных грунтов.

В более крупнозернистых материалах, например в небольшом слое гравия или в слое каменной наброски, продолжительности процессов консолидации и протекания объемных деформаций скелета могут быть сопоставимыми, и предположение о полном разжижении грунта становится неправильным.

При полном разжижении вновь приобретаемая плотность песка не зависит от интенсивности ударного воздействия, а определяется величиной начальной плотности укладки грунта. Таким образом, и в водонасыщенном песке уплотнение определяется характерной предельной зависимостью изменения объемных деформаций от величины начальной плотности. Это положение хорошо подтверждается прямыми опытами с ударами различной ин-

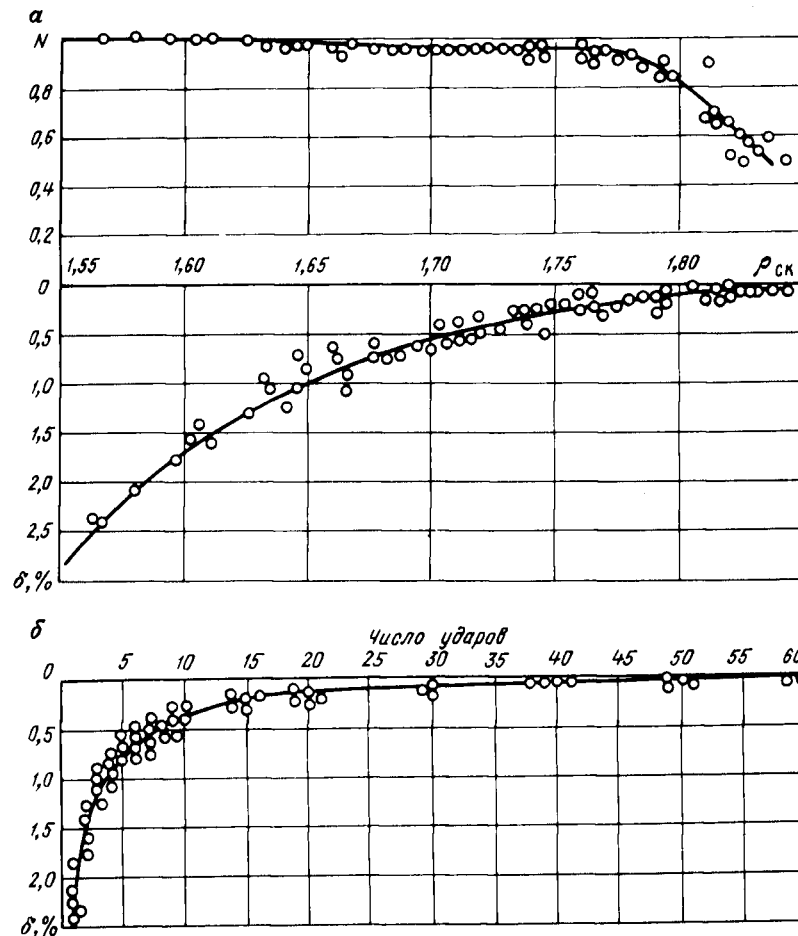


Рис. 1.25. Зависимость степени разжижения и относительных осадок мелкозернистого песка от плотности скелета (а), относительной осадки от числа ударов (б)

те получалась одинаковой. Ударное воздействие вследствие своей кратковременности не могло оказывать влияния на сравнительно длительный процесс уплотнения разжиженного песка, который определялся только действием собственного веса грунта.

Таким образом, при ударных воздействиях в песчаных и мелких гравелистых грунтах в пределах зоны разрушения структуры практически следует принимать случай полного разжижения грунта, а в качестве расчетных зависимостей использовать решения, основанные на модели мгновенно деформирующегося скелета грунта (см. гл. 2).

Особенности уплотнения полностью разжиженных песчаных грунтов приводят к ряду важных практических выводов. Так, например, в случае

местного разжижения песка увеличение интенсивности динамического воздействия вызывает только увеличение области грунта, захваченной разжижением, но не повышает приобретаемой после переукладки частиц плотности песка. Повышения плотности сложения песка можно добиваться только повторным разрушением структуры грунта, т. е. путем нескольких последовательных ударных воздействий.

Если повторные удары производить до прекращения процесса переукладки частиц, вызванного предшествующими ударами, то наблюдается дополнительное повышение давлений в поровой воде. При первом ударе происходит разжижение верхних, менее пригруженных слоев песка, что приводит к временному уменьшению напряжений от собственного веса в нижележащих. Вследствие этого последующий удар, произведенный до окончания уплотнения песка, легко разрушает структуру его нижних слоев, и по мере приложения последующих ударных воздействий происходит распространение зоны разжижения в глубину слоя грунта. Этот процесс послойного разжижения грунта [10] отчетливо проявлялся при повторяющихся импульсах и особенно вибрациях.

*Разжижение и уплотнение водонасыщенных несвязных грунтов при вибрационных воздействиях.* Характер процессов уплотнения при вибрационных воздействиях аналогичен уплотнению при повторяющихся с большей частотой ударных воздействиях, при которых наблюдается постепенное накопление объемных деформаций скелета, соизмеримых по времени с процессом консолидации грунта.

В зависимости от скорости нарастания деформаций виброползучести возможно как полное, так и частичное разжижение слоя и даже практически отсутствие повышения давлений в поровой воде. Из сопоставления объемных деформаций сухого и полностью водонасыщенного грунта можно заметить, что при частичном разжижении всего слоя ( $N < 1$ ) кривые изменения объемной массы скелета грунта практически совпадают, а длительность процесса уплотнения мало зависит от размеров слоя грунта. В этом случае уплотнение определяется в основном деформациями виброползучести скелета грунта и в меньшей мере – процессом отжатия воды из пор. При частичном разжижении эпюры давлений в воде по глубине слоя имели криволинейный характер, а на осциллограммах отсутствовали характерные горизонтальные участки. Все это свидетельствовало об уплотнении грунта одновременно по всей глубине слоя.

В случае полного разжижения ( $N = 1$ ) уплотнение водонасыщенного грунта происходило медленнее, чем уплотнение сухого грунта (скелета) в тех же условиях. Это показало, что при достаточно большой скорости нарастания деформаций ползучести скелета грунта процесс уплотнения определяется в основном скоростью отжатия воды из пор. В результате этого при полном разжижении слоя грунта практически отсутствовали деформации ползучести скелета грунта. Эпюры изменения во времени избыточных давлений по глубине слоя грунта имели обычный для полного разжижения треугольный или трапецевидный вид, а осциллограммы – характерный горизонтальный участок. Так же, как и в случае ударных воздействий, по мере уплотнения грунта зона полного разжижения постепенно

перемещалась к его поверхности, а изменение электропроводимости отмечалось через некоторое время после начала вибрирования, т. е. при подходе границы полного разжижения.

Другой основной особенностью процесса уплотнения при вибрационных воздействиях является ярко выраженный процесс послойного разрушения структуры и распространения зоны как частичного, так и полного разжижения в глубь слоя. При первых вибрациях разжижается верхний, менее пригруженный слой грунта, что вызывает разгрузку нижележащих слоев и переход их в разжиженное состояние при последующих вибрационных воздействиях.

Процесс послойного разжижения при вибрации приводил к постепенному нарастанию давлений в поровой воде и постепенному развитию порового давления по глубине слоя грунта. Таким образом, зона разрушения структуры и разжижения сначала увеличивается, постепенно распространяясь в глубь слоя, а затем по мере уплотнения грунта уменьшается.

#### § 1.4. РАЗЖИЖЕНИЕ И УПЛОТНЕНИЕ МАЛОСВЯЗНЫХ ГРУНТОВ ПРИ ВЗРЫВНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

Исследования процессов разжижения и уплотнения песчаных грунтов при взрывных воздействиях проведены как в лабораторных, так и в основном в полевых условиях.

*Методика лабораторных опытов.* Взрывы проводились в баках и железобетонном лотке вместимостью от 2 до 9 м<sup>3</sup>. В основном испытывали мелкозернистый и пылеватый песок.

Для замера избыточных давлений в поровой воде на различных глубинах закладывались металлические пьезометрические трубки с приемниками, которые соединялись с индуктивными датчиками. По своим частотным характеристикам датчики позволяли измерять процессы с частотой ниже 10 Гц. Вследствие этого датчики практически не фиксировали давлений в момент прохождения ударной взрывной волны, но весьма уверенно измеряли более длительный процесс изменения порового давления в период уплотнения песчаного грунта.

Во всех опытах в большом числе точек замерены осадки поверхности грунта и смещения легких глубинных реперов, представляющих собой тонкие стержни с припаянными кольцами, обтянутыми металлической сеткой. Пористость грунта измеряли пятиэлектродным методом (см. § 6.2).

В основном проводились глубинные и подводные взрывы зарядов массой от 1,5 до 4,5 г. В ряде опытов взрывали накладные заряды. Для глубинных взрывов их закладывали на глубину 30–50 см, чтобы исключить выброс грунта. При подводных взрывах слой воды над зарядом достигал 70 см, а высота подвески заряда над поверхностью грунта была около 10 см.

*Результаты лабораторных опытов.* Сразу же после глубинного взрыва газы выходили сосредоточенным потоком в месте погружения заряда, а образовавшаяся камуфлетная полость заплывала разжиженным грун-

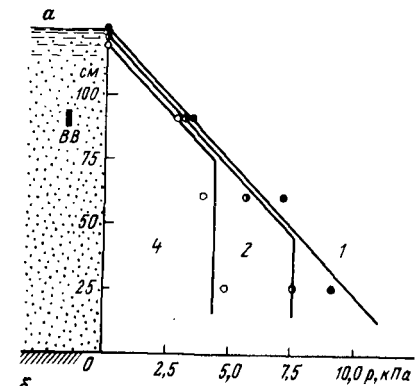


Рис. 1.26. Характер распределения избыточных давлений  $p$  в воде при взрывах зарядов массой 1,5 г: а — глубинных; б — подводных: I — при последовательных взрывах зарядов, 1—5 номера взрывов; II — после первого взрыва во времени, 1—4 номера пьезометров

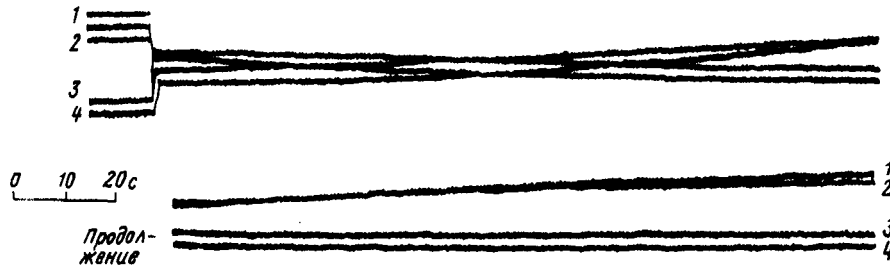
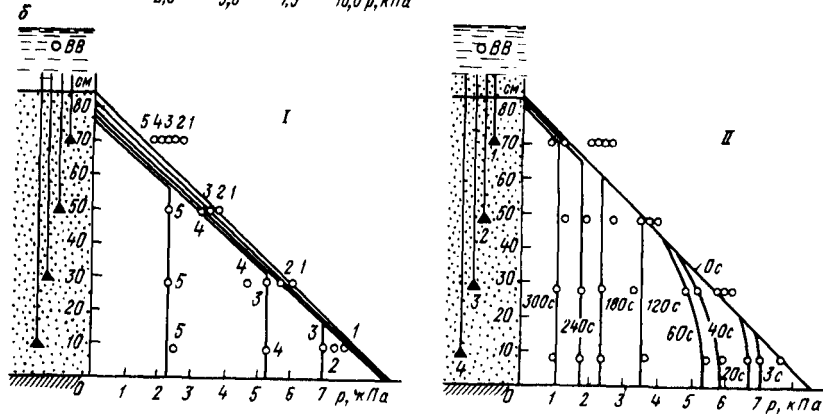


Рис. 1.27. Осциллограмма изменения избыточных давлений в поровой воде в точках 1—4, верхняя линия — отметка взрыва, точка 4 внизу слоя

том. В случае достаточно рыхлой укладки водонасыщенный песок при взрыве легко переходил в полностью разжиженное состояние, и наблюдался подъем давлений в воде. Каждый последующий взрыв выполнен после затухания процессов разжижения и уплотнения от предыдущего. В большинстве опытов было достаточно заряда массой 1,5 г для приведения всего объема грунта (более  $9 \text{ м}^3$ ) в полностью разжиженное состояние.

Характер эпюр избыточных давлений в воде (рис. 1.26) и осцилло-

граммы записей изменения давлений (рис. 1.27) идентичны полученным при ударных воздействиях (см. рис. 1.19, 1.20). Эти данные подтвердили, что при ударных, в частности взрывных, воздействиях справедлива расчетная схема полного разжижения слоя грунта. При последовательных взрывах наибольшая часть общей осадки соответствовала первым трем-четырем взрывам (рис. 1.28).

Взятие проб ненарушенной структуры кольцами, до взрывов и после них подтвердило, что во всем массиве грунта происходило только увеличение плотности песка. Для исследования плотности песка в области, близкой к месту взрыва заряда, после медленного выпуска из баков воды выполнены срезы грунта. Как показали осмотр срезов и взятие проб грунта на плотность кольцами, ни в одном опыте со сравнительно рыхлым песком в месте взрыва заряда не наблюдалось ослабленных участков грунта и тем более пустот, так как после выхода газов взрыва камуфлетная полость полностью заплывала разжиженным грунтом. По данным определения объемной массы грунта при начальной пористости мелкозернистого песка около 43 % в результате четырех-пяти взрывов удавалось получить среднее уменьшение пористости до 35 %.

При начальной плотности укладки песчаного грунта с послойным трамбованием подъем давлений в воде не наблюдался, отсутствовали внешние проявления разжижения, грунт практически не уплотнялся, а в непосредственной близости от заряда происходило даже небольшое разрыхление грунта, вызванное временным образованием камуфлетной полости, стенки которой в дальнейшем обрушались.

Все примененные методы контроля плотности песка: взятие проб кольцами, замер осадки поверхности и глубинных реперов, ударная пенетрация, измерение электропроводности грунта — свидетельствовали о том, что во всех точках массива рыхлого грунта, включая место расположения зарядов, происходило только увеличение плотности и уменьшение пористости песка.

При уплотнении взрывами вследствие большой водопроницаемости щебня и галечника повышения избыточных давлений в поровой воде индуктивными датчиками не отмечалось, а если оно и проявлялось, то время его существования было менее 0,01 с.

Глубинные взрывы в естественных песчаных отложениях. Для глубинных взрывов заряды ВВ погружали в скважины на глубине до 12 м, а массу заряда в боль-

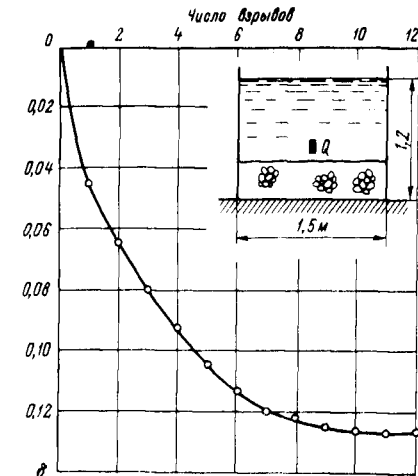


Рис. 1.28. Зависимость относительной осадки  $\delta$  поверхности щебня от числа подводных взрывов зарядов массой 1,5 г



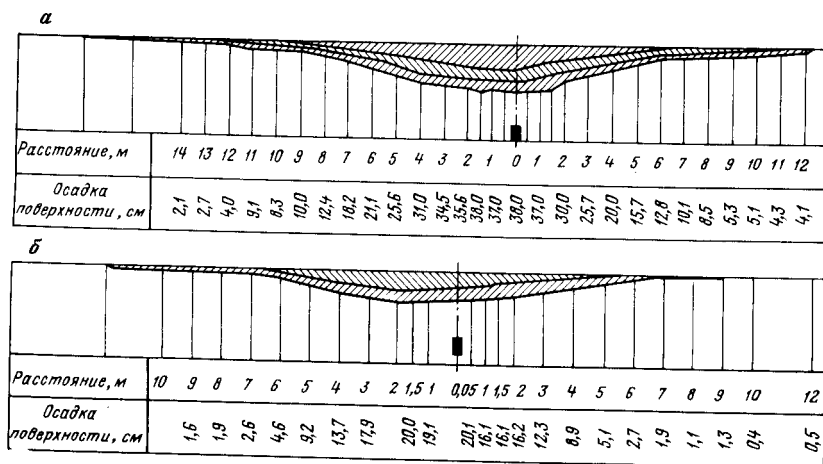


Рис. 1.29. Осадка поверхности песка в результате последовательных глубинных взрывов:

а — мелкозернистый песок; б — среднезернистый песок

шинстве случаев определяли исходя из отсутствия воронки выброса при взрыве. После погружения заряда трубы извлекались и скважина заплывала песком.

На различных расстояниях от устья скважины устанавливались пьезометры, тяжелые марки и штампы, глубинные и поверхностные реперы, зонды для замера пористости электрометрическим методом.

Металлические штампы массой 50 кг и диаметром 15 см устанавливали на уровне горизонта грунтовых вод. В скважины погружали марки массой 5–8 кг, изготовленные из обрезков круглого железа диаметром 50 мм. К маркам прикреплялась проволока, по перемещению которой на поверхности грунта можно было судить о погружении марки в разжиженный грунт. Глубинные реперы состояли из стержней различной длины и прикрепленных к ним колец, обтянутых сеткой.

Характер явлений, возникавших при взрывах в водонасыщенных грунтах, можно проиллюстрировать примером первых опытных камуфлетных взрывов зарядов массой 5 кг (рис. 1.29) на берегу небольшого протока Волги в районе строительства Волжской ГЭС им. В.И. Ленина. Речной пляж сложен кварцевым, рыхлым, мелкозернистым и однородным песками (см. табл. 1.2). Через несколько секунд после взрыва происходил выход газов взрыва, а иногда газы вырывались из грунта сразу же после взрыва, вследствие чего возникали небольшие фонтаны воды и разжиженного песка. Вследствие разжижения песка установленные на поверхности металлические штампы погружались на глубину 0,4 м, а глубинные тяжелые марки — на глубину 1,5–2 м. После выхода газов взрыва наблюдалась осадка поверхности песка (см. рис. 1.29), сопровождавшаяся отжатием воды из его пор. Вследствие присутствия в песке илистых и суглинистых прослоек и близкого стояния грунтовых вод (0,3–0,5 м) отжимаемая во-

да собиралась под менее водопроницаемыми прослойками, прорывала их и выходила на поверхность концентрированными потоками в виде гейзеров, образуя характерные конусы выноса разжиженного песка. Фонтаны отжимаемой из грунта воды образовывались в устье скважин и на расстояниях до 15 м от места взрыва, причем выход воды продолжался в течение 10–20 мин. Основная часть осадки поверхности протекала за 4–5 мин после взрыва, но из-за илистых прослоек небольшое смещение поверхности наблюдалось в течение нескольких часов (рис. 1.30). В пределах верхней неводонасыщенной части грунта вследствие осадки поверхности образовывалась сеть концентрических по отношению к устью скважины трещин, которые прослеживались в некоторых случаях на расстоянии до 20 м от места взрыва.

Несмотря на большую инерционность пьезометров, давления в воде достигали значений, соответствующих переходу песка в полностью разжиженное состояние (рис. 1.31). Аналогичные результаты по замерам давления в поровой воде были получены при взрывах в пылеватых песках хвостохранилища.

Осадки поверхности (см. рис. 1.29, а) увеличивались к устью скважины, и после первого взрыва средняя осадка в радиусе 5 м от устья скважин достигала 18 см, а максимальная 22 см. Вследствие уплотнения песчаного грунта после первого взрыва последующие взрывы таких же зарядов вызывали меньшую осадку (второй — 10 см, третий — 8 см).

Замеры осадок глубинных реперов показали, что при массе заряда 5 кг и глубине его заложения 4,5 м уплотнение практически наблюдается до глубины 8 м (рис. 1.32). Линейный характер эпюры осадок глубинных реперов свидетельствует о достаточно равномерном уплотнении грунта. Исходя из осадки поверхности, достигавшей 40 см, и равномерного изменения плотности до глубины 8 м, пористость песка в этом районе после трех глубинных взрывов уменьшалась с 41 до 38 %.

Аналогичные взрывы выполнены в различных по плотности и крупности водонасыщенных песках и супесях при строительстве Волжской ГЭС им. В.И. Ленина, Волжской ГЭС им. XXII съезда КПСС, Горьковской, Братской, Шульбинской, Чардаринской ГЭС, при намыве территорий г. Ленинграда, хвостохранилища Маднеульского ГОКа. Причем, в зависимости от плотности грунта и наличия цементационных связей между частицами, разжижение и последующее уплотнение были более интенсивными, чем в приведенном выше примере, или даже практически отсутствовали; результаты взрывов приведены в табл. 1.3 и на рис. 1.33.

Например, часть глубинных взрывов зарядов массой 5 кг, которые были названы стандартными, выполнена в сравнительно плотных ( $I_D \approx 0,6$ ) среднезернистых песках русловой части Волги (см. табл. 1.3). Несмотря на то что горизонт грунтовых вод находился близко к поверхности грунта (0,3 м), после взрыва не наблюдалось внешних признаков явлений разжижения — не происходило выхода воды и погружения тяжелых марок. Средняя осадка поверхности после двух взрывов не превышала 16 см (см. рис. 1.29, б). Вследствие большой водопроницаемости среднезернистого песка время осадки составляло 1–2 мин.

Таблица 1.3

Объект строительства	Песок				Горизонт грунтовых вод, м	Результаты взрывов			
	Наименование	Сложение	Пористость, %	Степень плотности сложения $I_D$		№ взрыва	Средняя осадка в радиусе 5 м, см	Средний радиус распространения осадки, м	
Волжская ГЭС им. В.И. Ленина	Мелкозернистый, средней окатанности	Естественное	43	0,3	1,0	1	20	20—22	
			41—42	0,4	0,3	1	18	12	
	Мелкозернистый с прослойками ила	— " —	41—42	0,4	0,3	1	16	16—18	
							10	8	
	Мелкозернистый	— " —	39—41	0,6	0,3	1	8	12	
							3	3	
Среднезернистый	— " —	37—38	0,6	0,3	1	7	9—10		
						2	7		
— " —	— " —	36—37	0,6	0,3	1	1	4—8		
						2	1		
Волжская ГЭС им. XXII съезда КПСС	Мелкозернистый, средней окатанности	— " —	—	—	0,2	10	10—12		
						8	5		
	То же	Естественное	—	—	0,2	1	4	8	
						2	5		
	— " —	— " —	—	—	0,3	1	2	8	
						3	1		
Среднезернистый	— " —	—	—	0,3	1	0	0		
					3	0			
Среднезернистый с 10 % гравия	— " —	—	—	0,3	1	0	0		
					3	0			
Шульбинская ГЭС (р. Иртыш)	Мелкозернистый с прослойкой гравия, хорошо окатанный	— " —	36	0,7	0,1	1	6	15—17	
			2	5					
	Мелкозернистый, хорошо окатанный	— " —	37	0,7	0,4	1	5	10—12	
						2	4		
3	2								
Горьковская ГЭС	Мелкозернистый, средней окатанности	Подводный намыв	44—45	0,1—0,2	0,6	1	3	13	
						2	5		
						3	4		
						1	48	20—30	
						2	8		
						3	15		
Братская ГЭС	Мелкозернистый, малоокатанный	То же	45—46	0,1—0,2	1,0	1	24	20—16	
						2	14		
						3	15		
						1	4		
— " —	Надводный намыв	— " —	42	0,4	0,2	2	2	6—11	
						3	3		
						1	1		
— " —	То же	— " —	42	0,4	0,2	2	2	5—8	
						3	2		
						1	11	10—12	
Чардаринская ГЭС (р. Сыр-Дарья)	Мелкозернистый, хорошо окатанный мелкозернистый, малоокатанный	Надводный намыв	41	0,35	0,0	1	11	10—12	
			45	0,40	2,0	1	4	7—8	
Намывные территории (г. Ленинграда)	Пылеватый, супеси	— " —	—	0,4	1,8	1	6	11	
						2	10	11	
	То же	Подводный намыв	То же	—	—	1,8	1	18	12
							2	6	
Мангышлак Хвостохранилище Маднеульского ГОКа Хвостохранилище в Канаде	Мелкозернистый	Естественное	44	—	0,0	1	13	9—10	
			—	—	2,0	1	60	15—18	
	Пылеватый, неокатанный, супеси (хвосты)	— " —	46	0,29	0,0	1	30—35	9—10	
							2	15—20	
3	10—15								

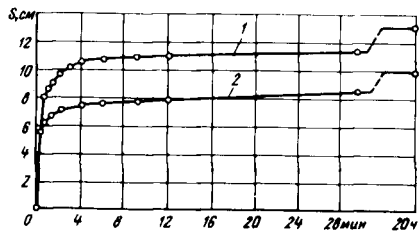


Рис. 1.30. Изменение осадки поверхности песка  $S$  во времени  $t$  при первом (1) и втором (2) взрывах

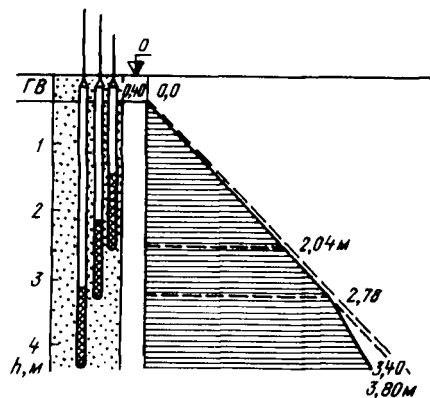


Рис. 1.31. Повышение уровня воды в пьезометрах после взрыва заряда массой 5 кг

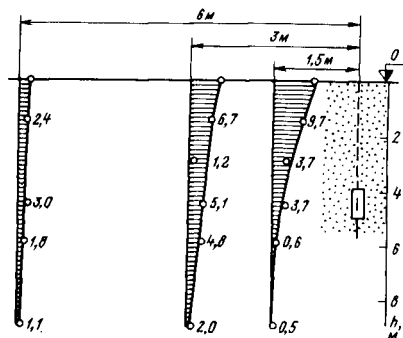


Рис. 1.32. Осадки глубинных реперов (их величины даны в см)

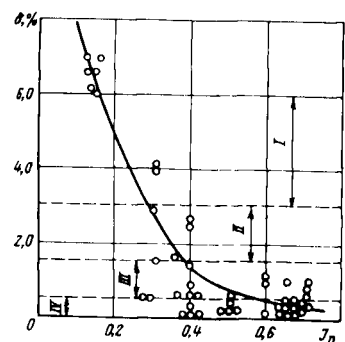


Рис. 1.33. Зависимость относительной осадки  $\delta$  от степени плотности сложения при стандартных взрывах (5 кг):

I—IV — границы зон различной устойчивости структуры

Большое число аналогичных глубинных взрывов выполнено на песчаных островах Волги в районе строительства Волжской ГЭС им. XXII съезда КПСС. Вследствие большой плотности песков и наличия между частицами цементационных связей в большинстве случаев уплотнения практически не наблюдалось (см. табл. 1.3). Для этих взрывов характерно некоторое увеличение осадок при втором взрыве. Это объясняется тем, что первый взрыв вызывал разрушение цементационных связей между частицами песка, и последующие взрывы проводились в грунтах с частично нарушенной структурой, в частности с разрушенными структурными цементационными связями.

Приведенная в табл. 1.3 сводка опытных глубинных взрывов одинаковых зарядов в естественных песчаных грунтах показывает, что с увеличе-

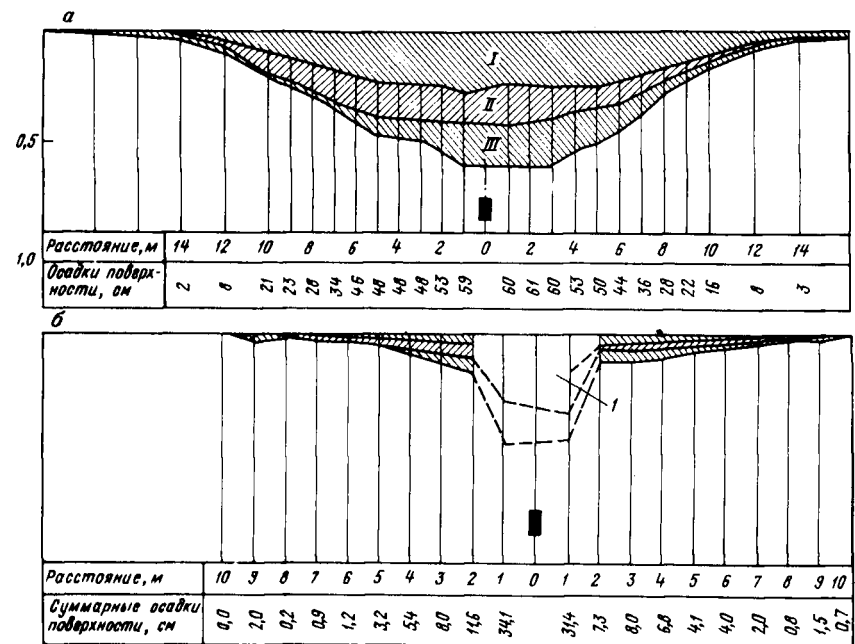


Рис. 1.34. Осадка поверхности намывого песка

нием их начальной плотности эффект уплотнения уменьшается и при степени плотности сложения, большей 0,7 (см. рис. 1.33), незначителен или полностью отсутствует.

**Глубинные взрывы в намывных грунтах.** Ряд опытных взрывов проведен на строительстве Горьковской ГЭС в намывных под воду мелкозернистых песчаных грунтах. В результате намыва практически в стоячую воду пески уложились очень рыхло со степенью плотности сложения около 0,2—0,1.

Опытный взрыв заряда массой 5 кг выполнен на участке с мощностью намывной толщи рыхлых песков 6,5 м и горизонтом грунтовых вод на глубине 0,6 м. Заряд погружен на глубину 4,9 м.

После первого взрыва наблюдалось возникновение большого числа гейзеров, из которых в течение 7—10 мин продолжался излив воды. На расстоянии 18—20 м образовались концентрические трещины. Опоры деревянной эстакады для пульповода высотой 1,5—2 м, находящегося на расстоянии 35 м от места взрыва, погрузились в разжиженный грунт так, что трубы опустились до поверхности грунта. Средняя осадка поверхности грунта в радиусе 8 м достигла 38 см. Вторым взрывом такого же заряда вызвал меньшую осадку (8 см) и, как следствие, меньший выход поровой воды на поверхность грунта. Радиус распространения осадки после двух взрывов превышал 30 м.

На строительстве Братской ГЭС выполнены сопоставительные опыты по уплотнению взрывами песка, намывого под воду и выше горизонта во-

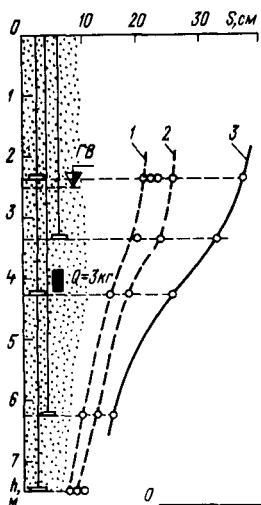
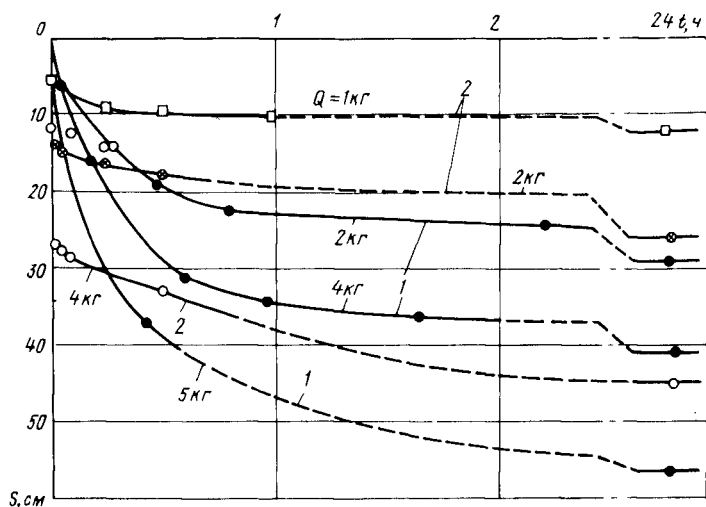


Рис. 1.35. Схемы размещения и графики осадки  $S$  глубинных реперов при взрывах на хвостохранилище Маднеульского ГОКа:  
1, 2 и 3 — соответственно через 1 мин, 30 мин и 2—4 сут после взрыва

Рис. 1.36. Изменение осадки поверхности  $S$  хвостохранилища Маднеульского ГОКа во времени  $t$  при глубинных взрывах зарядов различной массы:

1 — при полном водонасыщении; 2 — при наличии заземленного газа



ды. Пески из одного и того же карьера в первом случае укладывались со степенью плотности сложения  $I_D = 0,2$ , а при надводном намыве  $I_D = 0,4$ . В результате при взрывах трех зарядов (I—III) массой по 5 кг осадка намывного под воду песка достигала 70 см (рис. 1.34, а), а в надводном намыве лишь 7—9 см. Кроме того, в намывных над водой песчаных грунтах после их насыщения водой содержалось большое количество заземленного газа. В результате при взрывах в месте погружения заряда образовывались характерные провальные воронки 1 (рис. 1.34, б). Подобные воронки образовывались и в сравнительно плотных песках естественного сложения.

Значительный эффект действия глубинных взрывов получен в намывных грунтах хвостохранилища Маднеульского горно-обогатительного комбината (1979 г.). Грунты хвостохранилища (отходы обогатительной

фабрики) близки по гранулометрическому составу к супесям и даже легким суглинкам. Осадки поверхности при взрыве заряда массой 5 кг достигали 80 см, а глубина распространения уплотнения превышала две глубины заложения заряда (рис. 1.35). Несмотря на относительно большие осадки радиус их распространения был меньше, чем при аналогичных взрывах в намывных под воду мелкозернистых песках (см. рис. 1.29 и табл. 1.3).

Время уплотнения при глубинных взрывах стандартных зарядов менялось в зависимости от водопроницаемости грунта от 1—2 мин в среднезернистых песках средней плотности до нескольких суток в супесях хвостохранилищ (рис. 1.36). Такие же длительные осадки наблюдались при стандартных взрывах в пылеватых песках и супесях намывной территории г. Ленинграда.

Яркое проявление разжижения и уплотнения в намывных под воду песках и сравнительно малое уплотнение в намывных надводным способом характерно для всех подобных исследований. Интенсивное разрушение структуры и уплотнение намывных под воду песков объясняется в основном меньшей плотностью их укладки и практически отсутствием заземленного газа.

**Поверхностные взрывы.** Первые взрывы накладных зарядов, укладываемых на поверхности грунта, проведены в районе строительства Волжской ГЭС им. В.И. Ленина. Хотя в основании залегали водонасыщенные мелкозернистые, достаточно рыхлые пески с  $I_D = 0,3 \div 0,4$ , взрывы зарядов массой 20 и 40 кг вызвали незначительную осадку поверхности (меньше 5 см).

Поверхностные взрывы также проведены на участке намыва основания пойменных плотин Горьковской ГЭС. Несмотря на то что намывные в воду рыхлые мелкозернистые пески интенсивно уплотнялись при глубинных взрывах, эффект действия поверхностных взрывов был значительно меньше. Заряды располагались на поверхности водонасыщенного намывного песка (горизонт грунтовых вод был на глубине 3—5 см). При взрыве заряда массой 20 кг образовалась воронка диаметром 2,5 м и глубиной 0,5 м, которая сразу же заплыла разжиженным грунтом. После взрыва на поверхность грунта вышла отжимаемая из пор вода, но образования трещин и гейзеров не наблюдалось. В результате двух последовательных взрывов в одном месте средняя осадка в радиусе 5 м достигала 10 см, а радиус распространения осадки не превышал 10—15 м. Ударная зондировка до и после взрыва обнаружила увеличение плотности песка на глубину до 4 м.

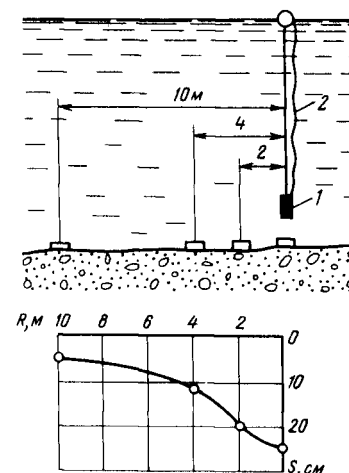


Рис. 1.37. Уменьшение осадки поверхности грунта  $S$  с удалением от места взрыва:

1 — заряд В; 2 — заряд ДШ

Меньшая эффективность поверхностных взрывов объясняется тем, что в этом случае значительно меньшая часть энергии взрыва идет на образование ударных волн в грунте и разрушение его структуры.

В ряде опытных поверхностных взрывов заряды располагались несколько выше горизонта грунтовых вод на поверхности маловлажного песка. При наличии даже небольшого слоя маловлажного песка (мощностью 0,5—0,6 м) практически не наблюдалось осадки поверхности песка. Последующие взрывы глубинных зарядов в этом же месте вызывали значительное уплотнение. Слой маловлажного песка, поры которого заполнены в основном воздухом, благодаря большой сжимаемости резко уменьшал интенсивность взрывных волн в грунте.

*Подводные взрывы.* Первый в мировой практике полевой опытный взрыв подводного заряда для исследования уплотнения несвязного грунта произведен в 1964 г. в районе г. Новороссийска.

Заряд тротила массой 20 кг был взорван в море над поверхностью естественных песчано-гравелистых отложений. Глубина воды в этом месте 18 м, а высота подвески заряда над грунтом — 2,5 м, что обеспечивало отсутствие воронки выброса грунта при взрыве и камуфлетность взрыва заряда в воде. Заряд подвешивался к поплавку. Для замера осадки дна на различных расстояниях от места взрыва установлены железобетонные плиты размером в плане 1×0,45 м и толщиной 0,08 м (рис. 1.37). Для измерения осадки поверхности дна моря водолаз устанавливал в центре плиты футшток с рейкой. С берега вели нивелировку положения плит до и после взрыва. В результате взрыва была получена осадка поверхности дна моря, уменьшающаяся по мере удаления от места взрыва.

## ГЛАВА 2

### ПРОЦЕСС УПЛОТНЕНИЯ (КОНСОЛИДАЦИИ) НЕСВЯЗНЫХ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГРУНТОВ

---

#### § 2.1. КОНСОЛИДАЦИЯ СЛОЯ ПОЛНОСТЬЮ РАЗЖИЖЕННОГО ДВУХФАЗНОГО ГРУНТА

В результате разрушения структуры достаточно рыхлого водонасыщенного несвязного грунта возникает процесс его уплотнения, сопровождаемый отжатием воды из пор грунта, т.е. происходит процесс консолидации несвязного грунта.

Консолидация несвязных грунтов является частным случаем явлений их уплотнения при действии уплотняющих нагрузок. Однако ряд характерных особенностей процесса уплотнения несвязных грунтов, связанных с разрушением их структуры динамическими воздействиями, влиянием статического напряженного состояния и жесткостью их скелета, вызывает необходимость в особом рассмотрении этих явлений и решении задач, являющихся разделом общей теории консолидации грунтов.

*Основные физические предпосылки.* Как показали лабораторные и полевые опыты (см. гл. 1), при одиночных кратковременных воздействиях, в частности ударах и взрывах, в сравнительно маловодопроницаемых несвязных грунтах, например песках, процесс последующей консолидации грунта определяется действием веса грунта, фильтрационных сил и внешних нагрузок, но не зависит от кратковременного одиночного воздействия, разрушающего структуру грунта.

Время переукладки-уплотнения достаточно рыхлого, относительно маловодопроницаемого слоя несвязного грунта определяется только процессом фильтрации воды из пор грунта. Поэтому можно не учитывать ползучесть скелета грунта, т.е. можно считать, что при отсутствии воды в порах грунта кратковременное воздействие удара или взрыва вызвало бы мгновенную деформацию переукладки всего скелета грунта.

Рассматривая процесс консолидации слоя грунта под действием собственного веса или возможных в строительной практике пригрузок, можно не учитывать весьма малые величины сжимаемостей поровой воды и тем более минеральных частиц несвязного грунта.

В условии мгновенной деформируемости скелета грунта и практическом отсутствии в воде заземленных пузырьков газа несвязные водонасыщенные грунты переходят в полностью разжиженное состояние. Это подтверждается опытными данными с ударными и взрывными воздействиями (см. рис. 1.19, 1.24, 1.25, 1.26, 1.27).

Особенностью процесса консолидации слоя полностью разжиженного несвязного грунта является наличие смещающихся границ  $r$  между перетолпившейся частью слоя с контактами между частицами и грунтом,

продолжающим находиться в полностью разжиженном состоянии. Основное изменение пористости, т.е. уплотнение грунта, происходит на границе этих зон. Таким образом, происходит постепенное уменьшение области полного разжижения грунта. Кроме того, в зоне переотложенного грунта с образовавшейся новой структурой может происходить дополнительное уплотнение под действием собственного веса постепенно увеличивающегося слоя переотложенного грунта. В большинстве случаев вследствие малой сжимаемости несвязных грунтов под действием статических нагрузок и их сравнительно малой величины дополнительное уплотнение переотложенного слоя можно не учитывать.

На границах этих характерных зон в выделенном элементарном слое уплотняющегося грунта толщиной  $dr$  должны выполняться условия неразрывности, т.е. количества отжимаемой из слоя воды и проходящей за время  $dt$  через поверхность элементарного слоя должны быть равны изменению водосодержания за тот же период времени, откуда

$$u dt = (u_{+\Delta r} - u_{-\Delta r}) dt = [n_1(z) - n_2(z)] dr, \quad (2.1)$$

где  $u$  — скорость фильтрации отжимаемой из пор грунта воды;  $u_{+\Delta r}$ ,  $u_{-\Delta r}$  — скорости фильтрации выше и ниже слоя  $dr$ ;  $n_1$  — пористость грунта в разжиженном состоянии;  $n_2$  — пористость грунта после его уплотнения.

В пределах зоны смещающихся в результате уплотнения частиц грунта скорость фильтрации определяется из зависимости Дарси — Гарсеванова

$$u = \frac{n}{(1-n)} \cdot v = -K \cdot \frac{dH}{dz}, \quad (2.2)$$

где  $v$  — объемный расход твердых частиц через единицу площади (аналогичный скорости фильтрации);  $K$  — коэффициент фильтрации грунта;  $H$  — напоры в поровой воде.

Учитывая то, что в случае одномерной задачи  $u = -v$ , зависимость (2.2) можно представить в виде

$$u = -K (1-n) \cdot \frac{dH}{dz}. \quad (2.2')$$

Уравнения (2.1) и (2.2') определяют процесс переукладки частиц грунта в пределах части слоя, находящегося в разжиженном состоянии.

При этом в любой момент времени должно выполняться условие равновесия

$$\sigma^* = \sigma + p, \quad (2.3)$$

где  $\sigma^*$  — напряжения в скелете грунта до разрушения его структуры;  $\sigma$  и  $p$  — напряжения в скелете грунта и избыточные давления в поровой воде.

Напряжения можно представить как

$$\sigma^* = \sigma^*(q, \gamma_{взв}) + \sigma^*(H^s),$$

где  $\sigma^*(q, \gamma_{взв})$  — часть, определяемая внешней нагрузкой и собственным весом скелета грунта;  $\sigma^*(H^s)$  — часть, определяемая фильтрационными силами, обусловленными собственным весом воды и граничными значениями напоров  $H^s$ .

В качестве начального условия при переходе слоя грунта в полностью разжиженное состояние, исходя из уравнения равновесия (2.3), принимается, что избыточные давления и напоры в поровой воде достигают

$$p_0 = \sigma^*; \quad H_0 = \frac{\sigma^*}{\gamma}. \quad (2.4)$$

Таковы основные принятые допущения и физические предпосылки. Ниже приведены решения ряда задач для частных случаев уплотнения слоя полностью разжиженного грунта.

*Разжиженный однородный слой на водоупоре.* Такая схема соответствует как случаю подстилающего водоупора, так и наиболее часто встречающемуся случаю полного разжижения верхней части слоя грунта (рис. 2.1).

Учитывая, что напряженное состояние слоя определяется только массой грунта, начальный избыточный напор по зависимости (2.4)

$$H = \frac{\gamma_{взв}}{\gamma} \cdot (h - z). \quad (2.5)$$

Уравнение баланса воды (2.1) на границе  $r_1$  (см. рис. 2.1) принимает вид

$$u dt = (n_1 - n_2) dr_1, \quad (2.6)$$

а уравнение (2.2')

$$u = K (1 - n_1) \frac{\gamma_{взв}}{\gamma}. \quad (2.7)$$

Совместно решив уравнения (2.7), (2.6) и проинтегрировав с учетом начального условия, что  $r_1 = 0$  при  $t = 0$ , получим известную зависимость В.А. Флорина:

$$t = \frac{\gamma}{\gamma_{взв}} \cdot \frac{r_1}{K} \cdot \frac{n_1 - n_2}{(1 - n_1)}. \quad (2.8)$$

Осадка поверхности слоя грунта во времени определяется при известном из уравнения (2.8)  $r_1$  по зависимости

$$S = \frac{e_1 - e_2}{(1 + e_1)} \cdot r_1 = \frac{n_1 - n_2}{(1 - n_2)} \cdot r_1. \quad (2.9)$$

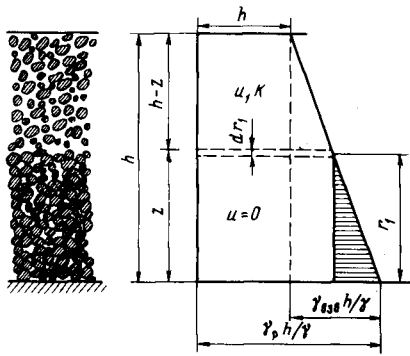


Рис. 2.1. График напоров в воде при разжижении и уплотнении слоя несвязного грунта на водоупоре

Этот случай консолидации слоя наиболее детально исследован в лаборатории ЛПИ (см. § 1.2). Опыты при ударных и взрывных воздействиях с одновременным контролем изменения давлений в воде и пористости подтвердили правильность принятой схемы полного разжижения полностью водонасыщенных несвязных грунтов и характера процесса переукладки слоя на смещающейся во времени границе  $r_1$ . Экспериментальные эпюры давлений в воде (см. рис. 1.19, б, 1.27, б) и осциллограммы (см. рис. 1.20, 1.28) совпадали с теоретическими представлениями, имели ярко выраженный горизонтальный

участок, четкий перегиб, линейность падения давлений во времени и постоянную скорость движения границы  $r_1$  (см. рис. 1.22).

Найденное из опытов время пребывания слоя песка в разжиженном состоянии совпало с полученным путем расчетов по зависимости (2.8) (см. рис. 1.23). Некоторый разброс расчетных данных по сравнению с опытными объясняется большими погрешностями в определении необходимого для расчета коэффициента фильтрации грунта. С большей степенью точности коэффициент фильтрации можно определять из описанных выше опытов на разжижение с подсчетом его по зависимости (2.8).

Разжиженный слой грунта при наличии постоянного восходящего фильтрационного потока. При постоянно действующем восходящем фильтрационном потоке грунта распределение напоров в воде до разжижения (см. рис. 2.1, б) следующее:

$$H = \frac{(\gamma + p_1/h)(h - z)}{\gamma} + z,$$

где  $p_1$  — избыточное давление в воде на границе рассматриваемого слоя.

Наличие фильтрационного потока и фильтрационных сил

$$\Phi = \gamma l = \gamma \frac{p_1}{(\gamma h)},$$

приводит к уменьшению напряжений в скелете грунта до величин

$$\sigma^* = (\gamma_{взв} - \Phi)(h - z) = \left(\gamma_{взв} - \frac{p_1}{h}\right)(h - z) = \gamma'(h - z).$$

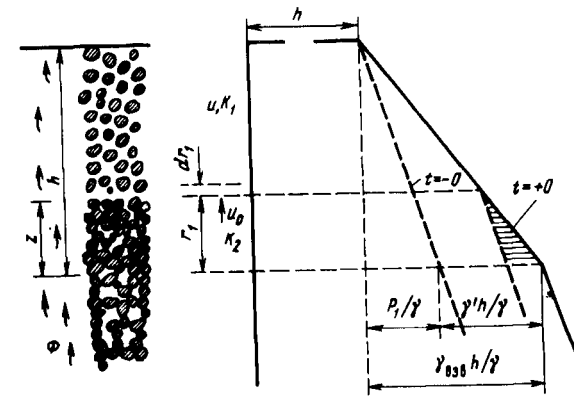


Рис. 2.2. График напоров в воде при разжижении и уплотнении слоя грунта с восходящим фильтрационным потоком

При разрушении структуры динамическим воздействием и полном разжижении такого слоя грунта распределение напоров в воде (рис. 2.2)

$$H_0 = \frac{(\gamma + \frac{p_1}{h})(h - z)}{\gamma} + \frac{\sigma^*}{\gamma} + z \text{ и } \frac{dH}{dz_1} = - \frac{\gamma_{взв}}{\gamma}.$$

Градиент напора в пределах зоны переотложившегося грунта:

$$\frac{dH}{dr_1} = - \frac{p_1}{(\gamma h)},$$

и уравнение баланса воды (2.1) в слое  $dr_1$  принимает вид

$$udt + u_0 dt = (n_1 - n_2) dr_1$$

или

$$\left[ \frac{1 - n_1}{n_1 - n_2} \cdot K_1 \frac{\gamma_{взв}}{\gamma} - \frac{1}{n_1 - n_2} \cdot K_2 \frac{p_1}{\gamma h} \right] dt = dr_1,$$

где  $K_1$  — коэффициент фильтрации разжиженной части грунта, равныйначальному;  $K_2$  — коэффициент фильтрации переотложенной части грунта в пределах  $r_1$ .

Учитывая начальные условия ( $t = 0, r_1 = 0$ ), в результате интегрирования получим



$$t = \frac{\gamma}{\gamma_{взв}} \frac{r_1}{K_1} \frac{n_1 - n_2}{(1 - n_1)} \frac{1}{\left(1 - \frac{K_2}{K_1(1 - n_1)} \frac{\rho_1}{\gamma_{взв} h}\right)} \quad (2.10)$$

Сравнив зависимости (2.9) и (2.10), можно заметить, что наличие восходящего фильтрационного потока увеличивает время переукладки-уплотнения грунта. В случае, если  $\rho_1 \rightarrow \gamma_{взв} h (1 - n_1) \times K_1 / K_2$ , то время  $t \rightarrow \infty$ , что свидетельствует о возрастании времени консолидации слоя разжиженного грунта при фильтрационных силах, близких по величине к весу взвешенного в воде грунта. Следовательно, при величине градиента фильтрационного потока, близкой к критической, разрушение структуры грунта динамическим воздействием может привести к длительному пребыванию слоя в разжиженном состоянии. Кроме того, при восходящем фильтрационном потоке уменьшаются сжимающие напряжения от собственного веса грунта  $\sigma^*$ , что в значительной мере облегчает разрушение структуры грунта динамическими воздействиями. Этими причинами объясняется, что наибольшее число аварий и случаев растекания земляных масс наблюдалось при одновременном действии постоянных фильтрационных сил и временных динамических нагрузок.

Уплотнение слоя полностью разжиженного несвязного грунта с прослойками маловодопроницаемых грунтов. В природных условиях, особенно аллювиальных отложений, толща песчаных грунтов нередко переслаивается сравнительно тонкими линзами или слоями глинистых, в частности илестых, грунтов. Эти прослойки характеризуются значительно меньшей водопроницаемостью и обычно не переходят в разжиженное состояние.

При полном разжижении песчаной части слоя  $h$  (рис. 2.3) начальная эпюра ( $t = 0$ ) избыточных давлений в воде близка к треугольной. В рассматриваемом примере для простоты принято, что объемная масса всех слоев грунта постоянна по глубине.

Затем возникает процесс переукладки частиц песка в нижнем слое с образованием границы  $r_1$ . При  $u_1 = (1 - n_1) K_1 \gamma_{взв} / \gamma > u_n$  происходит нарушение баланса воды и образование под нижним маловодопроницаемым слоем прослойки воды. Так как  $u_n < u_3$  или, что то же самое,  $v_n < v_3$  то над маловодопроницаемым слоем начинает образовываться слой переложенного песка  $r_1'$ . По тем же причинам образуется переложенный слой над каждым маловодопроницаемым неразжиженным слоем (см. рис. 2.3). В результате толща грунта в процессе консолидации расслаивается и представляет собой чередование слоев разжиженного и уплотненного песка, глинистых и водяных прослоев.

Движение самой нижней границы  $r_1$  определяется по зависимости (2.8). На границе  $r_1'$  должно выполняться условие баланса воды (2.1) в виде

$$u_3 dt - u_2 dt = (n_{2,1} - n_{2,2}) dr_1' \quad (2.11)$$

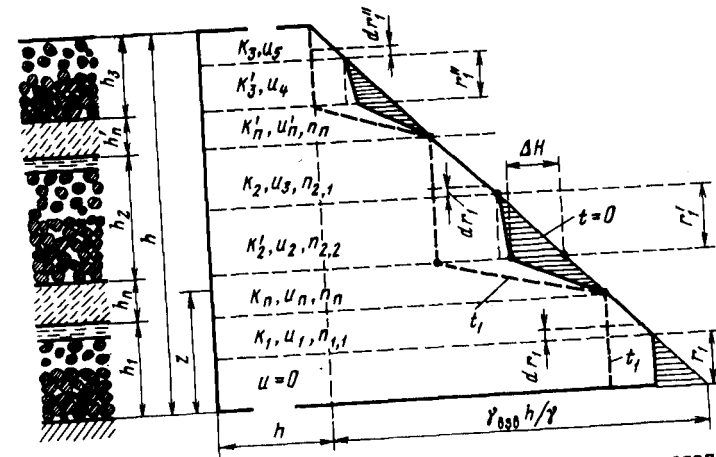


Рис. 2.3. График напоров в воде полностью разжиженного слоя с прослойками из маловодопроницаемых неразжиженных грунтов

где  $u_3 = K_2 (1 - n_{2,1}) \gamma_{взв} / \gamma$ ;

$$u_2 = K_2' (1 - n_{2,2}) \left[ \frac{\gamma_{взв}}{\gamma} + \frac{H(h_1 + h_n) - H(r_1')}{r_1'} \right]$$

Величина напора  $h_1 + h_n$  (см. рис. 2.3) может быть найдена из условия неразрывности фильтрационного потока  $u_n = u_2$ , где

$$u_n = K_n (1 - n_n) \left[ \frac{\gamma_{взв}}{\gamma} + \frac{H(h_1) - H(h_1 + h_n)}{h_n} \right]$$

В результате получим

$$\Delta H = H(h_1 + h_n) - H(r_1') = \frac{[K_2 (1 - n_{2,2}) - K_n (1 - n_n)] \gamma_{взв} h_n r_1'}{[K_2' (1 - n_{2,2}) h_n + K_n (1 - n_n) r_1'] \gamma} \quad (2.12)$$

Используя (2.12), уравнение (2.11) можно представить в виде

$$\begin{aligned} & [K_2 (1 - n_{2,1}) - K_2' (1 - n_{2,2})] \frac{\gamma_{взв}}{\gamma} + \frac{\Delta H}{r_1'} \cdot K_2' (1 - n_{1,2}) = \\ & = (n_{2,1} - n_{2,2}) \frac{dr_1'}{dt} \end{aligned} \quad (2.13)$$

Проинтегрировав (2.13) с учетом (2.12), можно получить уравнение движения границы  $r_1'$ .

С малой погрешностью в уравнении (2.13) можно принять

$$K_2(1 - n_{2,1}) - K_2'(1 - n_{2,2}) = 0. \quad (2.14)$$

Тогда, проинтегрировав оставшуюся часть уравнения (2.13) с учетом, что  $r_1' = 0$  при  $t = 0$ , получим

$$t = \frac{K_2'}{K_2'(1 - n_{2,2}) - K_n(1 - n_n)} \frac{n_{2,1} - n_{2,2}}{1 - n_{2,2}} \frac{\gamma}{\gamma_{взв}} \times$$

$$\times [K_2'(1 - n_{2,2}) r_1' + K_n(1 - n_n) \frac{(r_1')^2}{2h_n}]. \quad (2.15)$$

Продолжительность движения границы  $r_1''$  и всех остальных также определится из уравнения (2.15) путем подстановки значений  $K, n, h_n$ .

Таким образом, восходящий фильтрационный поток, проникающий через маловодопроницаемый прослой, замедляет движение границы  $r_1'$  или  $r_1''$ . При очень малой водопроницаемости глинистого слоя, т.е. при  $K_n \approx 0$ , уравнение (2.15) с учетом (2.14) преобразуется в уравнение (2.8). В этом случае процесс переукладки частиц песка происходит в каждом песчаном слое независимо один от другого. Под всеми глинистыми прослойками образуются слои воды, которая после переукладки песка длительное время профильтровывается через глинистые прослой. Эпюра напоров или избыточных давлений в воде в этот период времени показана пунктирной ломаной линией  $t_1$  (см. рис. 2.3).

О возникновении в ряде случаев при разжижении значительных прослоек воды свидетельствует один из опытных стандартных взрывов в слое мелкозернистых песков с отдельными линзами и слоями суглинков. Плохо изолированный отказавший заряд аммонита при взрыве рядом погруженного заряда был разрушен. В одном из образовавшихся фонтанчиков на расстоянии 12 м от места погружения заряда в отжимаемой из пор грунта воде были обнаружены крупинки аммонита. Это свидетельствует о том, что на глубине 4,5 м под слоем суглинков образовался прослой воды; поток воды перенес остатки разрушенного заряда на расстояние 12 м от места взрыва и выбросил их на поверхность грунта.

Зная по данным бурения расположение отдельных глинистых слоев и их мощность, время уплотнения, или, вернее, время ликвидации прослоев воды, определим по зависимости

$$t_{yn} = \frac{h_n}{K_n(H_2 - H_1)} \sum h_i (n_{1,i} - n_{2,i}), \quad (2.16)$$

где  $h_i$  — толщина нижележащих разжиженных слоев песка;  $H_2$  и  $H_1$  — напоры в воде на подошве и кровле глинистого прослоя (рис. 2.3).

Напоры  $H_2$  и  $H_1$  для каждого глинистого прослоя определяются в соответствии с пунктирной частью  $t_1$  эпюры напоров на рис. 2.3. Максимальное время полной осадки поверхности уплотняемого грунта определяется одним из глинистых прослоев, для которого рассчитанные по зависимости (2.16)  $t_{yn}$  наибольшие.

Рассчитанное по одномерной схеме (2.16) время стабилизации осадки слоя несколько завышено. В действительности пространственные условия отжатия воды и возможные окна в глинистых прослоях или линзы приведут к сокращению времени консолидации всего слоя. При уплотнении глубинными взрывами такими окнами являются места погружения зарядов, а также прорывы прослоев потоками отжимаемой воды с образованием характерных гейзеров-фонтанов и конусов выноса песка.

*Разжижение прослойки рыхлого грунта.* При наличии в толще несвязного грунта слабого, обычно рыхлого слоя динамическое воздействие может вызвать разрушение структуры и разжижение грунта только в пределах этого слоя. В результате этого грунт рыхлого слоя начинает переукладываться, уплотняться, и если вышележащая часть грунта не успевает следовать за осадкой рыхлого слоя, появится разрыв сплошности скелета грунта в виде прослойки воды — щели в толще грунта (рис. 2.4). Частицы грунта, расположенного выше рыхлого слоя, подают через прослойку воды, происходит их переукладка, и образовавшаяся щель постепенно перемещается вверх. Такого рода явление было названо ползучим разжижением [5], оно наблюдалось в опытах с местным нарушением структуры песка вращающейся крестовиной.

В слое малосвязного грунта с ненарушенной структурой  $h_1$ , расположенном выше образовавшейся щели, возникает восходящий поток отжимаемой из прослойки воды с градиентом  $l = \gamma_{взв}/\gamma$ . В этих условиях фильтрационная сила равна по величине весу взвешенного в воде грунта  $\gamma_{взв}$ , и поэтому напряжения в скелете несвязного грунта и соответствующие им сопротивления сдвигу грунта выше прослойки воды равны нулю.

Таким образом, несмотря на то что структура вышележащей части слоя грунта не нарушена, по своим свойствам он практически не отличается от полностью разжиженного грунта.

Возможность перемещения прослойки воды и зоны переукладки грунта к его поверхности в значительной мере определяется плотностью сложения вышележащей части грунта и его водопроницаемостью.

При достаточно большой плотности сложения грунта его частицы при падении через слой воды могут откладываться более рыхло, что обуславливает уменьшение толщины прослойки воды и быстрое прекращение явлений разжижения. Время пребывания в разжиженном состоянии определится в этом случае по зависимости (2.8) при  $r_1$ , равном толщине рыхлого слоя с разрушенной структурой.

Рыхлое состояние песка приводит к увеличению мощности прослойки воды и его перемещению по всей толще грунта, так как падающие через

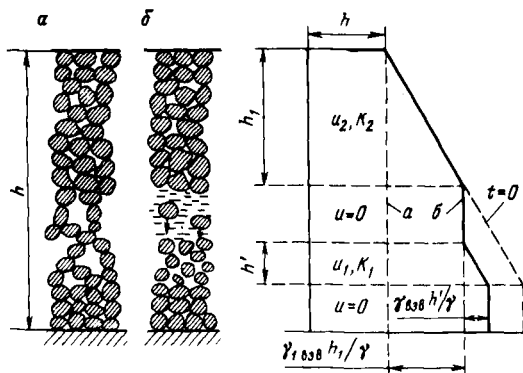
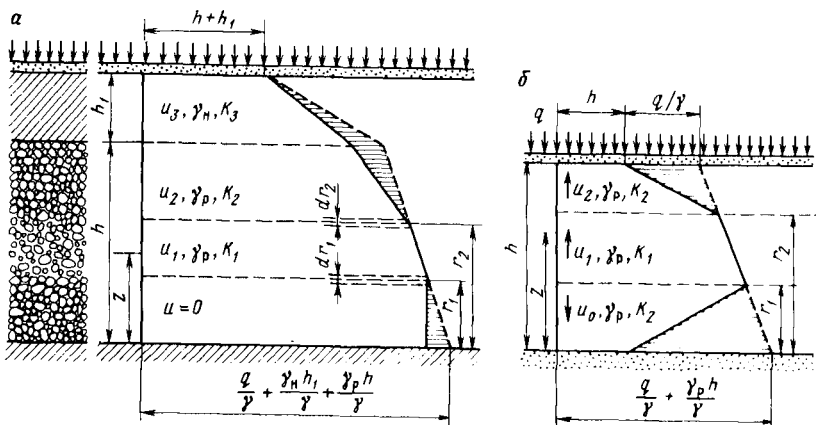


Рис. 2.4. Распределение напоров в слое грунта с рыхлым разжиженным прослойком ("ползучее" разжижение):

а, б — соответственно до и после разрушения структуры рыхлой прослойки

Рис. 2.5. Графики напоров в воде пригруженного слоя разжиженного грунта при наличии в основании водопупора (а) и дренажа (б)



прослойк воды частицы рыхлого песка укладываются плотнее, способствуя его увеличению. По мере перемещения прослойка воды наблюдаются разрушение структуры и уплотнение всей толщи грунта.

При разрушении структуры на ограниченном по площади участке грунта (например, при наличии рыхлой линзы) под влиянием пространственных условий отжатия воды продолжительность существования разжиженной линзы сокращается.

Кроме того, следует подчеркнуть, что разжижение только прослойка вызывает тот же эффект потери вышележащими грунтами своей несущей способности, как и при разжижении грунта одновременно во всем массиве. Однако процессы последующей консолидации в значительной степени различаются.

В результате описанных явлений неоднородные по плотности сложения грунты под влиянием динамических нагрузок становятся более однородными. Причем при местном разрушении структуры рыхлые участки грунта уплотняются, а плотные даже немного разрыхляются. Повторные импульсы (например, взрывы) делают такой несвязный грунт все более плотным

и, что особенно существенно, все более однородным по степени плотности сложения.

Уплотнение слоя разжиженного грунта на водопупоре при наличии пригрузки. В слое полностью разжиженного песка, пригруженном слоем неразжиженного водонасыщенного грунта (рис. 2.5, а) с удельным весом  $\gamma_n$  и нагрузкой  $q$ , начальное распределение напоров можно представить как

$$H_0 = \frac{q + \gamma_n h_1 + \gamma_p (h - z)}{\gamma} + z. \quad (2.17)$$

При наличии пригрузки процесс вторичной усадки частиц грунта и восстановление контактов между частицами могут происходить одновременно как в нижней  $r_1$ , так и верхней  $r_2$  частях слоя (см. рис. 2.5, а).

Скорости фильтрации по всей высоте слоя, используя зависимости Дарси — Герсеванова (2,2'), следующие:

$$u_1 = -K_1 (1 - n_1) \frac{dH_1}{dz}; \quad u_2 = -K_2 (1 - n_2) \frac{dH_2}{dz};$$

$$u_3 = -K_3 (1 - n_3) \frac{dH_3}{dz}, \quad (2.18)$$

где  $K_1, K_2$  — коэффициенты фильтрации разжиженной и переотложенной частей слоя грунта;  $K_3$  — то же, слоя пригрузки;  $n_1, n_2$  и  $n_3$  — соответствующие этим слоям значения пористостей грунтов.

В пределах полностью разжиженной части слоя ( $r_1 \leq z \leq r_2$ ) из зависимости (2.17) получим

$$\frac{dH_1}{dz} = - \frac{\gamma_p}{\gamma} + 1 = - \frac{\gamma_{взв}}{\gamma}, \quad (2.19)$$

а значения напоров при  $z = r_2$  и  $z = h + h_1$  соответственно

$$H(r_2) = \frac{q + \gamma_n h_1 + \gamma_p (h - r_2)}{\gamma} + r_2;$$

$$H(h + h_1) = h + h_1. \quad (2.20)$$

При этом пренебрегаем несущественным для расчета уплотнения различием объемных масс разжиженного и вторично отложившегося несвязного грунта, которые обозначены  $\gamma_p$ .

Величину напора  $H(h)$  можно найти из условия неразрывности фильтрационного потока

$$u_2 = u_3 \text{ или } K_2 (1 - n_2) \frac{dH_2}{dz} = K_3 (1 - n_3) \frac{dH_3}{dz}, \quad (2.21)$$

где

$$\frac{dH_2}{dz} = \frac{H(h) - H(r_2)}{h - r_2}; \quad \frac{dH_3}{dz} = \frac{H(h + h_1) - H}{h_1}.$$

Из уравнения неразрывности (2.21), учитывая выражения для напоров (2.20), находим

$$H(h) = \frac{K_2 (1 - n_2) h_1 H(r_2) + K_3 (1 - n_3) (h - r_2) H(h + h_1)}{K_2 (1 - n_2) h_1 + K_3 (1 - n_3) (h - r_2)}.$$

Для исследования процесса переукладки частиц песка в верхней части разжиженного слоя, с учетом нагрузки  $q$  и пригружающего слоя грунта  $h$ , уравнение баланса воды (2.1) в элементарном слое толщиной  $dr_2$ , прилегающем к верхней, уже уложившейся части грунта, приобретает вид

$$-u_2 dt + u_1 dt = (n_1 - n_2) dr_2.$$

Подставив выражение (2.18) в уравнение баланса воды, получаем

$$K_2 (1 - n_2) \frac{dH_2}{dz} - K_1 (1 - n_1) \frac{dH_1}{dz} = (n_1 - n_2) \frac{dr_2}{dt}, \quad (2.22)$$

причем из выражений (2.19), (2.20) и (2.21) следует, что

$$\frac{dH_2}{dz} = \frac{K_3 (1 - n_3) [q + \gamma_{1 \text{взв}} h_1 + \gamma_{\text{взв}} (h - r_2)]}{K_2 (1 - n_2) \gamma h_1 + K_3 (1 - n_3) \gamma (h - r_2)}, \quad (2.23)$$

где

$$\gamma_{1 \text{взв}} = \gamma_n - \gamma.$$

Преобразовав уравнение (2.22) с учетом (2.23), имеем

$$\left( C \frac{1}{h - r_2} + 1 \right) \frac{dr_2}{dt} - \frac{A}{h - r_2} = B, \quad (2.24)$$

где

$$A = \frac{K_2 K_1}{K_3} \frac{(1 - n_1) (1 - n_2) \gamma_{\text{взв}} h_1}{(n_1 - n_2) (1 - n_3) \gamma} - K_2 \frac{(1 - n_2)}{(n_1 - n_2)} \frac{(q + \gamma_{1 \text{взв}} h_1)}{\gamma};$$

$$B = \frac{1}{n_1 - n_2} \frac{\gamma_{\text{взв}}}{\gamma} [K_1 (1 - n_1) - K_2 (1 - n_2)]; \quad C = \frac{K_2 (1 - n_2)}{K_3 (1 - n_3)}.$$

Проинтегрировав это уравнение с учетом начального условия ( $t = 0, r_1 = h$ ), получаем зависимость для определения времени перемещения границы  $r_2$

$$t = \frac{1}{B} \left[ \left( \frac{A}{B} - C \right) \ln \left| 1 + \frac{B}{A} (h - r_2) \right| - (h - r_2) \right]. \quad (2.25)$$

Таким образом, в слое разжиженного грунта одновременно движутся навстречу одна другой две границы ( $r_1$  и  $r_2$ ) переотложившегося грунта, и при их встрече явления разжижения и уплотнения прекращаются.

Для определения времени пребывания всего слоя грунта в разжиженном состоянии или времени его уплотнения  $t_{\text{уп}}^{\text{н}}$  необходимо найти время смыкания границ переотложившегося грунта  $r_1^{\text{н}}$  и  $r_2$ . При использовании уравнений (2.8) и (2.25) задачу можно решить графически. Желательно получение приближенного, но аналитического решения. В частности, можно принять, что

$$K_2 (1 - n_2) \approx K_1 (1 - n_1) = K (1 - n), \quad (2.26)$$

тогда

$$A = \frac{1 - n}{n_1 - n_2} \frac{K}{\gamma} \left[ \frac{K (1 - n)}{K_3 (1 - n_3)} \gamma_{\text{взв}} h - q - \gamma_{1 \text{взв}} h_1 \right];$$

$$B = 0; \quad C = \frac{K}{K_3} \frac{(1 - n)}{(1 - n_3)} h,$$

а уравнение (2.24) принимает вид

$$C dr_2 + (h - r_2) dr_2 = A dt. \quad (2.27)$$

Проинтегрировав уравнение (2.27) с учетом начального условия ( $t = 0, r_2 = h$ ), получим толщину слоя переотложившегося грунта

$$r_2' = (h - r_2) = -C + \sqrt{C^2 - 2At}. \quad (2.28)$$

Время пребывания слоя грунта в разжиженном состоянии определится из условия смыкания границ переотложившегося грунта:

$$r_1 + r_2' = h. \quad (2.29)$$

Подставив выражения (2.9) и (2.28) в уравнение (2.29), получаем

$$t_{\text{уп}}^{\text{н}} = \frac{n_1 - n_2}{1 - n} \frac{\gamma}{\gamma_{\text{взв}}} \frac{1}{K} \left\{ q + \gamma_{1 \text{взв}} h_1 + \gamma_{\text{взв}} h - \right.$$

$$- \sqrt{(q + \gamma_{1 \text{взв}} h_1 + \gamma_{\text{взв}} h)^2 - \gamma_{\text{взв}}^2 h \left[ h + 2h_1 \frac{K(1-n)}{K_3(1-n_3)} \right]}. \quad (2.30)$$

При возможных для песчаных грунтов изменениях  $K$  и  $n$  принятые допущения (2.26) приводят к погрешности в определении  $t_{\text{уп}}$ , не превышающей 5 %, что приемлемо для инженерных расчетов.

В зависимости от соотношения коэффициентов фильтрации разжиженного песка и грунта пригрузки, а также интенсивности нагрузки  $q$  и толщины слоя  $h_1$ , пригрузка может не вызывать уплотнения несвязного грунта в верхней части разжиженного слоя. Условием переукладки частиц в верхней зоне слоя в начальный момент времени, т.е. при  $r_2 = h$ , является соблюдение неравенства

$$u_3 > u_1, \quad (2.31)$$

где в соответствии с выражениями (2.18), (2.19) и (2.20)

$$u_1 = K_1(1-n_1) \frac{\gamma_{\text{взв}}}{\gamma}; \quad u_3 = K_3(1-n_3) (q + h_1 \gamma_{1 \text{взв}}) \frac{1}{\gamma h_1}.$$

Отсюда условие уплотнения в верхней части слоя примет вид

$$\frac{K_1}{K_3} < \frac{1-n_3}{1-n_1} \frac{\gamma_{1 \text{взв}} h_1 + q}{\gamma_{\text{взв}} h_1}. \quad (2.32)$$

Если  $u_3 \leq u_1$ , уплотнения в верхних слоях не произойдет, при  $u_3 < u_1$  под неразжиженным слоем грунта образуется слой воды (см. рис. 2.3).

Если проницаемость пригружающего слоя значительно больше проницаемости разжиженного слоя или пригружающий слой отсутствует, уравнение (2.25) упрощается:

$$t = \frac{1}{B} \left[ \frac{A}{B} \ln \left| 1 + \frac{B}{A} (h - r_2) \right| - (h - r_2) \right], \quad (2.33)$$

где  $A = -K_2 q / \gamma \cdot 1 - n_2 / (n_1 - n_2)$ ;

$$B = \frac{1}{n_1 - n_2} \frac{\gamma_{\text{взв}}}{h} [K_1(1-n_1) - K_2(1-n_2)].$$

Упрощенное уравнение (2.23) в этом случае принимает вид:

$$r_2' = h - r_2 = \sqrt{2At} \quad (2.34)$$

или

$$t = \frac{1}{2} \cdot \frac{n_1 - n_2}{1 - n} \cdot \frac{\gamma}{Kq} \cdot (h - r_2)^2, \quad (2.35)$$

а уравнение (2.30)

$$t_{\text{уп}} = \frac{n_1 - n_2}{1 - n} \frac{\gamma}{\gamma_{\text{взв}}^2} \frac{q}{K} \left( 1 + \frac{\gamma_{\text{взв}} h}{q} - \sqrt{1 + \frac{2h \gamma_{\text{взв}}}{q}} \right) \quad (2.36)$$

Наличие дренирующей пригрузки или пригружающего слоя грунта с большей водопроницаемостью резко ускоряет процесс уплотнения и возникновения контактов между частицами грунта. На рис. 2.6 приведены смещения границ  $r_1$  и  $r_2$  в слое разжиженного песка толщиной 5 м с начальной пористостью 40 % и пористостью после переукладки 38 %, начальным и конечным коэффициентами фильтрации соответственно 0,01 и 0,007 см/с. Продолжительность переукладки частиц песка при отсутствии пригрузки по зависимости (2.8) в этих условиях достигает 28 мин.

Влияние дренирующей пригрузки четко отразилось на результатах лабораторных ударно-компрессионных испытаний. Под дырчатый поршень, передающий статическую нагрузку (см. рис. 1.9) на водонасыщенный мелкозернистый песок, уложен фильтр из слоев крупнозернистого песка и гравия. Замеры давлений в воде подтвердили принятую расчетную схему и показали, что дренирующая пригрузка не только уменьшает время пребывания песка в разжиженном состоянии, но и качественно меняет характер уменьшения порового давления (рис. 2.7). Осциллограмма избыточных давлений в воде при дренирующей пригрузке отличалась от полученных для того же непригруженного песка отсутствием горизонтальных участков. Этим подтверждалось, что в данном случае при малых размерах слоя его уплотнение происходило в основном в результате распространения зоны переукладки частиц от поверхности в глубь пригруженного слоя ( $r_2$  на рис. 2.6).

*Уплотнение многослойной разжиженной толщи грунтов.* Наблюдаемая в природе слоистость песчаных отложений или намывных грунтов сказывается на процессе их консолидации после разжижения.

Например, при наличии двух слоев полностью разжиженного грунта в случае, если верхний — более водопроницаемый, чем нижний (рис. 2.8), образуются три смещающиеся границы ( $r_1, r_1', r_2$ ) переотложенного грунта.

Уравнения баланса воды на границах  $r_2$  и  $r_1'$  в соответствии с уравнением (2.1) принимают вид

$$(u_2 - u_1) dt = (n_1 - n_2) dr_2; \quad (2.37)$$

$$(u_4 - u_3) dt = (n_1' - n_2') dr_1',$$

$$\text{где } u_1 = (1 - n_1) K_1 \frac{\gamma_{\text{взв}}}{\gamma}; \quad u_2 = (1 - n_2) K_2 \left( \frac{\gamma_{\text{взв}}}{\gamma} + \frac{\Delta H}{r^2} \right);$$

$$u_3 = (1 - n_2') K_2' \left( \frac{\gamma_{\text{взв}}}{\gamma} - \frac{\Delta H}{r_1'} \right); \quad u_4 = (1 - n_1') K_1' \frac{\gamma_{\text{взв}}}{\gamma}.$$

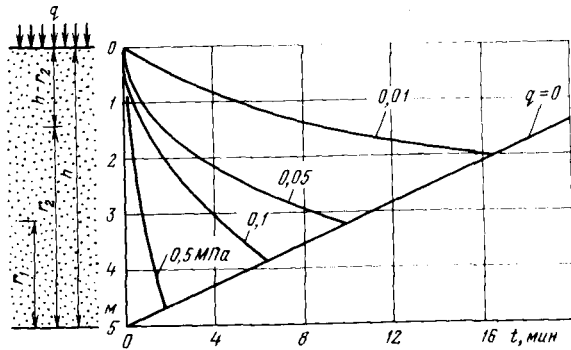


Рис. 2.6. Перемещение границ ( $r_1$  и  $r_2$ ) зон переотложенного грунта при полном разжижении и различных дренирующих пригрузках ( $q = 0,01 \div 0,5$  МПа)

Рис. 2.7. Осциллограмма избыточных давлений в воде при статической дренирующей пригрузке песка (а) и без пригрузки (б)

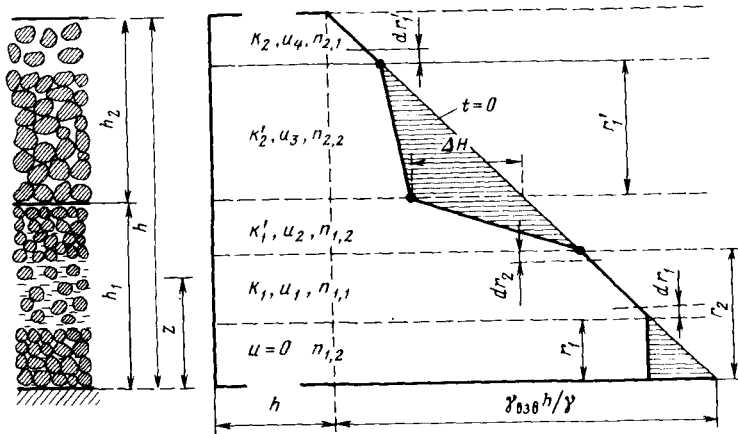


Рис. 2.8. Характер распределения напоров в двухслойном, полностью разжиженном массиве грунта

Величина  $\Delta H$  (см. рис. 2.8) находится из условия неразрывности  $u_2 = u_3$  как

$$\Delta H = \frac{[(1-n_2')K_2' - (1-n_2)K_2]}{(1-n_2')K_2'r_2(1-n_2)K_2r_1'} \frac{\gamma_{взв}}{\gamma} r_2 r_2' \quad (2.38)$$

Уравнение связи  $r_2$  с  $r_2'$  также может быть получено из условия неразрывности  $u_2 = u_3$  и путем интегрирования уравнений баланса воды (2.37) с учетом начального условия (при  $t = 0$   $r_1' = 0$  и  $r_2 = 0$ ) в виде

$$[(1-n_1')K_1' - (1-n_1)K_1] \frac{\gamma_{взв}}{\gamma} t = (n_1 - n_2) r_2 + (n_1' - n_2) r_1' \quad (2.39)$$

Приняв для упрощения с небольшой погрешностью  $(1-n_1')K_1' = (1-n_2)K_2$  и  $(1-n_1')K_1' = (1-n_2')K_2'$  в результате интегрирования первого из уравнений (2.37) с учетом (2.38) и (2.39) получим выражение для определения времени перемещения границы

$$t = \frac{(1-n_1)(n_1-n_2) + \sqrt{C}}{(1-n_1)K_1[(1-n_1')K_1' - (1-n_1)K_1]} \frac{\gamma}{\gamma_{взв}} r_2'$$

где

$$C = (1-n_1)(1-n_1')(n_1-n_2)(n_1'-n_2')K_1K_1'$$

По полученной величине  $r_2$  из уравнения (2.39) определится время перемещения границы  $r_1$

$$t = \frac{(n_1' - n_2') [(1-n_1)(n_1-n_2)K_1 + \sqrt{C}]}{[(1-n_1')K_1' - (1-n_1)K_1] \sqrt{C}} \frac{\gamma}{\gamma_{взв}} r_1'$$

При  $r_1' = h_2$  или  $r_1 + r_2 = h_1$  процесс консолидации в слоях  $h_1$  или  $h_2$  заканчивается за время  $t_{yn}$  или  $t_{yn}'$ . В случае  $t_{yn} < t_{yn}'$  процесс консолидации оставшейся разжиженной верхней части слоя  $h_2$  протекает в соответствии с зависимостью (2.8). При  $t_{yn} > t_{yn}'$  после момента времени  $t_{yn}'$  дальнейшее перемещение границы  $r_2$  до момента встречи с границей  $r_1$  происходит в соответствии с зависимостью

$$t = \frac{(n_1 - n_2) r_2}{(1-n_1)K_1' - (1-n_1)K_1} \left[ 1 + 0,5 \frac{r_2 K_1' (1-n_1')}{h_2 K_1 (1-n_1)} \right] \frac{\gamma}{\gamma_{взв}}$$

С увеличением водопроницаемости верхнего слоя процесс уплотнения верхнего и нижнего слоев ускоряется. При значительной водопроницаемости верхнего слоя  $t'_{yn} = 0$  время консолидации определяется только уплотнением нижнего слоя, описываемым уравнениями (2.33) или (2.36), в которых  $q = \gamma_{взв} h_2$ . В случае, когда верхний разжиженный слой менее водопроницаем, чем нижний, границ  $r_2$  и  $r'_1$  не возникает. Уплотнение в начале происходит только в нижнем слое, а на границе слоев образуется прослойк воды. После его ликвидации возникает процесс уплотнения в верхнем слое с перемещением границы  $r'_1$ . Общее время консолидации двух слоев

$$t_{yn} = t_{h_1} + t_{np} + t_{h_2} = \frac{(n_1 - n_2)h_1 + (n_2 - n'_1)h_2}{K_1(1 - n'_1)} \frac{\gamma}{\gamma_{взв}}.$$

При сложном напластовании многих, но сравнительно мощных разжиженных и неразжиженных слоев с различной водопроницаемостью эпюры распределения напоров или избыточных давлений в воде во времени могут быть представлены различными комбинациями случаев, приведенных на рис. 2.4, 2.5, 2.6, и иметь очертания, далекие от простейшего случая однородного слоя грунта. С уменьшением мощности отдельных слоев и, как следствие, с увеличением их числа эпюры напоров естественно приближаются по очертаниям к случаям однородной среды с усредненными характеристиками (см. рис. 2.1).

*Уплотнение слоя при наличии дренирующего основания.* В случае, если слой разжиженного грунта расположен на дренирующем основании (см. рис. 2.5, б), укладка частиц в нижней части слоя сопровождается дополнительным отжатием воды в сторону дренирующего основания со скоростью фильтрации  $u_0$ , и уравнение баланса воды принимает вид

$$u_1 dt - u_0 dt = (n_1 - n_2) dr_1, \quad (2.40)$$

где

$$u_1 = (1 - n_1) \frac{\gamma_{взв}}{\gamma} K_1; \quad u_0 = -K_2 \frac{dH}{dr_1};$$

$$\frac{dH}{dr_1} = \frac{1}{\gamma r_1} [\gamma_{взв} (h - r_1) + q].$$

Из условия баланса воды (2.40) получаем уравнение

$$(A + Br_1) dt = r_1 dr_1, \quad (2.41)$$

где

$$A = K_2 \frac{1}{\gamma (n_1 - n_2)} (\gamma_{взв} h + q);$$

$$B = [K_1 (1 - n_1) - K_2] \frac{\gamma_{взв}}{\gamma} \frac{1}{n_1 - n_2}.$$

В результате интегрирования с учетом начальных условий ( $t = 0, r_1 = 0$ ) получаем зависимость, характеризующую распространение зоны переупакованного грунта  $r_1$  во времени в виде

$$t = \frac{1}{B} \left[ r_1 - \frac{A}{B} \ln/1 + \frac{B}{A} r_1 f \right]. \quad (2.42)$$

Переукладка зерен песка в верхней части слоя под действием пригрузки происходит аналогично рассмотренному, и время перемещения границы определяется по зависимости (2.33) или (2.35). В частном случае отсутствия пригрузки переупаковка частиц возникает только в нижней части разжиженного слоя.

При уплотнении песка в зоне  $r_1$  в результате отжатия воды в сторону дренирующего основания происходит осадка поверхности слоя, сопровождаемая временным понижением горизонта воды, т.е. смещением песка вместе с водой, находящейся в порах.

Осадка поверхности песка вместе с водой в порах определяется по зависимости

$$S' = S - S'',$$

где  $S$  — полная осадка поверхности песка;  $S''$  — осадка поверхности песка вследствие его уплотнения при отжатии воды со скоростью  $u_1$ . Полная осадка поверхности определяется по зависимости (2.9) при  $r_1 = h$ .

Осадка  $S''$  определяется из условия

$$S'' (1 - n_1) \approx u_1 t_p,$$

где  $t_p$  — время пребывания непригруженного слоя грунта в разжиженном состоянии, определяемое по зависимости (2.42) при  $r_1 = h$ .

По окончании процесса переукладки частиц песка будет происходить процесс фильтрации воды из дренирующего основания в сторону поверх-

ности слоя при первоначальном градиенте напора  $I_0 = \frac{S'}{(h - S')}$ , с соответствующей ему скоростью фильтрации  $u = I_0 K_2$ .

Скорость фильтрации в любой момент времени после начала движения воды из дренирующего основания  $u = dS/dt$ . Учитывая зависимость Дарси, получаем

$$\frac{dS}{dt} = K_2 \cdot \frac{(S' - S)}{(h - S')}. \quad (2.43)$$

Проинтегрировав зависимость (2.43) с учетом начального условия  $S = 0$  при  $t = 0$ , получаем зависимость для определения распределения

напоров и времени фильтрации воды из дренирующего основания:

$$t' = \frac{h - s'}{K_2} \ln \frac{s' - s}{s'}$$

Таким образом, при наличии дренажей после сравнительно быстрого прекращения явлений разжижения и уплотнения песка длительное время несколько снижается напряжение в скелете грунта под влиянием восходящего фильтрационного потока.

Как и при дренирующей пригрузке, время пребывания всего слоя грунта в разжиженном состоянии или время уплотнения по зависимостям (2.33) и (2.42) может быть получено графически. Введя незначительные упрощения, можно получить аналитическое решение. В частности, приняв  $K_1(1 - n_1) \approx K_2 = K$  в зависимости (2.41), получаем  $B = 0$ , т.е.

$$Adt = r_1 dr_1$$

откуда, учитывая начальные условия ( $t = 0, r_1 = 0$ ),

$$r_1 = \sqrt{2At} = \sqrt{2K \frac{\gamma_{взв} h + q}{\gamma(n_1 - n_2)}} t. \quad (2.44)$$

Учитывая, что при этих допущениях зависимость (2.33) приобретает вид

$$r_2' = h - r_2 = \sqrt{2K \frac{q}{\gamma} \cdot \frac{1 - n_2}{n_1 - n_2}} t,$$

из условия встречи двух границ разжиженного грунта  $r_2' + r = h$  получаем

$$t_{yn} = \frac{0,5(n_1 - n_2)\gamma h^2}{K[\gamma_{взв} h + q + q(1 - n_2) + 2\sqrt{q(1 - n_2)\gamma_{взв} h + q}]} \quad (2.45)$$

В случае отсутствия пригрузки ( $q = 0$ ) время консолидации всего слоя

$$t_{yn} = \frac{1}{2} \frac{n_1 - n_2}{K} \frac{\gamma}{\gamma_{взв}} h. \quad (2.45')$$

Осадку поверхности слоя грунта во времени определим по зависимости (2.9), подставив в нее  $r_1$ , подсчитанное по формуле (2.44).

Уплотнение слоя разжиженного грунта при находящемся фильтрационном потоке возникает, например, при принудительном насыщении грунта водой путем ее подачи на поверхность участка уплотнения. В этом случае в слое грунта до его разжижения действуют сжимающие фильтрационные силы ( $t = -0$  на рис. 2.9.)

$$\Phi = \gamma \cdot \frac{h}{(h_p + h_1)}$$

После полного разжижения части слоя на глубину  $h_p$  эпюра напоров в воде резко изменяется ( $t = -0$  на рис.2.9), и в пределах зоны разжижения возникает временный восходящий поток. Тогда в уравнении баланса воды (2.40)

$$\frac{dH}{dr_1} = \frac{1}{r_1} \left[ \frac{\gamma_{взв}}{\gamma} (h_p - r_1) - H(h_1) \right].$$

Величина напора определится из условия неразрывности фильтрационного потока на границе  $h_1$  как

$$H(h_1) = K_2 h_1 \frac{\gamma_{взв} (h_p - r_1) + \gamma h}{\gamma (K_2 h_1 + K_1 r_1)}$$

Введя допущение, что  $K_1(1 - n_1) - K_1 K_2 = 0$ , уравнение (2.40) можно проинтегрировать:

$$Bt = K_2 h_1 r_1 + 0,5 K_1 r_1^2, \quad (2.46)$$

$$\text{где } B = \frac{K_1 K_2}{n_1 - n_2} \left\{ \frac{\gamma_{взв}}{\gamma} [(1 - n_1)h_1 + h_p] + h \right\},$$

а при  $h = h_p$ , т.е.  $h_1 = 0$  и  $h_b = 0$ ,

$$t = \frac{1}{2} \frac{n_1 - n_2}{K} \frac{\gamma}{\gamma_p} \frac{r_1^2}{h}. \quad (2.46')$$

Таким образом, нисходящая фильтрация воды из прудка насыщения ускоряет процесс консолидации разжиженного слоя по сравнению с зависимостью (2.8) примерно в 3 – 4 раза, а с зависимостью (2.45') – в 2 раза.

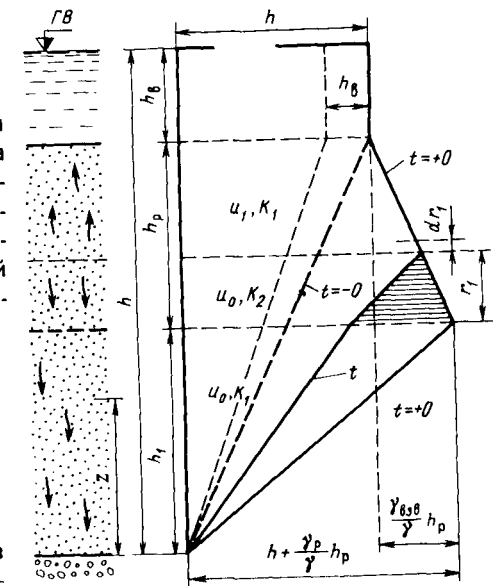


Рис. 2.9. Характер распределения напоров в слое с нисходящим фильтрационным потоком



§ 2.2 ВЛИЯНИЕ СОДЕРЖАНИЯ ЗАЩЕМЛЕННОГО ГАЗА  
НА КОНСОЛИДАЦИЮ СЛОЯ ПОЛНОСТЬЮ РАЗЖИЖЕННОГО ГРУНТА

Наличие в порах малосвязного водонасыщенного грунта защемленного газа уже в начальный момент нарушения структуры грунта изменяет размеры зоны полного разжижения грунта.

В отличие перехода трехфазного грунта (рис. 2.10, а) в полностью разжиженное состояние пузырьки защемленного газа вследствие увеличения давлений мгновенно уменьшаются в объеме (рис. 2.10, б). Одновременно вследствие сжатия пузырьков газа происходит мгновенная объемная деформация — уплотнение малосвязного грунта. После этого происходит процесс отжатия воды (рис. 2.10, в), и частицы вступают в контакт между собой (рис. 2.10, г). Однако по сравнению с полностью водонасыщенными грунтами окончание уплотнения грунта в присутствии пузырьков газа не обуславливает прекращения фильтрационных явлений. В результате последующего постепенного увеличения пузырьков газа до их первоначальных размеров происходит соответствующее отжатие воды из пор грунта (рис. 2.10, з). При значительном содержании газа даже в начальный момент частицы грунта могут мгновенно вступать в контакт между собой.

*Объемные деформации грунта и давление в поровой воде при разжижении.* Размеры образующейся в начальный момент после разрушения структуры зоны полного разжижения трехфазного грунта могут быть определены из рассмотрения его возможных объемных деформаций в результате сжатия пузырьков газа.

Повышение давлений в воде при разжижении вызывает уменьшение содержания газа в единице объема грунта с  $s_1$  до  $s_0$ . В предположении изотермического процесса сжатия газа его содержание в начальный момент перехода грунта в разжиженное состояние

$$s_0 = \frac{V_1}{V_0} \frac{p_1}{p_1 + p_0} s_1, \quad (2.47)$$

где  $V_1$  — начальный объем грунта;  $V_0$  — объем грунта при давлении  $p_1 + p_0$ ;  $p_1$  — начальное давление в поровой воде (с учетом атмосферного);  $p_0$  — дополнительное давление в воде при разжижении.

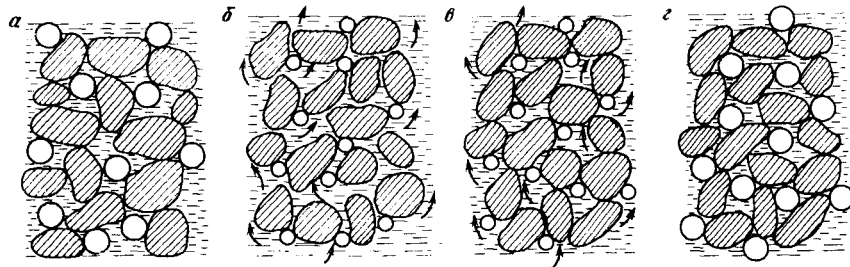


Рис. 2.10. Схема разрушения структуры и уплотнения трехфазного грунта

Учитывая, что в начальный момент времени объемные деформации происходят только в результате сжатия газа без отжатия воды из пор грунта, т.е.  $n'_1 V_1 = n'_0 V_0$  и  $m_1 V_1 = m_0 V_0$ , получаем

$$\frac{V_1}{V_0} = \frac{n'_0}{n'_1} = \frac{m_0}{m_1} = \frac{1 + e_1}{1 + e_0}, \quad (2.48)$$

где  $e_1$  и  $e_0$  — коэффициенты пористости грунта до разжижения и после сжатия газовых пузырьков;  $n'_1$ ,  $m_1$  и  $n'_0$ ,  $m_0$  — соответственно содержание воды и скелета грунта в единице объема до и после разжижения.

В результате, приняв условие (2.48), зависимость (2.47) можно представить в виде

$$s_0 = \frac{1 + e_1}{1 + e_0} \frac{p_1}{p_1 + p_0} s_1. \quad (2.49)$$

С помощью уравнения изотермического сжатия газа можно определить изменение объема газа, учитывая, что  $s_1 V_1 = s_0 V_0 + \Delta V_2$ , по зависимости

$$\Delta V_r = V_1 \frac{s_1 p_0}{p_1 + p_0}. \quad (2.50)$$

Объемная деформация вследствие сжатия пузырьков газа

$$\delta_V = \frac{\Delta V_r}{V_1} = \frac{s_1 p_0}{p_1 + p_0}.$$

Так как в начальный момент выполняется условие отсутствия отжатия воды, а сжимаемость воды и частиц грунта мала, объемную деформацию грунта можно представить в виде

$$\delta_V = \frac{\Delta V_r}{V_r} = \frac{e_1 - e_0}{1 + e_1}. \quad (2.51)$$

Из уравнений (2.50) и (2.51) можно определить возможное изменение коэффициента пористости грунта в результате сжатия газовых пузырьков по зависимости

$$e_0 = e_1 - \frac{s_0 p_1}{p_1 + p_0} (1 + e_1). \quad (2.52)$$

Подставив (2.52) в уравнение (2.49), получаем содержание газа при переходе грунта в разжиженное состояние

$$s_0 = \frac{p_1 s_1}{p_1 + (1 - s_1) p_0}. \quad (2.53)$$

Используя зависимость (2.53), можно определить возможное изменение объема газа при разжижении слоя грунта как

$$\Delta s(z) = s_1(z) - s_0(z). \quad (2.54)$$

Возможное изменение объема газовых пузырьков в результате повышения давлений в поровой воде может быть больше или равно изменению объема пор грунта  $\Delta l$  при его переукладке после перехода в разжиженное состояние, т.е.

$$\Delta s(z) \geq \Delta n. \quad (2.55)$$

В пределах этой зоны слоя контакты между частицами устанавливаются сразу после перехода грунта в разжиженное состояние, и граница практически мгновенно переложившегося грунта  $r_0$  может быть найдена по зависимости (2.54) из условия равенства изменения пористости грунта уменьшению содержания газа, т.е. при  $z = r_0$

$$\Delta n(r_0) = \Delta s(r_0'). \quad (2.55')$$

В области, где мгновенное изменение объема пузырьков газа оказалось меньше изменения объема пор при переукладке, т.е. не выполняется условие (2.55), нет контактов между частицами и грунт продолжает находиться в полностью разжиженном состоянии (см. рис. 2.10, б).

Таким образом, в зависимости от содержания газа и действующих нагрузок в начальный момент могут образоваться зоны переложившегося грунта с контактами между частицами и тем самым уменьшится объем полностью разжиженного грунта.

При отсутствии дополнительного уплотнения в пределах зоны мгновенно переложившегося грунта начальное распределение давления в воде определяется давлениями, необходимыми для изменения содержания газа на величину  $\Delta n(z)$ . Избыточные давления в поровой воде в пределах этой зоны, учитывая, что в начальный момент  $\Delta n(z) = \Delta s(z)$ , определяются из уравнения (2.53) и (2.54) как

$$p_{+0} = \frac{\Delta n(z) p_i}{[s_1(z) - \Delta n(z)] [1 - s_1(z)]} \quad \text{и} \quad H_{+0} = \frac{p_{+0}}{\gamma}. \quad (2.56)$$

В зоне полного разжижения сохраняются начальное избыточное давление и напоры, определяемые уравнениями (2.5), (2.17).

Содержание газа в пределах зоны полного разжижения может быть определено по зависимости (2.53), а в пределах зоны переложившегося грунта — как  $s_0 = s_1(z) - \Delta n(z)$ .

*Уравнение фильтрации при расширении пузырьков газа в порах грунта.* В зоне переложившегося грунта с неподвижным скелетом происходит фильтрация воды вследствие расширения пузырьков газа. Так как в этой зоне частицы неподвижны, пузырьки газа не перемещаются и только изменяется их объем, уравнения неразрывности жидкой, твердой и газовой фаз можно представить в виде:

$$\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial n'}{\partial t} = 0; \quad \frac{\partial m}{\partial t} = 0; \quad \frac{\partial \rho s}{\partial t} = 0$$

или

$$\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial n'}{\partial t} + \frac{\partial s}{\partial t} + \frac{\partial m}{\partial t} + \frac{s}{\rho_r} \frac{\partial \rho_r}{\partial s} = 0, \quad (2.57)$$

где  $\rho_r$  — плотность газа.

Учитывая, что  $m + n' + s = 1$ , уравнение неразрывности (2.57) упрощается:

$$\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{s}{\rho_r} \frac{\partial \rho_r}{\partial t} = 0. \quad (2.57')$$

Используя для скорости фильтрации зависимость Дарси, получим уравнение расширения или сжатия пузырьков газа в несжимаемой пористой водонасыщенной среде

$$-\frac{\partial}{\partial z} K \frac{\partial H}{\partial z} + \frac{s}{\rho_r} \frac{\partial \rho_r}{\partial t} = 0. \quad (2.58)$$

Приняв уравнение состояния газообразной составляющей грунта в предположении изотермического режима в виде

$$\frac{1}{\rho_r} \frac{\partial \rho_r}{\partial t} = \frac{1}{p_1 + p} \frac{\partial p}{\partial t} \quad (2.59)$$

и подставив его в уравнение (2.58), а также учитывая, что  $p = \gamma H$ , получаем

$$-\frac{\partial}{\partial z} K \frac{\partial p}{\partial z} + \gamma \frac{s}{p_0' + p} \frac{\partial p}{\partial t} = 0, \quad (2.60)$$

где  $p_0'$  — начальное полное давление в поровой воде;  $p$  — избыточное давление в воде.

В предположении изотермического процесса сжатия или расширения газа должно выполняться условие (2.47) в виде

$$s = \frac{V_0}{V} \cdot \frac{p_0'}{(p_0' + p)^2} \cdot s_0,$$

где  $V_0$  и  $V$  — начальный и последующий объемы грунта.

Учитывая, что объем грунта в рассматриваемой зоне не меняется, т.е.  $V_0 = V$ , уравнение (2.60) можно представить в виде

$$-\frac{\partial}{\partial z} K \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\gamma s_0 p_0'}{(p_0' + p)^2} \frac{\partial p}{\partial t} = 0. \quad (2.61)$$

Полученное нелинейное уравнение описывает процессы фильтрации воды в результате изменения объема газа за пределами зоны разжижения.

Приняв коэффициент фильтрации постоянным, а изменение давлений с  $p'_0$  до  $p_2 = p'_0 + p$ , уравнению (2.61) можно придать вид

$$-K \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} + \gamma \beta_{0,2} \frac{\partial p}{\partial t} = 0 \text{ или } \frac{\partial H}{\partial t} = C \frac{\partial^2 H}{\partial z^2}, \quad (2.62)$$

где

$$\beta_{0,2} = \frac{s_0 p_0}{p_2^2}; \quad C = \frac{K}{(\gamma \beta_{0,2})}.$$

Решив уравнения (2.1) и (2.2) для зоны разжиженного грунта и (2.61) или (2.62) для зоны переотложенного грунта при различных начальных и граничных условиях, можно получить решения для ряда случаев, возможных в практике уплотнения малосвязных грунтов.

*Консолидация полностью разжиженного слоя трехфазного грунта.* Возникающий при этом полный напор в воде

$$H_0 = \frac{\gamma + \gamma_{взв}}{\gamma} (h - z) + z.$$

Вследствие сжатия пузырьков газа, содержание его в слое в первый момент после полного разжижения по зависимости (2.53)

$$s_0(z) = \frac{[p_a + \gamma(h - z)] s_1(z)}{p_a + \gamma(h - z) + \gamma_{взв}(h - z) [1 - s_1(z)]}, \quad (2.63)$$

где  $p_a$  — атмосферное давление.

Граница зоны мгновенно переотложенного грунта (рис. 2.11) при постоянных по глубине слоя величинах  $n_1 - n_2$  и  $s_1$  определяется из условия (2.55) как

$$r_0 = h - \frac{(n_1 - n_2) p_a}{(\gamma_{взв} + \gamma)(1 - s) - (n_1 - n_2) [\gamma + 1(1 + s_1) \gamma_{взв}]}. \quad (2.64)$$

В этой же зоне начальные избыточные давления в поровой воде уменьшаются до величины

$$p_0 = \frac{(n_1 - n_2) [p_a + \gamma(h - z)]}{[s_1 - (n_1 - n_2)] (1 - s_1)}. \quad (2.65)$$

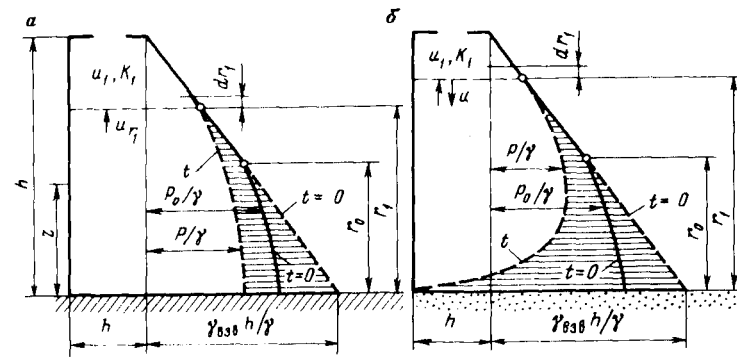


Рис. 2.11. Характер распределения напоров в воде по глубине слоя полностью разжиженного трехфазного грунта на водоупоре (а) и дренаже (б)

Характер распределения избыточных напоров в воде для начального момента времени после сжатия пузырьков газа ( $t = + 0$ ) показан на рис. 2.11. Выше границы  $r_0$  грунт находится в полностью разжиженном состоянии, а ниже — в уплотненном, переотложенном состоянии. В пределах зоны  $r_0$  начальные избыточные давления в воде, определенные по зависимостям (2.56) и (2.65), меньше, чем при полном разжижении грунта (см. рис. 2.11).

В дальнейшем в зоне переотложенного грунта происходит расширение пузырьков газа, сопровождаемое отжатием воды из пор грунта, в соответствии с уравнениями (2.61) и (2.62). Одновременно вследствие дальнейшего уплотнения грунта граница перемещается в сторону поверхности слоя. После появления контактов в постепенно увеличивающейся зоне переотложенного грунта также происходит расширение пузырьков газа. Образование зон уплотненного грунта и скорость смещения их границы определяются граничными условиями.

В частности, при наличии дренирующей пригрузки в верхней части слоя образуется вторая зона переотложенного уплотненного грунта со смещающейся границей  $r_2$ . В этой зоне также начинается расширение пузырьков газа в соответствии с зависимостями (2.54) и (2.62).

Смещение границы разжиженного и уплотненного грунта определяется из уравнения (2.1) баланса воды в пограничном слое  $dr_1$ , которое при наличии водонепроницаемого основания (см. рис. 2.11, а) имеет вид

$$u_1 dt - u_{r_1} dt = \Delta n(r_1) dr_1 = u dt. \quad (2.66)$$

Скорость фильтрации воды на границе слоя

$$u_{r_1} = -K_2 / \partial H / \partial r_1, \quad (2.67)$$

где  $K_2$  — коэффициент фильтрации переотложенного, уплотненного грунта.

Скорость фильтрации в разжиженной части слоя  $u_1$  может быть определена с учетом того, что  $-v_1 = u_1 - u_{r_1}$  и  $\frac{dH}{dz} = -\frac{\gamma_{взв}}{\gamma}$ , по зависимости Дарси – Герсеванова (2.2):

$$u_1 - nu_{r_1} = (1-n)K_1 \frac{\gamma_{взв}}{\gamma} \quad (2.68)$$

Совместно решив уравнения (2.66), (2.67), (2.68), получаем

$$\left( A_1 + B_1 \frac{\partial H}{\partial r_1} \right) dt = dr_1, \quad (2.69)$$

где

$$A_1 = K \frac{\gamma_{взв}}{\gamma} \frac{1-n}{\Delta n(r_1)}; \quad B = K_2 \frac{1-n}{\Delta n(r_1)}.$$

В случае, если слой разжиженного грунта расположен на дренирующем основании (см. рис. 2.11, б) и, следовательно, при  $t \neq 0$  на границе  $z = 0$ ,  $H = 0$ , уплотнение грунта в нижней части слоя может сопровождаться дополнительным отжатием воды в сторону дренирующего основания со скоростью  $u_{r_1}$ , и уравнение баланса воды в пограничном слое имеет вид

$$\left( A_1 - B_3 \frac{\partial H}{\partial r_1} \right) dt = dr_1, \quad (2.70)$$

где

$$B_3 = K_2 \frac{1}{\Delta n(r_1)}.$$

Таким образом, необходимо решить задачу уплотнения слоя разжиженного грунта при смещающейся границе  $r_1$  и расширении пузырьков газа в области  $r_1$ . На границах при  $t \neq 0$  должны выполняться условия:

$$z = 0, \quad \partial H / \partial z = 0; \quad z = h, \quad H = 0; \quad z = r_1, \quad H = \gamma_{взв} / \gamma \cdot (h - r_1). \quad (2.71)$$

Эту задачу можно решить численным способом, в частности методом конечных разностей. Разделив весь слой грунта на отдельные слои толщиной  $\Delta z$  и определив значения напоров в воде для отдельных промежутков времени  $\Delta t$ , уравнение (2.62), характеризующее процесс расширения газа в зонах  $r_1$  и  $h - r_2$  [35], можно представить в виде

$$H_{t+1, k} = H_{t, k} + \alpha (H_{t, k+1} + H_{t, k-1} - 2H_{t, k}), \quad (2.72)$$

где

$$\alpha = \frac{\Delta t}{\Delta z^2} \frac{K_2}{\gamma \beta_{0,2}}.$$

Подобрав соответствующие величины  $\Delta z$  и  $\Delta t$ , получим  $\alpha = 0,5$ , и тогда уравнение (2.72) упрощается:

$$H_{t+1, k} = 0,5 (H_{t, k+1} + H_{t, k-1}), \quad (2.73)$$

а при заданном промежутке времени определяется как

$$\Delta t = 0,5 \cdot \Delta z^2 \gamma \beta_{0,2} / K_2.$$

Уравнение перемещения зоны переотложенного грунта  $r_1$  и  $r_2$  в соответствии с уравнениями (2.69) и (2.70) может быть представлено в виде

$$A_1 \Delta t + B_1 \frac{H_{t, r_1} - H_{t, r_1-1}}{\Delta z} = \Delta r_1; \quad (2.74)$$

причем на границе зоны напор  $H_{t, r_1}$  определяется из граничных условий (2.71).

Из выражения (2.74) время, необходимое для перемещения границы  $r_1$  в пределах одного слоя  $\Delta z$ ,

$$\Delta t_{r_1} = \frac{\Delta z}{A_1 + B_1 \frac{1}{\Delta z} (H_{t, r_1} - H_{t, r_1-1})}. \quad (2.75)$$

При  $H_{t, r_1-1} > H_{t, r_1}$  в зависимостях (2.74) и (2.75) вместо  $B_1$  подставляется  $B_3$ , определяемое из уравнения (2.70). Начальное распределение напоров ( $t = 0$ ) определим по зависимости (2.65).

Таким образом, в случае разрушения структуры и перехода водонасыщенного грунта, содержащего свободный газ, в разжиженное состояние, контакты устанавливаются быстрее, чем в полностью водонасыщенных грунтах. Вследствие сжатия газовых пузырьков происходит практически мгновенная осадка поверхности слоя. В результате последующего постепенного увеличения пузырьков газа до их первоначальных размеров происходит соответствующее отжатие воды из пор грунта. Несмотря на увеличение плотности грунта и прекращение его уплотнения, сопротивление сдвигу будет пониженным до тех пор, пока давление в воде не достигнет начальных значений и не прекратятся фильтрационные явления, происходящие в результате расширения газовых пузырьков.

Принятый в изложенной выше расчетной схеме характер деформируе-

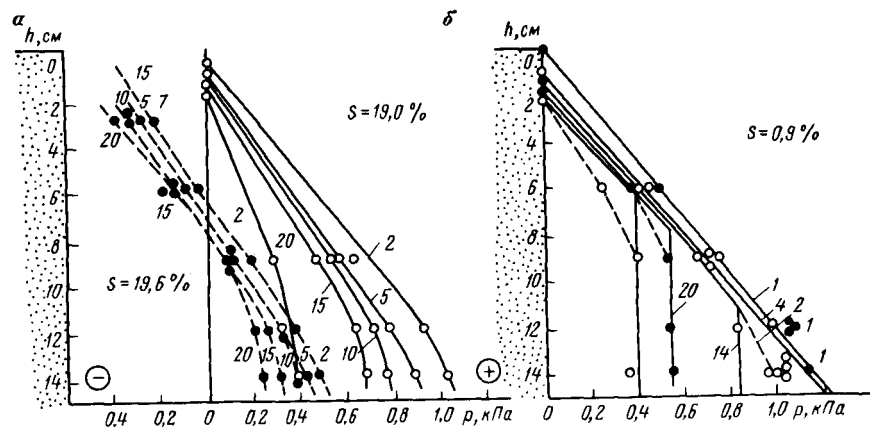


Рис. 2.12. Характер распределения максимальных давлений  $p$  в поровой воде слоя песка при ударных воздействиях и различном содержании защемленного газа  $s$ :

1, 2, 4, 5, 10, 14, 15, 20 – номера ударов

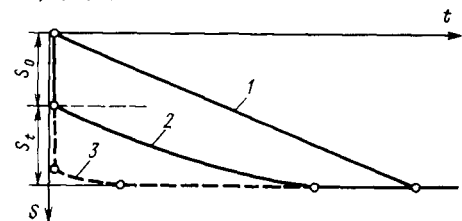


Рис. 2.13. Изменение осадки слоя на водоупоре во времени после полного разжижения:

1 – двухфазный грунт, 2 и 3 – трехфазный грунт соответственно с меньшим и большим содержанием газа

мости трехфазного грунта подтверждается результатами сопоставительных ударно-компрессионных испытаний водонасыщенных песков при различном содержании в них защемленного газа в условиях, так называемых, закрытой (рис. 2.12, а) и открытой (рис. 2.12, б) систем.

В первом случае обычных испытаний (открытая система) измерялись давления в поровой воде непригруженного слоя мелкозернистого песка с малым и большим содержанием газа. Эпюры давления в воде имели криволинейное очертание (см. рис. 2.12, б), и в нижней части слоя даже в рыхлом песке всегда располагалась зона частичного разжижения, что согласуется с принятыми расчетными положениями (см. рис. 2.11). При малом содержании газа весь слой рыхлого песка переходил в полностью разжиженное состояние.

Закрытая система создавалась путем установки наверху компрессионного сосуда герметической крышки и заполнения его водой. При большом содержании газа в верхней части слоя в результате сжатия защемленного газа возникали отрицательные избыточные давления в воде (см. рис. 2.12, а), а при малом содержании газа результаты испытаний в условиях открытой и закрытой систем были одинаковы.

Осадка слоя трехфазного грунта складывается из "мгновенной" части и нарастающей во времени (рис. 2.13). "Мгновенная" часть осадки слоя может быть вычислена по зависимости

$$S_0 = \frac{n_1 - n_2}{1 - n_1} r_0 + \sum_{r_0}^h \frac{s_1(z) - s_0(z)}{1 - n_1} \Delta z,$$

где  $r_0$  и  $s_1(z)$  определяются по формулам (2.64) и (2.63). Развитие оставшейся части  $S_r$  общей осадки  $S$  определяется из решения задачи перемещений границы  $r_1$  как

$$S_{t r_1} = \sum_{r_0}^{r_1} \frac{n_1 + s_0(z) - s_1(z) - n_2}{1 - n_1} \Delta z.$$

Таким образом, при отсутствии газа осадка поверхности слоя во времени близка к линейной, а при большом содержании защемленного газа – происходит практически мгновенно.

### § 2.3. КОНСОЛИДАЦИЯ МАЛОСВЯЗНЫХ ГРУНТОВ С УЧЕТОМ ВИБРОПОЛЗУЧЕСТИ СКЕЛЕТА ГРУНТА

При повторяющихся импульсах, взрывах, ударах и особенно вибрациях ярко проявляются свойства виброползучести скелета грунта, которые необходимо учитывать в расчетной модели консолидации малосвязного водонасыщенного грунта.

Рассматривая процесс консолидации, принимаем неразрывность трехфазной среды без учета сжимаемости воды и скелета грунта (2.57), движение воды и скелета грунта (2.2), изотермический процесс сжатия защемленного газа (2.59) и дополнительно учитываем растворимость газа в воде с коэффициентом растворимости  $\mu$ . За основу описания процесса консолидации принимается уравнение В.А. Флорина [35] в виде

$$\frac{\partial e}{\partial t} + \beta(1 + e)\gamma \frac{\partial H}{\partial t} = (1 + e)K^2 \Delta H, \quad (2.76)$$

где

$$\beta = \frac{(s + \mu n')}{(p_1 + p)}.$$

Уравнение консолидации двухфазного грунта с учетом виброползучести скелета. Как показали экспериментальные исследования, для процессов виброползучести скелета несвязных грунтов характерны их полная необратимость, линейность связи со сжимающими напряжениями, подобие кривых виброползучести (см. рис. 1.16). Основной отличительной особенностью деформаций скелета грунта при динамических воздействиях является их уменьшение с увеличением статической нагрузки (см. рис. 1.15, 1.16). Все это учитывается в принимаемом уравнении состояния скелета несвязного грунта.

Для описания деформаций виброползучести с учетом наблюдавшейся их полной необратимости можно воспользоваться зависимостью, предложенной П.И. Васильевым. Полученная в результате экспериментов связь между коэффициентом пористости и напряжениями  $\sigma$  в случае монотонно возрастающих напряжений в скелете грунта для случая одномерной задачи (компрессионное сжатие) с учетом уравнений (1.11) и (1.12) принимает вид

$$e(t) = e_0 - a_1 \sigma_{\text{уп}}(t) [1 - \exp(-\gamma t)] + \int_0^t a_1 [1 - \exp(-\gamma t)] \frac{\partial \sigma_{\text{уп}}}{\partial t} dt; \quad (2.77)$$

где

$$\sigma_{\text{уп}} = \sigma(e_0) - \sigma.$$

Приняв допущение, что  $\sigma = f(\theta)$ , где  $\theta$  — сумма нормальных напряжений в скелете грунта (т.е. применив принцип "гидроемкости"), уравнение ползучести скелета грунта для плоской или пространственной задач может быть получено из уравнения (2.77) с использованием зависимости

$$\frac{\theta_{\text{уп}}}{1 + (m' - 1)\xi} = \frac{\theta(e_0) - \theta}{1 + (m' - 1)\xi}, \quad (2.78)$$

где  $m'$  — число измерений для рассматриваемой задачи;  $\xi$  — коэффициент бокового давления скелета грунта.

В результате возникновения при действии динамических нагрузок процесса уплотнения грунта происходит повышение давлений в поровой воде и нормальные напряжения полностью или частично передаются на воду. Так как вода не воспринимает касательных напряжений, то существовавшие в скелете грунта касательные напряжения полностью сохраняются. Кроме того, предполагается, что в период уплотнения касательные напряжения не могут вызывать дополнительных объемных деформаций грунта.

При таких представлениях [35] напряжения в скелете грунта для любого момента времени имеют вид:

$$\sigma_x = \sigma^* - p; \quad \sigma_y = \sigma_y^* - p; \quad \sigma_z = \sigma_z^* - p; \quad (2.79)$$

$$\theta = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \theta^* - 3p,$$

где  $p$  — избыточные (дополнительные) давления в поровой воде, возникающие в результате разрушения структуры и уплотнения грунта, а напряжения с индексом\* соответствуют стабилизированному состоянию, т.е. напряжениям в скелете грунта, возникающим в результате действия собственного веса грунта и внешних нагрузок (статических и динамических), в предположении "мгновенного" отжатия воды из пор.

Решив совместно уравнения (2.78) и (2.79), получим

$$\theta_{\text{уп}} = \theta(e_0) - (\theta^* - m' p). \quad (2.80)$$

Если в процессе уплотнения грунта не происходит изменения интенсивности динамических воздействий и статических нагрузок, то

$$\frac{\partial \theta_{\text{уп}}}{\partial t} = m' \frac{\partial p}{\partial t} = m' \gamma \frac{\partial H}{\partial t} \quad \text{или} \quad \frac{\partial \sigma_{\text{уп}}}{\partial t} = \frac{\partial p}{\partial t} = \gamma \frac{\partial H}{\partial t}. \quad (2.81)$$

Таким образом, поровое давление уменьшает суммарные напряжения в скелете грунта  $\theta$  или сжимающие напряжения  $\sigma$ , что в свою очередь увеличивает  $\theta_{\text{уп}}$  или  $\sigma_{\text{уп}}$ , определяющие уплотнение грунта и развитие деформаций ползучести его скелета при динамических воздействиях (рис. 2.14). Увеличение давлений в поровой воде вызывает более интенсивный процесс виброуплотнения грунта, т.е. как бы облегчает уплотнение скелета грунта. В отличие от уплотнения грунтов при статических нагрузках, увеличение сжимающих напряжений в скелете грунта при вибрациях приводит к уменьшению или даже прекращению (при  $\sigma_{\text{уп}} = 0$ ) его уплотнения. Это физическое предположение хорошо подтверждается экспериментами (см. § 1.3) и является одним из основных при разработке расчетных зависимостей.

Случай монотонно возрастающих напряжений в скелете грунта, т.е. уменьшения давлений в поровой воде, возникает при отсутствии защемленного газа ( $s = 0$ ). Подставив (2.77) в уравнение консолидации (2.76) с учетом уравнений (2.78), (2.80), (2.81) и произведя в полученной зависимости интегрирование по частям, получим окончательную форму уравнения консолидации несвязного двухфазного грунта с учетом виброползучести скелета в виде

$$-\left[ \frac{\theta(e_0) - \theta^*}{\gamma [1 + (1 - m')\xi]} + H \right] \exp(-\gamma_1 t) = C \Delta^2 H \quad (2.82)$$

или в условиях одномерной задачи

$$\left[ \frac{\sigma(e_0) - \sigma}{\gamma} + H \right] \exp(-\gamma_1 t) = C \frac{\partial^2 H}{\partial z^2}, \quad (2.83)$$

где

$$C = \frac{(1 + e) K}{(a_1 \gamma_1 \gamma)}.$$

Необходимо учитывать, что в результате упрощений уравнений (2.82)

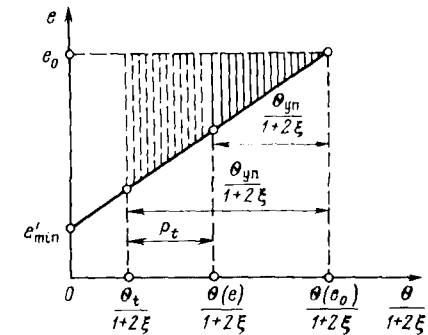


Рис. 2.14. Расчетная зависимость коэффициента пористости  $e$  от напряженного состояния грунта

и (2.83) с постоянными коэффициентами их следует применять в условиях допустимости усреднения характеристик грунта  $\theta(e_0), 1+e, \gamma_1, a_1, K$  в пределах рассматриваемой области консолидации.

Как можно заметить, при выводе уравнения консолидации несвязного грунта не накладывалось ограничений на величину давлений в поровой воде (2.80). Весьма строгим и существенным ограничением полученных решений является выполнение условий равновесия, которые принимают вид:

$$p(z, t) < \sigma^* \text{ или } 3p(x, y, z, t) < \theta^*(x, y, z). \quad (2.84)$$

При невыполнении условия (2.84) грунт переходит в полностью разжиженное состояние. В этом случае уравнение (2.82) теряет смысл и должны применяться зависимости, приведенные в § 2.1.

Решение уравнения (2.82) может быть получено методом конечных разностей, заменой частных производных их конечно-разностными выражениями. Для плоской задачи в условиях квадратной сетки с размером  $\Delta h$  и номерами узлов  $j, k$  и расчетного промежутка времени  $\Delta t$  для моментов времени  $t, t+1, t+2, \dots$  и т.д. получим

$$H_{t+1, i, k} = \frac{1}{4 - \frac{\Delta h^2}{C} \exp[-\gamma_1 t(\Delta t)]} \left\{ \frac{\Delta h^2}{C\gamma(1-\xi)} \theta_{\text{уп}, i, k}^* \exp[-\gamma_1 t(\Delta t)] + H_{t, i-k, k} + H_{t, i+1, k} + H_{t, i, k-1} + H_{t, i, k+1} \right\},$$

где  $\theta_{\text{уп}, i, k}^* = \theta(e_0) - \theta_{i, k}^*$ .

При назначении размеров сетки  $\Delta h$  необходимо выполнить условие  $\Delta h < 2\sqrt{C}$ . Для определения начального распределения напоров решение получили, приняв в уравнениях (2.82) и (2.85)  $t = 0$ . Решение для каждого частного случая может быть получено методом простых итераций с заданной степенью точности получаемого численного результата.

Уплотнение слоя  $h$  двухфазного грунта на водоупоре с учетом виброползучести. В этом случае необходимо решить уравнение (2.83) при граничных условиях  $z = 0, H = 0$ , и  $z = h, \frac{\partial H}{\partial z} = 0$  (здесь начало координаты  $z$  удобнее пометить на поверхности слоя).

Стабилизированные напряжения с учетом дренирующей пригрузки  $q$  определяются как  $\sigma^* = \gamma_{\text{взв}} z + q$ , и уравнение (2.83) принимает вид

$$-(A - Bz + H) \exp(-\gamma_1 t) = C \frac{\partial^2 H}{\partial z^2}, \quad (2.86)$$

где

$$A = [\sigma(e_0) - q] / \gamma \text{ и } B = \gamma_{\text{взв}} / \gamma.$$

Решение этого уравнения можно представить в виде

$$H = -A + Bz + f(\lambda), \quad (2.87)$$

где

$$\lambda = z / \sqrt{C \exp(\gamma_1 t)}.$$

Подставив (2.87) в (2.86), получим для  $f$  обыкновенное однородное дифференциальное уравнение второго порядка. Проинтегрировав его с учетом граничных условий и подставив в уравнение (2.87), после преобразований получим решение задачи в виде уравнения

$$H(t, z) = \frac{\sigma(e_0) - q}{\gamma} \left[ \frac{\cos(h-z)T}{\cos hT} - 1 \right] - \frac{\gamma_{\text{взв}} z}{\gamma} \times \left[ \frac{1}{zT} \frac{\sin zT}{\cos hT} - 1 \right], \quad (2.88)$$

где

$$T = \sqrt{C' \exp(-\gamma_1 t)} \text{ и } C' = 1/C.$$

Максимальные избыточные напоры в воде будут в начальный момент времени ( $t = 0$ ) и из уравнения (2.88) определяются по зависимости

$$H(0, z) = \frac{\sigma(e_0) - q}{\gamma} \left[ \frac{\cos(h-z)\sqrt{C'}}{\cos h\sqrt{C'}} - 1 \right] - \frac{\gamma_{\text{взв}} z}{\gamma} \times \left[ \frac{1}{z\sqrt{C'}} \frac{\sin z\sqrt{C'}}{\cos h\sqrt{C'}} - 1 \right]. \quad (2.89)$$

Вместо уравнения (2.89) можно воспользоваться иногда более удобной, идентичной ему зависимостью в виде ряда

$$H(0, z) = \frac{4}{\pi\gamma} \sum_{i=1, 3, 5, \dots}^{\infty} \frac{1}{\left(\frac{C i^2 \pi^2}{4h^2} - 1\right)} \left[ \sigma(e_0) - q - \frac{2h\gamma_{\text{взв}}}{i\pi} \right] \times \sin \frac{i\pi}{2h} z. \quad (2.90)$$

Это частный случай приводимой ниже задачи уплотнения слоя трехфазного грунта при условии, что в формуле (2.106)  $\beta = 0$ . Для практических расчетов можно ограничиться только первым числом ряда ( $j = 1$ ), что приводит к погрешности не большей 5 %.

Изменения максимальных избыточных давлений в поровой воде по глубине непригруженного слоя ( $q = 0$ ) и во времени, полученные по зависимостям (2.88), (2.89) и (2.90), хорошо согласуются с данными виброкомпрессионных испытаний грунтов [14].

Условия полного разжижения уплотняющегося слоя грунта. Как можно заметить из рассмотрения зависимостей (2.89) или (2.90), первым и необходимым условием отсутствия полного разжижения является

$$C\pi^2 / (4h^2) > 1 \text{ или } h\sqrt{C} < \pi/2. \quad (2.91)$$

При невыполнении этого условия из уравнений (2.89) и (2.90) следует, что  $H(z) = \infty$ .

Кроме того, критерием отсутствия зоны полного разжижения является условие, что у поверхности слоя грунта градиенты напора не должны превышать предельные, возникающие при полном разжижении грунта фильтрационными силами, т.е. в непригруженном слое грунта необходимо, чтобы при  $t = 0$  и  $z = 0$

$$dH/dz < \gamma_{взв}/\gamma. \quad (2.92)$$

Условие (2.92), полученное из уравнения (2.89), имеет вид

$$\sigma(e_0)\sqrt{C} \operatorname{tgh} \sqrt{C} < \gamma_{взв},$$

а из зависимости (2.90) при одном члене ряда — приближенное, но более удобное значение

$$\sigma(e_0) - \frac{2\gamma_{взв} h}{\pi} < \frac{1}{2} \gamma_{взв} h \left( \frac{C\pi^2}{4h} - 1 \right). \quad (2.93)$$

В предельном случае, приравняв здесь части неравенства, получим приближенную для определения предельной толщины уплотняемого слоя величину  $h_{пр}$ , при которой в самой верхней зоне начинает развиваться полное разжижение грунта,

$$h_{пр} \approx \sigma(e_0)/\gamma_{взв} - \sqrt{\sigma(e_0)^2/\gamma_{взв}^2 - 0,8C}, \quad (2.94)$$

где

$$C = (1 - e)K / (a_1 \gamma_1 \gamma).$$

Возможность перехода непригруженного уплотняемого слоя грунта в полностью разжиженное состояние возрастает с увеличением мощности уплотняемого слоя, уменьшением коэффициента фильтрации грунта, увеличением его уплотняемости и скорости нарастания деформаций вибро-

ползучести. Соответственно этому уменьшается предельная глубина слоя частичного разжижения  $h_{пр}$ . Увеличение дренирующей пригрузки или наличие в уплотняемом слое или его основании дренажей уменьшает возможность его перехода в разжиженное состояние и увеличивает значение  $h_{пр}$ . Все это вытекает из физических представлений о процессе консолидации несвязных грунтов при динамических воздействиях и хорошо описывается рассмотренной выше расчетной моделью грунта и полученными уравнениями (2.88), (2.93) и (2.94).

В однородном по глубине уплотняющем слое непригруженного малосвязного двухфазного грунта при постоянной интенсивности действующих по глубине динамических повторяющихся нагрузок возможен следующий характер распределения порового давления по глубине слоя  $h$  (рис. 2.15). Если  $h < h_{пр}$  или выполняется условие (2.93), то весь слой грунта находится в состоянии частичного разжижения (рис. 2.15, а). При  $h = h_{пр}$  состояние полного разжижения только возникает в самой верхней части слоя (рис. 2.15, б), а при  $h > h_{пр}$  распространяется на глубину  $h_p = h - h_{пр}$  (рис. 2.15, в). Таким образом, при учете деформируемости скелета грунта во времени, в частности его виброползучести, внизу слоя всегда имеется участок частично разжиженного грунта. В случае "мгновенной" деформируемости скелета грунта, т.е. при  $\gamma_1 \rightarrow \infty$ , весь слой  $h$  переходит в полностью разжиженное состояние (рис. 2.15, г) и  $h_{пр} = 0$ .

Начальное распределение избыточных напоров или давлений в воде в пределах зоны полного разжижения (см. рис. 2.15, в) определяется по зависимости (2.5), а ниже ее — по зависимости (2.89) при условии  $h = h_{пр}$ . В процессе консолидации происходит смещение границы зоны полного разжижения к поверхности слоя. При этом на границе  $dr$  должно выполняться условие баланса воды (2.66), а ниже справедливо уравнение (2.83).

Распространение зоны уплотнения в слое грунта. При большой толщине слоя грунта или значительной пригрузке зона начального разрушения структуры малосвязного грунта динамическим воздействием  $h_{уп, \min}$  может быть меньше толщины слоя несвязного грунта (рис. 2.16). Зона начального разрушения структуры и уплотнения определяется из условия, что напряжения в скелете грунта меньше напряжений, при которых не возникает процесса уплотнения, т.е.

$$\sigma^* \leq \sigma(e_0) \text{ или } \sigma_{уп} > 0. \quad (2.95)$$

В результате разрушения структуры повышаются давления в поровой воде, и напряжения в скелете грунта ниже границы первоначальной зоны разрушения структуры уменьшаются. Поэтому по мере повышения давлений в воде нижняя граница распространяется в глубь слоя, а на границе  $h_{уп}$  должны выполняться условия:

$$\sigma = (\sigma^* - p) = \sigma(e_0) \text{ или } \sigma_{уп} = 0. \quad (2.96)$$

По мере развития процесса уплотнения зона уплотнения достигает максимального распространения при  $h_{уп} = h_{уп, \max}$ .



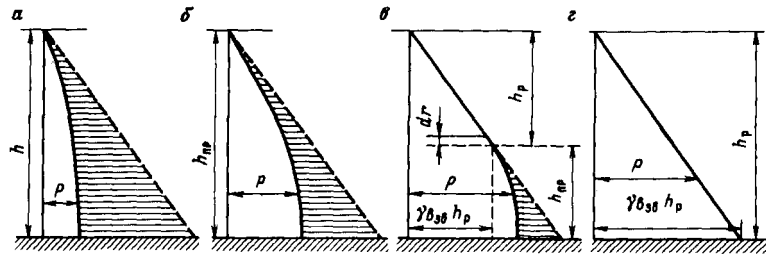


Рис. 2.15. Характер распределения порового давления в слое грунта при учете виброползучести его скелета (заштрихованная часть — напряжения в скелете грунта)

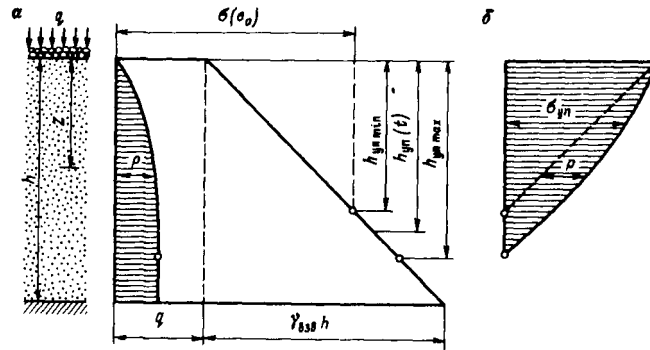


Рис. 2.16. Характер распространения зоны уплотнения  $h_{уп}$  при повышении давлений в поровой воде  $p$  (а) и изменении  $\sigma_{уп}$  (б)

В дальнейшем, по мере уплотнения грунта, избыточные давления в поровой воде уменьшаются и граница  $h_{уп}(t)$  постепенно перемещается в сторону поверхности грунта. При достижении  $h_{уп}$  границы  $h_{уп, min}$  уплотнение заканчивается.

Распределение избыточных напоров  $H$  по глубине уплотняющегося слоя  $h_{уп, max}$  определяется по зависимости (2.90), если принять  $h = h_{уп, max}$ . На границе зоны уплотнения при  $z = h_{уп, max}$  из уравнения (2.96)

$$H = q/\gamma + \gamma_{взв} r_{max} / \gamma - \sigma(e_0)/\gamma. \quad (2.97)$$

Тогда, используя один член ряда ( $i = 1$ ) зависимости (2.90) при  $z = h_{уп, max}$ , из уравнений (2.90) и (2.97) получаем

$$h_{уп, max}^3 + 1,45h_{уп, max}^2 \frac{\sigma(e_0) - q}{\gamma_{взв}} - 13,06h_{уп, max} C + 13,06 \times \frac{\sigma(e_0) - q}{\gamma_{взв}} C = 0. \quad (2.98)$$

Минимальный размер зоны разрушения структуры и уплотнения в этом случае из неравенства (2.95) определяется как

$$h_{уп, min} = [\sigma(e_0) - q] / \gamma_{взв}. \quad (2.99)$$

Величину  $h_{уп, max}$  можно определять и по графику на рис. 2.17.

Условия возникновения полного разжижения остаются прежними в соответствии с уравнениями (2.91) и (2.93). Если при  $h_{уп, min}$  нет зоны полного разжижения, то при развитии  $h_{уп}$  до  $h_{уп, max}$  возможно появление полного разжижения, и поэтому проверка условия (2.91) и (2.93) выполняется при  $h = h_{уп, max}$ .

Как можно заметить из рис. 2.17, для каждой величины  $h_{уп, min}$  при определенных значениях параметра  $C$  в процессе распространения зоны  $h_{уп}$

граница всегда переходит в полностью разжиженное состояние.

Уравнение консолидации трехфазного грунта. При наличии в порах водонасыщенного грунта заземленного газа в первый период консолидации происходят увеличение давлений в воде и уменьшение напряжений в скелете грунта (возрастание  $\sigma_{уп}$ ). В этих условиях с учетом полученных результатов экспериментов (см. § 1.2) зависимость коэффициента пористости от мгновенно убывающих напряжений приобретает вид соответствующей теории наследственной линейной ползучести, т.е.

$$e(t) = e(\tau_1) - a_1 \frac{\theta_{уп}(\tau_1)}{1 + 2\xi} [1 - \exp(-\gamma_1 \tau_1)] - \int_{\tau_1}^t \frac{a_1}{1 + 2\xi} [1 - \exp(-\gamma_1 t)] \frac{\partial \theta_{уп}}{\partial t} dt. \quad (2.100)$$

Подставив (2.100) в уравнение консолидации (2.76) с учетом уравнений (2.78) и (2.80) и производя ряд преобразований, получим уравнение консолидации в виде

$$\frac{\partial^2 H}{\partial t^2} + \gamma_1 (1 - A_m) \frac{\partial H}{\partial t} = B (\gamma \Delta^2 H + \frac{\partial}{\partial t} \Delta^2 H), \quad (2.101)$$

где

$$A_m = \frac{m'a}{\beta [1 + (m' - 1) \xi] (1 + e)}; \quad B = \frac{K}{\gamma \beta}.$$

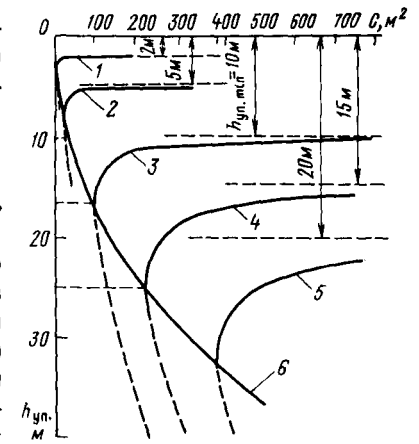


Рис. 2.17. График максимального распространения зоны уплотнения:

1, 2, 3, 4 и 5 — при  $h_{уп, min}$  соответственно 2, 5, 10, 15 и 20 м; 6 — граница полного разжижения

Выбор начального условия зависит от возможности возникновения так называемых "мгновенных" деформаций скелета грунта. Рассматривая свойства реального грунта, можно отметить, что мгновенных деформаций физически не существует и их введение является одним из элементов абстрагирования, упрощающего расчетную модель грунта. Все деформации скелета грунта протекают во времени, при этом проявляется отсутствие мгновенных деформаций скелета несвязного грунта при его уплотнении вибрационным воздействием. Поэтому, учитывая, что в процессе уплотнения реального грунта нарастание деформаций скелета возможно только во времени, а поровая вода и особенно защемленный газ характеризуются сжимаемостью, единственно правильным следует принять в качестве начального условия, что в момент времени  $t = \tau_1$  или в частном случае  $t = 0$ , начальные избыточные напоры в поровой воде

$$H_0 = 0. \quad (2.102)$$

Все другие начальные условия  $H_0 \neq 0$ , принимаемые обычно при рассмотрении процессов консолидации, связаны с допущениями, упрощающими свойства реального грунта.

Из уравнений (2.76) и (2.100), приняв  $t = \tau_1$ , можно получить необходимое второе начальное условие, которое с учетом уравнения (2.102) принимает вид

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \gamma_1 A_m [\theta(e_0) - \theta^*]. \quad (2.103)$$

Решение уравнения (2.101) с учетом начальных условий (2.102) и (2.103) может быть получено численным методом, в частности методом конечных разностей.

*Уплотнения слоя трехфазного грунта.* Рассмотрим случай уплотнения при пульсационных воздействиях одинаковой интенсивности по всей толще однородного трехфазного грунта (т.е.  $\gamma_1 = \text{const}$ ,  $a_1 = \text{const}$ ,  $\sigma(e_0) = \text{const}$ ).

В этом случае возникает необходимость в решении уравнения

$$\frac{\partial^2 H}{\partial t^2} + \gamma_1 \left[ 1 - \frac{a_1}{\beta(1-e)} \right] \frac{\partial H}{\partial t} = \frac{K}{\gamma\beta} \left( \gamma_1 \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} + \frac{\partial^3 H}{\partial t \partial z^2} \right) \quad (2.104)$$

при двух начальных условиях:

$$H_0 = 0; \quad \frac{\partial H}{\partial t} = \gamma_1 \frac{a_1}{\beta(1+e)} [\sigma(e_0) - \sigma^*]. \quad (2.105)$$

Граничные условия при наличии в основании слоя водоупора:

$$H = 0 \text{ при } z = 0 \text{ и } \frac{\partial H}{\partial z} = 0 \text{ при } z = h.$$

Стабилизированные напряжения определяются как  $\sigma^* = \gamma_{\text{взв}} z + q$ , где  $q$  — равномерно распределенная нагрузка на поверхности грунта.

Применив метод Фурье, решение уравнения (2.104), отвечающее всем заданным краевым условиям, может быть представлено в виде

$$H(z, t) = \frac{2a_1 \gamma_1}{\pi \gamma (1+e) \beta} \sum_{i=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{\sigma(e_0) - q - \frac{2\gamma_{\text{взв}} h}{i \pi}}{i \sqrt{M_i^2 - N_i}} \times \quad (2.106)$$

$$\times \left\{ \exp[-(M_i - \sqrt{M_i^2 - N_i}) t] - \exp[-(M_i + \sqrt{M_i^2 - N_i}) t] \right\} \sin \frac{i \pi z}{2h},$$

где

$$M_i = \frac{1}{2} \left[ K \frac{i^2 \pi^2}{4h \beta \gamma} + \gamma_1 - \frac{a_1 \gamma_1}{(1+e)\beta} \right]; \quad N_i = \frac{i^2 \pi^2 \gamma_1 K}{4h^2 \beta \gamma}.$$

Учитывая, что повышение порового давления соответствует возрастанию уплотняющих давлений  $\sigma_{\text{уп}}$ , полученные зависимости справедливы только до достижения максимальных избыточных напоров. При спаде давлений проявляется необратимость деформаций ползучести, что не учитывается исходным уравнением (2.100).

Время  $t_1$  достижения максимальных давлений в воде может быть найдено из условия  $[H(h, t)]' = 0$ , в частности по зависимости для одного члена ряда ( $i = 1$ ):

$$t_1 = \frac{1}{0,868 \sqrt{M_1^2 - N_1}} \ln \frac{M_1 + \sqrt{M_1^2 - N_1}}{M_1 - \sqrt{M_1^2 - N_1}}.$$

По известной величине  $t_1$  максимальные напоры в поровой воде определяются из уравнения (2.106).

**ЗОНЫ РАЗРУШЕНИЯ СТРУКТУРЫ И УПЛОТНЕНИЯ  
ГРУНТА ПРИ ВЗРЫВАХ**

**§ 3.1. ВЫБОР ОСНОВНЫХ ПАРАМЕТРОВ ГЛУБИННЫХ  
И ПОДВОДНЫХ ВЗРЫВОВ**

Для оценки условий наибольшего разрушения структуры, разжижения и последующего уплотнения в мелкозернистых песках проведены глубинные взрывы зарядов различной массы и различных глубин заложения (рис. 3. 1). Как показали опыты, наибольший эффект уплотнения получается при зарядах, близких по глубине заложения максимальному камуфлету, так как при этом наибольшая часть энергии используется на разрушение структуры грунта. При меньшей глубине заложения образуются остаточные купола выпора и разрыхления грунта или даже воронки выброса, что недопустимо при уплотнении грунта. С увеличением глубины заложения сверх камуфлетной (см. рис. 3. 1, б) уменьшается возможность разрушения структуры вследствие увеличения сжимающих напряжений в скелете грунта под действием веса грунта по сравнению с действующими при взрыве нагрузками. Поэтому при разработке метода уплотнения грунтов взрывами в качестве основного положения, определяющего параметры взрыва, было принято использование зарядов максимального камуфлета как в грунте, так и в воде.

Известный принцип геометрического подобия взрывов в части определения массы зарядов, глубины их погружения, размеров воронок, параметров ударных волн и др. хорошо проверен и широко применяется. Применение же его для оценки размеров зон разрушения структуры и в особенности величин уплотнения водонасыщенных несвязных грунтов при взрывах требовало экспериментального обоснования.

Для исследования выбран весьма однородный по своим свойствам массив намытых хвостов (Маднеульский ГОК), представленный сильно пылеватыми песками и супесями. Взрывы зарядов максимального камуфлета различной массы (1 — 5 кг) вызывали сравнительно большую изменяющуюся по величине и радиусу распространения осадку поверхности хвостохранилища (рис. 3.2, а). Исходя из принципа геометрического подобия, все эти величины были заменены приведенными (путем деления их

на величину  $Q^{1/3}$ ). В результате для камуфлетных взрывов любой массы (рис. 3.2) получена единая зависимость приведенной осадки от относительных расстояний. Каждая экспериментальная точка на рис. 3.2 соответствует среднему значению по четырем реперам, расположенным на четырех взаимно перпендикулярных нивелировочных лучах в плане от места взрыва.

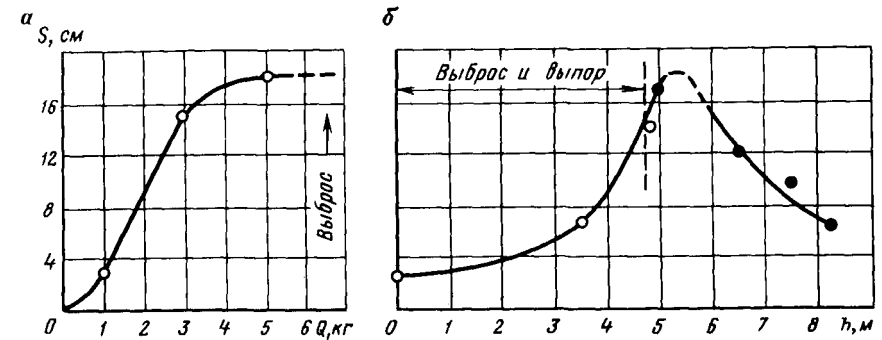


Рис. 3.1. Зависимости осадки поверхности грунта при взрывах глубинных зарядов различной массы на глубине 3,5 — 4,5 м (а) и одинаковой массы (5 кг) на различных глубинах (б)

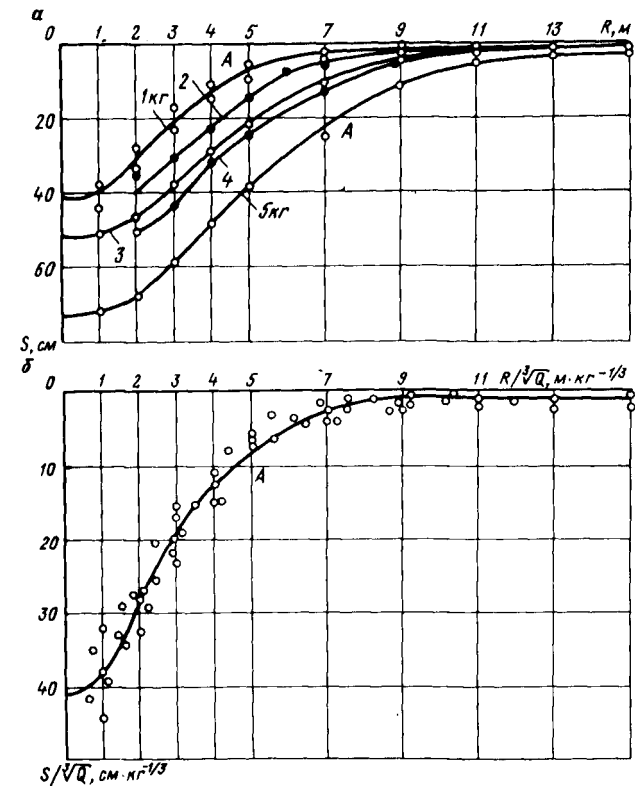


Рис. 3.2. Зависимости осадки поверхности Маднеульского хвостохранилища при глубинных взрывах от величины  $R$  (а) и величины  $S/\sqrt{Q}$  (б) от  $R/\sqrt{Q}$

Обращает на себя внимание ярко выраженный блюдцеобразный характер осадки поверхности грунта в этих и других подобных опытных взрывах. Во всех случаях можно отметить характерный перегиб кривой осадки поверхности (зона А на рис. 3, 2, б).

Таким образом, была показана применимость принципа геометрического подобия для оценки зон и величин уплотнения водонасыщенных малосвязных грунтов при взрывах. Кроме того, опыты подтверждают возможность качественного уплотнения грунтов практически на любой глубине или любым зарядом при условии выбора параметров взрывов исходя из принципа геометрического подобия. В результате этого за основу всех расчетных зависимостей для определения параметров взрывов принята формула вида

$$h, h_{\text{уп}}, \Delta h, R, R_{\text{max}} \dots = k (\sqrt[3]{Q})^\mu, \quad (3.1)$$

где в левой части любые характерные глубины и радиусы;  $k$  и  $\mu$  — эмпирические размерные коэффициенты, зависящие от свойств грунта и ВВ.

При подводных взрывах параметры зарядов для качественного уплотнения грунтов, кроме того, определяются из условия отсутствия воронки выброса грунта, а в случае каменной наброски — отсутствия разброса камней. Однако с приближением подводного заряда к поверхности грунта увеличивается глубина его проработки. Для определения необходимой высоты подвески зарядов над поверхностью грунта проведены опытные взрывы одиночных зарядов массой 10 — 30 кг. Заряды подвешивались на различных расстояниях от поверхности песчано-гравелистого дна водоема или каменной наброски. Глубина в месте проведения опытов достигала 14 м. После взрывов над песчаным грунтом замеры воронки выброса, а при взрывах над каменной наброской на поверхности укладывали нумерованные камни массой 30 кг. Их смещение до и после взрыва определили водолазы. Некоторые данные таких опытов приведены в табл. 3.1 и 3.2.

В результате получена зависимость вида (3.1) для определения максимального приближения  $\Delta h$  подводного заряда к поверхности грунта (см. § 4.4). В тех случаях, когда не предъявляется повышенных требований к качеству поверхности уплотненного грунта, подводный заряд может быть еще более приближен к его поверхности и даже уложен на грунт.

Полевые опыты показали, что наибольший общий эффект уплотнения достигается при одновременном взрыве группы зарядов, образующих в плане замкнутый контур (рис. 3.3). В случае расположения нескольких зарядов (масса каждого 5 кг) по глубине их одновременное взрывание обуславливает большее уплотнение, чем при разновременном взрывании (табл. 3.3). Во всех этих опытах каждый последующий взрыв проведен после прекращения уплотнения от предыдущего.

При одновременном взрыве группы зарядов, образующих в плане замкнутый контур, наложение ударных волн вызывает увеличение давления на фронте. В частности, при встрече ударных волн в центре участка уплотнения вследствие их сложения увеличивается интенсивность динами-

Таблица 3.1

Масса заряда, кг	Высота подвески над грунтом, м	Размеры воронки, м	
		диаметр	глубина
13,5	1	3	0,5
13,5	1,5	2,5 — 3	0,3
13,5	2	Нет воронки	
13,5	3	То же	
27	1	2,5	0,3
27	2	2	0,15
27	3	1	0,08

Таблица 3.2

Масса заряда, кг	Высота подвески над каменной наброской, м	Результаты осмотра
10	2	
10	3	
20	1	Все камни разбросаны Разбросана часть камней Камни остались на месте
20	2	
20	3	
30	2	Все камни разбросаны То же
30	3	

ческого воздействия в области, наиболее удаленной от места взрывов, что особенно существенно. При одновременном взрыве группы зарядов в каждой точке последовательно, с некоторым запаздыванием вследствие различных расстояний до зарядов проходят несколько ударных волн, которые внутри контура уплотняемого участка накладываются одна на другую. Первая ударная волна, возникшая при взрыве ближайшего заряда, вызывает разрушение структуры и начало процессов уплотнения наиболее рыхлых участков массива грунта. Вторая и последующие ударные волны, возникшие при взрыве более удаленных зарядов, проходят по грунту с частично разрушенной и ослабленной структурой. К тому же при возникновении восходящего фильтрационного потока воды, отжимаемой из пор грунта, снижаются сжимающие напряжения в скелете грунта и, как следствие, прочность структуры грунта. Поэтому последующие волны увеличивают степень разрушения структуры, способствуя большему уплотнению грунта. Таким образом, при одновременном взрыве группы зарядов увеличение плотности грунта и зоны уплотнения происходит как в результате динамического воздействия при соударении волн, так и вследствие прохождения по грунту с небольшим интервалом времени серии ударных волн. При короткозамедленном взрывании зарядов, при котором время замедления  $\Delta t$  меньше времени пробега ударными волнами расстояния между зарядами внутри контура уплотнения, также наблюдаются эффект наложения ударных волн и их усиление.

Технология уплотнения малосвязных водонасыщенных, сравнительно мелкозернистых грунтов взрывами определяется также тем, что в резуль-

Таблица 3.3

Глубина заложения, м	Средняя осадка в радиусе 5 м, см	Взрывание
4,6	10	—
4,5 7,5	10—12	Разновременное
4,5 7,5	20	Одновременное
4,6 7,5	15—20	То же

тате полного разрушения структуры и полного разжижения грунта приобретаемая им плотность сложения зависит от начальных свойств и, в частности, от начальной степени плотности сложения. Поэтому заданную плотность можно обеспечить только проведением последовательных серий повторных взрывов. Уменьшить число серий взрывов практически невозможно.

Таким образом, при уплотнении грунтов основные параметры глубинных и подводных взрывов

следует назначать с соблюдением принципа их геометрического подобия из условий максимальной камуфлетности взрыва в грунте и воде, отсутствия нарушения сплошности грунтов после взрыва, одновременности взрыва группы зарядов в плане и по глубине.

Любое отступление от этих основных положений может выполняться только целенаправленно, например, как это показано в § 3.4, для управления процессом уплотнения грунтов или исходя из местных условий (мала глубина воды и др.). Необоснованный отказ от этих положений, как правило, обуславливает неполное использование энергии взрыва.

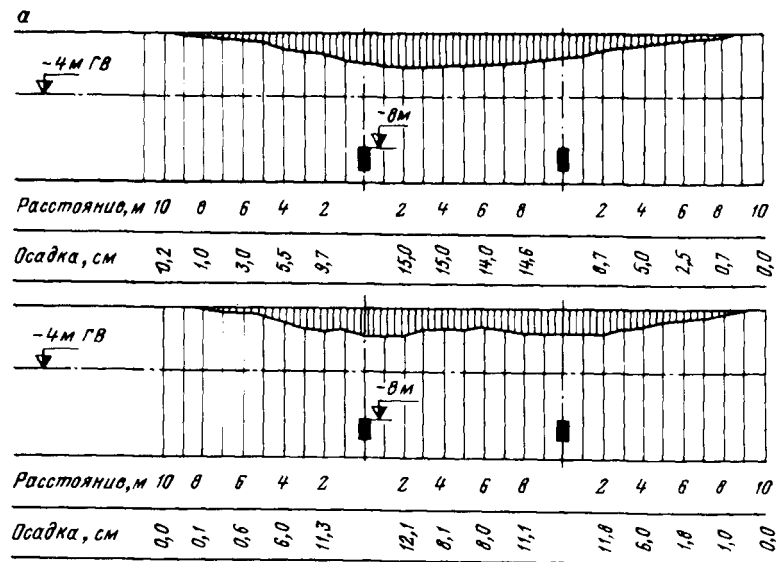


Рис. 3.3. Осадка поверхности при взрыве четырех зарядов в плане:

а — одновременное взрывание; б — последовательное равномерное взрывание

Заряды каждой серии взрывов должны распределяться по квадратной сетке в соответствии с конфигурацией участка, подлежащего уплотнению (рис. 3.4). Заряды последующей серии следует располагать в плане между зарядами предыдущей. Расположение зарядов должно быть наиболее равномерным, чтобы исключить взрывы двух зарядов в одном месте.

### §3.2. КОНТУРЫ ЗОНЫ РАЗРУШЕНИЯ СТРУКТУРЫ И УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТА

По сравнению с разрушением структуры при ударных, вибрационных и фильтрационных воздействиях характерной особенностью действия взрывов в водонасыщенных грунтах является многообразие причин, вызывающих разрушение их структуры. Непосредственными причинами разрушения структуры несвязных грунтов при взрывах могут быть: прохождение ударной волны по системе частиц грунта, и поровой воды, взаимное смещение частиц грунта из-за образования и пульсации газовой полости и фильтрационные силы, возникающие вследствие давления газов взрыва на воду и ее движения по порам грунта. Каждая из этих причин может вызвать разрушение структуры несвязного грунта. Для разработки достоверных расчетных методов оценки действия взрывов необходимо из большого числа действующих факторов выделить наиболее существенные, которые в основном и определяют разрушение структуры грунтов.

Лабораторией ЛПИ делались попытки в этом направлении, например для исследования только ударного воздействия взрыва. В районе песчаного пляжа протоки Волги произведен взрыв 40 кг аммонита на железобетонной плите размерами 4x4 м (рис. 3.5). После взрыва водонасыщенный грунт в радиусе 12 – 15 м перешел в разжиженное состояние и плита дала

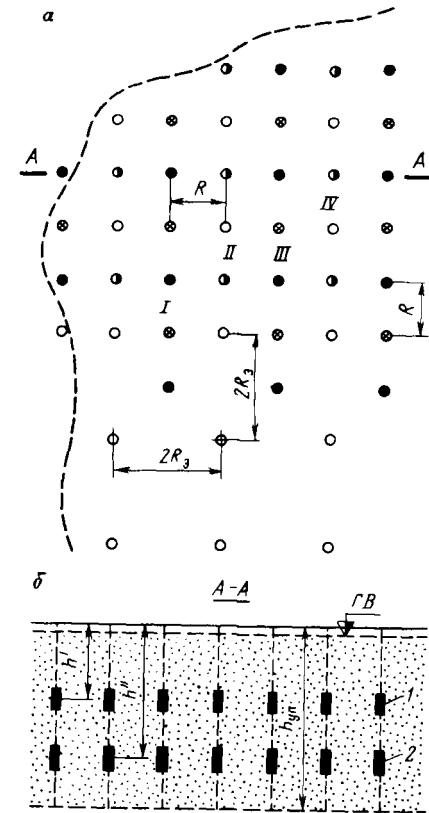


Рис. 3.4. Размещение зарядов четырех серий взрывов (I – IV) в плане и двух ярусов 1 и 2 по глубине (граница участка уплотнения обозначена пунктирной линией)

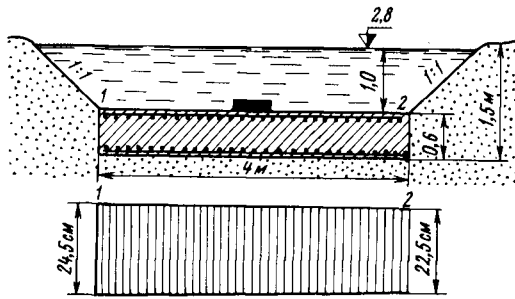


Рис. 3.5. Осадка железобетонной плиты после взрыва заряда

ных условиях поставлены опыты с исследованием влияния только ударного и фильтрационного воздействий, передаваемых на скелет грунта через поровую воду [10]. Взрывы проведены в сосуде с водой, к дну подведен патрубок, соединенный высоконапорным шлангом с фильтрационной трубой, в которой помещен слой рыхлого водонасыщенного мелкозернистого песка. В результате последовательных взрывов небольших зарядов наблюдалось интенсивное уплотнение грунта. Выделение действия других факторов, вызывающих разрушение структуры грунта, таких как образование газовой полости и ее пульсация, представляет значительные трудности. Для оценки их влияния необходимо проведение дальнейших исследований.

Основной причиной разрушения структуры и последующего уплотнения несвязных грунтов считаются взаимные смещения самих частиц грунта при взрывах (гипотеза критических взаимных смещений частиц, см. § 1.2) [12].

Взаимные смещения частиц при действии ударных волн определяются изменением напряжений в скелете грунта по сравнению с напряжениями от собственного веса грунта и пригрузки. Для характеристики изменения напряженного состояния скелета грунта можно ввести соотношение

$$\Delta = \sigma(p_{\max}) / \sigma(\gamma_{\text{гр}}),$$

где  $\sigma(p_{\max})$  — максимальные давления ударной волны, передающиеся на скелет грунта;  $\sigma(\gamma_{\text{гр}})$  — напряжения от собственного веса грунта и пригрузки. С увеличением  $\Delta$  величина взаимных смещений частиц за период действия взрывной волны увеличивается. Вводя критическое значение  $\Delta_{\text{к}}$ , при котором происходит смещение частиц, вызывающее полное разрушение структуры грунта, можно определить контуры области разжижения грунта, очерчивая ее линией  $\Delta = \Delta_{\text{к}}$ . В частном случае слоя однородного водонасыщенного грунта зависимость (3.2) принимает вид

$$\sigma = \Delta_{\text{к}} \gamma_{\text{взв}} z.$$

осадку более 20 см. Поверхность грунта покрылась большим числом концентрических трещин, наблюдался выход отжимаемой воды. Результаты опытного взрыва показали, что в случае распространения только ударных волн в грунте могут возникнуть значительные зоны разжижения и уплотнения песка. В лаборатор-

Сжимающие напряжения  $\sigma(p_{\max})$  в скелете грунта в результате действия ударной волны можно определить, рассматривая в процессе сжатия грунта как трехкомпонентную среду. Характер процесса сжатия водонасыщенных грунтов в период действия взрывных волн, а следовательно, и характер взрывных воздействий в значительной мере зависят от длительности действия взрывной волны и водопроницаемости грунтов.

Длительность действия взрывных волн в зависимости от массы заряда и расстояния до него может изменяться от миллисекунд до нескольких десятых долей секунды. В сравнительно маловодопроницаемых водонасыщенных песчаных грунтах и тем более супесях или лёссах за этот весьма малый промежуток времени за исключением области, непосредственно примыкающей к газовой полости, не может произойти существенного отжатия воды из пор грунта. Поэтому для этих условий можно принять, что сжатие грунта за период действия взрывных волн определяется в основном объемом сжимаемостью трехкомпонентной среды (вода, газовые пузырьки, твердые частицы) и деформируемостью скелета грунта. Таким образом, сжатие сравнительно маловодопроницаемых грунтов при взрывных воздействиях происходит в условиях, близких к испытанию грунтов, в так называемой закрытой системе, т.е. без оттока воды из образца.

Общее изменение объема элемента грунта  $\Delta V$  при всестороннем сжатии складывается из изменений объемов компонентов, т.е.

$$\Delta V = \Delta V_{\text{в}} + \Delta V_{\text{т}} + \Delta V_{\text{г}}. \quad (3.3)$$

В большом диапазоне нагрузок сжатие воды и тем более минеральных частиц [21] можно считать линейно зависящим от давления и представить в виде

$$\Delta V_{\text{в}} = -\frac{p}{E_{\text{в}}} V_{\text{в}} = \beta_{\text{в}} V_{\text{в}}; \quad \Delta V_{\text{т}} = \frac{p}{E_{\text{т}}} V_{\text{т}} = \beta_{\text{т}} p V_{\text{т}}, \quad (3.4)$$

где  $V_{\text{в}}$  и  $V_{\text{т}}$  — объемы воды и твердых (минеральных) частиц;  $E_{\text{в}}$  и  $E_{\text{т}}$  — модули объемной сжимаемости воды и твердых частиц;  $p$  — дополнительное избыточное давление в воде, окружающей твердые частицы.

Учитывая, что уже на небольшом расстоянии от газовой полости температура водонасыщенного грунта практически не меняется, сжимаемость газа можно рассматривать в предположении изотермического режима. Растворимость газа в воде за коротких (миллисекундный) период действия взрывной волны можно пренебречь. Например, для растворения пузырька газа, находящегося в порах мелкозернистого песка (диаметр пузырька 0,01 мм), по оценке Л.В. Горелика требуются десятки и даже сотни секунд. В этих условиях изменение объема газа

$$\Delta V_{\text{г}} = \frac{p}{p_1 + p} V_{\text{г}}, \quad (3.5)$$

где  $V_f$  — объем заземленного газа;  $p_1$  — первоначальное давление в поровой воде, включая атмосферное.

Подставив (3.4) и (3.5) в уравнение (3.3) и перейдя к объемной деформации, получим

$$\epsilon_V = \beta_B p n'_1 + \beta_T p m_1 + \frac{p}{p_1 + p} s_1. \quad (3.6)$$

Из условия неразрывности при отсутствии оттока воды суммарная объемная деформация компонент должна быть равна объемной деформации скелета грунта, т.е.

$$\epsilon_V = \epsilon_{ск}. \quad (3.7)$$

В свою очередь объемная деформация скелета за счет изменения объема пор

$$\epsilon_{ск} = \frac{e_1 - e(\sigma)}{1 + e_1}, \quad (3.8)$$

где  $e_1$  — начальный коэффициент пористости;  $e(\sigma)$  — коэффициент пористости при сжимающих напряжениях ( $\sigma$ ) в скелете грунта.

Учитывая, что часть нагрузки  $q$  передается на поровую воду  $p$ , а часть на скелет грунта  $\sigma$ , из условия равновесия имеем

$$q = \sigma + p. \quad (3.9)$$

Решив совместно систему уравнений (3.6) — (3.9), получим уравнение сжатия элемента грунта в условиях закрытой системы:

$$\frac{e_1 - e(\sigma)}{1 + e_1} = (\beta_B n'_1 + \beta_T m_1) (q - \sigma) - \frac{q - \sigma}{p_1 + q - \sigma} s_0. \quad (3.10)$$

Уравнение (3.10) получено в предположении мгновенной деформируемости всех компонент и самого скелета грунта. Не учитываются их вязкие свойства, влияние которых, особенно вязкости (ползучести) скелета грунта, в условиях быстропотекающих взрывных процессов может быть весьма значительным.

Решение уравнения (3.10) определяется видом принимаемой зависимости  $e(\sigma)$ . Например, приняв ее в виде спрямленной компрессионной зависимости  $e(\sigma) = -a\sigma + e_1$  или

$$\epsilon_{ск} = a\sigma / (1 + e_1) = \beta_{ск} \sigma,$$

уравнению (3.10) можно придать вид

$$\sigma^2 (\beta_{Т,В} + \beta_{ск}) - \sigma [ (p_1 + q) (\beta_{Т,В} + \beta_{ск}) q \beta_{Т,В} - s_1 ] + (p_1 q + q^2) \beta_{Т,В} + q s_1 = 0, \quad (3.11)$$

где

$$\beta_{Т,В} = \beta_T m_1 + \beta_B n'_1.$$

В частном случае отсутствия газа ( $s_1 = 0$ ) зависимость (3.10) преобразуется в известное [35] уравнение

$$\sigma = \frac{\beta_T m_1 + \beta_B n'_1}{\beta_T m_1 + \beta_B n'_1 + \beta_{ск}}. \quad (3.12)$$

Объемная сжимаемость скелета несвязного грунта может быть получена из результатов испытаний сухих грунтов. Сжимаемость грунтов при статическом нагружении, как известно, значительно больше, чем при динамических воздействиях. К сожалению, исследований сжимаемости практически сухих несвязных грунтов при взрывных воздействиях выполнено ограниченное количество. По замеренным в полевых опытах скоростям распространения фронта сферических и плоских взрывных волн и напряжениям получена [22, 23] их связь с объемной деформацией маловлажных песков (рис. 3.6). Обращает на себя внимание то обстоятельство, что для всех исследованных грунтов в широком диапазоне давлений кривые 1 — 4 выпуклы относительно оси деформаций.

Для практических расчетов зон разжижения, т.е. в пределах относительно малых давлений, графики  $\sigma(\epsilon)$  (3.5) можно аппроксимировать зависимостью, предложенной А.П. Крутовым, в виде

$$\epsilon_{ск} = \frac{a\sigma}{\sigma + b}, \quad (3.13)$$

где, например, для кривой 2а'  $a = 0,048$  и  $b = 0,2$  МПа. Тогда зависимость (3.10) приобретает вид

$$\frac{a\sigma}{\sigma + b} = (q - \sigma) \left( \beta_{Т,В} - \frac{s_1}{p_1 + q - \sigma} \right).$$

Анализ уравнений (3.11) или (3.12) показывает, что в зависимости от величины сжимаемости компонент  $\beta_T$ ,  $\beta_B$  и скелета грунта  $\beta_{ск}$  возможно различное распределение давлений между скелетом грунта  $\sigma$  и поровой водой  $p$ . Объемная сжимаемость минеральных частиц на порядок меньше сжимаемости воды, и поэтому роль их сжимаемости в распределении нагрузок между скелетом грунта и поровой водой незначительна и в большинстве случаев может не учитываться.

Так как сжимаемость воды с небольшим содержанием пузырьков газа ( $s_1 \approx 0$ ) обычно меньше сжимаемости скелета грунта, то сжимаемость водонасыщенного грунта без отжатия воды из пор определяется в основном сжимаемостью поровой воды. Соответственно большая часть давления  $q$  воспринимается поровой водой.

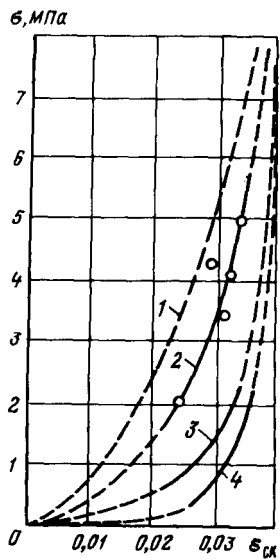


Рис. 3.6. Кривые динамического сжатия песчаных маловлажных грунтов

В полностью водонасыщенных грунтах существенная передача нагрузки на скелет возможна только в весьма плотных малосжимаемых грунтах, т.е. при малой величине коэффициента уплотнения  $a$  или  $\beta_{ск}$ . Так, например, в полностью водонасыщенном плотном песке ( $s_1 = 0$ ) с пористостью  $n_1 = 0,4$  ( $m_1 = 0,6$ ;  $e_1 = 0,67$ ) и коэффициентом уплотнения  $a = 10^{-2}$  МПа $^{-1}$  учет объемной сжимаемости воды ( $10^{-3}$  МПа $^{-1}$ ) и минеральных частиц ( $10^{-4}$  МПа $^{-1}$ ) по зависимости (3.12) приводит к передаче нагрузки на скелет грунта  $\sigma = 0,07 q$ , а остальная, большая часть нагрузки  $q$  воспринимается поровой водой.

С увеличением содержания газообразной составляющей сжимаемость поровой воды с газом увеличивается, и сжимаемость водонасыщенного грунта все в большей мере начинает определяться объемной деформируемостью скелета грунта. В свою очередь, это приводит к увеличению напряжений, передаваемых на скелет грунта, и соответствующему уменьшению давлений, воспринимаемых поровой водой.

Задача определения границы зоны разрушения структуры и уплотнения грунта при взрывах сводится к совместному рассмотрению условия разрушения структуры и напряженного состояния грунта при взрыве. Учитывая изложенное, можно предложить приближенный, полумпирический метод определения контура зоны разрушения структуры и уплотнения малосвязных грунтов при взрывах. В качестве условия разрушения структуры принимается зависимость (3.2), а напряжения в скелете грунта определяются по уравнениям (3.10), (3.13) или в простейших случаях — из зависимостей (3.11) и (3.12), где всестороннее давление  $q$  принимается равным максимальному давлению на фронте ударной волны  $p_{max}$ . При опытных взрывах в водонасыщенных песках давления взрывной волны не зависели от ориентации приемной части (мембраны) датчика [22], и поэтому принятие в расчетах схемы всестороннего обжатия взрывной волной элемента грунта при малом содержании газа можно считать допустимым.

При камуфлетных взрывах в водонасыщенных несвязных грунтах для определения  $p_{max}$  можно воспользоваться эмпирической формулой (1.4) [22]. Тогда в соответствии со схемой на рис. 3.7 определение границы зоны разрушения структуры сводится к решению системы уравнений (3.2), (3.4) (1.14) (3.15):

$$\sigma = \Delta_{\kappa} \sigma(\gamma_{гр}) = \Delta_{\kappa} \gamma_{взв} z;$$

$$\frac{a \sigma}{\sigma + b} = (p_{max} - \sigma) \left[ \beta_{в} n_1' - \frac{s_1}{\rho_a + \gamma z + p_{max} + \sigma} \right]; \quad (3.14)$$

$$p_{max} = k_1 \left( \frac{1}{R} \sqrt[3]{Q} \right)^{\mu_1}, \quad (3.15)$$

$$R = \sqrt{x^2 + (h - z)^2}.$$

Задав  $R$  по зависимости (1.4), определяем  $p_{max}$ , затем при известном  $\Delta_{\kappa}$  из уравнения (3.2') и (3.14) находится  $z$ , а из уравнения (3.15) — величина  $x$ , т.е. координаты зоны разрушения структуры в радиусе  $R$ . Последовательно увеличивая  $R$ , можно построить график зоны разрушения структуры (см. рис. 3.6).

Величину  $\Delta_{\kappa}$  приходится определять экспериментально, путем взрыва заряда и замера глубинными реперами или датчиками пористости, максимальной глубины разрушения структуры и уплотнения  $z_{max}$ . Используя приведенные зависимости (2.2), (3.14) и (1.4), по полученным таким образом величинам  $\gamma_{взв}$ ,  $z_{max}$  и  $R$  вычисляется величина  $\Delta_{\kappa}$  для данного грунта.

В качестве примера на рис. 3.8, б показана зона разрушения структуры, полученная описанным выше способом при взрыве заряда массой 5 кг на глубине 4,5 м в мелкозернистом песке, (см. рис. 1.29, а). По данным глубинных реперов зона уплотнения достигала 8 м; приняв для данного случая  $z_{max} = 7,5$  м,  $s_1 = 0,02$  %, получим  $\Delta_{\kappa} = 18$ .

В качестве другого примера на рис. 3.8, б приведены зоны разрушения структуры при камуфлетных взрывах (5 кг), построенные по зависимостям (3.2'), (3.11), (1.4) и (3.15) для песка с содержанием газа 0,05 %. С увеличением плотности песка, а следовательно, и прочности его структуры величина  $\Delta_{\kappa}$  возрастает, что приводит к уменьшению области разжижения и она возникает только в самых поверхностных слоях грунта ( $\Delta_{\kappa} = 36$ ). Форма полученных таким образом зон разжижения согласуется с формой опытных графиков осадки поверхности рыхлого песка (см. рис. 1.29), и особенно хвостов (см. рис. 3.2) при глубинных взрывах. В частности, на расчетных и опытных графиках отмечается характерный участок перегиба (см. рис. 3.8, зона А). Затухание осадки за пределами участка перегиба поверхности грунта в опытах более интенсивно, чем по расчету. Это может быть объяснено уменьшением давлений на фронте ударной волны

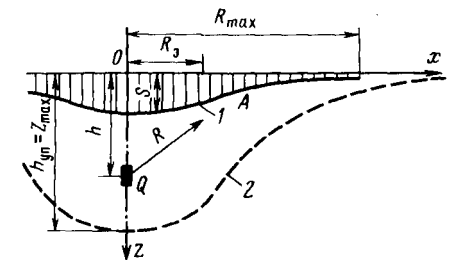


Рис. 3.7. Осадка поверхности (1) и зона разрушения структуры (2) при взрыве одиночного глубинного заряда



по сравнению с принятым по зависимости (1.4) в верхних зонах, близких к граничной поверхности, от которой распространяется волна разряжения. При взрывах в плотных песках обычно наблюдается переход в разжиженное состояние самых верхних слоев грунта практически без заметной осадки поверхности в ряде случаев с образованием правильной воронки над местом расположения заряда (см. рис. 1.34, б), что соответствует образованию замкнутой области разрушения структуры и камуфлетной полости (см. рис. 3.8, б,  $\Delta_k = 36$ ).

Значительное влияние на размеры зоны разрушения структуры оказывает интенсивность пригрузки, в частности слоем неводонасыщенного грунта (рис. 3.8, в), которую в зависимости (3.2) можно легко учесть, введя уравнение  $\delta (\gamma_{пр}) = \gamma_{взв} z + \gamma_{пр} h_1$ . Характер уменьшения расчетных зон разрушения структуры с увеличением пригрузки хорошо согласуется с данными полевых опытных взрывов (рис. 3.9). Для оценки влияния пригрузки в районе опытных взрывов на строительстве Волжской ГЭС им. В.И. Ленина проводились взрывы зарядов при различном расположении горизонта грунтовых вод  $h_1$ . Заряды массой 5 кг взрывали на глубине 4,5 – 5 м ниже горизонта грунтовых вод, и оценивалась средняя осадка 1 в радиусе 3 – 5 м.

Давления взрывной волны, передающиеся на скелет грунта, и избыточные давления в воде можно получить, решив уравнение (3.10) графически. Для этого необходимо иметь график 1 зависимости

$$\epsilon_V = \beta_T m_1 p + \beta_B n_1' p \frac{p}{p_{ат} + p} s_1$$

и отдельно выполненный в том же масштабе, но на прозрачном материале (например, кальке) график 2 (см. рис. 3.10) зависимости  $\epsilon_{ск} = f(\sigma)$ . Напряжение в скелете грунта  $\sigma$  и давления в воде  $p$  определяются путем наложения графика 2 на график 1, совмещая их по линии 1' – 1' и 1'' – 1''. Этим учитываются объемные деформации компонент под действием веса воды и скелета грунта в результате его собственного веса на рассматриваемой глубине  $z$  ( $\gamma_z$  и  $\gamma_{взв} z$ ). Из условия  $\epsilon_V = \epsilon_{ск}$  находим  $\sigma$  и  $p$  при условии  $\sigma + p = p_{max}$ . Следует отметить, что одним из достоинств графического приема является возможность использования уравнения  $\epsilon_{ск} = f(\sigma)$  любого вида.

Радиус "эффективного" действия взрыва. Расстояние между зарядами в плане (см. рис. 3.4) должно быть равно двум радиусам эффективного действия взрыва  $R_3$ , т.е. такое расстояние между зарядами, при котором уплотнение грунта достаточно равномерное. Одним из основных и наиболее

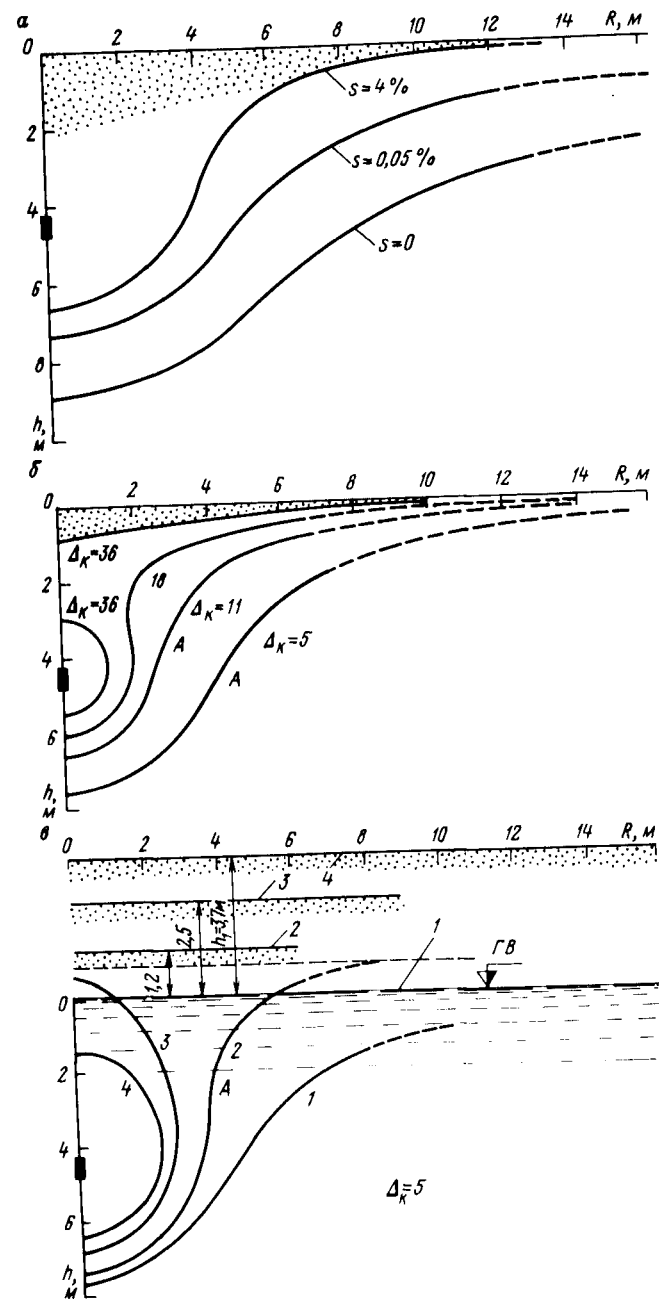


Рис. 3.8. Зоны разрушения структуры и уплотнения песчаного грунта при камуфлетных взрывах:

а – в зависимости от содержания заземленного газа; б – в зависимости от начальной плотности (прочности структуры); в – при различной толщине слоя пригрузки неводонасыщенным грунтом

лее доступных признаков равномерного уплотнения служит одинаковая осадка поверхности грунта в пределах участка между взрывающимися зарядами.

В качестве критерия для определения радиуса эффективного действия взрыва по результатам одиночных взрывов может быть принято описанное выше, характерное для всех разрывов изменение кривизны графика осадки поверхности (см. рис. 3.7). Минимальный радиус эффективного действия близок к расстоянию от места взрыва до границы перехода от вогнутого участка кривой осадки к выпуклому (точка А на рис. 3.7), т.е. соответствует радиусу "дна" образующегося "блюдца" осадки поверхности. Кроме того, полученное по результатам пробных одиночных взрывов расстояние между зарядами в плане должно уточняться по данным первых взрывов в процессе уплотнения грунта, исходя из равномерности осадки поверхности грунта между зарядами. Как правило, результаты пробных одиночных взрывов дают меньшие значения эффективного радиуса, чем пробные взрывы группы зарядов.

Увеличение частоты расположения зарядов в плане на расстояниях, меньших двух радиусов эффективного действия, в рыхлых водонасыщенных песчаных грунтах нецелесообразно. При переходе грунта в полностью разжиженное состояние и сравнительно длительном процессе последующего уплотнения сближение зарядов никак не сказывается на увеличении уплотнения или глубины проработки грунта. В большинстве приведенных ниже опытных и производственных уплотнительных работах расстояния между зарядами в плане занижены. Сказалась осторожность исследователей и сравнительно малый опыт использования метода.

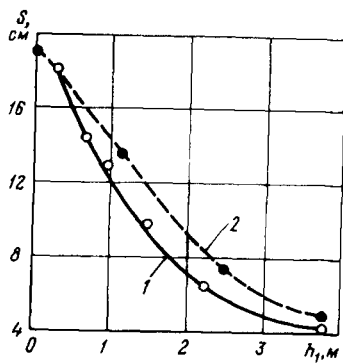


Рис. 3.9. Зависимость средней осадки  $S$  от толщины слоя при грузки  $h_p$  в опытах (1) и по расчету (2) в соответствии с рис. 3.8

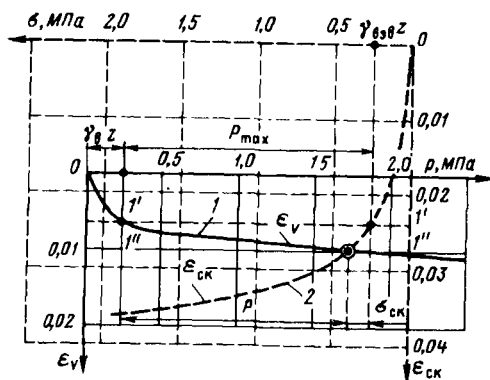


Рис. 3.10. Пример графического определения напряжений в скелете грунта и давлений в поровой воде

### §3.3. МЕТОДИКА ПРОГНОЗА УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТОВ ПРИ ВЗРЫВАХ

Основным методом прогноза уплотнения малосвязных водонасыщенных грунтов при взрывах следует признать проведение опытных взрывов непосредственно на участке уплотнения. Такой путь обычен в практике проведения других видов взрывных работ. При этом должен обязательно вестись контроль за осадкой поверхности и крайне желательна установка глубинных реперов. Кроме того, могут применяться другие методы контроля (см. § 6.2).

Замерив среднюю осадку  $S$  участка уплотнения и глубину уплотнения  $h_{уп}$ , зная средние начальные значения коэффициента пористости  $e_n$ , пористости  $n_n$  или объемной массы скелета грунта  $\gamma_n$ , можно в предположении равномерного уплотнения грунта по глубине слоя определить эти характеристики после уплотнения по зависимостям:

$$e_k = e_n - \frac{S}{h_{уп}} (1 - e_n); \quad n_k = \frac{h_{уп} n_n - S}{h_{уп} - S}; \quad \gamma_k = \frac{h_{уп} \gamma_n}{h_{уп} - S}.$$

Используя зависимость (1.6), можно определить степень плотности сложения грунта до  $I_{D,n}$  и после  $I_{D,k}$  уплотнения, приняв в ней  $e = e_n$  или  $e = e_k$ . В результате последовательных опытных взрывов может определяться необходимое число серий взрывов. Расчетная величина осадки определяется по зависимости (3.16) как

$$S_p = h_{уп} \frac{e_n - e_p}{1 + e_n} = h_{уп} \frac{n_n - n_p}{1 - n_p} = h_{уп} \frac{\gamma_p - \gamma_n}{\gamma_p},$$

где  $e_p$ ,  $n_p$  и  $\gamma_p$  — характеристики грунта, требуемые после уплотнения. Требуемый средний коэффициент пористости  $e_p$  подсчитывается исходя из заданной величины относительной плотности (степени плотности)  $I_{D,p}$  как

$$e_p = e_{max} - (e_{max} - e_{min}) I_{D,p}$$

Имея данные об осадках поверхности грунта при пробных последовательных взрывах, необходимое число серий взрывов подбирается так, чтобы средняя осадка в пределах радиуса эффективного действия была равна требуемой по зависимости (3.16). Контролируя при производственном уплотнении осадку поверхности и глубинных реперов, можно добиться получения заданной средней величины степени плотности грунта.

Опытные взрывы позволяют оценить необходимость какого-либо уплотнения грунта (см. § 6.3). Как правило, в водонасыщенных несвязных грунтах все другие методы малонадежны.

В тех случаях, когда проведение опытных взрывов невозможно, следует применить разработанную автором методику прогноза водонасыщенных грунтов при взрывах по результатам их лабораторных ударно-компл-

рессионных испытаний. Методика основана на физических представлениях о процессе уплотнения практически полностью водонасыщенных несвязных грунтов в результате действия одиночных импульсов (ударов), описанных в § 1.3. Основой ее является положение, что величина последующего уплотнения водонасыщенного несвязного грунта при полном разрушении его структуры и разжижении определяется только начальной плотностью сложения данного грунта и не зависит от интенсивности ударного воздействия.

Ударно-компрессионные испытания можно проводить на любом ударном столе (см. рис. 1.9), в крайнем случае — на обычном столе с ударами по нему или даже по компрессионному сосуду. Исследуемый грунт помещается в металлический или пластмассовый сосуд высотой 15 — 20 см, диаметром 10 — 15 см. В сосуд наливается небольшой слой воды (5 см) и в него тонкой струей засыпается воздушно-сухой песок. При выходе песка на поверхность воду осторожно доливают (5 см), и засыпка песка продолжается до полного заполнения сосуда. После отсыпки песка в воду поверхность его выравнивается и на нее укладывается тонкая легкая дырчатая пластинка диаметром, несколько меньшим внутреннего диаметра сосуда. Масса песка фиксируется, и по известному объему сосуда определяется начальная плотность скелета грунта.

Производится удар и с помощью мессуры, установленной на кронштейне, прикрепленном к столу, и опирающейся на пластинку, замеряется осадка поверхности песка. Осадку песка относительно краев сосуда можно замерять и любой линейкой. Кроме того, должно замеряться избыточное давление в поровой воде по высоте и обязательно около дна сосуда. Для этого устанавливаются пьезометры, имеющие на концах сетки или пористые камни для предотвращения попадания в них частиц грунта. Давления в воде можно замерять любыми малорасходными датчиками, а в среднезернистых и более крупнозернистых песках — даже открытыми тонкими пьезометрическими трубками. Каждый последующий удар должен производиться только по окончании уплотнения грунта в результате предыдущего удара, что фиксируется датчиками или пьезометрами по полному спаду давлений в воде до начальных.

Для каждого удара по зависимости (1.17) подсчитывается степень разжижения  $N$  слоя грунта  $h$ , а также его относительная осадка  $\delta_i$ . По величине осадки  $S_i$  и известной начальной плотности скелета определяется плотность скелета после  $i$ -го удара по зависимости

$$\rho_{ск, i} = \frac{\rho_{ск, i-1}}{1 - \delta_i} = \frac{\rho_{ск, i-1} h_{i-1}}{h_{i-1} - S_i} \quad (3.17)$$

В результате строится график связи степени разжижения и относительной осадки  $\delta$  с плотностью скелета грунта (см. рис. 1.25). По этому графику, с учетом начальной плотности скелета грунта до взрыва  $\rho_{ск, 0}$ , определяется относительная осадка после первого взрыва  $\delta_1$ , а по формуле (3.17) — приобретаемая новая плотность скелета  $\rho_{ск, 1}$ , затем

по ее величине и графику (1.25) определяется относительная осадка  $\delta_2$  после второй серии взрывов, подсчитывается величина  $\rho_{ск, 2}$  и т.д. для всех серий взрывов. При известной глубине уплотнения грунта взрывами  $h_{уп}$  по полученной при ударно-компрессионных испытаниях грунта относительной осадке  $\delta$  непосредственно определяется осадка поверхности после каждого взрыва как  $S_i = \delta_i h_{уп}$ .

Зная относительные осадки слоя грунта, в лабораторных условиях при последовательных ударных воздействиях, требуемое число серий взрывов определяется из условия

$$\delta_1 + \delta_1 + \dots + \delta_N h_{уп} \approx S_p \quad (3.18)$$

где  $\delta_1, \delta_1, \dots, \delta_N$  — относительные осадки при первом, втором и  $N$ -м ударе.

При лабораторных испытаниях интенсивность ударного воздействия должна быть близка или больше предельной величины, вызывающей полное разрушение структуры и разжижение ( $N \approx 1$ ) всего слоя грунта. Для обеспечения этого необходимо провести второй такой же опыт, но при ударах большей интенсивности. Если кривые зависимости  $\delta$  ( $\rho_{ск}$ ) совпадут или будут близки, то на этом можно ограничиться. В случае же большего уплотнения слоя после ударов большей интенсивности испытания следует продолжить, увеличивая динамическое воздействие до получения предельной, не зависящей от интенсивности удара, связи  $\delta$  с  $\rho_{ск}$  (см. рис. 1.25), график которой и необходимо использовать в расчетах уплотнения. Обязательным условием применения предлагаемой методики является  $N \approx 0,9 \div 1,0$ .

Для приближенного прогноза уплотнения средне- и мелкозернистых песков при взрывах без проведения лабораторных ударных испытаний грунта можно воспользоваться эмпирической зависимостью (1.8) или непосредственно графиком (см. рис. 1.13, 1.14).

Предложенную методику можно использовать для решения обратной задачи. Зная по результатам полевых опытных взрывов осадку поверхности  $S$  и по смещению глубинных реперов глубину уплотнения  $h_{уп}$ , определим среднюю относительную осадку слоя  $\delta = S/h_{уп}$ . Затем проводятся ударно-компрессионные испытания взятых проб грунта и по полученному графику (см. рис. 1.25) и значению  $\delta$  определяется плотность скелета грунта в естественных условиях. Кроме того, определив для образца песка предельные значения плотности скелета в плотном и рыхлом сложениях по формуле (1.6), вычисляем степень плотности сложения грунта  $I_D$ . Таким образом, на основании испытаний грунта взрывами в полевых условиях и лабораторных ударно-компрессионных опытов можно приближенно определить плотность сложения скелета водонасыщенного несвязного грунта, что является одной из наиболее сложных задач инженерно-геологических изысканий. При этом следует учитывать, что имеющиеся в естественном грунте структурные связи между частицами могут несколько исказить (завысить) полученные таким образом характеристики плотности сложения грунта. Относительные осадки, рассчитанные по зави-

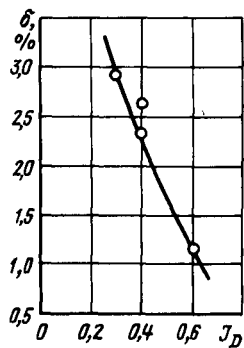


Рис. 3.11. Относительная осадка по зависимостям (1.8) и (1.9) и при взрывах глубинных зарядов в мелкозернистых и среднезернистых песках

Такая особенность действия взрыва в относительно маловодопроницаемых малосвязных водонасыщенных грунтах оказывает существенное влияние на равномерность их уплотнения. Взрыв избирательно действует на структуру малосвязного грунта, вызывая большую степень разрушения структуры рыхлых, менее прочных участков массива. Так как взрыв в таких грунтах только разрушает структуру, не уплотняя их, то последующий процесс уплотнения приводит к большему увеличению плотности рыхлых участков и в результате — к образованию более равномерной по степени плотности сложения структуры. Более того, плотные прослойки несвязных грунтов в результате так называемого ползучего разжижения (см. § 2.1) могут несколько разрыхлиться. Неравномерность распределения взрывных воздействий в среде также мало сказывается на изменении их плотности. На всех расстояниях от заряда, в пределах зоны полного разрушения структуры и разжижения однородного по плотности водонасыщенного песка, можно считать, происходит практически одинаковое изменение его пористости (рис. 3.12, 3). Таким образом, в результате переукладки частиц преимущественно после действия взрывов такие грунты становятся еще более однородными по плотности.

По тем же причинам взрывные воздействия в полностью водонасыщенных песчаных грунтах не могут вызвать их разрыхления. Так же, как за короткий промежуток времени действия взрыва не может произойти уплотнение песчаного грунта, так и не может произойти его разрыхление, для которого необходим приток воды извне. В результате развития деформаций сдвига и стремления к взаимным смещениям частиц, больших критических (см. § 1.2), вызывающих разрыхление, возникают отрицательные избыточные давления в поровой воде. Как следствие (2.79), развиваются большие сжимающие напряжения в скелете грунта

симостям (1.8) и (1.9), сопоставлены с полученными при глубинных взрывах стандартных зарядов (5 кг) на строительстве Волжской ГЭС им. В.И. Ленина (см. табл. 1.3, рис. 3.11).

В полностью водонасыщенных, достаточно мелкозернистых грунтах за период действия взрывных, в частности ударных, волн существенного уплотнения не происходит. Уплотнение-переукладка частиц полностью разжиженного грунта протекает под действием собственного веса частиц грунта или пригрузки длительного время после взрыва. Плотность образующейся новой структуры в этом случае зависит в основном от начальной плотности сложения, окатанности частиц и гранулометрического состава грунта и практически не зависит от интенсивности взрывного воздействия. В этом случае термин уплотнение взрывами не совсем удачен, так как процесс уплотнения грунта происходит после того, как взрывное воздействие уже прекратилось.

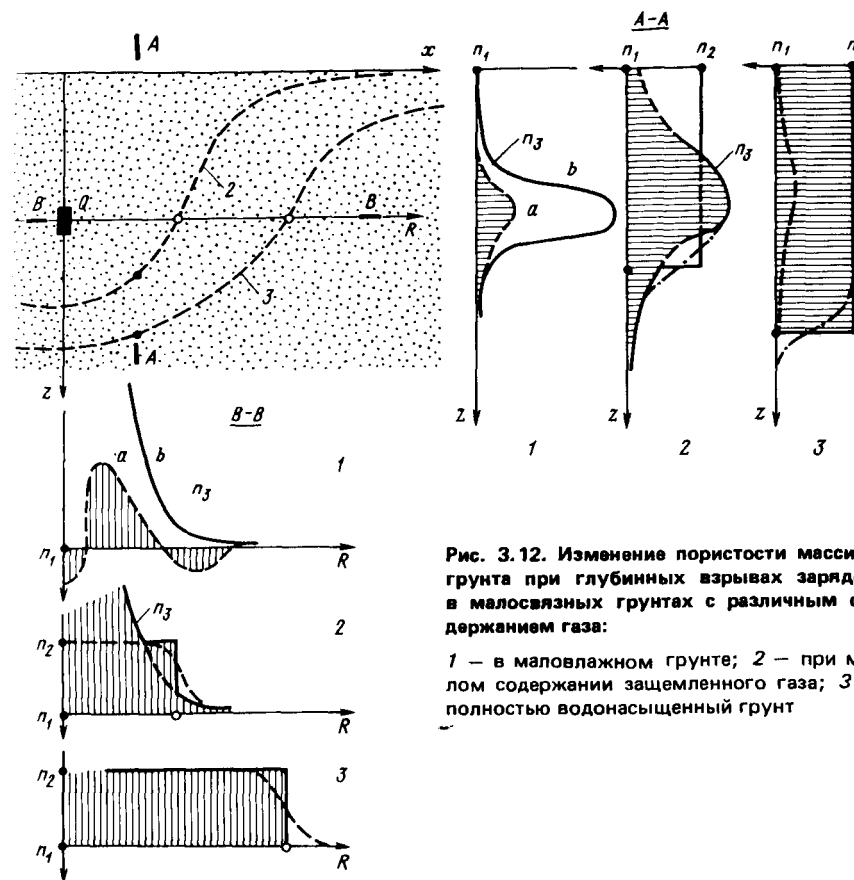


Рис. 3.12. Изменение пористости массива грунта при глубинных взрывах зарядов в малосвязных грунтах с различным содержанием газа:

1 — в маловлажном грунте; 2 — при малом содержании заземленного газа; 3 — полностью водонасыщенный грунт

и взаимные смещения прекращаются, как бы самозатормаживаются. Поэтому в период действия взрывных волн в песчаных, практически полностью водонасыщенных грунтах наблюдаются весьма малые взаимные смещения частиц, и уплотнение толщ полностью водонасыщенного грунта можно определить по зависимостям (2.9), (3.16') (см. рис. 3.12, 3).

При наличии заземленного газа в порах водонасыщенного грунта его уплотнение происходит и в период действия взрывных нагрузок. В связи с полной обратимостью деформаций минеральных частиц и воды, заполняющей поры, можно считать, что остаточные объемные деформации скелета грунта  $\epsilon_{СК}$  возникают вследствие сжатия заземленного газа. Приближенно, без учета вязкости скелета грунта из зависимости (3.10) их можно определить как

$$\epsilon_{СК} = \frac{p_{\max} - \sigma}{p_1 + p_{\max} - \sigma} \quad s_1 = \frac{p}{p_1 + p} \quad s_1 = \frac{n_1 - n_3}{1 - n_1}$$

где  $n_3$  — пористость грунта сразу же после действия взрыва. Давления в поровой воде  $p$  при взрыве определяются с учетом сжимаемости всех компонентов по зависимостям (3.10), (3.10'), (1.4) или графически (см. рис. 3.10). Принятие объемных деформаций скелета грунта, полностью необратимых в рассматриваемых условиях разрушения рыхлой структуры водонасыщенного несвязного грунта, можно считать вполне обоснованным.

Дальнейший процесс уплотнения водонасыщенного грунта зависит от величин пористости,  $n_3$ , приобретаемой в процессе взрыва (рассчитываемой по величине  $\epsilon_{СК}$  и пористости  $n_2$ , получаемой в процессе переукладки разжиженного грунта. При  $n_2 > n_3$  грунт после взрыва будет в разжиженном состоянии (см. рис. 2.10, б) и происходит дальнейшее уплотнение: переукладка частиц до пористости  $n_2$ . Характер распределения конечных пористостей в этом случае показан на рис. 3.12. Во всех зонах ( $n_2 > n_3$  и  $n_2 < n_3$ ) после приобретения контактов между частицами происходит длительный процесс расширения пузырьков газа и отжатия воды (см. рис. 2.10, в).

Таким образом, при наличии заземленного газа уплотнение водонасыщенного несвязного грунта складывается из уплотнения в период действия взрывных волн и дополнительного последующего уплотнения разжиженной части грунта под действием собственного веса (в зонах, где  $n_3 < n_2$ ). В результате заземленный газ может приводить к более неравномерному уплотнению массива грунта при взрывах (см. рис. 3.12, 2), чем в полностью водонасыщенном грунте (см. рис. 3.13, 3). С увеличением содержания газа неравномерность распределения конечных пористостей в массиве увеличивается. Больше того, в зонах, близких к заряду, при наличии в водонасыщенном грунте значительного количества заземленного газа в период взрыва возможно даже некоторое его разрыхление путем развития, значительных взаимных смещений частиц. Следует также учитывать, что с увеличением содержания заземленного газа зона разрушения структуры и уплотнения грунта уменьшается.

В маловлажном малосвязном грунте весь процесс уплотнения определяется только действием взрыва. Значительная сжимаемость среды, в частности газа, заполняющего поры грунта, приводит к его деформациям только в непосредственной близости от заряда. Причем, благодаря значительным взаимным смещениям частиц грунта, в ближней зоне от заряда образуются области разрыхления грунта. Вследствие связности влажных, например песчаных, грунтов вокруг места взрыва образуются трещины, а камуфлетная полость частично или полностью заполняется разрыхленным грунтом. В результате вокруг взорванного заряда образуется область с чрезвычайно неравномерной плотностью сложения грунта (см. рис. 3.12, 1). Конечно, все это для уплотнения грунтов недопустимо, и поэтому одним из основных условий качественного уплотнения малосвязных грунтов взрывами является достаточное насыщение их водой.

С другой стороны, наличие достаточного количества заземленного газа в водонасыщенном грунте может привести к уплотнению грунта вок-

руг места взрыва до пористости  $n_3$ , значительно меньшей  $n_2$  (см. рис. 3.12). К этому, в частности, должны приводить рекомендации [2, 19] увлажнять лёссовые просадочные грунты перед взрывами до оптимальной влажности с обеспечением степени водонасыщения порядка 0,8.

Рассматривая, исходя из изложенных выше положений, роль заземленного газа в процессе уплотнения грунтов взрывами, следует подчеркнуть ее разнонаправленность. Заземленный газ увеличивает уплотнение грунта вблизи места взрыва и ускоряет проявление контактов между частицами. Некоторое время после действия взрыва сохраняется повышенное давление в поровой воде, ускоряющее отжатие воды из пор грунта. Одновременно уменьшается зона уплотнения и снижается равномерность уплотнения массива грунта. Большое содержание газа может привести даже к разрыхлению грунта. При желании получить большее уплотнение при меньших расстояниях между зарядами и замачивании грунта нужно сохранить умеренное количество газа.

Практически при замачивании лёссовых грунтов водой стремление к их неполному насыщению приводит к местному недоувлажнению грунта. В ряде случаев это является основной причиной недостаточного уплотнения верхних слоев лёссовых толщ [19]. Таким образом, при уплотнении грунтов взрывами целесообразно их переувлажнить.

При взрывных воздействиях в водопроницаемых грунтах, таких как каменная наброска, объемные деформации, сопровождаемые отжатием воды из пор, могут происходить в период действия ударных волн. В этом случае уплотнение в основном зависит от действующих на каменный скелет взрывных нагрузок.

Причем из-за больших давлений во взрывной волне уплотнение каменной наброски может быть значительным. Как показали опыты с подводными взрывами, осадка достигала 10 % от общей мощности слоя. Кроме того, наблюдалось дробление некоторых камней, наиболее близко расположенных к подводному заряду. Уплотнение каменной наброски происходит не только вследствие переукладки камней, но и в результате разрушения контактов между камнями.

Вследствие этих особенностей уплотнения сильно водопроницаемых грунтов изменение их плотности в значительной мере зависит от интенсивности динамического воздействия. Например, с увеличением массы подводного заряда не только увеличивается зона разрушения структуры и уплотнения каменной наброски, но и увеличивается ее уплотнение. Кроме того, практически не наблюдается перехода таких грунтов в разжиженное состояние. По сравнению с песчаными грунтами каменная наброска уплотняется взрывами менее равномерно. Величина уплотнения каменной наброски возрастает с увеличением давлений ударных волн, в то время как в рыхлых песчаных грунтах вокруг заряда образуется зона полного разжижения грунта, в пределах которой изменение плотности не зависит от интенсивности взрывных воздействий, а определяется только свойствами песка.

Водонасыщенная каменная наброска практически не содержит заземленных пузырьков газа, и поэтому действие взрывных волн в ней имеет

ярко выраженный ударный характер. Заполнение пор каменной наброски водой, хорошо передающей ударные взрывные волны на большие расстояния, приводит к уплотнению каменной наброски на значительном удалении от места взрыва.

Такое различие в характере уплотнения песчаных грунтов и каменной наброски определяет соответствующий подбор весов зарядов и их расположение при уплотнении грунтов. Если в рыхлых песчаных грунтах необходимой степени уплотнения можно добиться в основном путем изменения числа последовательных взрывов, то плотность каменной наброски можно также регулировать изменением массы заряда.

При наличии уклона или понижений местности в результате разрушения структуры и разжижения рыхлых песчаных грунтов наблюдается их перемещение в сторону пониженных участков. Такое движение грунта, благодаря значительным взаимным смещениям — перекачиванию частиц, может приводить к местному разрыхлению песка или уменьшению его уплотнения. Особенно резко это проявляется при пористости песка меньше критической. Поэтому уплотнение взрывами песчаных грунтов желательно проводить при спланированной поверхности. В случае возникновения этих явлений можно добиться качественного уплотнения сместившихся участков грунта дополнительными повторными взрывами.

#### § 3.4. УПРАВЛЕНИЕ ПРОЦЕССОМ УПЛОТНЕНИЯ, РАСПОЛОЖЕНИЕМ И ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОСТЬЮ ВЗРЫВАНИЯ ЗАРЯДОВ

Полученные представления о физике процесса разрушения структуры водонасыщенных несвязных грунтов и их консолидации позволяют предложить пути управления процессом уплотнения массива грунта. Основой управления этими процессами являются соответствующее распределение зарядов в уплотняемом массиве грунта, последовательность их взрывания и выбор интервалов времени между взрывами отдельных зарядов или их групп.

В результате последовательного взрывания одинаковых зарядов плотность сложения грунта зависит от интервалов времени  $\Delta t$  между взрывами зарядов. Так, например, в лабораторных опытах последовательные взрывы четырех глубинных зарядов (массой 1,5 г) в мелкозернистом водонасыщенном песке с интервалами, большими времени полного уплотнения слоя грунта толщиной 1 м после каждого взрыва (около 10 мин), привели к последовательному накоплению осадки (рис. 3.13). Такие же взрывы четырех зарядов, но одного за другим, с очень малыми интервалами вызвали осадку, немного большую, чем при взрыве первого заряда в серии с большими интервалами. Для возможности сопоставления и исключения влияния разницы в плотности начальной укладки рыхлого песка в бак, перед каждой серией опытов производили контрольный взрыв заряда и в дальнейшем сравнивали приведенные осадки, определяемые как  $S'_{пр} = S_1/S_K$ ;  $S''_{пр} = S_2/S_K$  и т.д., где  $S_K$  — осадка после

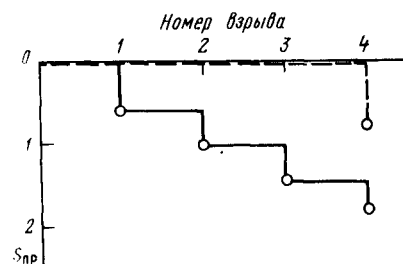


Рис. 3.13. Зависимость приведенной осадки поверхности песка от интервала между последовательными взрывами четырех зарядов (сплошная линия — большие интервалы, пунктирная линия — малые интервалы)

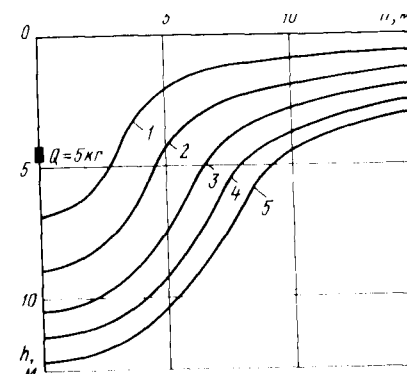


Рис. 3.14. Развитие зоны разжижения грунта при последовательных взрывах зарядов с минимальными интервалами (1 — 5 — номеров взрывов)

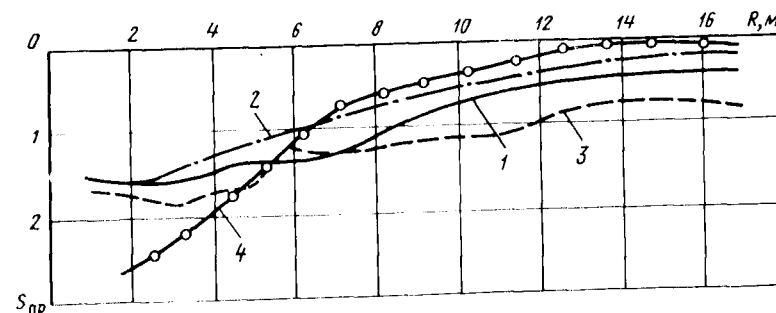


Рис. 3.15. Изменение приведенной осадки  $S_{пр}$  поверхности грунта в зависимости от расстояния до места взрыва и интервала между взрывами: 1 — интервал 40 с; 2 — 5 мин; 3 — 3 ч; 4 — 4 сут

первого (контрольного) взрыва;  $S_1, S_2$  — осадки при последующих взрывах. При всех взрывах по замерам давлений в поровой воде весь слой грунта переходил в полностью разжиженное состояние. Время полного спада избыточных давлений в воде (время уплотнения) при четырех взрывах с малыми интервалами ( $\Delta t \approx 0$ ) и при первом взрыве в серии с большими интервалами ( $\Delta t > t_{уп}$ ) было практически одинаковым. Это объясняется тем, что при малых интервалах последующие взрывы проводились в полностью разжиженном грунте, и их воздействие практически не повлияло на процесс длительного уплотнения грунта под действием собственного веса.

Переход в разжиженное состояние вышележащих слоев грунта при

первом взрыве приводит к уменьшению сжимающих напряжений в слоях грунта с сохранившейся структурой. Последующие взрывы в этом месте таких же зарядов с малыми интервалами вызывают поэтому расширение и заглубление зоны разрушения структуры и разжижения грунта. Это хорошо иллюстрируется размерами зон разжижения для пяти последовательных взрывов, полученными расчетом по зависимостям (1.4), (3.2), (3.10) (рис. 3.14). В результате пяти взрывов изменение пористости грунта такое же как при одном взрыве.

Таким образом, при желании расширить область уплотнения необходимо уменьшить интервалы между взрывами, а при необходимости большего уплотнения грунта в данном месте — увеличить.

Это подтвердилось последовательными взрывами трех зарядов (5 кг каждый) с различными интервалами. Вблизи каждой площадки проведен контрольный взрыв такого же заряда и рассматривались приведенные осадки  $S_{пр} = S/S_к$ . При больших интервалах между взрывами, т.е. при  $\Delta t > t_{уп}$  (кривая 4 на рис. 3.15) осадки были наибольшими, но они интенсивно затухали с удалением от места взрыва. При малых интервалах (кривая 3) меньшие по величине осадки распространялись дальше от места взрыва.

Расчетное распределение пористости грунта по глубине слоя при последовательных взрывах зарядов в одном месте также зависит от величины  $\Delta t$  (рис. 3.16). При малых интервалах ( $\Delta t \approx 0$ ) увеличивается глубина уплотнения (рис. 3.16, а), но пористость изменяется только с  $n_1$  до  $n_2$  (как при одиночном взрыве). В случае  $\Delta t > t_{уп}$  (рис. 3.16, в) глубина уплотнения значительно уменьшается, но пористость изменяется с  $n_1$  до  $n_4$ . В промежуточном случае, например при  $\Delta t \approx 0,5 t_{уп}$  (рис. 3.16, б), наибольшее уплотнение грунта происходит под зарядами или рядом с ними. При этом характер изменения  $n$  определяется движением границы  $r_1$  между разжиженным и переотложенным грунтом. Расчет перемещения границы  $r_1$  во времени и определение  $t_{уп}$  для уплотнения грунта группой зарядов на большей площади (схема близкая к одномерной) могут быть выполнены по зависимости (2.8) или определены по замерам осадки во времени при пробных взрывах, т.е. по полученной в натуре продолжительности уплотнения  $t_{уп}$ .

Таким образом, изменяя  $\Delta t$  и тем более размещение зарядов, можно получить в принципе любое распределение пористости по глубине слоя грунта: равномерное, уменьшающееся с глубиной или уменьшающееся к поверхности (см. рис. 3.16).

Еще больше возможностей управления процессом уплотнения грунта представляется при ярусном расположении зарядов.

Например, при взрыве двух ярусов одинаковых зарядов (рис. 3.17), инициируемых с большим интервалом ( $\Delta t > t_{уп}$ ), вследствие больших сжимающих напряжений от собственного веса грунта расчетная зона уплотнения около нижнего заряда мала (граница 1 на рис. 3.17).

При взрывах зарядов с малыми интервалами и верхнего раньше нижнего верхняя часть слоя рыхлого грунта переходит в разжиженное состояние, что способствует временному уменьшению сжимающих напряжений

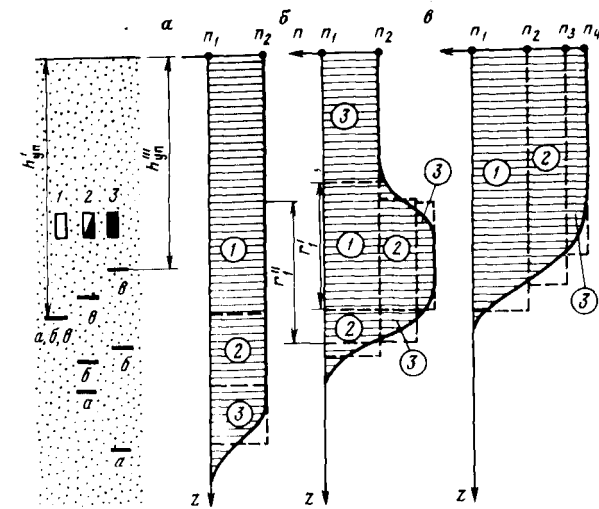


Рис. 3.16. Изменение пористости  $n$  по глубине слоя грунта при взрыве трех зарядов в одном месте с разными интервалами: 1, 2, 3 — номера последовательных взрывов

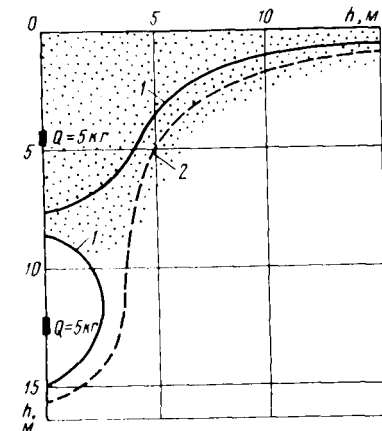


Рис. 3.17. Зоны разжижения при взрыве верхнего и нижнего зарядов

в скелете нижележащей толщи грунта. Поэтому, если выполнить взрыв нижних зарядов до окончания уплотнения вышележащей разжиженной части слоя, то облегчается разрушение структуры нижерасположенной зоны грунта и увеличивается глубина уплотнения. На рис. 3.17 показана расчетная граница 2 зоны уплотнения при взрыве зарядов с малым интервалом ( $\Delta t \approx 0$ ). С увеличением интервала ( $\Delta t > t_{уп}$ ) все большая часть первого слоя разжиженного грунта успевает переотложиться, что уменьшает эффект разгрузки скелета грунта при взрыве верхнего заряда.

Интервал между взрывами каждого яруса можно определить, используя понятие о степени разжижения (1.17) в виде

$$N = \frac{\rho}{\rho_{\max}} = \frac{\gamma_{\text{взв}} (h_{\text{уп}} - r_1)}{\gamma_{\text{взв}} h_{\text{уп}}} = 1 - \frac{r_1}{h_{\text{уп}}}, \quad (3.19)$$

где  $r_1$  — толщина переотложившейся части разжиженного слоя  $h_{\text{уп}}$ . Время перемещения границы уплотнения можно определить по зависимости (2.8), и тогда из уравнения (3.19) имеем

$$N = 1 - \frac{K \Delta t \gamma_{\text{взв}} (1 - n_1)}{h_{\text{уп}} \gamma (n_1 - n_2)}.$$

Введя упрощения

$$\frac{n_1 - n_2}{1 - n_1} \approx \frac{n_1 - n_2}{1 - n_2} \quad \text{и} \quad \gamma_{\text{взв}} \approx \gamma,$$

получим выражение для определения степени разжижения или интервала между взрывами  $\Delta t$  в виде

$$N = 1 - K/S \cdot \Delta t, \quad (3.20)$$

где  $S$  — осадка слоя грунта, которую можно определить по результатам одиночных взрывов или по результатам ударно-компрессионных испытаний (см. § 3.3). Чем меньше интервал  $\Delta t$ , тем больше глубина уплотнения, но меньше общее изменение пористости.

Последовательное взрывание одиночных зарядов одной очереди (серии) при интервалах  $\Delta t$  между взрывами, меньших времени уплотнения  $t_{\text{уп}}$  грунта от каждого взрыва, но больших времени прохода ударных волн расстояния между зарядами, может способствовать большему разрушению структуры и уплотнению грунта. В этом случае соударения ударных волн не происходит, но еще ярче проявляется эффект прохождения ударных волн, создаваемых каждым зарядом, по зоне нарушенной структуры грунта с развившимся процессом консолидации, вызывающим уменьшение сжимающих напряжений в скелете грунта от действия веса грунта. Эффект такой последовательности взрывания зарядов определяется тем, что для развития фильтрационных процессов и создания фильтрационных сил после практически мгновенного разрушения структуры грунта требуется некоторое время, тем большее, чем меньше коэффициент его фильтрации. Замедление порядка  $0,1 \div 0,2 t_{\text{уп}}$  практически гарантирует полное развитие фильтрационных сил и ослабление структуры грунта.

В заключение следует отметить, что выбор рационального интервала между каждой серией взрывов представляет собой сложную задачу. При малых интервалах между взрывами серий зарядов рыхлый грунт от каждого взрыва не успевает переотложиться, и результат мало отличается от уплотнения только взрывом одной серии. При больших интервалах между взрывами происходит полная стабилизация грунта перед повтор-

ным взрывом, в результате чего возможность разрушения структуры, а следовательно, и уплотняемость грунта после каждой серии взрывов уменьшаются. Поэтому последующие серии взрывов необходимо выполнять в стадии частичной стабилизации уплотняемого слоя грунта.

Чем более рыхлый грунт и, следовательно, больше возможность его полного разжижения при взрыве, тем больше должны быть интервалы и меньше степень разжижения грунта в момент последующего взрыва. Процесс уплотнения слоя полностью разжиженного грунта распространяется снизу к поверхности слоя и верхние слои грунта дольше остаются в разжиженном состоянии. Поэтому чем больше степень разжижения грунта перед последующим взрывом, тем меньше последующее уплотнение его верхних слоев. В сравнительно плотных грунтах интервалы между взрывами следует уменьшать, так как для обеспечения необходимого уплотнения большее значение имеет максимальное разрушение структуры грунта. Например, для уплотнения участка весьма рыхлого грунта (см. рис. 3.4) возможен последовательный взрыв всех серий зарядов с большими интервалами, а при более плотном сложении грунта — малый интервал между первой и второй очередями, а после перехода слоя в полностью разжиженное состояние — более длительный перерыв и взрыв третьей и четвертой серий с малым интервалом.

Время уплотнения слоя грунта при различных граничных условиях (пригрузка, дренаж) приближенно можно определять по зависимостям (2.8), (2.10), (2.30), (2.36) и (2.45). Задаваясь степенью разжижения слоя грунта (1.17), по этим же зависимостям можно определить время между сериями взрывов.



**УПЛОТНЕНИЕ МАЛОСВЯЗНЫХ ГРУНТОВ ГЛУБИННЫМИ, ПОВЕРХНОСТНЫМИ И ПОДВОДНЫМИ ВЗРЫВАМИ**

§ 4.1. УПЛОТНЕНИЕ ГРУНТОВ ГЛУБИННЫМИ ВЗРЫВАМИ

*Глубина заложения зарядов.* На основании обобщения результатов опытов в водонасыщенных мелкозернистых, среднезернистых песках и супесях глубину заложения заряда, обеспечивающую камуфлетность взрыва и максимальный эффект уплотнения, можно определить по эмпирической зависимости, отвечающей условиям подобия:

$$Q = k_1 h^3 = 0,055 h^3, \quad (4.1)$$

где  $Q$  — масса заряда ВВ, кг;  $k_1$  — эмпирический коэффициент;  $h$  — глубина заложения заряда, м.

В этой зависимости и в дальнейшем эмпирические коэффициенты приведены для аммонита № 6ЖВ (эталонного ВВ). При использовании других ВВ, учитывая их различную удельную потенциальную энергию (теплоту взрыва), массу зарядов необходимо определять как

$$Q_n = k_n Q,$$

где  $k_n$  — коэффициент пересчета по отношению к эталонному ВВ, меняющийся для наиболее распространенных ВВ от 0,8 до 1,16 и определяемый по табл. 4.1. [3];  $Q$  — масса заряда из аммонита № 6ЖВ.

Таблица 4.1

ВВ	$k_n$	ВВ	$k_n$
Аммонит № 6ЖВ	1,0	Алюмотол	0,85
Аммонит скальный № 1	0,81	Гранулотол	1,0
Аммонит скальный № 3	0,8	Граммонал А-8	0,87
Аммонит АП-5ЖВ	1,15	Граммонал 45-А	0,8
Аммонит ПВЖ-20	1,35	Детониты 10А, М	0,82
Аммиачная селитра	1,45—1,6	Динамит 62 %-ный	0,9
Акватол М	0,9	Динафталит	1,1
Акватол М-15	0,75	Граммониты:	
Акватол 65/35	1,1	79/21, 80/20	1,0
Акванит № 2	0,95	50/50	1,06
	0,9	30/70	1,1
		Тротил:	
		прессованный	0,8
		порошкообразный	1,15

В случае пригрузки слоем неводонасыщенного грунта (0,3—0,5 м) или при наличии слоев грунта, отличающихся по плотности от насыщенных водой песчаных грунтов с  $\gamma_{нас} \approx 2 \text{ г/см}^3$  (например, торф, плотные глины и др.), при определении массы заряда по зависимости (4.1) следует вместо действительной глубины заложения заряда  $h$  подставлять приведенную глубину

$$h_{пр} = (h_1 \gamma_1 + h_2 \gamma_2 + \dots + h_{пес} \gamma_{нас}) / \gamma_{нас},$$

где  $h_1, h_2, \dots$  — толщины слоев неводонасыщенной пригрузки, торфа и др.;  $\gamma_1, \gamma_2$  — плотность влажных (пригрузка) и насыщенных водой грунтов;  $\gamma_{нас}$  — плотность водонасыщенных песчаных грунтов, в условиях которых определялся коэффициент  $k_1$  в зависимости (4.1).

*Глубина уплотнения.* Расчетная глубина уплотнения слоя рыхлого песчаного грунта на основании результатов полевых исследований с применением глубинных реперов (см. рис. 1.32)

$$h_{уп} = k_2 h = 1,5 h \quad (4.2)$$

или с учетом зависимости (4.1)

$$h_{уп} = 4,0 \sqrt{Q}. \quad (4.2')$$

С увеличением начальной плотности сложения глубина уплотнения уменьшается и для песков средней плотности сложения может сократиться до  $1,3 h$ . Эти рекомендации, однако, достаточно осторожные. В ряде опытов с рыхлыми тонкозернистыми песками — хвостами глубина распространения осадки глубинных марок превышала  $2h$ . Поэтому при больших объемах уплотняемых грунтов для уточнения расчетной глубины уплотнения желательно предварительное проведение опытных взрывов с установкой глубинных марок.

*Максимальный радиус уплотнения.* Максимальное распространение зоны уплотнения в плане (см. гл. 2) зависит от начальной плотности грунта, содержания заземленного газа и ряда других факторов. Приняв за критерий затухания осадки поверхности вертикальное смещение грунта меньше 1 см, зависимость для определения радиуса максимального распространения зоны уплотнения (см. рис. 3.7.) представим в виде

$$R_{max} = k_3 \sqrt[3]{Q}, \quad (4.3)$$

где  $k_3$  — эмпирический коэффициент, который может быть выбран по табл. 4.2.

*Радиус эффективного действия взрыва.* На основании проведенных автором взрывов одиночных и групповых зарядов радиус эффективного действия ( $m$ ) может определяться по зависимости

Таблица 4.2

Песок	Степень плотности $I_D$	$k_3$	$k_4$
Мелкозернистый	0–0,2	25–15	5–4
	0,3–0,4	9–8	3
	>0,4	7	2,5
Среднезернистый	0,3–0,4	8–7	3–2,5
	>0,4	6	2,5

$$R_3 = k_4 \sqrt[3]{Q}. \quad (4.4)$$

Эмпирический коэффициент  $k_4$  для мелко- и среднезернистых песков ориентировочно может быть подобран из табл. 4.2, в которой приведены минимальные значения коэффициентов. Расстояние между зарядами в конкретном случае уплотнения следует уточнять пробными взрывами одиночных зарядов.

Основные параметры глубинных взрывов, определяемые по формулам (4.1), (4.2) и (4.4) при полученных эмпирических коэффициентах, приведены на рис. 4.1. Для конкретного случая применения метода на практике имеет смысл построить подобные графики с учетом эмпирических коэффициентов, полученных из опытных и производственных взрывов.

Число серий взрывов может определяться опытным путем из условия получения заданных осадок поверхности ( $3.16'$ ) при минимальном числе серий взрывов. Для предварительного определения необходимого числа серий взрывов могут использоваться зависимость (3.18) и методика лабораторных испытаний, приведенная в § 1.3 и 3.3.

*Ярусное расположение зарядов.* Опытные взрывы показали, что сосредоточенный заряд ВВ дает больший эффект уплотнения, чем заряд той же массы, рассредоточенный по глубине. Радиус действия сосредоточенного заряда больше радиуса действия рассредоточенного. Однако с увеличением глубины уплотнения масса сосредоточенных зарядов возрастает. Поэтому при уплотнении глубинными взрывами толщи

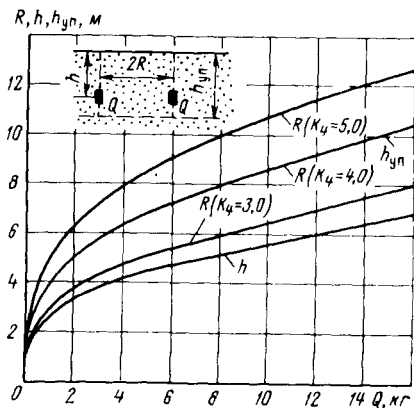


Рис. 4.1. График определения глубины  $h$  погруженного заряда радиусов эффективного действия  $R$  при различных  $k_4$  (3; 3; 5) и глубины уплотнения  $h_{уп}$  при взрывах глубинных зарядов максимальной массы  $Q$

грунта большой мощности может оказаться рациональным расположение более мелких зарядов по глубине слоя в несколько ярусов (см. рис. 3.4). При переходе на ярусное расположение зарядов уменьшается расстояние между зарядами ( $2R$ ) и, как следствие, увеличивается число погружений. Поэтому переход на ярусное расположение зарядов должен обосновываться технико-экономическим сопоставлением вариантов и возможностями имеющихся агрегатов для погружения зарядов. Ярусное расположение зарядов следует применять при глубинах уплотнения более 7 м.

Масса  $Q'$  и радиус эффективного действия зарядов верхнего (первого) яруса, как и в случае одного заряда по глубине, определяется по зависимостям (4.1) и (4.4).

Глубина заложения зарядов второго яруса (см. рис. 3.4)

$$h'' = (1,6 \div 1,8) h',$$

где  $h'$  — глубина погружения заряда первого яруса. Масса заряда второго яруса определяется по зависимости  $Q'' = (1 \div 3) Q'$ ,  $Q'$  радиус эффективного действия заряда второго яруса меньше, чем первого и определяется как

$$R_3'' = (0,5 \div 0,8) k_3 (Q'')^{1/3}.$$

Соответственно для третьего яруса:

$$h''' = (1,5 \div 1,7) h''; \quad Q''' = (1 \div 3) Q''; \quad R_3''' = (0,5 \div 0,8) k_3 (Q''')^{1/3}.$$

Глубина уплотнения при двухъярусном расположении зарядов  $h_{уп} = 1,3 h''$ , при трехъярусном  $h_{уп} = 1,2 h'''$ .

При помещении зарядов всех ярусов в одну скважину их следует погружать на расстояниях в плане, определяемых радиусом эффективного действия зарядов нижнего яруса. В случае погружения зарядов каждого яруса в отдельные скважины расположение зарядов в плане определяется радиусом их эффективного действия. В первом случае несколько больше затраты ВВ по сравнению со вторым, а во втором — значительно увеличивается число скважин. При многоярусном расположении зарядов, определяемых по приведенным выше зависимостям, следует выполнить одновременное взрывание зарядов всех ярусов.

*Способ послойного разрушения структуры.* Одной из основных причин уменьшения зоны разрушения структуры грунта при взрывах, являются сжимающие напряжения от собственного веса вышележащих слоев грунта. Поэтому основной принцип увеличения размеров зоны разрушения структуры и уплотнения связан с увеличением массы зарядов, ограничиваемых при глубинных взрывах условиями камуфлетности. В случае многоярусного уплотнения возможен другой путь увеличения глубины и радиуса уплотнения — способ послойного разрушения структуры грунта.

При этом способе вначале взрывают заряды верхнего яруса. В результате верхняя часть слоя грунта переходит в разжиженное состояние, что

приводит к временной перераспределению веса грунта или его части на поровую воду и уменьшению сжимающих напряжений в скелете нижележащего слоя. Если выполнить взрыв нижних зарядов сразу же после взрыва верхних, то облегчается разрушение структуры нижерасположенного слоя песка и тем самым увеличиваются глубина и радиус уплотнения грунта при взрыве зарядов второго яруса.

Нижележащий ярус следует взрывать не позже чем через промежуток времени  $\Delta t$   $0,2 t_{уп}$ , где  $t_{уп}$  — время уплотнения первого слоя  $h'_{уп}$ , которое можно предварительно оценивать по зависимости (2.8), а в дальнейшем — по данным пробных взрывов таких зарядов с замером осадок поверхности во времени. С увеличением водопроницаемости и уменьшением толщи уплотняемого грунта предельная величина замедления  $\Delta t$ , обеспечивающая снижение напряжений в скелете нижележащих слоев грунта, уменьшается. Практически в условиях относительно небольших слоев грунта (8–10 м) для мелкозернистых песков предельное время замедления должно быть не больше нескольких десятков секунд, а для среднезернистых песков — нескольких секунд.

Для верхнего яруса масса  $Q$  и радиус эффективного действия зарядов определяются по зависимостям (4.1) и (4.4), для второго яруса — принимаются такими же, как для первого. В результате глубина заложения зарядов второго яруса  $h'' = h'$ , а общая глубина уплотнения  $h_{уп} = (2,6 \div 3,0) h'$ .

Способ послойного разрушения структуры грунта позволяет увеличить глубину уплотнения, снизить или даже полностью снять вредное для уплотнения влияние пригрузки неводонасыщенным грунтом. Этим способом можно достичь уплотнения малосвязного водонасыщенного грунта сравнительно мелкими зарядами ВВ.

#### ПРИМЕРЫ УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТОВ ГЛУБИННЫМИ ВЗРЫВАМИ

Известные взрывы для уплотнения грунтов сведены в табл. 4.3. В ряде случаев дается анализ применявшихся схем уплотнения с учетом опыта развития метода и приводимых в книге рекомендаций автора.

*Уплотнение песчаной насыпи на строительстве Верхне-Свирской ГЭС (1936 г.).* Впервые в мировой практике опытное уплотнение глубинными взрывами проведено на участке железнодорожной песчаной насыпи высотой 8 м. Влажные пески залежали выше горизонта грунтовых вод (ГВ).

В результате трех последовательных взрывов зарядов массой по 15 кг средняя осадка после первого составила 8 см, после второго — 10 см и после третьего — 8 см. Максимальная осадка достигла 44 см [24].

Так как песчаные грунты не были полностью насыщены водой, вследствие осадки насыпи образовалось большое число трещин, некоторые из которых достигали глубины 4 м и раскрывались до 4 см. Это, по-видимому, уменьшило интерес к полученному эффекту уплотнения песков и дальнейших исследований не проводилось.

*Уплотнение песчаного естественного основания плотины Франклин (1941 г.).* Земляная плотина на р. Пемигеуссет недалеко от г. Франклин (США) запроектирована для регулирования паводка. Пойменные части плотины расположены на двух террасах, сложенных рыхлыми эллювиальными пылеватыми мелкозернистыми и среднезернистыми песками, залегающими на глубине 4,5–9 м. Пористость этих песков достигала 50 %. Ниже располагались слои достаточно плотных крупнозернистых песков и гравия.

Согласно данным А. Лемана [48], перед началом уплотнения на одном из участков пойменной террасы были проведены опытные взрывы 21 заряда из 60 % динамита массой 3,6 кг каждый, установленных на глубине 4,5 м и на расстоянии 3 м один от другого. В результате взрывов средняя осадка поверхности площадки достигала 37 см.

Для дальнейшей отработки способа участок был уплотнен пятью сериями взрывов таких же зарядов. В каждой серии взрывов заряды располагали на расстоянии 6 м один от другого, заряды каждой последующей серии располагали в шахматном порядке относительно зарядов предыдущей серии. Осадка поверхности достигала 60 см.

До и после взрывов были вырыты два шурфа, в которых до глубины 4,5 м отбирали образцы ненарушенной структуры (рис. 4.2, а). В результате взрывов средняя пористость снизилась с 49 до 44,3 %, а степень плотности сложения — с 0,27 до 0,65. Расход воды из скважин, расположенных около шурфов, до взрывов достигал 1,5 м<sup>3</sup>/мин, а после снизился до 0,28 м<sup>3</sup>/мин.

Два производственных участка основания размерами в плане 120x250 м каждый были уплотнены взрывами 12000 зарядов. На западной террасе осадка поверхности достигла 60 см при глубине слоя рыхлых песков около 6 м. Пористость песка уменьшилась до 44 % и степень плотности сложения достигла 0,5. Восточная терраса с толщей рыхлых песков 7,5 м в результате взрывов дала осадку 75 см. В образцах, отобранных после взрывов, пористость составила 42 % и степень плотности сложения — 0,6.

Учитывая наш последующий опыт уплотнения грунтов глубинными взрывами, массу зарядов можно было несколько повысить и без ущерба для эффекта уплотнения увеличить расстояние между одновременно взрывающимися зарядами уплотнения до 12 м.

*Опытный участок на строительстве Волжской ГЭС им. В.И. Ленина (1951 г.).* Первое в СССР уплотнение опытного участка глубинными взрывами выполнено автором на о. Телячий в створе строящейся плотины. Участок сложен пойменными песчаными отложениями, представленными мелкозернистыми песками. Пористость песков 41–42 % и степень плотности сложения 0,4–0,5. Горизонт грунтовых вод находился на глубине 3 м.

Так как работы проводились инженерно-геологической экспедицией Гидропроекта, то для установки зарядов бурились скважины вначале "ложкой", а затем, ниже горизонта грунтовых вод, желонкой на глубину 10–9 м. Скважины обсажива-

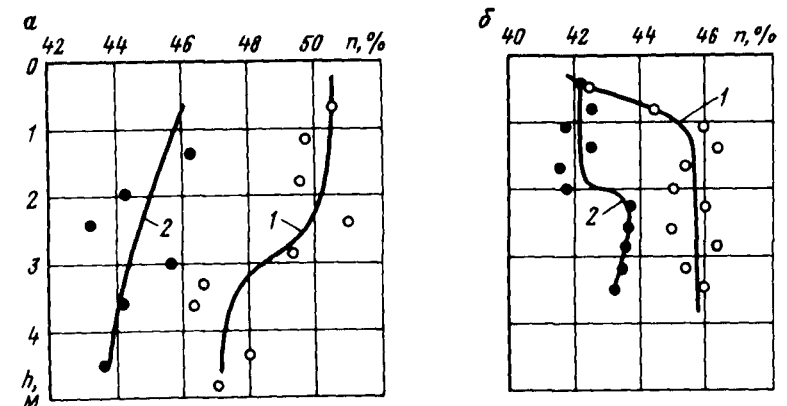


Рис. 4.2. Изменение пористости песчаного грунта при его уплотнении взрывами [48]:

а — основание плотины Франклин; б — основание плотины Денисон; 1 — до взрывов; 2 — после взрывов

Таблица 4.3

Примеры уплотненных водонасыщенных грунтов взрывами

Объект строительства	Грунт	Мощность уплотняемого грунта, м	Способ уплотнения	Масса заряда, кг		
					Расход ВВ на 1 м <sup>3</sup> грунта, г	
Насыпь Свирской ГЭС	Песок мелкозернистый	8	Глубинные взрывы	15		
Основание плотины Волжской ГЭС им. В.И. Ленина	Песок мелкозернистый	8-9	— " —	5		
		7-8	— " —	5		
Подводный намыв плотины Горьковской ГЭС	То же	6-7	— " —	5		
	То же, при возведенном профиле пойменной плотины (6-7 м)	7-8	— " —	5		
	Песок мелкозернистый	2,5-3	Поверхностные взрывы	10		
Основание плотины Денисон	Песок	7-8	То же	20		
				0,7 2,7 5,5		
Русловая плотина, подводный намыв (Каховская ГЭС)	Песок То же	—	Глубинные взрывы	1		
Опоры линий электропередач	"	10	То же	1,8		
Основание, подводный намыв (Карнафульская плотина)	"	3-20	— " —	1,3 3,6 3,6 3,6 3,6 (вторая)		
Основания гражданских зданий (Флорида)	Песок мелкозернистый, мелкозернистые хвосты	10	— " —	2		

Глубина погружения, м	Расстояние между зарядами в плане, м	Число очередей взрывов	Средняя осадка поверхности, см	Относительная осадка, %	Плотность скелета $\rho_{ск}$ , г/см <sup>3</sup>	Пористость $\rho$ , %	Степень плотности сложения $I_D^*$	Расход ВВ на 1 м <sup>3</sup> грунта, г	
								общий	на одну очередь взрывов
—	—	3	26	—	—	—	—	—	—
5	10	2	18	2	—	—	0,5	24	12
8	10	3	35	5	—	—	0,4	20	7
4,5	10	3	35	5	—	—	0,4	20	7
4,5-5	14	2	60-65	10	—	43	0,2	10	5
11-12	12	2	26	3	—	43	0,2	10	5
0	10	3	17	5	—	43	—	100	30
0	10	3	29	7	—	43	—	150	50
15	12	2	15	2	10	46	—	17	9
3						43			
4,5									
5	10	1	10-15	—	—	42 40	0,3 0,5	—	—
3,6	7,2	3	45	7	—	1,35 1,45	—	18	6
3	6	2	10-35	5,4	—	1,50 1,59	—	28	18
4,5									
10									
15									
4,5									
(вторая очередь)									
5,5	5	1	60	6	—	—	0,25 0,96	8	8

Продолжение табл. 4.3

Объект строительства	Грунт	Мощность уплотняемого грунта, м	Способ уплотнения	Масса заряда, кг
Каменная постель стенки пирса (Новороссийск)	Каменная наброска	3	То же	10
Основание, опытный участок (Запорожье)	Лёссовый просадочный	18	Глубинные взрывы	4-5
Опытный участок основания в Приташкентском районе (УзССР)	Лёссовый	Более 5	Подводные взрывы	0,2-0,7*
Основание Мангышлак	Просадочные мелкозернистые пески	-	То же	0,4 0,2
Основание крупнопанельного дома (Запорожье)	Лёссовые просадочные грунты	20	Глубинные взрывы	7
Основание плотины Рио Коска III (Бразилия)	Песок мелкозернистый	До 17	То же	4 4
Русловая плотина, подводный намыв (Капчагайская ГЭС)	Песок тонкозернистый	4-7	"	4
Основание газоперерабатывающего завода (г. Грозный)	Лёссовые просадочные грунты	8-14	"	6,6
Намывная территория (Ленинград)	Супеси пылеватые, пылеватые тонкозернистые пески	5-8	"	5
		5-8	"	6,5
		5-8	"	9
		8	"	6,5
Северный порт песчаная подушка волнолома (Гданьск) [39]	Песок мелкозернистый	2-5,5	Подводные взрывы	10-15**

Глубина погружения, м	Расстояние между зарядами в плане, м	Число очередей взрывов	Средняя осадка поверхности, см	Относительная осадка, %	Плотность скелета $\rho_{ск}$ , г/см <sup>3</sup>	Пористость $\rho$ , %	Степень плотности сложения $I/D$	Расход ВВ на 1 м <sup>3</sup> грунта, г	
								общий	на одну очередь взрывов
12*	7	4	75	10	-	-	-	200	50
9*	4	1	30	10	-	$\frac{38}{33}$	-	200	200
11-12	9	2	66 (максимальные)	6-7	-	$\frac{44-49}{39-47}$	-	7	3
1,5-2,0*	0,8**	1	20-30	-	$\frac{1,46}{1,63}$	-	-	70-200	-
0,5*	1 1	1 1	9 8	-	$\frac{1,49}{1,55}$	-	-	-	-
10-12	4,5	1	112	5-7	-	-	-	18	18
5 10	10	1	До 25	2	-	-	-	-	-
5	10-15	3	19	3	$\frac{1,48}{1,54}$	-	-	11	3
7-8	4	1	75-134	10-13	-	$\frac{44-49}{33-40}$	-	50-29	50-29
4,5	10	4	33						
5	10	4	35	4-5	-	-	-	29	8
6,5	10	4	42						
5	10	3	40	4,7	-	-	-	24	8
12*	10**	4		9-12	-	-	$\frac{0,1-0,25}{0,7-0,9}$	230-122	60-30

Продолжение табл. 4.3

Объект строительства	Грунт	Мощность уплотняемого грунта, м	Способ уплотнения	Масса заряда, кг
Основание зданий (г. Русса)	Лёссовый	13	Глубинные взрывы	4-7
Основание массива Урта-Боз (ТаджССР)	Лёссовидные суглинки	25	То же	8
Намывная территория на бережной (Сите) Франция	Мелкозернистые пески	7-14 ср. 10	"	-
Золошлакоотвал ТЭЦ-8 (Москва)	Пылеватая зола местами мелкозернистая	4-5	-	1-3
Хвостохранилище Маднеульского ГОКа	Грунты хвостохранилища (пылеватые пески и супеси)	6-9	-	1-5
Хвостохранилище в Канаде	Пылеватые пески и супеси	7	"	5
Намывная территория в порту Бордо (Франция)	Пески среднезернистые	10	"	7-14**

\* Глубина погружения заряда в воду.

\*\* Отмеченные таким образом цифровые данные не приводятся в использованных источниках, а определены приближенно по имеющимся графикам и схемам или пересчетам приводимых в статьях цифровых данных.

\*\*\* В числителе и знаменателе — соответственно до и после уплотнения.

ли трубами диаметром 150 мм. Затем в скважины опускали заряды и обсадные трубы выдергивали. Ниже горизонта воды скважина заплывала песком, а выше — ее приходилось засыпать.

Скважины бурили по сетке 10x10 м. Для зарядов первой серии было пробурено девять скважин. В каждой скважине устанавливалось два заряда — один на глубине 5-5,5 м и второй на глубине 8 м. Заряды первой серии взрывали одновременно.

Глубина погружения, м	Расстояние между зарядами в плане, м	Число очередей взрывов	Средняя осадка поверхности, см	Относительная осадка, %	Плотность скелета $\rho_{ск}$ , г/см <sup>3</sup>	Пористость $\eta$ , %	Степень плотности слоения $I_D^*$	Расход ВВ на 1 м <sup>3</sup> грунта, г	
								общий	на одну очередь взрывов
Глубина воды около 10 м	7**	4	40	-	-	-	$\frac{0,1}{0,75}$	54	13
-	4-5	1	100-140	-	$\frac{1,40}{1,60-1,70}$	-	-	-	-
6	4	1	260	10	$\frac{1,25-1,30}{1,55-1,65}$	$\frac{50-55}{40-42}$	-	20	20
-	4	1	52	5	-	-	-	35	35
2,8-3,2	3	4	42	10	-	-	$\frac{0,66}{0,78}$	35	9
2,5-4,5	6-10	1	30-70	6-7	-	-	-	5	5
4,9	20-15	3	41	4	-	$\frac{45-53}{41-50}$	$\frac{0,41-0,43}{0,58-0,68}$	3-4	-
Около 9** и 2 яруса 5 и 10**	4-5	1	-	-	-	-	$\frac{0,50}{0,74}$	58 42 33	58 42 33

Заряды второй серии устанавливали в четырех скважинах, пробуренных в центре каждого из четырех квадратов зарядов первой очереди, и взрывали одновременно.

В результате двух серий взрывов получена достаточно равномерная осадка всей площади между зарядами (рис. 4.3). Общая средняя осадка между скважинами составила 18 см, а после первой серии взрывов — 10 см. Радиус распространения осадки в сторону от уплотняемой площади не превышал 10 м. Все скважины были

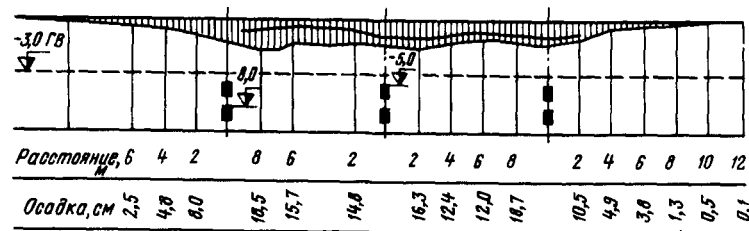


Рис. 4.3. Осадка поверхности при уплотнении опытного участка

пробурены заранее, и поэтому обсадные трубы скважин второй серии вследствие уплотнения грунта после взрывов зарядов первой серии было очень трудно извлечь.

До и после уплотнения взрывами на глубину 9—10 м проводилось зондирование коническим зондом диаметром 74 мм ударами груза массой 50 кг, падающим с высоты 70 см. Установлено, что число ударов на каждые 10 см погружения конуса увеличилось с 3—5 до 7—10. После взрывов во всех зондировочных скважинах ниже горизонта грунтовых вод отмечено увеличение плотности песка, ни в одном месте число ударов не было меньше, чем до взрывов.

*Опытное уплотнение песчаных грунтов плотины Горьковской ГЭС (1953 г.).* При возведении песчаной намывной левобережной плотины Горьковской ГЭС выемка залежавших в основании илистых грунтов выполнялась плавучими земснарядными на глубину 4—8 м. В результате образовалась заполненная водой прорезь шириной более 150 м, которая затем была замята мелкозернистыми песками, содержащими 60—80 % фракций крупностью 0,25—0,1 мм и 1—1,5 % фракций мельче 0,01 мм. При намыве в стоячую воду песок укладывался весьма рыхло, и по данным измерения электрометрическим методом его пористость достигла 45 % ( $I_D = 0,2 \div 0,1$ ). В связи с этим возникали опасения в устойчивости рыхлого основания и возводимой на нем песчаной плотины.

После намыва на ряде карт было выполнено уплотнение рыхлых песчаных грунтов глубинными взрывами. В месте уплотнения слой рыхлых, намытых в воду песков достигал 8 м. Горизонт грунтовых вод находился на 1 м ниже поверхности грунта.

Для погружения зарядов в грунт на глубину 6 м бурили скважины диаметром 137 мм. Заряды массой 5 кг помещали в отрезок тонкостенной трубы. В основание трубы забивали деревянную пробку, которую заливали расплавленным битумом. После погружения зарядов обсадные трубы извлекали, и скважины заполнялись песчаным грунтом.

В первой серии было одновременно взорвано четыре заряда массой по 5 кг. В тех же местах были взорваны такие же четыре заряда второй очереди.

В момент взрыва зарядов каждой серии в месте погружения зарядов наблюдался небольшой кратковременный подъем поверхности грунта. После выхода в устье скважины сосредоточенного потока газов взрыва происходило опускание поверхности, образование трещин в неводонасыщенной части грунта и возникали гейзеры. Грунт переходил в разжиженное состояние и смещался в пониженные участки рельефа. Находясь в 25 см от крайнего заряда деревянная опора линии электропередач была смещена разжиженным грунтом на 2 м в сторону прудка. После взрывов поверхность грунта стала более ровной. На расстоянии 25—30 м от места взрыва в неводонасыщенном грунте вследствие смещения и осадки поверхности образовались трещины протяжением более 40 м и шириной до 6 см.

Средняя осадка площадки между скважинами при первом взрыве достигла 45 см, а после второго взрыва увеличилась еще на 20 см (рис. 4.4). Осадка поверхности грунта между скважинами была весьма равномерной и распространялась в стороны на большие расстояния (местами более 40 м). Значительная величина осадки объясняется большой рыхлостью укладки и неустойчивостью структуры песка. В этих условиях расстояние между зарядами могло быть увеличено до 20 м.

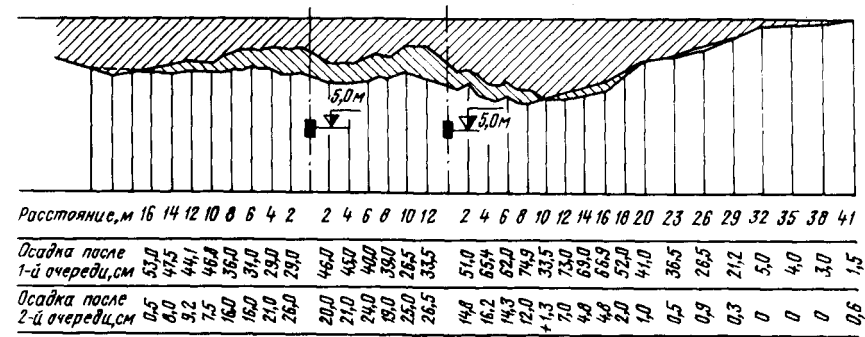


Рис. 4.4. Уплотнение намытых под воду мелкозернистых песков в основании плотины Горьковской ГЭС

На ряде участков на намытом под воду песчаном основании надводным намывом возведена часть песчаной пойменной плотины. В связи с этим возникла необходимость уплотнения участков рыхлого подводного намыва при наличии пригрузки слоем неводонасыщенного, более плотного песка.

Заряды размещались по сетке 12х12 м. Четыре створа зарядов перпендикулярны к оси сооружения, и если первые заряды были на оси плотины, то крайние располагались на откосе (рис. 4.5). Заряды второй серии смещены на 6 м относительно заряда первой серии. В скважинах, удаленных от откоса, масса заряда 5 кг, а в расположенных непосредственно на откосе или рядом с ним — 3—4 кг. Уменьшение массы заряда было вызвано необходимостью обеспечить устойчивость откоса плотины.

К моменту проведения взрывных работ высота части плотины, намытой выше горизонта грунтовых вод, достигала 7 м. Заряды погружали на глубину 11—12 м, т.е. на 4,5—4 м ниже горизонта грунтовых вод. Взрывы были начаты через восемь дней после прекращения намыва надводной части сооружения, и за это время грунт тела плотины был осушен. Заряды каждой серии взрывали одновременно.

После первой серии взрывов в основании откоса и на расстоянии до 10 м в течение 10 мин наблюдался выход воды в виде гейзеров. На поверхности откоса и на поверхности плотины недалеко от бровки появилось несколько прерывистых трещин с раскрытием до 5 см (см. рис. 4,5, а). Трещины были расположены параллельно оси плотины и вызваны уплотнением и небольшим смещением грунта в основании откоса. После второй серии взрывов не было обнаружено новых трещин.

Средняя суммарная осадка от двух серий взрывов между скважинами 1—3—5 составляла 26 см, а между скважинами 2—4—6 — примерно 20 см. Осадки поверхности имели весьма равномерный характер (см. рис. 4,5, б). Наряду с осадками, по откосу, в его нижней части, зафиксирован небольшой подъем поверхности грунта, достигавший местами 8 см.

При уплотнении взрывами возникали опасения в возможности разрыхления неводонасыщенной части тела плотины вследствие уплотнения и осадки грунтов подводного основания. По этому в неводонасыщенной части плотины, в центре и на откосе между скважинами для зарядов, было пройдено два шурфа на глубину до 5 м, из которых до взрывов через каждые 0,5 м были отобраны кольцевые пробы ненарушенной структуры. После взрывов рядом были вновь пройдены шурфы и отобраны пробы. Средняя пористость песка по глубине в центральном шурфе до взрыва была 39,2, а после взрыва 39,9 %, а шурфах на откосе соответственно 40,6 и 40,1 %. Это подтвердило, что осадка поверхности плотины происходила вследствие уплотнения песчаного водонасыщенного основания.

Таким образом, выполнено уплотнение рыхлого основания плотины при частичном возведенном профиле (6—7 м). Вследствие очень рыхлой укладки песка при

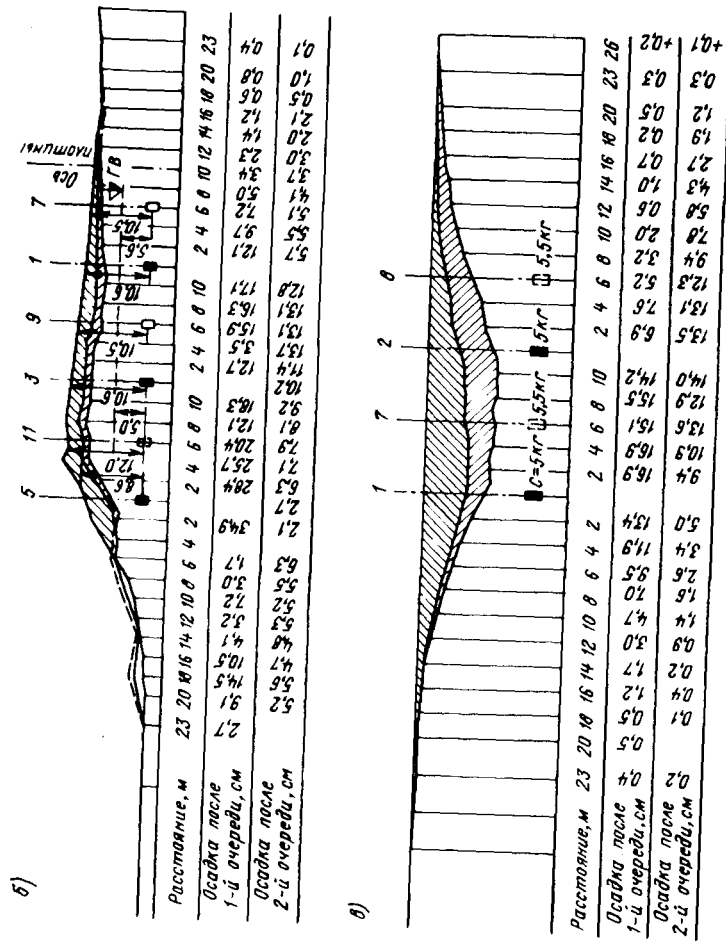


Рис. 4.5. Уплотнение намывных под воду мелкозернистых песков, пригруженных слоем водонасыщенного песка (Горьковская ГЭС): а — план расположения зарядов 1—12; б — продольный профиль и осадка поверхности; в — осадка поверхности грунта в сечении

подводном намыве в стоячую воду пригрузка интенсивностью около 0,1 МПа уменьшила осадку по сравнению с таким же непригруженным слоем песка на 30—50 %. Влияние эффекта пригрузки возрастает с увеличением начальной плотности песка. В аналогичных более плотных волжских песках при пористости 41—42 % пригрузка неводонасыщенным грунтом интенсивностью около 0,07 МПа уменьшала осадку в 3—4 раза.

Уплотнение участка плотины Каховской ГЭС (1956 г.). Подводная часть русловой плотины намывта под защитой верхового банкета практически в стоячую воду. Поэтому мелкозернистые пески уложились весьма рыхло при  $I_D = 0,3$  и средней плотности скелета  $1,53 \text{ г/см}^3$ . Намывные пески весьма однородные с содержанием 10—80 % фракций 0,25—0,1 мм, 20—30 % фракций 0,5—0,25 и 2—8 % фракций, меньших 0,1 мм.

В связи с весьма рыхлой укладкой принято решение уплотнить низовую берму русловой подводной части плотины. Для выбора метода уплотнения намывных под воду песков геотехнической станцией Днепропетровского института железнодорожного транспорта проведены опыты по уплотнению их виброштыкованием (виброшпунт), глубинными вибраторами И-86, плитой с вибратором ВПП-2 и камуфлетными взрывами [25]. Установлено, что наиболее целесообразно и экономично уплотнение грунта глубинными взрывами.

При взрывах зарядов массой 1 кг на глубине 5 м осадка в радиусе 6—7 м достигла 10—15 см. В шурфе, пройденном под защитой иглофильтров, плотность скелета грунта в результате одной серии взрывов достигала  $1,61 \text{ г/см}^3$  ( $I_D = 0,5$ ).

После проведения опытных взрывов низовая берма русловой плотины шириной 30—50 м была уплотнена одной серией глубинных взрывов зарядов массой 1 кг, расположенных на расстоянии 10 м один от другого. Уплотнение бермы взрывами позволило создать надежное основание под дренажную призму, а также создать упор из плотного песка для всей подводной части русловой плотины [25].

Уплотнение основания опор линий электропередач\*. В районе г. Питсфильд три опоры высотой 22—38 м возводили в пойме р. Хаусытоник.

В основании до глубины 30 м залегал слой рыхлых однородных водонасыщенных мелкозернистых, местами тонкозернистых песков со следующими гранулометрическим составом:

Фракция, мм . . .	>0,5	0,5—0,25	0,25—0,10	0,10—0,05	< 0,05
Содержание, % . .	0—0	0—30	10—60	60—10	30—0

По данным проходки шурфов и взятия образца ненарушенной структуры средняя плотность скелета песка составляла  $1,35 \text{ г/см}^3$ .

При фундаменте неглубокого заложения на естественном песчаном основании, согласно данным П. Уайльда, чтобы избежать непредвиденного разжижения водонасыщенного песчаного грунта и осадки сооружения при вибрации или внезапном взрыве, произвели предварительное уплотнение рыхлого основания глубинными взрывами.

Минимальная глубина уплотнения от спланированной поверхности 6 м. Заряды 60 %-ного динамита массой 1,8 кг на глубину 3,6 м погружали подмывом. После погружения заряда обсадную трубу выдергивали, а скважину засыпали песком.

Для насыщения водой песчаного грунта, находящегося выше горизонта грунтовых вод, площадку залили водой. Для этого вокруг уплотняемой площадки устраивали обвалование из менее водонепроницаемого снятого растительного слоя. Образовавшийся прудок поддерживался весь период уплотнения и двое суток перед началом взрывных работ.

\* Wild P.A. Tower Foundations Compacted. — "Electrical World", January, 9, 1961, p. p. 245—262.



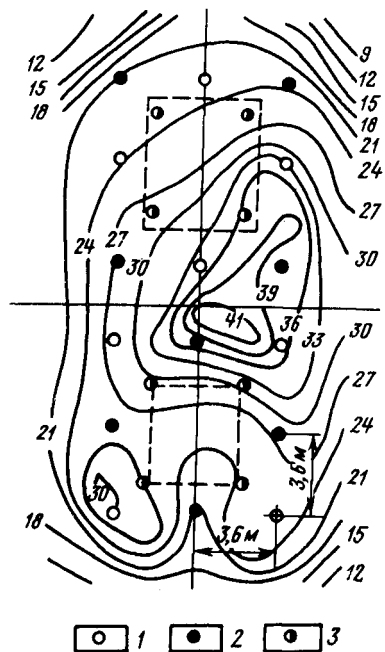


Рис. 4.6. План расположения зарядов и линий равных осадок (см) после уплотнения основания опоры линии электропередач (П.А. Уайлд):

1, 2, 3 — серии взрывов

Фракции, мм . . .	5-2	2-1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,10	0,10
Содержание, % . . .	3	2	10	60	23	2

Частицы песка, осаждаясь в стоячей воде, создавали малоустойчивую рыхлую структуру грунта. По результатам шурфования на глубину до 6 м (после водопонижения) средняя плотность скелета песка составила  $1,5 \text{ г/см}^3$ , тогда как в плотном состоянии она достигала  $1,78 \text{ г/см}^3$ .

Уложенную толщу грунта уплотнили глубинными взрывами.

Заряды изготовляли из патронированного 30 %-ного нитрожелатиндинамита. В верхней части заряда помещен электродетонатор. Заряды опускали в скважины, обсаженные трубами диаметром 7,2 см. После погружения зарядов обсадные трубы выдергивали.

Заряды массой 3,6 кг (обозначены сплошным кружком) располагали в три яруса: первый ярус от поверхности грунта на глубине 4,5 м, второй — на глубине 10 м и третий — на глубине 15 м. Заряды размещали по сетке 6х6 м (рис. 4.7). Так как мощность намытой в воду толщи песка была различной, изменялось число ярусов. На краевых участках воронки размыва, где мощность песка меньше 3 м, масса зарядов первого яруса уменьшена до 1,3 кг (обозначены светлым кружком).

Вначале был произведен взрыв 14 зарядов третьего яруса, через три дня — 93 заряда среднего и еще через день — 127 зарядов первого яруса. Через четыре дня были установлены и взорваны 125 зарядов в глубине 4,5 м (первый ярус). При этом заряды второй серии погружались между местами взрыва зарядов первых

На площадке опоры (рис. 4.6) произведено три серии взрывов, причем в каждой из них взрывали одновременно по восемь зарядов. Для обеспечения полной осадки поверхности в течение дня выполняли только одну серию взрывов.

Величина осадки в центре уплотняемого участка после трех серий взрывов достигла 45 см. При проходке шурфов средняя плотность скелета грунта в результате взрывов возросла с  $1,35$  до  $1,45 \text{ г/см}^3$ .

Уплотнение основания Карнафульской плотины [43]. Одно из основных сооружений гидроузла — земляная укатанная плотина с глинистым ядром, основание которой в период муссонных паводков на участке переменного отводящего канала было размывто на глубину свыше 20 м. В месте размыва даже в сухой период года глубина воды достигала 27 м.

Для заполнения участка размыва мелкозернистый песок доставляли на барках и смывали в воду гидромониторами. Чтобы уменьшить содержание пылеватых фракций, естественный песок перед укладкой промывали. Возникли опасения, что при падении через большой слой воды возможно расслоение песка по фракциям и образование более мелкозернистых пылеватых прослоек. В связи с этим работы по отсыпке песка в воду проводились непрерывно. Получена весьма однородная толща песка со следующим гранулометрическим составом:

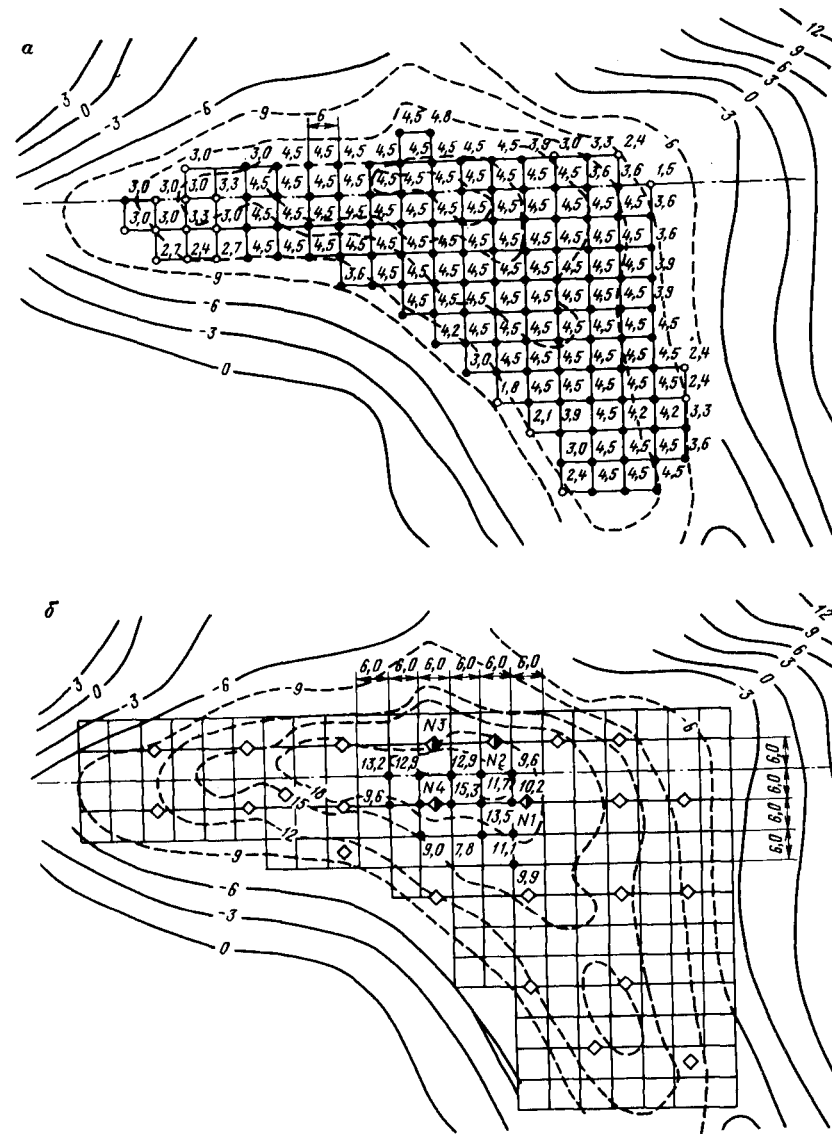


Рис. 4.7. План расположения зарядов и глубины их погружения при уплотнении основания Карнафульской плотины [43]; горизонтالي соответствуют поверхности основания после ее размыва:

а — 1-го яруса; б — 3-го яруса

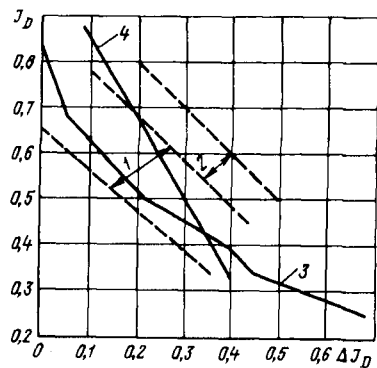


Рис. 4.9. Приращение степени плотности сложения  $\Delta/D$  при уплотнении глубинными взрывами песков [19]:

1 — пылеватый мелкозернистый; 2, 4 — мелкозернистый; 3 — среднезернистый

монолитов в центре площадки уплотнения и в 30 м от контура площадки подтвердила в основном уплотнение грунта и уменьшение его просадочности (рис. 4.10).

Однако до глубины 6 м изменение плотности было незначительным и просадочные свойства грунта сохранились. Это объясняется в основном недостаточным насыщением водой верхних слоев лёссовой толщи. Поэтому проведенные между первой и второй сериями взрывы зарядов на глубине 6 м не повлияли на уплотнение верхних слоев грунта, а энергия взрыва в основном пошла на образование камуфлет-

ка поверхности под действием собственного веса грунта к этому времени достигла 14 см.

Вначале были взорваны последовательно четыре заряда массой 4 кг каждый (аммонит) на глубине 11 м в центральной части площадки. Расстояние между зарядами в плане было 9 м. После каждого взрыва в течение нескольких секунд осадка поверхности грунта составила 30–40 см. Действие каждого взрыва наблюдалось в радиусе до 8 м. Через 1 ч после взрывов максимальная осадка составила 53 см. Вторая серия взрывов зарядов массой 5 кг на той же глубине увеличила осадки до 81 см.

На соседнем участке без применения взрывов получена максимальная просадка поверхности только 44 см, причем для этого пришлось проводить замачивание с перерывами в течение шести месяцев, подав 18,6 м<sup>3</sup> воды на каждый 1 м<sup>2</sup> площади.

Таким образом, глубинные взрывы в лёссовых грунтах позволили не только ускорить процесс просадки и уменьшить расход воды, но в большей степени, чем обычными статическими приемами, уплотнить грунт.

Проходка шурфа после взрывов с отбором

Таблица 4.4

Объект	Песок	Мощность слоя, м	Степень плотности сложения		Число определений
			до уплотнения	после уплотнения	
1–3	Средне- и мелкозернистый однородный	2,8	0,74	0,78	4
		5,5	0,34	0,8	46
1–2	То же	2,1	0,4	0,8	40
		2,8	0,68	0,72	4
		5,5	0,25	0,96	71
		2,1	0,5	0,71	21
4 7–А	Мелкозернистый: пылеватый однородный со щебнем	5,0	0,78	0,99	21
		0,6	0,58	0,82	24
		1,2	0,63	0,93	30
		1,8	0,42	0,69	27
7–В	пылеватый однородный	0,9	0,58	0,72	14
		0,3	0,65	0,90	25

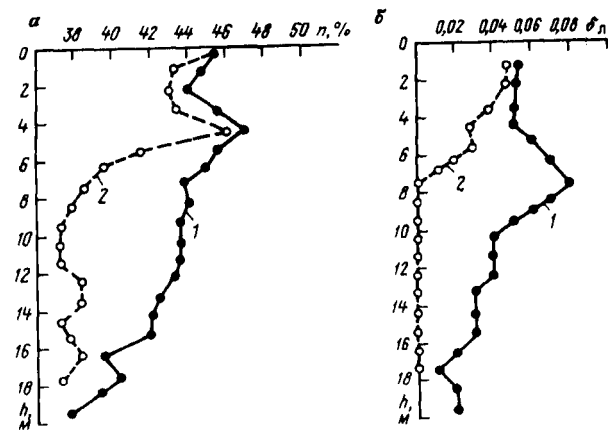


Рис. 4.10. Изменение по глубине пористости  $n$  (а) и относительной просадочности  $\delta_p$  при давлении 0,3 МПа (б):

1 — до уплотнения; 2 — после уплотнения взрывами

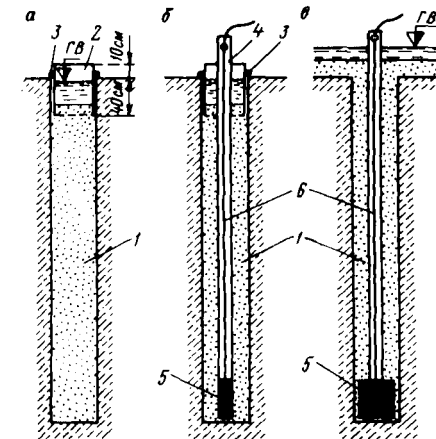


Рис. 4.11. Водопоглощающая (а) и совмещенные со взрывной (б, в) скважины:

1 — дренажная засыпка; 2 — оголовок; 3 — металлические стержни-опоры; 4 — трубы для заряда; 5 — заряд ВВ; 6 — детонирующий шнур или электропровод

ных полостей в толще ненасыщенных водой пластичных суглинков. Камуфлетные полости диаметром 1–1,3 м были видны при осмотре скважин.

Уплотнение просадочных лёссовых грунтов основания пятиэтажного крупнопанельного дома в г. Запорожье (1967 г.). После проведения описанных выше опытных работ глубинные взрывы были применены для уплотнения 20-метровой просадочной толщи, состоящей из слоев лёсса и лёссовидного суглинка с естественной влажностью 9–19 %, пористостью 49–43 % и относительной просадочностью 0,01–0,1 при нагрузке 0,3 МПа [19].

Уплотняемый участок размерами в плане 17х132 м был разделен на три "захватки" примерно одинаковой длины. В связи с тем, что участок расположен в застроенном районе, для предотвращения распространения просадки при замачивании и уплотнении взрывами в сторону, его оградили прорезанными в грунте контурными траншеями (осадочными швами) глубиной 6 и шириной 0,4 м. Кроме того, для предотвращения фильтрации воды при замачивании под фундаменты построенных зданий в торцах участка созданы водозащитные экраны из двух рядов грунтовых свай глубиной 17 м.

Для замачивания основания на всех захватах по сетке 3х3 м устраивались дренажные скважины глубиной 12 и диаметром 0,4 м, заполнявшиеся шлаковым щебнем (рис. 4.11). Воду по разводящей системе труб подавали непосредственно

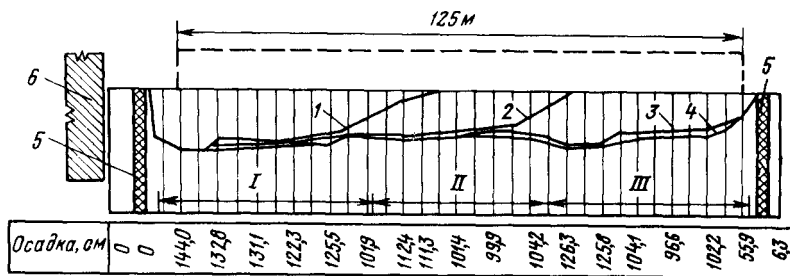


Рис. 4.12. Осадка поверхности лёссового грунта (по продольной оси дома) после уплотнения взрывами [19]:

1 — через 11 дней после взрывов на захватке I; 2 — через 1 день после взрывов на захватке II; 3 — через 3 дня после взрывов на захватке III; 4 — через 7 дней после взрывов на захватке III и 38 дней после начала взрывных работ; 5 — экран; 6 — здание

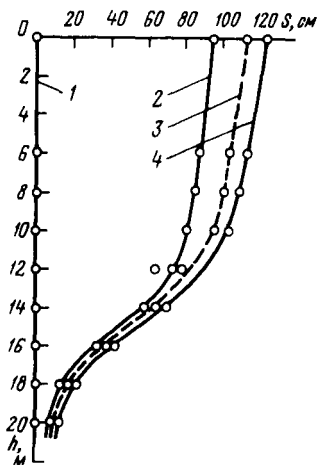


Рис. 4.13. График осадки поверхности и глубинных реперов на захватке I:

1 — по окончании замачивания; 2 — через 1 день после взрывов на 1-й захватке; 3 — через 3–11 дней после взрывов; 4 — через 40 дней

в каждую дренаж, защищенную в верхней части оголовниками из обрезков труб. Расход воды составлял 4–7 м<sup>3</sup> на 1 м<sup>2</sup> уплотняемой площади, а продолжительность замачивания на каждой захватке достигала шести суток. Осадок поверхности грунта за весь период замачивания практически не было.

Взрывные скважины размещены в плане по сетке 4,5х4,5 м, т.е. в три линии вдоль участка уплотнения. Скважины устраивались из стальных труб диаметром 150–100 мм с закрытым нижним концом, погружаемых на глубину 12–14 м вибратором ВПП-2А. Время погружения одной трубы составляло 3–5 мин.

ВВ — смесь из аммонита № 6ЖВ и гранулированного тола, упакованная в мешки из плотной материи. Для обводненных скважин применены 400-граммовые толстые шашки. Зайку выполняли путем засыпки трубы местными грунтами с одновременной заливкой водой. Заряды массой 7 кг взрывали на глубине 10–12 м группами по три — шесть зарядов с интервалом замедления между ними 4 см. После взрывов трубы с разорванным нижним концом были извлечены с помощью вибропогружателя и крана.

Средняя осадка поверхности к моменту окончания работ достигла 127 см на захватке I (через месяц после взрывов); 105 см на захватке II (через 20 дней) и 104 см (через 10 дней) на захватке III (рис. 4.12). Осадка поверхности была достаточно равномерной и практически не распространялась за пределы контуров траншеи и экранов [19]. Осадки глубинных реперов свидетельствуют, что наибольшее уплотнение грунта происходило в пределах слоя на глубине от 10 до 20 м (рис. 4.13).

Попытка на захватке II перейти на заряды массой 3–5 кг привела к уменьшению осадки, и пришлось повторить взрывы зарядов массой 7 кг.

Уплотнение песков плотины Капчагайской ГЭС (1969 г.). Русловая земляная плотина на р. Или высотой 52 м намыта из мелкозернистых однородных золотых песков (31 % фракций 0,25–0,1 мм и 62 % фракций 0,1–0,05 мм). Район строительства сейсмический, поэтому требовалось уплотнить глубинными взрывами намытые под воду пески верхней распластанной (понурной) малопогруженной части плотины. В зависимости от толщины слоя намытого под воду песка масса зарядов возрастала от 1,75 до 5,6 кг. Глубина заложения зарядов определена по зависимостям (4.1) и (4.2). Заряды помещены в грунт с помощью осадных труб диаметром 100 мм. Расстояние между зарядами в плане менялось от 10 до 15 м. Всего на участке размером 180х120 м взорвано 262 заряда с общей массой ВВ 1028 кг. После первой серии взрывов средняя осадка составила 10 см, после второй и третьей — 19 см (см. табл. 4.3), а относительная осадка около 3 %. Максимальные осадки составили 35–40 см.

Уплотнение лёссовых грунтов на строительстве Грозненского газоперерабатывающего завода (1972–1973 г.) [19] производилось на площади 920 тыс. м<sup>2</sup> с просадочной толщей глубиной 8–14 м. Общий объем уплотненного грунта превысил 1 млн. м<sup>3</sup>.

Схема производства работ аналогична примененной в Запорожье, но отличалась совмещением дренажной и взрывной скважин. После бурения скважин диаметром 400 мм и глубиной 2/3 просадочной толщи в них установили трубы для зарядов диаметром 100 мм, затем поглощающие скважины засыпали песком или мелким щебнем (см. рис. 4.11). Шаг между совмещенными скважинами глубиной 7–8 м на всех участках принят 4х4 м. Заливка скважин водой выполнялась в течение трех суток из расчета 0,3–0,4 м<sup>3</sup> на 1 м<sup>3</sup> уплотняемого грунта, или 40–50 м<sup>3</sup> воды в каждую дренажную скважину, общим объемом 300 тыс. м<sup>3</sup>. На большинстве участков ("захваток") верхний слой лесса заменен песчано-гравийной подушкой толщиной 3 м. Площадь отдельных захваток достигала 10000 м<sup>2</sup>.

После замачивания грунта в каждую скважину опускали два патрона аммонита диаметром 90 и длиной 500 мм, и масса заряда составила 6,5 кг. После устройства забойки из грунта и воды отдельные взрывы каждого заряда выполнялись с помощью детонирующего шнура (ДШ) огневым способом. Длина огнепроводного шнура подобрана так, что с учетом перехода взрывника от заряда к заряду интервал между взрывами составил 5 с. Таким образом взорвано около 6 тыс. зарядов общей массой 40 т.

После взрывов поверхность грунта в течение нескольких часов дала осадку на 1 м (при уплотненной толще 10–12 м), а затем в течение месяца осадки в основном стабилизировались, достигнув 140 см, или 10–14 % мощности слоя уплотняемого грунта (рис. 4.14). При отсутствии песчано-гравийной подушки сразу же после взрывов отжимавшаяся из пор вода выходила на поверхность и в течение двух-трех дней профильтровывалась в основание.

Осадки возведенных на уплотненных грунтах сооружений завода в течение годичного срока после сдачи их в эксплуатацию не превысили 1,5 см.

Уплотнение грунтов намывной территории в г. Ленинграде (1973, 1975 гг.), созданной для ведения жилищного строительства и сооружения фасада города со стороны морского порта. Часть территории создана путем замыва протоки р. Невы между оградительными дамбами практически в стоячую воду глубиной до 7 м.

Для намыва использованы делювиальные грунты, представленные последними мелкозернистыми песками и супесями с преимущественным содержанием тонкозернистых песчаных (0,1–0,05 мм) и крупных пылеватых фракций (0,05–0,001 мм). Содержание глинистых фракций в намытом грунте колебалось от 1 до 6 %, мелких песчаных (0,25–0,1 мм) — от 1 до 9 %, а более крупные фракции практически отсутствовали. При намыве местами образовывались прослои легких суглинков. Коэффициент фильтрации менялся в пределах 10<sup>-3</sup> — 10<sup>-4</sup> см/с.

Грунты при намыве в стоячую воду укладывались весьма рыхло. Взрывное зондирование участков подвального намыва подтвердило малую плотность укладки и способность грунтов переходить в разжиженное состояние. В связи с этим потребовалось уплотнить участок замыва протоки глубинными взрывами.

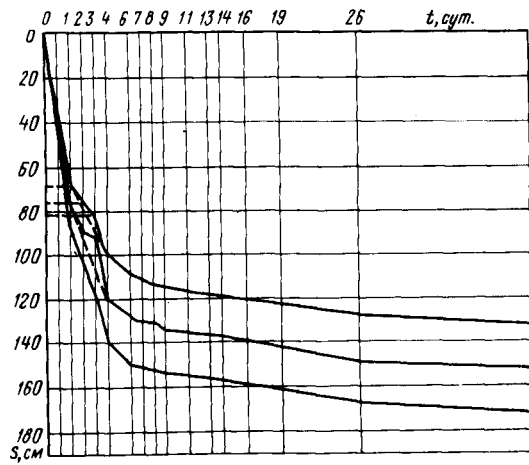


Рис. 4.14. График осадки во времени поверхности опытного участка

институтом Ленпроект, трестом № 101 Главленинградстроя и Ленвзрывпромом, выполнено уплотнение грунтов замытой протоки.

В зависимости от глубины протоки и толщи намытых под воду грунтов заряды массой 5, 6,5 и 9 кг погружали на глубину 4,5; 5,0 и 6,5 м по сетке 10х10. На каждом участке выполнено четыре серии взрывов.

Для погружения зарядов использованы стальные трубы диаметром 200 мм.

Перед забивкой в грунт обсадную трубу устанавливали на наконечник в виде металлической пластины с приваренными двумя фиксирующими штырями.

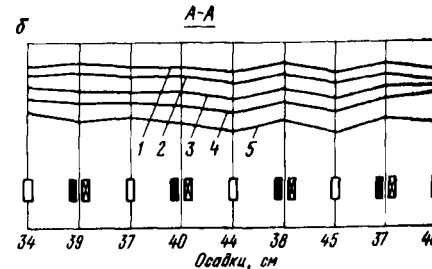
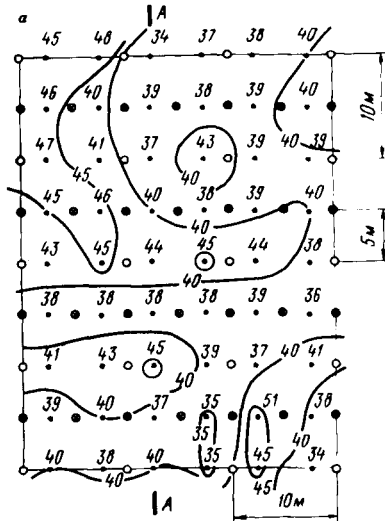


Рис. 4.15. План расположения зарядов, линии равных осадок (а) и график осадки (б) на опытном участке уплотнения намытой территории г. Ленинграда:

○ — 1-я серия; ⊕ — 2-я серия; ● — 3-я серия; 34—37 — осадка точек нивелировки (см);  
1 — осадка после первой серии через сутки; 2 — то же, через четыре дня; 3 — после второй серии через сутки; 4 — после третьей серии через сутки; 5 — то же, через 23 дня

Для обработки технологии уплотнено шесть опытных участков. На одном из них (рис. 4.15) проведено три серии взрывов зарядов аммонита № 6ЖВ массой 6,5 кг каждый при глубине заложения 5 м. Все заряды каждой серии взрывали одновременно, по окончании основной части осадки (через 1 — 2 дня) от предыдущей серии взрывов. Обеспечена равномерная осадка всей поверхности участка: через день после первой серии взрывов средняя осадка составила 12 см, после второй — 8 см, и третьей — 6 см, общая средняя стабилизированная относительная осадка достигла 4,7 % (40 см).

По проекту, составленному по рекомендации ЛПИ (П.Л. Иванов, А.П. Крутов)

Рис. 4.16. График осадки поверхности намытого грунта после первой очереди взрывов

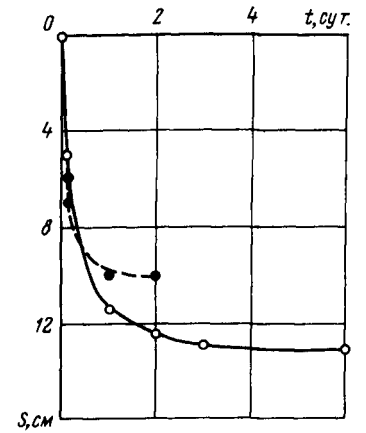
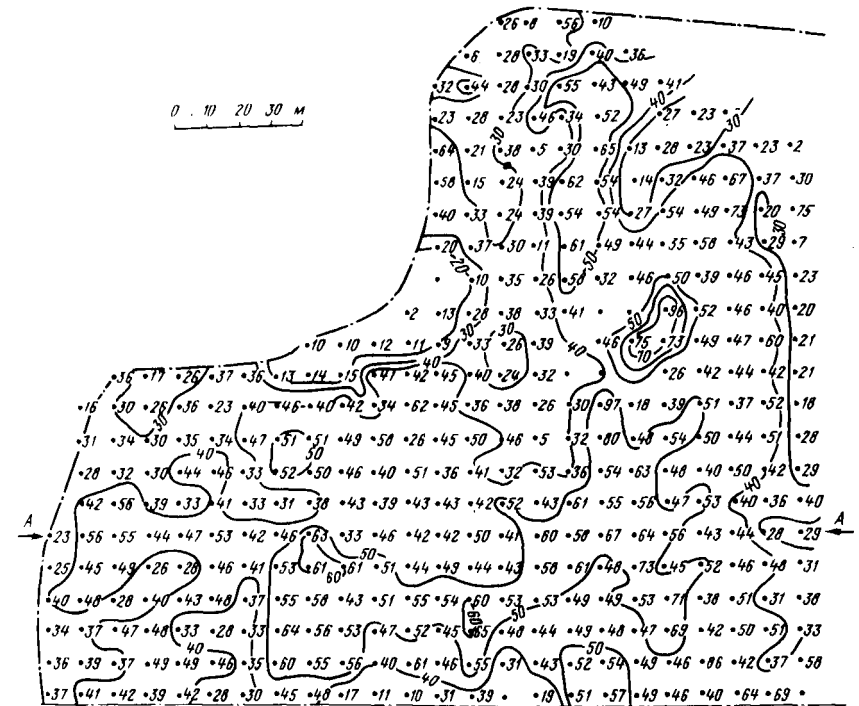


Рис. 4.17. Линии равных осадок поверхности на фрагменте участка уплотнения. Около точек нивелировки (через 10 м) указаны осадки (см)



Глубину погружения зарядов из патронированного аммонита № 6ЖВ с обвязкой из ДШ контролировали по положению узла на шпегате относительно поверхности грунта. После укладки зарядов трубу извлекали, заряд и наконечник оставались в грунте, а конец ДШ — на его поверхности.

На погружение заряда, забивку трубы и на извлечение уходило 3 мин. От двух-трех ударов молота труба погружалась на глубину 2—3 м. Перемещение крана к мес-

ту погружения следующего заряда занимало 1 мин. С учетом различных потерь времени производительность одного агрегата достигала 60 зарядов за смену или 9–11 тыс. м<sup>3</sup> уплотненного грунта за смену.

Взрывы выполнены с помощью ДШ и электродетонаторов группами по 8–10 зарядов. На ряде участков взрывались одиночные заряды с интервалами в несколько десятков секунд. Через несколько десятков минут после взрыва по всей площади участка уплотнения наблюдался интенсивный выход воды, местами в виде гейзеров. Осадка поверхности в основном заканчивалась в течение одних суток, но некоторое накопление осадки продолжалось в течение трех-четырех дней (рис. 4.16).

К последующей очереди взрывов на участке уплотнения приступали через один-два дня. Однако выход воды и ее скопление в пониженных уплотнением участках затрудняли работы. Поэтому на ряде участков воду отводили канавами.

Основной контроль уплотнения выполнен по замерам осадки нивелировкой поверхности по сетке 10х10 м. Контрольные нивелировки выполнены в основном через 10–15 дней, окончательная – через месяц после взрывов.

На всем участке замыва протоки площадью 16,7 га взорвано 7632 заряда. Средняя осадка по всей площади составляла 30 см. В зависимости от мощности намытого под воду грунта средние осадки по участкам достигали 50, 40 и 30 см (рис. 4.17). В основном осадка (см) поверхности характеризовалась значительной равномерностью (рис. 4.18); средняя относительная осадка по всей площади составила 5 %, а с учетом только намытой под воду толщи грунта 7–8 %.

Таким образом подтвердилась возможность эффективного уплотнения взрывами водонасыщенных рыхлых супесей, пылеватых грунтов и даже легких суглинков. Отработанная технология погружения зарядов и уплотнения весьма проста и высокопроизводительна.

**Уплотнение грунтов в Болгарии (1975–1978 гг.).** В г. Русе глубинными взрывами уплотнены опытная площадка и основание под 16-ти этажные здания [41]. Грунты основания представлены мощной толщей (25 м) лёссовых грунтов. Глубина просадочных лёссов достигает 13 м ( $L_1$  и  $L_2$  на рис. 4.19) и имеет включения слоев сцементированных грунтов FS. Просадка при опытном замачивании достигала 15 см.

Предварительное замачивание лёссового основания и уплотнение взрывами выполнены по методике [19], разработанной в СССР. Замачивание производилось в течение пяти – семи дней. Скважины для замачивания основания расположены в шахматном порядке через 2,2–2,5 м. Учитывая наличие двух просадочных слоев лёсса, воду подавали через отверстия в трубах на двух уровнях. Часть дренажных скважин использованы как взрывные: через трубы диаметром 150–180 мм в них погружали заряды ВВ массой 4–7 кг. Заряды располагали в плане через 4–5 м один от другого. Глубина заложения зарядов составляла 0,6–0,7 от толщи просадочных лёссов. Площадь каждого участка уплотнения составляла 800–900 м<sup>2</sup>. По контуру площадок в верхней толще грунтов устраивались прорезы – осадочные швы. Взрывалось по два – четыре заряда с интервалами 1–5 с.

Осадка поверхности достигала 140 см. Основная часть смещений поверхности происходила в течение 10–15 дней, причем в первый день – более 70 %. Небольшие осадки (2–5 %) продолжались в течение двух-трех месяцев. В результате плотность скелета грунта возросла до 1,7 г/см<sup>3</sup>, а пористость уменьшилась до 39 % (см. рис. 4.19). Плотность скелета непросадочного лёсса установлена в пределах 1,52–1,54 г/см<sup>3</sup>.

Каждое высотное здание возведено на сплошной железобетонной плите размером в плане 17х38 м (давление на грунт 0,2 МПа). За период строительства и начала эксплуатации, т.е. в течение 1–1,5 лет, зафиксирована затухающая осадка – для первого здания 14 см для второго – 19 см.

**Уплотнение лёссовых грунтов** выполнено в 1977 г. в районе массива Урта-Боз (ТаджССР). Скважины для замачивания грунта пробурены на глубину 16 м по сетке 4х4 м. Подача воды в течение шести суток достигала 0,4 м<sup>3</sup> на 1 м<sup>3</sup> уплотняемого грунта. Перед началом уплотнения просадка от замачивания составила 40–50 см.



Рис. 4.18. График осадки поверхности по створу А-А на рис. 4.17

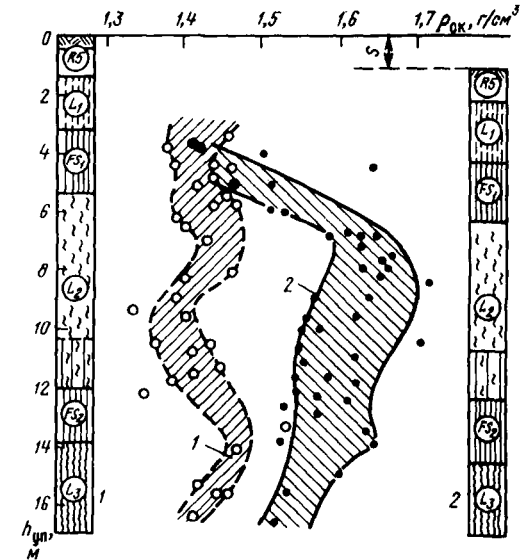


Рис. 4.19. Диапазон изменения плотности скелета  $\rho_{СК}$  лёссового грунта по глубине до (1) и после (2) уплотнения взрывами

Заряды установлены в трубах, совмещенных с дренажными скважинами. После взрывов суммарная осадка достигла 270 см, она стабилизировалась в течение трех-четырех дней. Причем сразу же после взрывов дополнительная осадка составляла 60 % от стабилизированной. Пористость снизилась с 55 до 42 %, а плотность скелета грунта увеличилась с 1,25 до 1,65 г/см<sup>3</sup>.

Для исследования влияния глубины заложения заряда на эффект уплотнения заряды взрывали на глубине 16, 12 и 8 м. Разница в осадках поверхности составила соответственно 290, 280 и 250–285 см. Поэтому исследователи пришли к выводу о возможности использования камуфлетных зарядов [33].

**Уплотнение золошлакоотвала (1979 г.).** Зола и шлаки ТЭЦ г. Москвы намыты до 1947 г. в бывший песчано-гравийный карьер. Опытные работы по уплотнению взрывами толщи золы проведены Гидроспецпроектм [16] в связи со строительством на отвале сооружений мазутного хозяйства ТЭЦ.

Участок опытного уплотнения прудковой части золоотвала сложен водонасыщенной пылеватой золой, по гранулометрическому составу соответствующей пылеватым пескам. Плотность скелета золы 0,55–0,78 г/см<sup>3</sup>, пористость 63–77 %, а модуль деформаций 2,5–3,5 МПа. В основании золошлакоотвала залегают древнеаллювиальные пески различной крупности.

Заряды массой 3 кг и диаметром 46 из аммонита № 6ЖВ погружали в обсадные трубы на глубину 2,5–4,5 м. Трубы расположены в плане по сетке через 3х3 см.

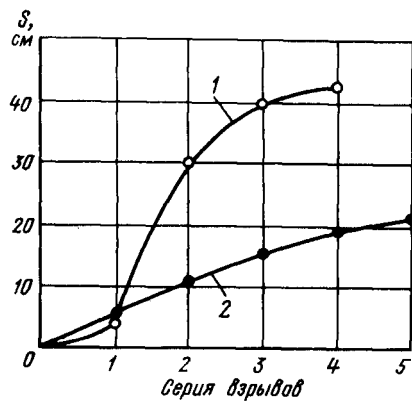


Рис. 4.20. Зависимость средних осадок поверхности двух опытных участков золоотвала от числа серий взрывов [16]: 1 — прудковая зона; 2 — надводный намыв

можно объяснить разрушением при первом взрыве структурных связей между частицами золы, образовавшихся более чем за тридцатилетний период существования золоотвала. Осадка на участке надводного намыва определяется присутствием шлаковых отложений и упрочненных слоев золы с модулем деформации более 60 МПа.

Таким образом, первый опыт уплотнения глубинными взрывами золошлаковых отложений показал их эффективность, особенно в зонах подводного намыва (прудовая часть). Уплотнялся весьма старый золоотвал; в условиях свеженамытых золовых отложений эффект уплотнения взрывами должен быть значительно большим.

**Опытное уплотнение грунтов хвостохранилища (1981 г., Канада) [47].** До глубины 7 м участок уплотнения сложен хвостами (песками пылеватыми и супесями), подстилаемыми плотными ледниковыми отложениями. Максимальная осадка после трех взрывов достигла 90 см, но радиус эффективного действия получился сравнительно небольшим (около 4 м).

Несмотря на это, при уплотнении опытного участка заряды первой серии взрывов (9 шт.) установлены на расстоянии 20 м, второй и третьей серий (по 4 шт.) — на расстоянии 14 м один от другого. Кроме того, для проведения работ на поверхность слабых хвостов был уложен слой крупнозернистого грунта (пригрузка) толщиной 1 м, вызвавший осадку толщи хвостов величиной 0,2 м. В результате завышенных расстояний осадка поверхности участка была неравномерной (от 5 до 60 см). Тем не менее контроль плотности сложения отбором проб грунтоносом и ударным зондированием свидетельствовал об уплотнении всего участка. Степень плотности возросла с 0,41 до 0,68, а среднее число ударов для погружения стандартного зонда (SPT) — с 6 до 11.

Особенностью этих опытных работ было измерение во многих точках участках избыточных давлений в поровой воде. Замеры порового давления начинались через 2 мин после каждого взрыва (см. рис. 1.32). По данным авторов, среднее время спада порового давления 24 ч. В большинстве точек измерения степень разжижения составила 0,7–0,8, но местами достигала 1,4.

При размещении зарядов на расстоянии  $2R_3$ , т.е. в соответствии с рекомендациями, изложенными в § 4, 3, в каждой серии через 8 м были получены большой эффект уплотнения и равномерная осадка всего участка уплотнения.

Перед каждой серией взрывов массив в течение одних-двух суток замачивался водой: на поверхности участка слой воды составлял 0,2–0,4 м. Взрывно четыре серии зарядов, по девять зарядов в каждой. Обсадные трубы после взрывов и использовались повторно. Взрывные работы выполняли один раз в неделю. Причем заряды взрывались поодиночке или группами из двух — четырех зарядов с интервалами замедления 25–50 см.

Суммарная осадка участка достигла 43 см, а относительная — 9,6%. По результатам шурфования плотность скелета золовых отложений возросла на 18%, пористость уменьшилась на 14%, а модуль деформаций увеличился до 6 МПа. Угол внутреннего трения возрос с 18 до 21°, а сцепление — с 0,022 до 0,035 МПа.

На графике средних осадок в зависимости от числа серий взрывов отмечается резкое увеличение осадок после второй серии взрывов (рис. 4.20). Это

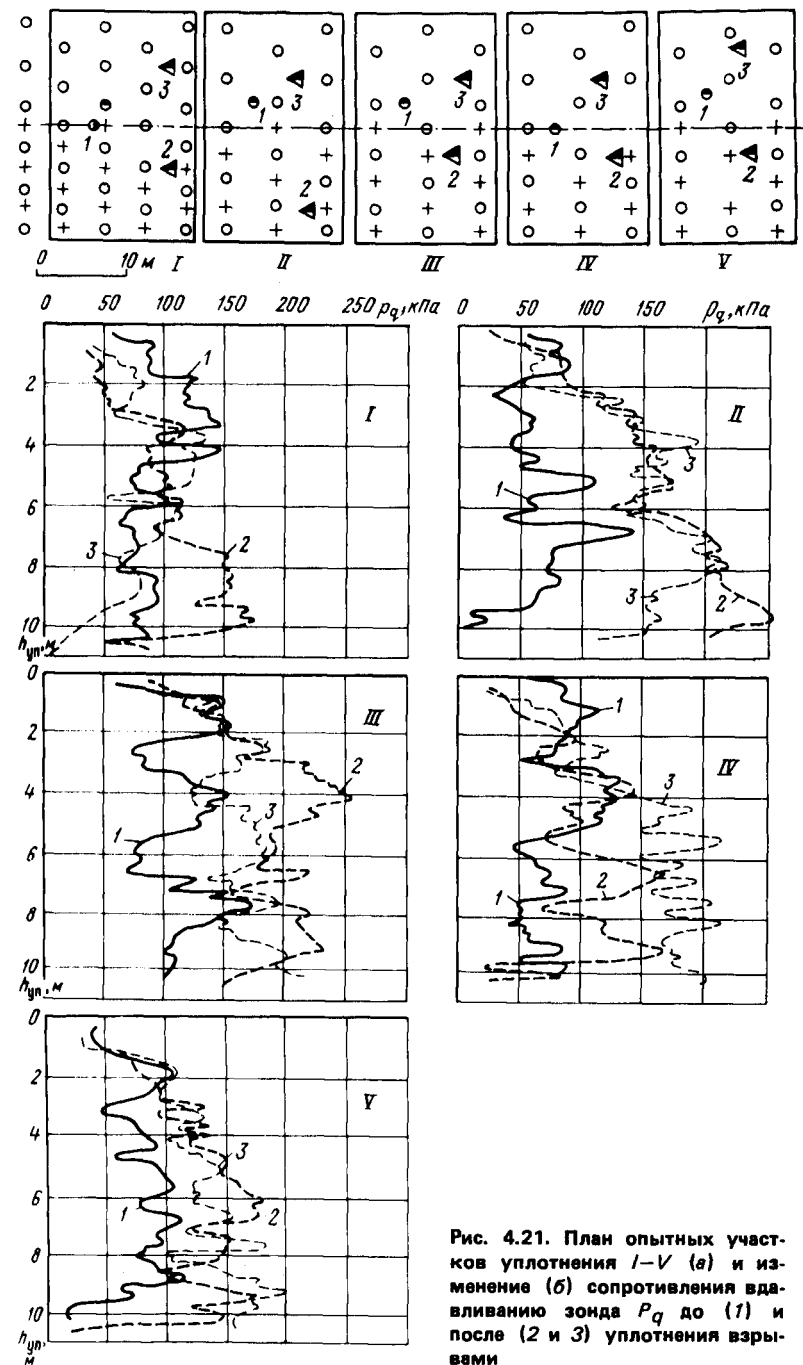


Рис. 4.21. План опытных участков уплотнения I–V (а) и изменение (б) сопротивления вдавливанию зонда  $P_q$  до (1) и после (2 и 3) уплотнения взрывами

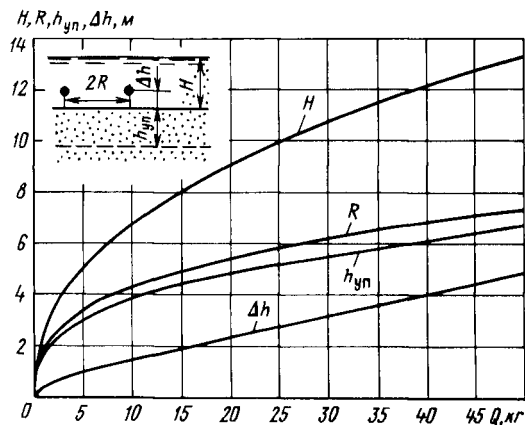


Рис. 4.22. График для определения необходимой глубины воды  $H$ , радиуса эффективного действия  $R$ , высоты подвески заряда над поверхностью грунта  $\Delta h$  и глубины уплотнения  $h_{уп}$  при взрывах подводных зарядов

Опытный участок уплотнения намывных песков в порту Бордо (Франция)\*. Среднезернистые, очень однородные пески намывы толщиной 10 м на илистые отложения в дельте р. Жердон. Горизонт грунтовых вод находился на глубине 1,5 м. По данным испытаний намывных песков статическим пенетрометром, степень плотности их сложения в среднем составила 0,48, а по испытаниям прессиометром — косвенно оценивалась величиной 0,5—0,74, т.е. пески были средней плотности.

Глубинными взрывами уплотнено пять участков (рис. 4.21, а). На большинстве участков (II—V) расстояние между зарядами в плане было 5 м, а на участке I — до 4 м. На участке II взрывалось два яруса зарядов (в основании толщ и посредине слоя), на остальных — по одному заряду (ближе к границе илов). Расход ВВ на участках I, II и III составил  $42 \text{ г/м}^3$ , на участке III —  $58 \text{ г/м}^3$ , а на участке V —  $33 \text{ г/м}^3$ . Исходя из площадей и мощности уплотняемого слоя,  $h$  массы зарядов, по-видимому, составляли на участках: I — 8,2 кг; II и IV — 10,5; III — 14,5; V — 6,7 кг.

Заряды взрывали последовательно один за другим (семь взрывов за 45 мин). Выход отжимаемой воды после каждого взрыва продолжался около 20 мин, а осадка полностью затухала через 1—2 дня.

Результаты статического зондирования толщи каждого участка до и после взрыва приведены на рис. 4.22. Аналогичные результаты получены и по данным испытаний толщ прессиометром. На всех участках практически не уплотнялись верхние 2 м неводонасыщенного грунта. Наилучшие результаты получены при ярусном расположении зарядов. В этих условиях наиболее эффективны расход ВВ  $42 \text{ г/м}^3$  и сетка зарядов через 5 м. Точки зондирования до и после взрывов были расположены в плане далеко одна от другой и поэтому их трудно сопоставлять. Кроме того, на участках проведения только одна серия взрывов, хотя и по сближенной сетке.

На наших рекомендациях (см. § 4.1), в этих условиях было бы рациональным заглубление заряда массой около 15 кг на 7 м и расстояние в плане ( $2R_3$ ) 12—15 м

\* Pilot G. Colas des Franes E., Queyroi D. Compactage par Explosiv d'un Remblai Hydraliquil. Proc. of the X Inter. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol 3, Stockholm, 1981, pp. 757—760.

при двух-трех очередях взрывов. Возможно двухъярусное взрывание зарядов при несколько более частом их расположении.

Проведен опыт: половине каждого участка между зарядами установлены перфорированные трубы — вертикальные дрены (на рис. 4.21 обозначены крестиками), облегчающие отжатие воды при уплотнении песка. После взрывов из них на высоту более 2 м били фонтаны воды. Однако, как и следовало ожидать, какого-либо влияния их на изменение характеристик песков по результатам пенетрации и прессиометрии обнаружено не было. После разжижения относительно маловодопроницаемого песчаного грунта некоторое ускорение процесса его консолидации дренами не могло повлиять на характер переформирования его структуры.

#### § 4.2. УПЛОТНЕНИЕ ГРУНТОВ ПОВЕРХНОСТНЫМИ ВЗРЫВАМИ

Для эффективного уплотнения несвязных грунтов поверхностными взрывами необходимо, чтобы ниже заряда был грунт, близкий к полному насыщению водой. Заряды следует устанавливать несколько ниже горизонта грунтовых вод. В мелкозернистых песчаных и особенно пылеватых грунтах заряды можно помещать несколько выше горизонта грунтовых вод, но обязательно в зоне интенсивного капиллярного насыщения грунта водой.

При использовании наружных зарядов упрощается производство работ. Однако при уплотнении грунтов действие наземного взрыва менее эффективно, чем глубинного взрыва заряда той же массы. Во время взрыва наружного заряда вследствие свободного выхода газов в атмосферу в грунте не успевает полностью сформироваться интенсивная взрывная волна. Такие параметры ударных волн, как максимальное давление на ее фронте и ее импульс, оказываются значительно меньше, чем при взрыве заглубленных зарядов. В результате при взрыве зарядов значительно меньшая часть энергии используется для разрушения структуры грунта.

В связи с этими особенностями поверхностных взрывов при уплотнении несвязных грунтов уменьшаются радиус их действия и глубина уплотнения. Как показывают опытные полевые взрывы, радиус эффективного действия составляет примерно половину от получаемого при глубинных взрывах, т.е. в соответствии с зависимостью (4.4) при поверхностных взрывах

$$R_3 = (0,5 \div 0,6) k_4 \sqrt[3]{Q}, \quad (4.5)$$

где  $k_4$  — коэффициент, определяемый по табл. 4.2;  $Q$  — масса заряда, кг.

Еще больше уменьшается глубина уплотнения

$$h_{уп} = 1,2 \sqrt[3]{Q} \quad \text{или} \quad Q = 0,58 h_{уп}^3.$$

Как и при глубинных взрывах, наружные заряды следует размещать по квадратной сетке. Желательно взрывать одновременно группу зарядов, образующих в плане замкнутый контур. Число очередей, расположение зарядов, последовательность и время взрывания назначаются из соображений, изложенных в гл. 3.

Недостатком поверхностных взрывов является нарушение сплошности верхних слоев грунта, вызываемое образованием воронки выброса. Хотя при уплотнении рыхлых водонасыщенных песчаных грунтов воронка после взрыва заполняется разжиженным грунтом, плотность последующей укладки песка в ней может быть несколько ниже, чем в окружающем, уплотненном грунте. Последующие взрывы смещенных в плане зарядов приводят к уплотнению песка в зоне воронки, но некоторая разница в плотностях, особенно в местах взрывов зарядов последующей очереди, сохраняется.

Практически поверхностные взрывы могут применяться для уплотнения несвязных грунтов до глубины 3. При большей мощности уплотняемого слоя масса зарядов возрастает и увеличивается воронка выброса. В этом случае следует применять глубинные взрывы.

На строительстве Горьковской ГЭС групповыми поверхностными взрывами были уплотнены намытые под воду рыхлые мелкозернистые пески основания.

Один из групповых взрывов выполнен с зарядами массой 10 кг. Толщина намытого в воду слоя песка достигала 6 м, а уровень грунтовых вод находился у поверхности песка. Заряды упаковывали в бумажные мешки и укладывали на поверхности грунта по углам сетки 10x10 м. Заряды второй серии взрывов смещены на 5 м относительно первой, а заряды третьей серии — относительно второй. После одновременного взрыва четырех зарядов первой серии вся поверхность покрывалась отжимаемой из грунта водой и возникли многочисленные выходы воды в виде гейзеров. На месте взрывов образовались воронки диаметром 2–2,5 м и глубиной около 1 м, сразу же после взрыва заполнившиеся разжиженным грунтом. После второй и третьей серий взрывов число гейзеров сократилось и длительность выхода воды уменьшилась. Воронки сохранялись дольше и их контуры были заметнее. Средняя осадка поверхности грунта на участке размером 30x30 м после первого взрыва составляла 12 см, после второго — 2,5 см и после третьего — 2,6 см. Такая разница в осадках характерна для поверхностных взрывов.

В том же районе аналогичные опытные взрывы выполнены с зарядами массой 20 кг, расположенными по углам сетки 10x10 м. Воронки диаметром 3 м также заполнялись грунтом, наблюдался интенсивный выход воды. Средняя осадка после первой серии взрывов достигла 26 см, а после второй и третьей — менее 3 см. Такие же взрывы зарядов массой 20 кг на соседнем участке, покрытом слоем неводонасыщенного песка толщиной 0,5 м, вызвали осадку всего 4 см.

Попытка использовать поверхностные заряды для уплотнения намытых в воду сильно пылеватых песков и легких супесей предпринята в 1966 г. при намыве территории Васильевского острова в Ленинграде. Однако вследствие сравнительно большой связности грунта эффект уплотнения зарядами массой 5–15 кг незначителен (относительная осадка слоя толщиной 2,5–3 м была меньше 1%), а воронки диаметром 3,5–6 м сохраняли свою форму, не заполняясь грунтом.

#### § 4.3. УПЛОТНЕНИЕ ГРУНТОВ ПОДВОДНЫМИ ВЗРЫВАМИ

Подводные взрывы применяются для уплотнения сравнительно рыхлых несвязных грунтов любой крупности, включая подводную каменную наброску. Одним из основных условий качественного уплотнения является отсутствие воронки выброса грунта или разброса камней при взрыве. С другой стороны, чем ближе заряд к поверхности грунта, тем более интенсивные воздействия распространяются в его толще и увеличивается глубина проработки грунта.

В результате обработки опытных данных (см. § 3.1) зависимость для определения минимального расстояния заряда от поверхности грунта ( $m$ ), обеспечивающего отсутствие воронки выброса, может быть представлена в виде

$$\Delta h = k_5 (\sqrt[3]{Q})^{\mu_3}, \quad (4.7)$$

где  $Q$  — масса заряда ВВ, кг;  $k_5$  и  $\mu_3$  — коэффициенты, зависящие от рода грунта и типа ВВ.

Наибольший эффект и экономичность использования заряда ВВ для уплотнения грунтов достигаются при камуфлетных взрывах в воде. В этом случае наибольшая часть энергии взрыва идет на образование ударных волн. Глубина погружения заряда обеспечивающая камуфлетность взрыва в воде ( $m$ ), определяется по зависимости

$$h = k_6 \sqrt[3]{Q}, \quad (4.8)$$

где  $k_6$  — коэффициент, который можно принять равным 2.32 [36].

Оптимальная масса заряда для уплотнения грунта подводными взрывами может быть получена при соблюдении условий (4.7) и (4.8) с учетом того, что глубина воды на участке уплотнения грунта  $H = \Delta h + h$  или

$$H = k_5 (\sqrt[3]{Q})^{\mu_3} + k_6 \sqrt[3]{Q}. \quad (4.9)$$

Используя принцип подобия, выражение (4.9) можно представить в более удобном для расчетов виде

$$H = k_7 (\sqrt[3]{Q})^{\mu_4}. \quad (4.10)$$

Оптимальная масса заряда

$$Q = k_8 H^\beta,$$

где

$$\beta = 3/\mu_4 \text{ и } k_8 = (1/k_7)^\beta.$$

По данным опытных взрывов одиночных зарядов тротила получены



Таблица 4.5

Грунты	$k_5$	$\mu_3$	$k_7$	$\mu_4$	$k_8$	$\beta$	$k_9$	$k_{10}$
Песчано-гравийные и каменная наброска	0,35	1,95	2,66	1,22	0,1	2,46	1,8	2,0
Рыхлые пески подводного намыва	0,35	1,95	2,66	1,22	0,1	2,46	3,0	2,5–3,0

эмпирические коэффициенты, использованные в засимостях (4.7), (4.9) и (4.10) и приведенные в табл. 4.5.

Массу оптимального заряда и высоту его подвески над поверхностью грунта можно определять и по графикам (рис. 4.22), соответствующим уравнениям (4.7), (4.9) с коэффициентами из табл. 4.4.

При оптимальной массе заряда, определяемой по зависимости (4.10), или массе заряда меньшей оптимальной, глубина эффективного уплотнения грунта (м)

$$h_{yn} = k_9 \sqrt[3]{Q}. \quad (4.11)$$

Распределение зарядов в плане, как и в случае глубинных или поверхностных взрывов, должно выполняться в соответствии с планом участка, подлежащего уплотнению: расстояние между зарядами должно быть равным двум радиусам эффективного действия взрыва. Радиус эффективного действия для зарядов оптимальной или меньшей массы

$$R = k_{10} \sqrt[3]{Q}. \quad (4.12)$$

Возможность использования зарядов оптимальной массы, обеспечивающих камуфлетность взрыва в воде, определяется требуемой глубиной уплотнения грунта и глубиной воды. Исходя из необходимой глубины уплотнения (4.11), масса заряда может получиться меньше оптимальной, и тогда может стать целесообразным увеличение ее до оптимальной, определяемой по зависимости (4.10). При этом некоторое увеличение расхода ВВ будет компенсироваться увеличением радиуса действия и, следовательно, уменьшением числа зарядов.

При недостаточной глубине воды или большой толще укладываемых грунтов возможно применение зарядов с массой, большей оптимальной. В этом случае должно выполняться условие отсутствия воронки выброса. Высота подвески над поверхностью грунта определяется по зависимости (4.7). При увеличении массы заряда нарушается условие камуфлетности взрыва в воде, и ударная волна вследствие быстрого прорыва газов взрыва в атмосферу может не полностью развиваться, что снижает эффективность взрыва. Умеренное увеличение массы заряда приводит к увеличению глубины уплотнения и радиуса действия взрыва. Однако по мере увеличения массы заряда слой воды над ним уменьшается, и начиная с

определенной для каждой массы заряда толщины слоя воды действие взрыва на грунт уменьшается. В этом случае увеличение массы заряда не способствует существенному возрастанию глубины проработки слоя грунта, а с приближением заряда к поверхности воды его воздействие на грунт ослабевает и размеры зоны уплотнения интенсивно уменьшаются. При массе заряда большей оптимальной радиус действия и глубину уплотнения следует уточнять пробными взрывами.

При намыве или укладке грунта под воду можно переходить на послойное уплотнение грунта подводными взрывами. Целесообразность последующего уплотнения и толщину последовательно укладываемых слоев грунта следует обосновать технико-экономическим сопоставлением вариантов.

Масса заряда, обеспечивающего уплотнение укладываемого слоя грунта наибольшей толщины при камуфлетности взрыва в воде, может быть найдена из условия

$$H_1 = h_{yn} + H, \quad (4.13)$$

где  $H_1$  — общая глубина воды до укладки уплотняемого слоя;  $h_{yn}$  — толщина слоя уплотняемого грунта или каменной наброски;  $H$  — толщина слоя воды на поверхности уплотняемого слоя.

Подставив в уравнение (4.13) выражения (4.10) и (4.11), получим

$$H_1 = k_9 \sqrt[3]{Q} + k_7 (\sqrt[3]{Q})^{\mu_4} \quad \text{или} \quad H_1 = k_{11} (\sqrt[3]{Q})^{\mu_5}, \quad (4.13')$$

где для песчано-гравийных грунтов и каменной наброски  $k_{11} = 4,46$  и  $\mu_5 = 1,15$ . Определив массу заряда из уравнения (4.13), можно по зависимостям (4.8) и (4.10) оценить необходимую глубину погружения заряда и максимально возможную толщину укладываемого слоя грунта. При малой глубине воды можно некоторое увеличение массы заряда или переход к глубинным, а в случае малой толщины укладываемых верхних слоев грунта (2–3 м) — и к поверхностным взрывам.

В случае уплотнения каменной наброски, гравия или щебня, обладающих по сравнению с песчаными грунтами большой водопроницаемостью, увеличение массы заряда способствует некоторому увеличению плотности грунта вследствие его уплотнения в период действия ударных волн. Варьируя числом очередей взрывов и массой зарядов, можно добиться весьма эффективной схемы уплотнения крупнозернистых материалов.

Учитывая сравнительно небольшое количество опытных полевых данных по уплотнению грунтов подводными взрывами в различных условиях, в конкретном случае необходимо проведение пробных взрывов. Эмпирические коэффициенты  $k_9$  и  $k_{10}$  для рыхлых грунтов во многих случаях по данным пробных взрывов могут быть существенно повышены. Кроме взрывов одиночных зарядов различной массы, для отработки наиболее рациональной схемы взрывания желательнее проведение пробных взрывов небольших групп зарядов.

## ПРИМЕРЫ УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТОВ ПОДВОДНЫМИ ВЗРЫВАМИ

Уплотнение основания мола в Новороссийске (1964 г.). В основании каменной постели строившегося мола нефтегавани (рис. 4.23) залежали крупнозернистые пески с включением ракушки и гальки, местами гальки и щебня. Ниже залежали слои слабоокатанного щебня с гравийным заполнителем и прослойками глинистых грунтов, а также слои щебня с глинистым заполнителем и слои песка со щебнем. Толща песчаных, гравелистых и щебеночных отложений, достигавшая в головной части мола 8 м, подстилалась наклонными слоями мергелей и песчаников.

Вследствие рыхлой укладки отсыпанного в воду камня (местный мергель) и наличия большой толщи гравийно-щебеночных грунтов при строительстве наблюдались осадки массивовой кладки мола, достигавшие на отдельных секциях 50 см. Установлено закономерное увеличение осадок и их длительности с увеличением толщи сжимаемых грунтов и постели от корневой части мола к головной. Для уменьшения последующих осадок перед возведением верхнего строения мола была выполнена огрузка секций тремя-четырьмя курсами массивов.

При переходе к строительству головной части мола с более мощной толщей каменной постели для уменьшения величин возможных осадок и их длительности летом 1964 г. было проведено уплотнение подводными взрывами каменной постели (см. рис. 4.23).

В период уплотнения взрывами было выполнено грубое выравнивание каменной постели на части секции 17, тщательное выравнивание каменной постели в пределах секции 16, частично уложены массивы секции 15, полностью возведена кладка секции 14 и установлены огрузочные массивы на секции 13. Толщина каменной наброски в корневой части секции 17 достигала 4,5 м, а мощность песчано-щебеночистых слоев составляла 7–8 м.

Для замера осадок на поверхности каменной постели на различных расстояниях от края секции 17 установлены железобетонные плиты 1–12 (рис. 4.24) размерами в плане 1x0,45 м и толщиной 0,08 м. Плиты опускались с катера в намеченном месте на пеньковом канате, тщательно укладывались водолазами и нивелировались до и после каждой серии взрывов. Кроме того, систематически нивелировались верхние курсы массивной кладки секций 15, 14 и 13 (см. рис. 4.23).

Заряды располагались по сетке 7x7 м. Для фиксированного расположения зарядов на якорях были установлены четыре бочки, между которыми с помощью катера натягивали два троса (диаметром 6 мм) с марками через 3,5 м, а между ними — пеньковые канаты с прикрепленными к ним поплавками. Поплавки изготовлялись из обрезков бревен диаметром 25–30 см и длиной 1 м. Пеньковые канаты с прикрепленными к ним поплавками натягивались вручную со шлюпок.

Заряды гранулированного тротила массой 20 кг каждый подвешивали к поплавкам на глубине около 12 м и на высоте 2,5 м от поверхности постели и взрывали по сериям в очередности, показанной на рис. 4.24, смешанным способом с применением ЭД и ДШ. После взрывов зарядов серии I устанавливали заряды серии II со смешением их в плане на 3,5 м, затем заряды серий III и IV. В каждой серии одновременно взрывалось четыре, шесть или восемь зарядов, образующих в плане замкнутый контур. Для уплотнения секции длиной 30 м и общей площадью 800 м<sup>2</sup> израсходовано 700 кг ВВ.

В результате четырех серий взрывов средняя осадка плит, расположенных под зарядами или в пределах области уплотнения, достигла 70 см. С увеличением расстояния от места взрыва осадка постели постепенно уменьшалась (см. рис. 4.23). На основании полученных данных можно считать, что осадка постели в пределах контуров расположения зарядов достигала 80 см, а расстояние между зарядами может быть увеличено до 10 м, т.е. радиус эффективного действия их в аналогичных условиях следует принимать равным 4,5–5 м.

По мере увеличения числа взрывов наблюдалось постепенное затухающее накопление осадок поверхности каменной постели. Наиболее интенсивно осадки затухали на участках, удаленных от места взрыва (рис. 4.25). Основная часть осадки происходила в результате трех серий взрывов.

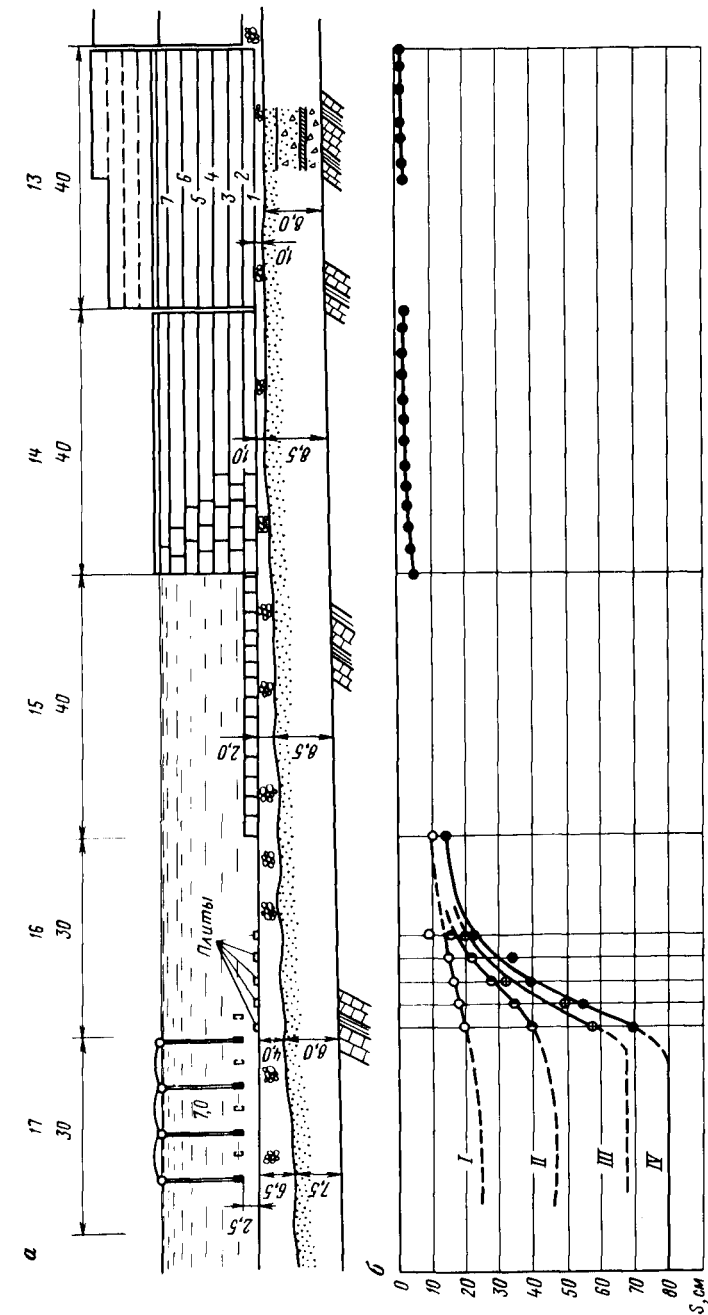


Рис. 4.23. Секции мола в период уплотнения основания взрывами; расположение зарядов и графики осадки плит и секций мола

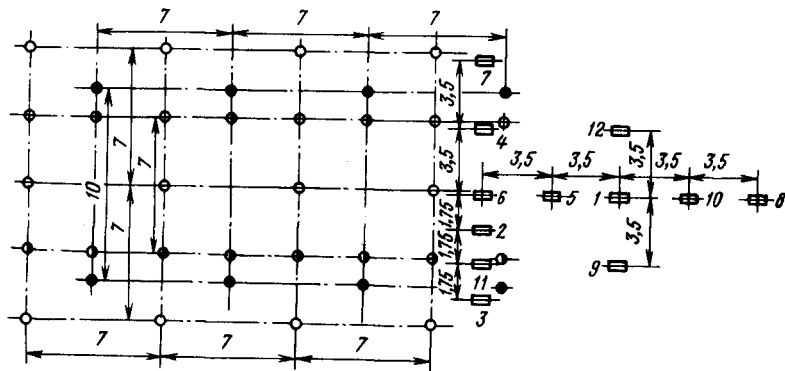


Рис. 4.24. План расположения зарядов и плит:  
○, ⊙, ⊗, ● — соответственно I, II, III и IV серии взрывов

Осадка поверхности каменной постели распространилась далеко за пределы уплотняемой постели секции 17 (см. рис. 4.23). Постель секции 16 в корневой части осела более чем на 15 см. В пределах секции 15, пригруженной одним курсом кладки (среднее давление  $\sigma = 0,03$  МПа), осадка массивов после I серии взрывов достигла 0,6 см. Дальнейшие замеры осадки секции 15 были прекращены, так как устанавливался второй курс кладки. Суммарная осадка более пригруженной ( $\sigma = 0,2$  МПа) и удаленной от взрывов секции 14 достигла 2 см, а сильно пригруженной секции 13 ( $\sigma = 0,4$  МПа) не превышала 0,5 см.

Измерения колебаний секции 14 и наблюдения за деформациями всех секций показали, что выполненные взрывы безопасны для подобных массивных сооружений. При осмотре секций водолазами до и после взрывов трещин в массивах не было обнаружено.

В результате действия взрывов, по-видимому, происходило уплотнение как каменной постели, так и щебенисто-песчаных грунтов основания. Отсутствие глубинных реперов не позволило выявить глубину проработки толщи рыхлых грунтов. Однако в дальнейшем, при постройке секции 17 мола на уплотненной постели, ее осадка была в 5–6 раз меньше, чем осадка секций на неуплотненных участках. Осадка мола на рядом расположенной от места уплотнения секции 16 также оказалась меньше, чем на более удаленных участках.

Первый производственный опыт использования подводных взрывов для уплотнения рыхлых грунтов показал их высокую эффективность.

*Уплотнение каменной постели стенки пирса в Новороссийске (1964 г.).* Каменная постель из мергеля толщиной 3 м была отсыпана для устройства основания ограждающей стенки пирса. В основании постели залежали плотные глинистые грунты, которые практически не уплотнялись при действии динамических нагрузок.

Глубина воды в месте уплотнения постели достигала 10,5 м. Масса заряда 10 кг. Высота подвески зарядов над поверхностью каменной постели 1,7 м, расстояние между зарядами 4 м (рис. 4.26).

Одновременно взорваны четыре заряда, образующие в плане замкнутый контур. Замедление между взрывами каждого последующего контура 1 с. Всего взорвано 120 кг тротила. Применение замедленного способа взрывания позволило уменьшить воздействие ударных и сейсмических волн на построенную часть стенки, которая находилась от места взрыва на расстоянии 18 м. Для замера осадки поверхности каменной наброски устанавливали плиты. Осадка поверхности постели внутри контура уплотнения достигала 32 см и, постепенно затухая, распространилась на расстояние 18 м от крайних зарядов. Стенка пирса осела на 2 см.

Рис. 4.25. График осадки плит при последовательных четырех сериях взрывов:  
а — внутри контура зарядов; б — на различных расстояниях (r) от крайних зарядов (номера плит соответствуют рис. 4.24)

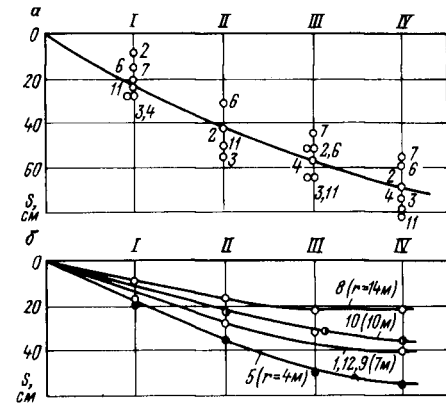
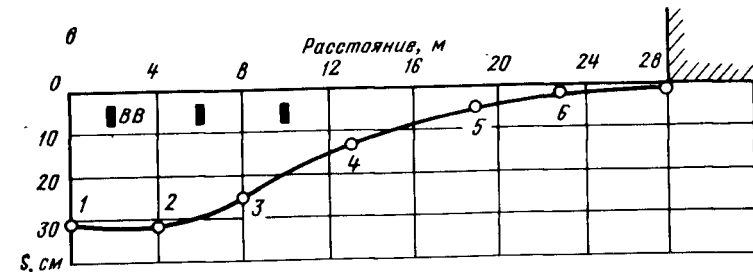
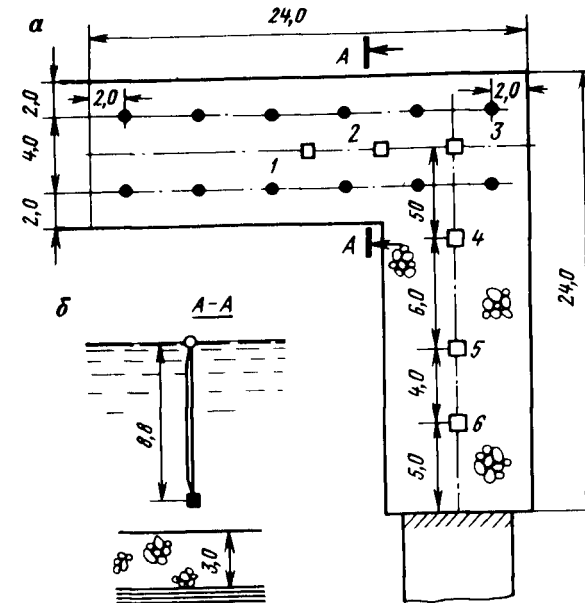


Рис. 4.26. План расположения зарядов и плит (1–6) для замера осадок (а), схема подвески зарядов (б) и график осадки поверхности каменной постели (в) при ее уплотнении подводными взрывами;  
1–6 — точки замера осадок



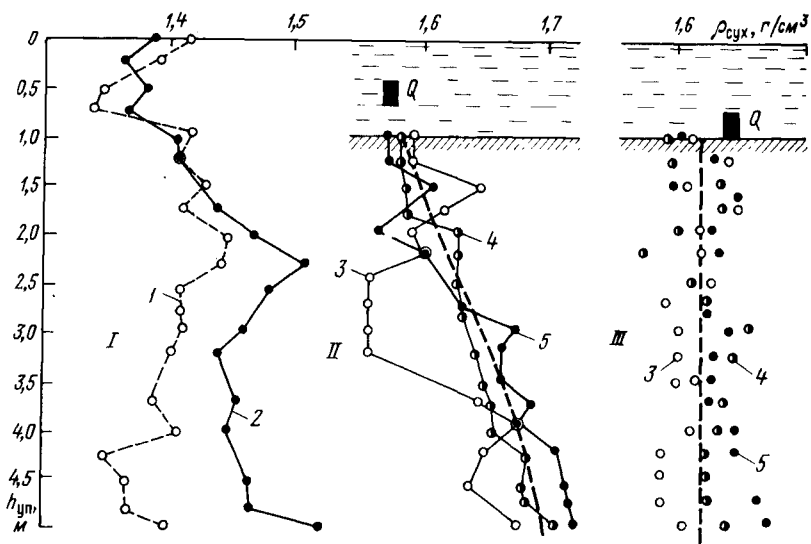


Рис. 4.27. Изменение объемной массы скелета лессового грунта по глубине слоя  $h_{уп}$  взрывов (I) и после взрывов подводных зарядов над дном котлована (II) и на поверхности грунта (III):

1 — до замачивания; 2 — после замачивания; 3, 4, 5 — после взрывов зарядов массой соответственно 0,2; 0,5 и 0,7 кг

**Уплотнение лессовых грунтов** (1965–1967 гг.). Впервые применены подводные взрывы для уплотнения лессовых просадочных грунтов мощностью 15–20 м в Приташкентском районе на террасе р. Чирчик [2].

Для замачивания грунта и создания слоя воды сооружали котлованы глубиной 1 м с устройством обвалования. Глубина воды в котлованах достигала 2 м. Замачивание котлованов длилось 20 сут, за этот период успевали стабилизироваться просадки грунта под действием собственного веса. Характерно, что в верхней части слоя (около 2,5 м) при замачивании не изменялась плотность скелета грунта (рис. 4.27).

После замачивания вода несколько дней в котлован не подавалась, что по мнению авторов [2], должно было снизить степень влажности (степень водонасыщения) до 0,7, т.е. сохранить 30–20 % объема пор заполненными газом. Затем котлован заполнялся водой и сразу же выполнялись взрывы погруженных в воду зарядов из аммонита В-3 при расстоянии между зарядами 0,8 м. Заряды располагались в двух вариантах: в первом заряды подвешивались в воде на расстоянии 0,5 м от поверхности грунта, во втором — укладывались на поверхности дна котлована. Величина масс зарядов получены пересчетом, исходя из расхода ВВ на 1 м<sup>2</sup> уплотняемой площади 0,31; 0,75 и 1,1 кг.

По результатам отбора образцов грунта до и после взрывов (см. рис. 4.27) сделан вывод об увеличении плотности скелета грунта по всей исследованной глубине (5 м). В среднем плотность скелета возросла с 1,44 до 1,64 г/см<sup>3</sup>. Относительная просадочность при нагрузке 0,2 МПа уменьшилась в 1,5–6 раз. Осадка поверхности грунта в котлованах составила 20–30 см. Обращает на себя внимание несовпадение осадки с изменением плотности скелета до и после взрыва, которая соответствует осадке порядка 10 % от мощности уплотняемого слоя, т.е. по величине изменения плотности скелета она должна быть больше 50 см.

Как следует из рис. 4.27, масса зарядов и их расположение относительно поверхности дна котлована несущественно влияли на изменение плотности грунта в пределах исследованной толщи.

Отмечено [2], что после взрывов вода в котлованах в течение 7–10 дней оставалась практически на одном уровне, и для отбора образцов ее пришлось удалить. Это свидетельствует об уменьшении коэффициента фильтрации грунта и кальматации мелкими частицами пор границных слоев грунта при взрыве.

**Уплотнение песчаных оснований портовых сооружений в Польше.** Первый в мировой практике опыт уплотнения подводными взрывами основания мола в Новороссийске использован Морским институтом ПНР [39] при строительстве портовых сооружений.

В Северном порту Гданьска в 1973 г. на участке строительства волнолома с заменой илов и слабых глин были уплотнены отсыпанные в воду пески. В результате подводная выемка длиной 700 м и шириной 32–35 м была заполнена мелкозернистым песком, образовавшим подушку толщиной 2–5,5 м,  $I_D = 0,1–0,25$ .

Схема расположения зарядов в плане и по глубине слоя воды 14 м была аналогична применявшейся в Новороссийске. Заряды располагались по сетке 10x10 м и выполнено четыре серии взрывов. Заряды каждой последующей серии были расположены в промежутках между зарядами предыдущей серии, т.е. заряды всех серий располагались через 5 м.

Осадка поверхности замерена по установленным на поверхности песка бетонным плитам размером 0,5x0,5x0,1 м. Об изменении плотности песка судили по данным ударного зондирования до и после взрывов. Завивка зонда с крестообразным наконечником выполнена под водой из специальной кабины. Число ударов на каждые 10 см погружения зонда переводили в значения степени плотности сложения песка  $I_D$ .

На первой половине длины участка (380 м) взрывали одновременно 6, 8 и 10 зарядов, образующих в плане замкнутый контур. Расход тротила на 1 м<sup>3</sup> уплотненного грунта составил 0,23 кг. Ориентировочно по расходу ВВ можно считать, что масса заряда составляла 15–20 кг. На второй половине участка взрывали одновременно 6 и 9 зарядов, расположенных на одной линии. Расход ВВ был уменьшен до 0,12 кг на 1 м<sup>2</sup> отсыпанного слоя песка.

На работе по уплотнению всего участка с объемом грунта 71000 м<sup>3</sup> затрачено 36 рабочих дней. Применение на второй половине участка схемы линейного расположения одновременно взрывааемых зарядов снизило затраты времени на 30 %.

Средняя осадка на первом участке составляла 9 % от толщины уплотняемого слоя песка, а на втором достигала 12 %. По подсчетам авторов статьи [39], такая осадка обусловила достижение песком после четырех серий взрывов степени плотности сложения около 0,9. Однако пересчет степени плотности сложения от начальной, равной 0,1 или 0,25, при относительной осадке 9–12 % выполненный в предположении, что пористость в рыхлом и плотном состояниях для обычных мелкозернистых песков изменяется на 12–13 %, приводит к выводу о возрастании степени плотности сложения после взрывов до 0,54–0,81. Эти величины следует считать более вероятными, а возрастание степени плотности сложения мелкозернистых песков основания в районе порта можно принять с 0,2 до 0,7.

По результатам ударного зондирования степень плотности сложения до глубины 1 м увеличивалась в среднем до 0,67, а на глубине 1–2,5 м достигала 0,9 (рис. 4.28, а). Глубже ударное зондирование после взрывов не выполнялось.

Уплотнение основания подводными взрывами выполнено также на строительстве набережной в порту Гдыня. Взрывы выполнены на участке длиной 80 м и шириной 50 м, сложенном на глубину 2–3,5 м среднезернистыми, намытыми в воду песками, ниже залегали тонкозернистые естественные пески. Глубина воды на этом участке составляла 10–11 м.

Заряды четырех серий взрывов располагали в плане по сетке 7x7 м. Одновременно взрывали три заряда, расположенные по одной линии. Малое число взрывааемых зарядов определилось требованиями безопасности работ на рядом расположенных сооружениях и обеспечением бесперебойной навигации. Расход тротила на 1 м<sup>3</sup> уплотненного грунта составил 0,054 кг. По величине расхода масса заряда, по видимому, около 4 кг. На уплотнение 20 300 м<sup>3</sup> грунта было затрачено шесть дней.

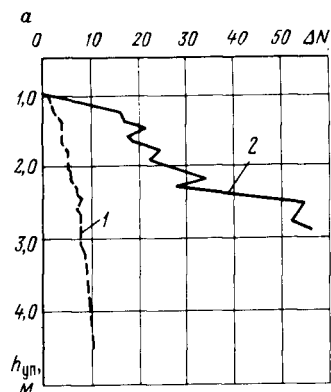
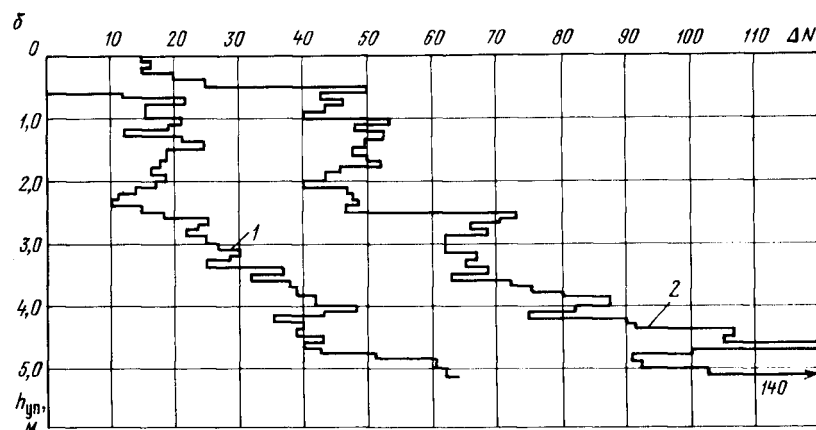


Рис. 4.28. Результаты ударного зондирования толщи намывных песков ( $\Delta N$  – число ударов на 10 см погружения зонда) до (1) и после (2) взрывов



Осадка различных точек поверхности песка менялась от 21 до 67 см и в среднем по всей площади составляла 40 см. Результаты ударного зондирования (рис. 4.28, б) свидетельствовали об уплотнении всего исследованного до глубины 5 м слоя песчаного грунта. Характерное интенсивное увеличение числа ударов до и после взрывов на глубине 2,5 м, по-видимому, соответствует переходу зонда из намывного под воду песка в естественные пески морского дна.

Авторы статьи [39] пришли к выводу, что в условиях уплотнения свеженамытых под воду очень рыхлых песчаных грунтов глубина уплотнения, определяемая по формуле (4.11), и радиус эффективного действия заряда, определяемый по формуле (4.12), могут быть увеличены, причем по сравнению с приведенными в табл. 4.4 для естественных песчано-гравелистых грунтов эмпирический коэффициент  $k_9$  предлагается увеличить до 5, а  $k_{10}$  до 3. Предлагаемое увеличение коэффициента  $k_9$ , т.е. расчетной глубины уплотнения, слишком велико и не обосновано приводимыми в статье данными.

Определенные сомнения вызывает утверждение, что линейное расположение одновременно взрывающихся зарядов дает больший эффект уплотнения, чем расположение их по замкнутому контуру. Возможно на полученные результаты в части величин относительных осадок повлияли местные условия напластования и укладки грунтов.

Таким образом, результаты широкого применения разработанного в СССР метода уплотнения грунтов подводными взрывами подтвердили его эффективность и достаточную обоснованность рекомендаций и зависимостей, изложенных в § 4.3.

#### § 4.4. ПРИМЕНЕНИЕ ГЛУБИНЫХ ВЗРЫВОВ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ КАНАЛОВ В ОПЛЫВАЮЩИХ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТАХ ВЗРЫВАМИ НА ВЫБРОС

При разработке выемок и каналов в водонасыщенных несвязных грунтах массовыми взрывами на выброс нередко сразу же после взрыва наблюдается их заплывание грунтом. Основными причинами заплывания выемок являются разрушение действием взрыва малоустойчивой структуры водонасыщенного грунта и переход его в разжиженное состояние.

Опыт работы треста Союзвзрывпром показал, что если после заплывания канала в результате первого взрыва произвести повторный взрыв на выброс, то удастся получить необходимый профиль выемки. Заполнение выемки песком при этом незначительно, что объясняется разрушением структуры и уплотнением песка при первом взрыве. Таким путем выполнялись работы в 1963 г. на оплывающих участках при строительстве Алларечинского канала (г. Никель) и на других объектах.

Проведение двух массовых взрывов на выброс на одном и том же месте по стоимости в два раза дороже, и в ряде случаев становится экономически невыгодным по сравнению с другими способами производства земляных работ. Поэтому после взрыва на выброс для предотвращения заполнения выемок разжиженным грунтом П.Л. Ивановым, А.П. Крутовым и С.П. Шик предложено предварительно проработать толщину грунта глубинными взрывами, чтобы создать устойчивую по отношению к действию взрывных волн структуру несвязного грунта.

Основные параметры глубинных взрывов должны назначаться, так же как и при уплотнении грунтов глубинными взрывами, по зависимостям (4.1), (4.2) и (4.4) и в соответствии с положениями, изложенными в 4.1. Зона проработки грунтов взрывами определяется размерами выемки, образующейся при массовом взрыве. В однородном массиве оплывающего грунта ориентировочно можно принимать ширину полосы размещения зарядов в плане разной 1,5–2 ширины канала, а мощность прорабатываемой толщи  $h_{уп}$  – 1,5 глубинам канала. Крайние ряды камуфлетных зарядов могут несколько меньше заглубляться в грунт в соответствии с формой поперечного сечения канала.

Основной задачей предварительной проработки оплывающих грунтов взрывами мелких зарядов является разрушение участков неустойчивой структуры песка и предотвращение его разжижения при массовом взрыве. Иными словами, предварительно требуется как бы "приучить" структуру грунта к действию взрывных волн. Поэтому в этом случае не так существенно качественное уплотнение всей толщи грунта, как проработка его взрывными волнами в пределах зон возможного оплывания грунта после массового взрыва. Во многих случаях для этой цели достаточно

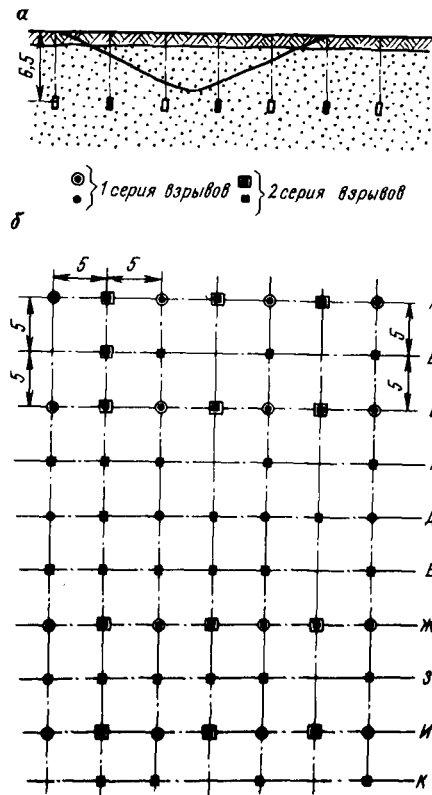


Рис. 4.29. Расположение зарядов по перпендику (а) и в плане (б)

взрывали на следующий день, причем ряды *Д* и *Е* — с замедлением 0,25 с, а ряды *Б*, *Г*, *З* и *К* — с замедлением 0,75 с по отношению к взрыву рядов *А*, *В*, *Ж* и *И*. После взрывов всех зарядов осадка поверхности составила 5–12 см.

После предварительного разрушения структуры песков глубинными взрывами был выполнен массовый взрыв на выброс восьми зарядов массой 500 кг каждый, через 7 м по оси трассы, на глубине 6 м. Образовавшийся при взрыве канала профиль сохранялся в течение нескольких месяцев (рис. 4.30).

Аналогичные результаты получены на втором участке предварительного уплотнения длиной 50 м, где расстояние между зарядами увеличено до 7 м.

Таким образом, производственные испытания подтвердили эффектив-

двух серий глубинных взрывов.

Производственная проверка метода выполнена в 1967 г. на строительстве канала в районе пос. Черноголовка (Московская обл.). Канал проводился в мелкозернистых песках, прикрытых слоем торфа толщиной 0,5–1,5 м. Грунтовые воды находились на глубине 1,2–2 м.

После того как без предварительного уплотнения было пройдено более 2 км канала глубиной 5 м, было обнаружено, что дно канала поднимается выше проектного уровня на 2–3 м.

Предварительное уплотнение выполнено на участке трассы длиной 50 м сразу же за оплывшим участком. Учитывая необходимость получения канала глубиной 5,5–6 м и шириной 22–24 м, заряды тротила массой 12 кг каждый закладывали на глубину 6–7 м по схеме, приведенной на рис. 4.29. В грунт погружена труба диаметром 200 мм, в нее опускали заряд, после чего трубу извлекали.

Все заряды взрывали в две серии. В первый день было одновременно взорвано 20 зарядов. Сорок зарядов второй серии

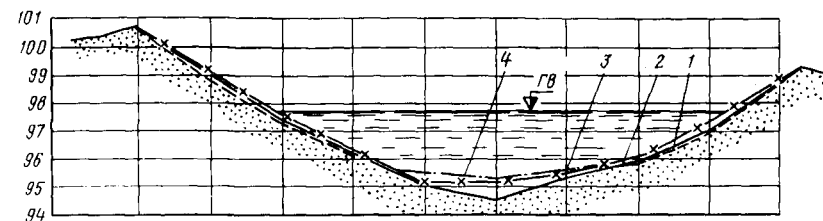


Рис. 4.30. Поперечный профиль канала после взрыва:

1 — сразу после взрыва; 2 — через 1 день; 3 — через 17 дней; 4 — через 9 мес

ность глубинных взрывов при проходке каналов в оплывающих грунтах взрывами на выброс.

#### § 4.5. УПЛОТНЕНИЕ ИЛОВ С УСТРОЙСТВОМ ПЕСЧАНЫХ ДРЕН ВЗРЫВАМИ

Способ уплотнения илистых грунтов взрывами удлиненных зарядов с одновременным образованием вертикальных песчаных дрен разработан в Морском институте г. Гданьска [40].

На поверхность илистого грунта отсыпается слой песка (или сохраняются вышележащие естественные песчаные отложения). Затем бурят скважины и по высоте слоя ила и частично песка размещают удлиненный заряд *ВВ* (рис. 4.31, а), а обсадные трубы извлекают. Часть слоя вышележащего песка или весь слой его должны быть насыщены водой. В результате взрыва удлиненного заряда происходит расширение скважины (рис. 4.31, б), затем газы взрыва вырываются из образовавшейся полости на поверхность, а водонасыщенный песок пересыпаясь или перетекая, заполняет скважину-полость, образуя вертикальную песчаную дрена (рис. 4.31, в). Слой илистого грунта уплотняется как в период действия газов взрыва, так и в процессе дальнейшей переукладки частиц грунта с разрушенной при взрыве структурой. Эта часть процесса консолидации происходит под действия собственного веса грунта и дренирующей песчаной пригрузки. Образованные взрывом и перемещением песка вертикальные дрены уменьшают пути фильтрации отжимаемой из пор грунта воды, ускоряя процесс уплотнения илистого слоя грунта.

При проведении полевых опытных работ в районе порта Гданьска [40] ставилась задача уплотнить слой мягкопластичного ила мощностью 7–14 м, содержащего большое число песчаных прослоек и линз. Над илом залегала толща водонасыщенных естественных мелкозернистых и среднезернистых песков мощностью 5 м и с  $I_D = 0,7 \div 0,75$  (по данным зондирования). Над ними намыта в воду песчаная постель в виде слоя тонкозернистых и среднезернистых песков толщиной 0–5 м и степенью плотности сложения 0,2–0,47. Ниже толщи ила залегал слой среднезернистого песка.

Удлиненные заряды из шашек тротила общей массой 26, 36 и 46 кг

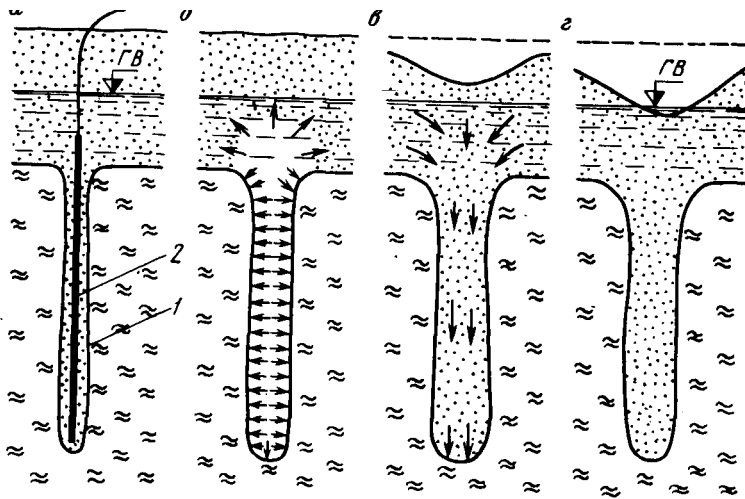


Рис. 4.31. Последовательность уплотнения илов и образование песчаной дрены взрывами [40]:

1 — скважина; 2 — удлиненный заряд

погружали в скважины диаметром 145 мм так, чтобы верх заряда располагался на 1–2,5 м выше слоя ила, а низ заряда на 0,5 м входил в слой среднезернистого песка. По-видимому, на 1 м длины заряда приходилось 250–300 г тротила (этих данных в статье [40] не проводится). Заряды в плане располагались по сетке 5х5 м.

Через 2–5 с после взрыва выходили газы, в затем в течение десятка секунд из скважин били фонтаны воды высотой несколько метров. Выброса грунта во время взрыва не наблюдалось. В течение 3 мин вследствие перемещения песка в вертикальную камуфлетную полость на поверхности грунта образовывалась воронка объемом 0,25–8,4 м<sup>3</sup> (рис. 4.31, в). Средняя величина осадки поверхности различных опытных участков размерами 5х15 м менялась от 47 до 69 см. Относительная осадка илистого слоя сравнительно невелика, т.е. составляла 6–10 %. По замерам перемещений реперов, расположенных на кровле пласта ила, осадка вышележащего слоя песка не превышала 4,4 см. По данным ударного зондирования, плотность песчаной постели после взрыва практически не изменилась.

В опытах на различных расстояниях от места взрыва с помощью тензометрических датчиков фиксировались избыточные давления в поровой воде. В течение 30 мин после взрыва давления в воде снизились до 30 %, и основная часть процесса консолидации (80 %) протекала в течение первых суток.

Образование и сплошность песчаной дрены проверялись по результатам ударного зондирования сравнением интенсивности погружения зонда по оси и вне скважины. В результате авторы пришли к заключению,

что песок проникал на всю глубину илистого слоя. Каких-либо других методов контроля размеров песчаной дрены не применялось.

Опытные работы подтвердили возможность уплотнения песчаных илов взрывами. Размещая удлиненные заряды на различных расстояниях в плане и создавая таким образом сеть дрен, можно управлять временем уплотнения илистого слоя грунта после взрывов. Кроме того, на величину уплотнения можно влиять интенсивностью пригрузки слоя ила песчаной подушкой-постелью. Вследствие разрушения структурных связей между частицами илистого грунта на большом расстоянии от места взрыва происходит сравнительно длительный процесс уплотнения, определяемый в значительной мере интенсивностью пригрузки илистого слоя песчаной подушкой. С увеличением толщины песчаной пригрузки можно ожидать большого уплотнения грунта.

Образованные взрывами вертикальные песчаные дрены ускоряют процесс консолидации илистой толщи в период возведения на песчаной подушке сооружений, т.е. при последующем статическом действии нагрузок. Это приводит к увеличению устойчивости сооружений на слабых илистых грунтах. Необходимые расстояния между дренами и их глубина определяются в этом случае обычными расчетами консолидации и устойчивости дренарованного илистого основания с учетом скорости возведения сооружений [35].

#### § 4.6. ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ВЗРЫВОВ ДЛЯ РАЗЖИЖЕНИЯ И КАЛЬМАТАЦИИ ГРУНТОВ

*Об углублении песчаных перекатов взрывами.* При взрывных дноуглубительных работах на речных песчаных перекатах используется транспортирующая способность речного потока. После взрыва часть песка подхватывается потоком и переносится вниз по течению. Перенос частиц песка и углубление русла обычно объясняются непосредственным выбросом грунта и образованием прорези при взрыве, действием ударной волны и углублением образовавшейся прорези последующим размывом.

Однако суждения об эффективности взрывного метода дноуглубления противоречивы. В одних случаях отмечается значительный эффект, когда заряды ВВ вызывают интенсивное и равномерное углубление русла реки на площади, несоизмеримой с размерами воронок выброса. В других — даже увеличение массы зарядов и многократные взрывания приводили к ничтожному результату и образованию узких прорезей только в пределах воронок выброса.

Все эти успехи и неудачи применения взрывного метода углубления песчаных перекатов объясняются исходя из рассмотренных в книге условий разрушения структуры и разжижения песчаных грунтов при взрывных воздействиях (см. 1.3 и 1.4).

Рыхлые речные отложения при взрывах легко переходят в разжиженное состояние. Переход в разжиженное состояние и нарушение контактов между частицами песка приводят к тому, что частицы песка, находясь во взвешенном состоянии, легко подхватываются и переносятся речным

потоком. Так как зона разжижения в рыхлых песках занимает площадь, значительно большую, чем зона непосредственного действия газов взрыва и выброса грунта, то этим и объясняется углубление перекатов на больших расстояниях от места выброса грунта взрывом. Объем перемещенного речным потоком песчаного грунта в этом случае определяется в основном временем пребывания верхних слоев песка в разжиженном состоянии. В свою очередь, время разжиженного состояния тем больше, чем рыхлее и мельче песок и больше слой разжиженного песка при взрыве (см. гл. 1).

Кроме непосредственного переноса частиц разжиженного песка текущей водой, углубление перекатов, сложенных рыхлыми песками, происходит вследствие выравнивания поверхности дна реки и уплотнения слоя грунта. Разжижение грунта и его растекание приводят к понижению кос и заплыванию ложбин между ними разжиженным грунтом. Воронки выброса или взрывные прорезы также заполняются разжиженным грунтом, который легко переносится речным потоком. В результате взрывов на большой площади обеспечивается весьма равномерное углубление русла реки.

В достаточно плотных песках, при отсутствии ярко выраженных явлений разжижения местное углубление русла в основном обеспечивается выбросом грунта при взрыве и образованием прорезы.

Поэтому перед началом дноуглубительных работ необходимо проведение пробных одиночных взрывов с изменением характера глубин и их замером. При четко выраженных воронках эффективность взрывного углубления сомнительна, а заряды следует рассчитывать в основном из условий создания прорезы. Отсутствие воронки после одиночного взрыва и малое углубление свидетельствуют о возможности использования эффекта разжижения и увеличения расстояния между зарядами при уменьшении их массы. Ориентировочно размер зон разжижения можно оценивать по зависимостям (4.3), (4.4) и (4.15).

Конечно, взрывные работы на песчаных речных перекатах следует выполнять без ощутимых потерь для окружающей среды.

**Разжижение илов взрывами.** В практике строительства насыпей и дамб в акваториях, дно которых покрыто слабым илистым грунтом, возникает задача максимального отжатия наиболее слабых илов силой тяжести возводимого сооружения. Выдавливание илов обычно обеспечивается пионерным способом возведения сооружения с большой интенсивностью отсыпки. Эффективность такого метода в значительной мере определяется прочностью илов, а также их сопротивлением сдвигу.

В 1964 г. автором и А.М. Масленниковым предложено использовать взрывы для временного снижения прочности илистых грунтов. Взрывные воздействия разрушают имеющиеся в рыхлых илистых грунтах структурные связи и временно переводят их в разжиженное состояние, что способствует более интенсивному выпору — отжатию илов силой тяжести возводимого сооружения. В частности, предложено выполнять взрывы подводных зарядов поблизости от откосов дамбы.

В 1965–1966 гг. Г.Т. Сазоновым (институт Механобр) разработан

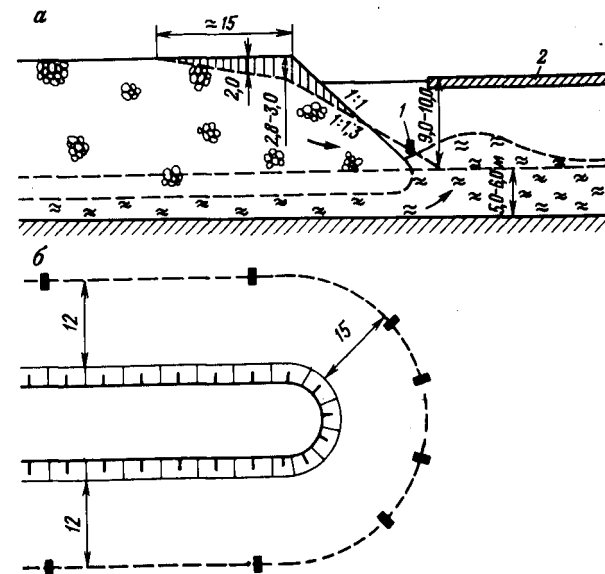


Рис. 4.32. Отжатие илов путем их разжижения взрывами:  
1 — заряд ВВ; 2 — лед

и им же выполнен проект строительства разделительной каменнонабросной дамбы хвостохранилища комбината "Апатиты" в губе Белая озера Имандра с разжижением илов взрывами. Дамбу шириной по верху 12 м отсыпали пионерным способом на глубине 10–12 м на слой диатомитовых озерных илов мощностью 7–8 м (рис. 4.32, а). В головной части дамбы и частично вдоль откосов одновременно с отсыпкой скального грунта взрывались опущенные под воду на слой ила вблизи границы с каменной наброской заряды из гранулированного тротила массой по 80 кг каждый (рис. 4.32, б). Общая масса одновременно взрываемых зарядов достигала 800 кг. Подводная граница скального грунта и ила легко прощупывалась опускаемым с воды грузом (лотом).

Сразу же после взрыва происходила осадка дамбы на 1–2 и даже 3 м, откос выполаживался. В основании откоса образовывались подводные валы отжимаемого ила высотой до 4 м. После взрывов в результате сползания неустойчивых участков обеспечивалась безопасность работы бульдозеров, разравнивавших и смещавших скальный грунт к краям дамбы. Как показало последующее зондирование толщи грунтов ультразвуковым эхолотом, примерно половина илов в основании дамбы оказалась отжатой, что обусловило повышение отметок дна акватории на 0,5–1 м. За период дальнейшей эксплуатации каких-либо заметных деформаций дамбы не отмечено.

**Уплотнение и кальматация грунтов ложа каналов.** Опытные взрывы в заполненных водой каналах, дно и откосы которых сложены суглини-



стыми грунтами, обусловили уменьшение расхода воды на фильтрацию из канала в 10–12 раз. Однако объяснения причин уменьшения фильтрации воды после взрывов различны.

Д.М. Кушнарев [18] основной причиной снижения коэффициента фильтрации ложа канала считает возникновение явлений кальматации пор грунта мелкими частицами, которые в период действия взрыва проникают с поверхности грунта массива вместе с интенсивно перемещающейся по порам водой (названо им взрывной кальматацией). В результате предложено выполнять взрывы подвешенных над поверхностью грунта мелких зарядов. Для каналов глубиной  $H = 1 \div 2$  м предложены заряды массой от 150 до 25 г (на откосах) при глубине погружения в воду  $0,6 H$  и расстояниях между ними в плане  $0,8 H$ . Применение зарядов большей массы вызывает опасения образования недопустимых трещин и разрушения откосов и дна канала.

А.Г. Смирнов [4] основной причиной уменьшения водопроницаемости ложа канала считает уплотнение грунта только в период действия взрывных волн. Поэтому предложено, регулируя время наполнения канала водой, обеспечивать оптимальную влажность грунтов ложа канала (см. § 3.3). Для уплотнения рекомендуется использовать горизонтальные цилиндрические заряды, подвешиваемые в воде или даже укладываемые на дно канала. Масса заряда значительно больше, чем в варианте Д.М. Кушнарева.

Опытная проверка проведена на участке Копетдагского канала Каракумской оросительной системы в маловлажных макропористых суглинках. По дну канала с площадью поперечного сечения около  $17 \text{ м}^2$  и с откосами 1:3 уложен горизонтальный цилиндрический заряд из аммонита № 6ЖВ массой 8 кг на 1 м. После замачивания грунта и подводного взрыва сечение канала увеличилось на  $0,8\text{--}1,2 \text{ м}^2$ , а плотность скелета грунта повысилась с  $1,49$  до  $1,65 \text{ г/см}^3$  на глубину  $4\text{--}5$  м. Удельный расход воды из канала уменьшился в 13–14 раз. Таким образом, в приводимом примере по существу использовали метод уплотнения рыхлых просадочных лёссовых грунтов предварительным замачиванием и последующими подводными взрывами (см. § 4.5). Эффект уплотнения суммарный: вначале при замачивании, затем в период действия взрыва в основном путем сжатия заземленного газа и в результате последующей, сравнительно длительной переукладки частиц грунта с разрушенной взрывом структурой.

Таким образом, рассматривая эти предложения, можно прийти к выводу, что в случае рыхлых и тем более просадочных лёссовых грунтов снижение потерь из каналов обеспечивается в период их строительства обычным уплотнением окружающего массива грунта любым способом, в частности подводными или глубинными взрывами. Основные параметры взрывного уплотнения следует принимать в соответствии с методикой, приведенной в § 4.1 и 4.4.

Для снижения фильтрации из любых необлицованных каналов, особенно эксплуатируемых, можно рекомендовать вариант микровзрывов Д.М. Кушнарева. Кроме возможной кальматации грунта, при микровзрывах, даже в сравнительно плотных грунтах, должно происходить обяза-

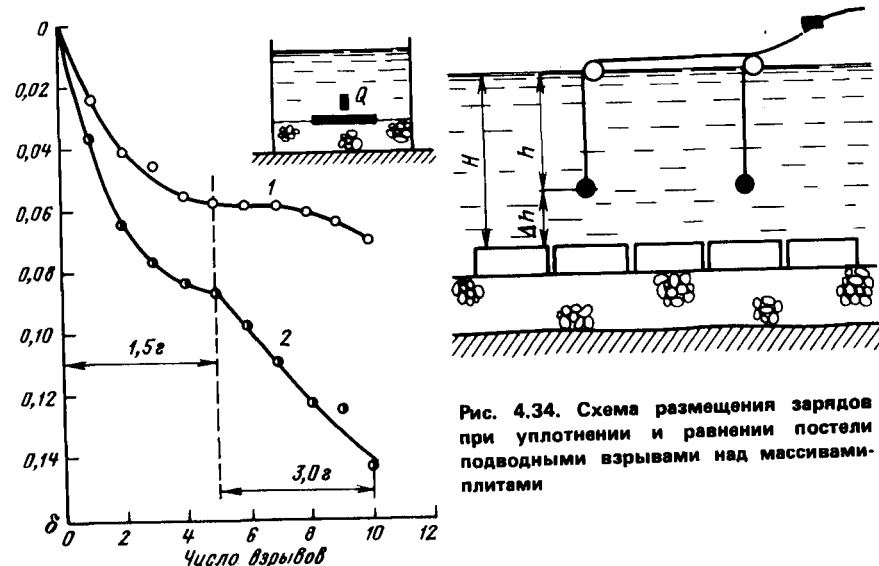


Рис. 4.33. Относительная осадка  $\delta$  поверхности щебня (1) и "трамбующей" плиты (2) при последовательных взрывах зарядов

тельное уплотнение поверхностного слоя грунта дна и бортов канала. В период действия взрывной волны и передачи части взрывной нагрузки на скелет грунта в самых верхних его слоях успеет произойти отжатие воды. Присутствие пузырьков газа в порах грунта благоприятствует этому процессу. Поэтому в ряде случаев можно рекомендовать временное осушение эксплуатируемых каналов с последующим заполнением водой перед проведением микровзрывов, которых может быть несколько серий. В результате образуется маловодопроницаемая корка, покрывающая все сечение канала. Для большей эффективности действия подводных взрывов в каналах следует взрывать подвешенные в воде над поверхностью грунта горизонтальные линейные заряды. Эффективность микровзрывов и их предельно допустимые параметры в различных условиях следует проверять на опытном участке.

*Равнение постелей и взрывная огрузка массивовой кладки.* Опытные работы показали, что подводными взрывами можно существенно уплотнить крупнообломочные грунты и каменную наброску (см. § 1.4, 4.5).

Для достижения большого эффекта уплотнения щебеночного грунта лабораторные взрывы зарядов в воде проводились над жесткой металлической плитой, уложенной на выровненную поверхность щебня (рис. 4.33). Круглая плита диаметром 52 см имела толщину 2 см. Заряды массой 1,5 и 3 г располагались под плитой на расстоянии 15 см. В результате взрывов осадка плиты оказалась вдвое большей, чем осадка слоя щебня, уплотняемого таким же взрывами, но без плиты. От поверхности жесткой плиты происходит отражение ударной волны. Наложение падающей и отраженной волн обуславливает повышение давлений на граничной поверх-

ности. В случае абсолютно жесткой преграды давление увеличивается в два раза.

Увеличение давлений вызывает большие сжимающие напряжения в верхних слоях грунта и, как следствие, большее разрушение структуры крупнообломочного грунта и его уплотнение. Кроме того, на контакте щебня с плитой наблюдалось хорошее выравнивание поверхности щебня, причем отдельные крупные частицы были втоплены в основную массу щебня.

Этот эффект предложено использовать для уплотнения постелей портовых сооружений, возводимых из массивовой кладки. На постель укладывается первый курс массивовой кладки и над ним взрывают подвешенные в воде на буйках (рис. 4.34) или на специальной раме группы зарядов. Массу зарядов и их размещение в первом приближении можно определить по зависимостям (4.11), (4.13) и (4.15). Высота подвески зарядов над массивами ( $\Delta h$ ) по сравнению с определяемой по формуле (4.10) может быть несколько уменьшена. Как правило, разрушения массивов в результате таких взрывов не происходит. Например, бетонная плита даже при взрыве накладного заряда сохранила свою целостность (см. рис. 3.5). В результате произойдет взрывная динамическая огрузка постели и контакта бетон — крупнообломочный грунт. Получается более плотное примыкание массивов к постели, все возможные выступы и неровности ее выравниваются. Следует ожидать также выравнивания поверхности курса кладки; перепады между блоками уменьшаются. Такая взрывная огрузка и дополнительное выравнивание первого курса кладки полезны также после обычного выравнивания и уплотнения основания подводными или глубинными взрывами.

**§ 5.1. ОСНОВНЫЕ ВИДЫ ВЗРЫВЧАТЫХ ВЕЩЕСТВ  
И КОНСТРУКЦИИ ЗАРЯДОВ ДЛЯ УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТОВ**

Виды ВВ, техника изготовления зарядов, монтажа взрывной сети и взрывания изложены в руководствах по взрывным работам [3] и др. Взрывные работы по уплотнению грунтов должны проводиться высококвалифицированными взрывниками в полном соответствии с Едиными правилами безопасности [7]. В гл. 5 приведены только некоторые особенности ВВ, изготовления зарядов и их взрывания, связанные со спецификой уплотнения водонасыщенных грунтов взрывами.

*Промышленные ВВ для уплотнения грунтов.* При уплотнении несвязных грунтов взрывами необходимы интенсивные ударные волны и поэтому следует применять бризантные ВВ. Из промышленных бризантных ВВ для уплотнения водонасыщенных грунтов наиболее целесообразно применять тротил и аммониты. Эти ВВ характеризуются различной водостойчивостью и плотностью, что сказывается на конструкции зарядов и их стоимости. В принципе, при соответствующей конструкции заряда и способе его погружения для уплотнения грунтов взрывами могут применяться любые промышленные ВВ.

Для подводных взрывных работ можно применять тротил (тринитротолуол). Тротил выпускают в виде тонких чешуек, прессованных шашек и литых зарядов, а также в виде гранул. Для зарядов из тротила при погружении в воду не требуется балласта и тем более какой-либо гидроизоляции. Гранулированные тротилы необходимо применять в водонаполненном состоянии, что несколько повышает их бризантность. Недостатком тротила является его высокая стоимость, примерно в 2 – 5 раз большая, чем аммонитов, причем наиболее дороги прессованный и особенно литой тротилы.

Аммониты, представляющие собой механическую смесь аммиачной селитры и тротила с различными горючими добавками, применяются наиболее широко. Из всех промышленных ВВ они наименее опасны в обращении. Аммониты не взрываются от удара, трения и огня, не теряют своих взрывчатых свойств при изменении температуры и после продолжительного хранения. Широкое применение аммонитов при промышленных взрывах объясняется также их меньшей стоимостью по сравнению с другими ВВ и недефицитностью. Основным недостатком обычных аммонитов является их большая гигроскопичность, при намокании они не взрываются. При подводных взрывных работах, и в частности при уплотнении несвязных грунтов, заряды из таких аммонитов необходимо помещать в оболочки, надежно изолирующие ВВ от воды.

Другим недостатком россыпных и особенно патронированных аммонитов для ведения подводных работ является то, что переуплотнение аммонитов приводит к их частичному взрыву или отказу. В связи с этим для надежного погружения в воду зарядов из россыпного или патронированного аммонита необходимо применять балласт или тяжелые оболочки, увеличивающие среднюю плотность заряда. Плотность зарядов из более дорогостоящего прессованного аммонита выше и для его погружения в воду не требуется балласта, но вследствие большой гигроскопичности его также необходимо гидроизолировать, что удорожает и усложняет взрывные работы. Поэтому промышленностью выпускаются аммониты из гидрофобной ожелезненной селитры с использованием гидрофобных добавок. Менее гигроскопичные аммониты имеют такие же номера, как и обычные, но с добавкой индекса ЖВ. Стоимость более водостойчивых аммонитов немного выше стоимости обычных аммонитов соответствующих мощностей, но возможность в ряде случаев применения из без гидроизоляции являются их достоинством.

Для взрывных работ в водонасыщенных грунтах можно применять граммониты. При выполнении взрывных работ по уплотнению грунтов заряды остаются в погруженном состоянии не более суток и поэтому применение аммонитов № 6ЖВ, В-3 и граммонитов 50/50 и особенно 30/70 возможно без гидроизоляции.

Энергетические характеристики ВВ различны и их эффективность учитывается введением в ранее описанные зависимости для определения массы зарядов переводных коэффициентов  $k_n$  (см. табл. 4.1).

**Средства взрывания:** огнепроводный шнур (ОШ), капсули-детонаторы (КД), электродетонаторы (ЭД) и детонирующий шнур (ДШ) [3].

**Конструкции зарядов.** Форма и конструкция зарядов зависят от способа уплотнения грунта и метода их погружения в грунт или воду. При уплотнении грунтов глубинными взрывами заряды изготовляют преимущественно цилиндрической формы, желательной высотой не больше трех-четырех диаметров. В случае спуска ВВ в заранее погруженные обсадные трубы заряд должен быть на 20 – 25 мм меньше внутреннего диаметра трубы. Можно применять и более удлиненные заряды, но их эффективность и основные расчетные параметры ( $R_z$ ,  $h_{yn}$ ,  $h$ ) должны быть проверены пробными взрывами. С удлинением заряда радиус его действия несколько уменьшается, но увеличивается интенсивность динамических воздействий в верхних слоях грунта.

При использовании водостойких ВВ гидроизоляции зарядов не требуется и необходимо обеспечить только требуемую форму заряда. Больше того, заполнение пор и полостей заряда водой обеспечивает больший эффект ударного воздействия взрыва. Для россыпных, например гранулированных, ВВ можно применять любые оболочки, придающие заряду необходимую устойчивую форму. При использовании патронированных ВВ (например, аммонита №6ЖВ) или прессованных и плавленых ВВ (тротил) заряды складываются из отдельных патронов или шашек (рис. 5.1). Для уплотнения больших объемов грунта заряды из тротила по специальному заказу могут быть отлиты в заводских условиях.

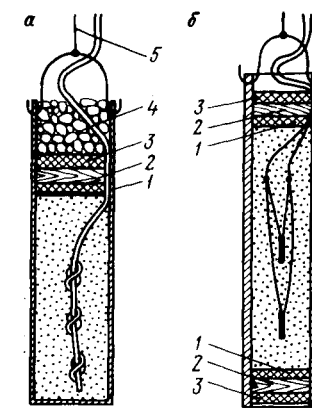
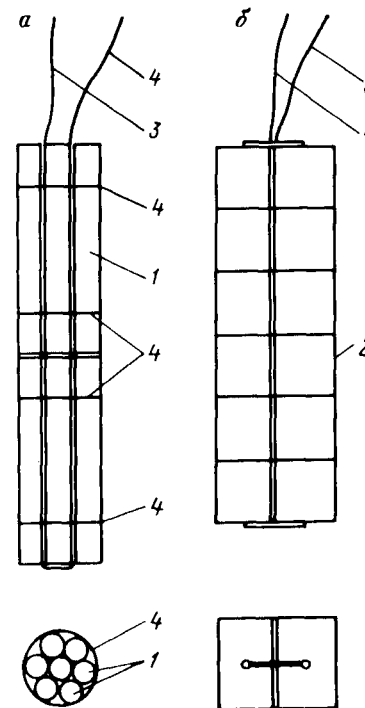


Рис. 5.1. Конструкции зарядов из патронированного аммонита (а) и тротиловых шашек (б):

1 — патронированный аммонит; 2 — тротильная шашка; 3 — ДШ; 4 — шпагат

Рис. 5.2. Примеры конструкций зарядов из аммонита массой 5 кг:

1 — солидол (0,5 – 1 см); 2 — деревянная пробка с прорезью для ДШ; 3 — битум; 4 — балласт; 5 — шпагат

При использовании гигроскопичных ВВ можно применять гидроизолирующие оболочки, способные без нарушения сплошности выдерживать гидростатическое давление воды, определяемое глубиной погружения заряда. В зависимости от этого можно применять оболочки из железа, стекла, резины, пластмасс (например, полиэтилен) и др. Швы и отверстия для ввода проводов и ДШ должны быть тщательно гидроизолированы. Например, заряды можно помещать в обрезки тонкостенных стальных и асбоцементных труб или в специальные оболочки из листового или кровельного железа. Торцы труб герметизируются солидолом, битумом и конусными деревянными пробками. Заряды, помещенные в стальные трубы, не требуют пригружающего балласта. При значительных глубинах (10 м и более) оболочки необходимо испытывать на водопроницаемость опрессовкой под давлением, а при меньших глубинах — заливкой водой или лучше керосином.

Вариант конструкции заряда из гигроскопичного ВВ при погружении его в грунт с помощью обсадной трубы диаметром 150 мм на глубину до 10 м приведен на рис. 5.2, а, а для больших глубин на рис. 5.2, б.

Конструкция зарядов при подводных взрывах аналогична конструкции зарядов, применяемых при глубинных, но нет необходимости в создании правильной формы заряда. В частности, заряды из гранулированного тротила можно помещать в мешках из-под ВВ, а для зарядов из аммонита можно использовать емкости, обеспечивающие гидроизоляцию при погружении зарядов в воду на заданную глубину (железные бочки, стек-

ланные бутылки, полиэтиленовые мешки и др.). Желательно для подводных взрывов применять заряд с меньшим соотношением диаметра и высоты.

Кроме сосредоточенных зарядов, возможно применение плоских и шнуровых зарядов, которые распределяют динамическое воздействие на значительную площадь подводного массива грунта. Рациональность их применения должна быть проверена, особенно для уплотнения подводной каменной наброски. При необходимости значительного местного уплотнения каменной наброски возможно также использование зарядов с кумулятивной выемкой, направленной в сторону уплотняемой зоны грунта.

Для поверхностных взрывов наружные заряды следует изготавливать из наиболее дешевых ВВ (аммонита и др.) и помещаемых в мягкие оболочки. Гидроизоляция поверхностей заряда, соприкасающихся с водой, может выполняться из любых гидроизолирующих смесей. Следует обеспечить плотное прилегание заряда к поверхности грунта, ширина заряда должна быть больше его высоты. При проведении опытных взрывов желательно проверить рациональность применения плоских зарядов.

### § 5.2. МЕТОДЫ ПОГРУЖЕНИЯ ЗАРЯДОВ В ГРУНТ И ВОДУ

Для погружения зарядов в грунт можно использовать буровые скважины, обсаженные трубами. При глубине погружения до 8 м бурение может выполняться с легкого копра высотой 4 — 5 м. Скважины в песчаных грунтах с учетом образующихся пробок следует бурить на 1 — 1,5 м ниже глубины заложения заряда. Заряд в скважину погружают с помощью веревки и фиксируют на заданной глубине. После этого обсадные трубы извлекают, при этом нужно следить по смещению узла на веревке, чтобы заряд не поднимался вместе с трубами. Перед подъемом обсадной трубы нужно подливать воду в скважину.

Применение вибрационного метода значительно ускоряет, а при большом объеме работ удешевляет процесс погружения зарядов в грунт. Вибропогружатель состоит из обсадной трубы с оставляемым (рис. 5.3, а) в грунте или раскрывающимся (рис. 5.3, б) наконечником и вибратора, прикрепленного к верху трубы. Вибропогружатель монтируется на кране. Заряд вставляется в обсадную трубу; при работающем вибраторе труба извлекается, а наконечник остается в грунте вместе с зарядом или раскрывается.

При опытном погружении заряда массой 5 кг на глубину 5 м в обсадной трубе с оставляемым наконечником с помощью вибратора БТ-5 на опускание заряда и извлечение трубы затрачивалось 4 — 5 мин. Производительность одного агрегата при глубине погружения зарядов 4,5 м и расстоянии между зарядами 10 м может достигать 25 зарядов в смену, что соответствует уплотнению одной серией взрывов 15 — 20 тыс. м<sup>3</sup> грунта в смену.

При уплотнении лёссовых грунтов в Запорожье и Грозном [19] применен вибрационный способ погружения обсадных труб диаметром 100 — 150 мм с закрытым нижним концом на глубину 12 — 14 м. Вибропогру-

жение и вибровыдергивание производилось вибратором ВПП-2А с помощью самоходного 16-тонного крана Э-801 или К-161. Заряды помещали в обсадных трубах, в качестве забойки использованы вода и грунт. Нижние концы металлических труб разрывались взрывом, но тем не менее их легко извлекали из увлажненного лёссового грунта.

Обсадную трубу перед забивкой устанавливали на наконечник, который в случае слабых грунтов может быть изготовлен из металлической пластины со штырями-фиксаторами. Последовательность операций по погружению зарядов показана на рис. 5.4. Таким образом, с помощью молота массой 2,5 т выполнена установка зарядов массой 5 — 9 кг на глубину 4,5 — 8 м при уплотнении намыльных грунтов (рис. 5.4). На забивку трубы диаметром 200 мм и установку одного заряда затрачивалось менее 3 мин. С учетом различного рода перерывов за 1 ч в среднем выполняли 10 — 12 погружений.

Для погружения обсадных труб возможно также использование различного рода задавливающих агрегатов.

Погружение зарядов подмывом можно выполнить при помощи штанговой гидроиглы, применявшейся при дноуглубительных работах на песчаных перекатах Дона и Днепра. Штанговая гидроигла представляет собой металлическую трубу диаметром 30 — 50 мм.

Перед началом погружения заряд прикрепляется крючками-пружинами к гидроигле, затем подается вода от насоса и производится погружение заряда в песчаный грунт. После достижения проектной глубины на 20 — 25 с прекращается подача воды, происходит засасывание заряда, и штанговая гидроигла выдергивается, причем заряд срывается с крюков и остается в грунте. Продолжительность погружения заряда на глубину 5 м, составляет 1,5 — 2 мин. Описание конструкций таких агрегатов для погружения зарядов на местности, покрытой водой, приводится в ряде работ [32].

При погружении подмывом обсадной трубы (рис. 5.5) к патрубку на ее крышке с помощью быстроразъемного соединения подключается напорный шланг. Труба краном ставится в вертикальное положение и затем под напором подается вода. После погружения трубы на проектную глубину подача воды прекращается, открывается крышка и в трубу опускается заряд. При необходимости для создания пригрузки в поднимаемую трубу можно подливать воду. Если зарядание выполняется после

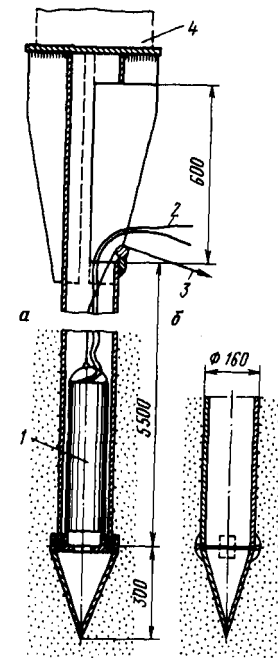


Рис. 5.3. Инвентарная обсадная труба для погружения зарядов в грунт:

1 — заряд; 2 — провод или ДШ; 3 — трос; 4 — вибратор

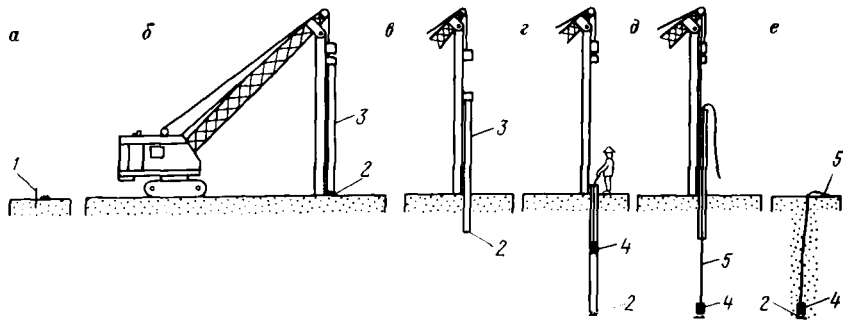


Рис. 5.4. Погружение зарядов в грунт в забивные обсадные трубы:

*a* — установка наконечника (2); *b* — постановка трубы (3) на наконечник; *в* — погружение трубы (3) в грунт; *г* — погружение заряда (4); *д* — выдергивание трубы; *е* — погруженный заряд; 1 — колышек; 5 — шпагат и ДШ

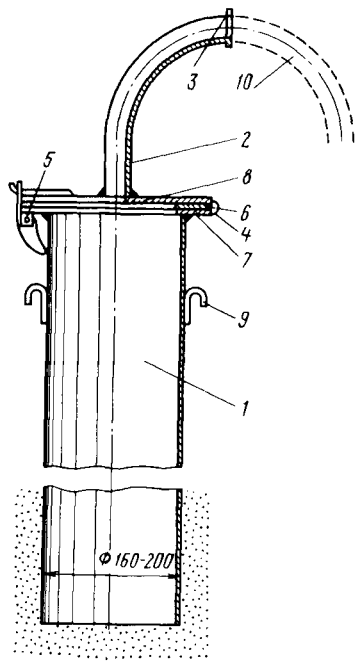


Рис. 5.5. Обсадная труба для погружения зарядов подмывом:

1 — труба; 2 — патрубок; 3 — соединение со шлангом; 4 — резиновая прокладка; 5 — замок-защелка; 6 — шарнир; 7 — фланец; 8 — крышка; 9 — крюки; 10 — напорный шланг

погружения трубы, то перед опусканием заряда ее необходимо промыть. Таким образом устанавливались заряды при уплотнении песчаных грунтов в районе пос. Черноголовка. На строительстве Капчагайской ГЭС подмыв мелкозернистого песка выполнен прямым опусканием напорного гибкого шланга в трубу на уровень ее нижнего конца. Труба, устанавливаемая краном, при этом легко и быстро внедрялась в грунт под действием собственного веса. Извлечение труб после погружения в них зарядов выполнено тем же краном.

Для погружения в воду группы зарядов по контуру уплотняемого участка устанавливаются швартовые бочки таким образом, чтобы цепи,

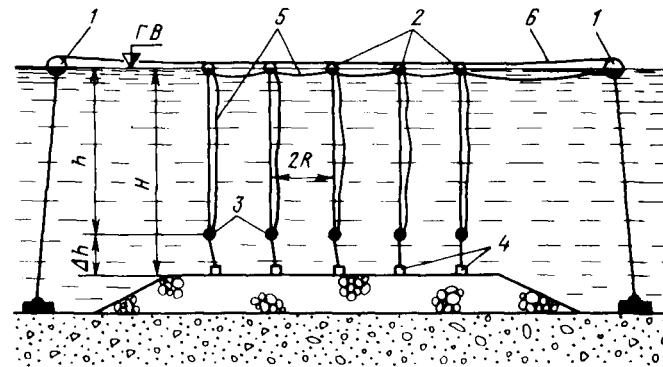


Рис. 5.6. Установка подводных зарядов над поверхностью каменной наброски или основания:

1 — швартовые бочки; 2 — поплавки; 3 — заряды; 4 — грузы; 5 — ДШ или провод; 6 — стальной трос

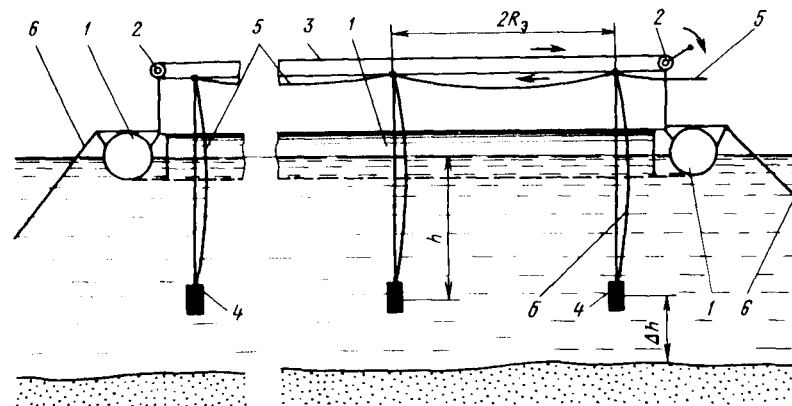


Рис. 5.7. Понтон-рама для подвески зарядов в воде

соединяющие бочку с якорем, не имели слабин (рис. 5.6). Бочки соединяются между собой стальным тросом, размеченным марками. Между противоположными тросами по маркам натягиваются поперечные стальные тросы диаметром 6 — 8 мм или пеньковые канаты с прикрепленными на определенном расстоянии поплавками для подвески зарядов. Поплавки могут быть изготовлены из металла в виде буйев или из дерева. Деревянные полавки изготавливаются из обрезков бревен в зависимости от требуемой грузоподъемности длиной 50 — 100 см и должны иметь рымы для подвески зарядов. Очень удобно использовать в качестве поплавок автомобильные камеры. Заряды ВВ подвешиваются к поплавкам. В случае значительных скоростей течения воды положение заряда фиксируется с помощью груза (см. рис. 5.6). При погружении в воду зарядов из гидро-

гигроскопических ВВ необходимо наблюдать за выделением на поверхности воды пузырьков воздуха. Бурное выделение воздуха свидетельствует о нарушении изоляции заряда, и его следует заменить.

Для установки подводных зарядов весьма удобен понтон-рама (рис. 5.7), состоящий из четырех полых, заваренных с торцов металлических труб-понтон<sup>ов</sup> 1, соединенных шарнирно между собой рамной конструкцией. Подводные заряды подвешиваются на тросе 3 и с помощью блока 2 последовательно перемещаются на место взрыва. Расстояние между блоками и тросами должно быть равным эффективному радиусу  $R_3$ . Понтон фиксируется над местом взрыва с помощью тросов, связанных с якорями 6 или другими конструкциями. Все заряды 4 взрываются одновременно. Понтон хотя и несколько подбрасывался куполом выходящих из воды газов взрыва, но сохранял свою целостность. Для выполнения взрывов следующих серий понтон или заряды смещаются на один радиус эффективного действия заряда и все операции повторяются. Последовательно перемещая понтон по всему участку уплотнения, можно обеспечить весьма быстрый и нетрудоемкий процесс расстановки зарядов и монтажа взрывной сети 5.

### § 5.3. МЕТОДЫ ВЗРЫВАНИЯ ЗАРЯДОВ

Глубинные и подводные заряды следует взрывать с применением ДШ или ЭД.

При взрывании зарядов детонирующим шнуром обеспечивается наиболее безопасное заглубление зарядов в грунт. Поэтому в тех случаях, когда заряды опускают в грунт одновременно с погружением обсадных труб, например, с помощью вибратора, следует применять бескапсульный метод. Для увеличения импульса, создаваемого взрывом ДШ, перед введением его в заряд из порошкообразных ВВ, делается два-три узла ДШ (см. рис. 5.2). Также можно обеспечить большую интенсивность взрывного воздействия, укладывая ДШ в заряд, сложенный в две-три нитки. Концы ДШ, находящегося в воде, должны быть надежно гидроизолированы мастикой. В этом случае ДШ сохраняет свои взрывчатые свойства.

Для глубинных и подводных взрывов следует применять более мощные и водоустойчивые ЭД. Во избежание утечки электрического тока следует применять ЭД с проводами, имеющими резиновую или полихлорвиниловую изоляцию. Особое внимание следует обращать на тщательность гидроизоляции соединения выводных проводов с электровзрывной сетью.

Для взрывания аммиачной селитры, слежавшегося или влажного аммонита, плавленного и гранулированного тротила начального импульса от обычного капсуля-детонатора или ДШ недостаточно, и необходимо применять патроны-боевики. Их можно изготовлять из сухого, хорошо разрыхленного аммонита или шашек плавленного тротила с впрессованным порошкообразным тротилом. Патроны-боевики из гигроскопических ВВ или с электродетонаторами в картонных оболочках должны быть гидроизолированы.

Электродетонаторы в электровзрывной сети можно соединять последовательно, параллельно или в различных комбинациях этих двух способов (параллельно-последовательно, параллельно-ступенчато и др.) [3]. Последовательное соединение ЭД является наиболее простым. В практике взрывных работ чаще всего применяется попарное параллельно-последовательное соединение ЭД, при котором два ЭД, вводимые в заряд, соединяются между собой параллельно, а пары ЭД в сеть — последовательно. Можно также дублировать сеть концевых проводов, находящихся в грунте или воде. Достоинством такого способа соединения ЭД является его надежность, так как при повреждении в каком-либо заряде электродетонатора или его концевых проводов электровзрывная сеть не размыкается.

При уплотнении грунтов взрывами провода всех участков электровзрывной сети должны иметь надежную водонепроницаемую изоляцию (резиновую или полихлорвиниловую). При глубинных взрывах теряются только концевые провода. Поэтому участковые и, конечно, магистральные провода можно многократно использовать при взрыве следующих зарядов. Для их изготовления желательнее применять хорошо гидроизолированный многожильный провод. С целью обеспечения небольшого подъема поверхности при глубинных взрывах и образования водяного купола при подводных взрывах, длину участкового (соединительного) провода следует принять на 10 — 20 % большей расстояния между зарядами в плане.

Детонирующим шнуром при глубинных и подводных взрывах можно соединять заряды параллельно-ступенчато, а при поверхностных — последовательно. Шнуры ответвлений (концевики) с магистральным шнуром соединяются внакладку и закрепляются шпагатом. Бескапсульный способ взрывания зарядов в значительной мере устраняет опасность их преждевременного взрыва. К тому же при использовании ДШ невзорвавшийся заряд (отказ) вследствие отсутствия капсуля-детонатора не представляет опасности и при глубинном способе уплотнения может быть даже оставлен в грунте. Однако электрический способ взрывания зарядов дешевле способа взрывания детонирующим шнуром.

При использовании ДШ может применяться смешанный способ взрывания. Часть взрывной сети, заглубленная в воду или грунт, выполняется из ДШ, а на поверхности грунта или воды монтируется электровзрывная сеть, причем к каждому отрезку ДШ, идущему от одного заряда, прикрепляется отдельный электродетонатор.

Как было показано в § 3.4 и 4.1, использование определенных интервалов замедлений между взрывами каждой очереди или яруса оказывает влияние на эффективность уплотнения грунта. Распределяя заряды в плане и по глубине, выполняя взрывы в определенной последовательности и регулируя интервал между ними, можно управлять процессом уплотнения грунта и менять его в желаемом направлении.

Наиболее объективна оценка момента очередного взрыва по данным непосредственных наблюдений за процессом уплотнения грунта. В различных районах площадки на глубину уплотняемого слоя должны быть уста-

новлены пьезометры для замера избыточных давлений в поровой воде. Определив степень разжижения слоя грунта, можно выполнить взрыв заряда в момент ее уменьшения до заданной величины.

Для оперативного контроля за изменением порового давления необходимо, чтобы показания пьезометров поступали к находящемуся в безопасной зоне пульту управления. В этом случае наиболее рационально применение различного типа электрических преобразователей давлений (датчиков), а для подрыва зарядов — электровзрывной сети, также выведенной к пульту управления.

С увеличением водопроницаемости несвязного грунта, время его уплотнения сокращается, например, в гравелистых грунтах оно может измеряться несколькими секундами. При этом для управления последовательностью взрывов должны применяться замедленные способы взрывания по заданной схеме. В сравнительно больших толщах пылеватых песков с малыми коэффициентами фильтрации продолжительность уплотнения может достигать нескольких часов. В этом случае монтаж взрывной сети можно выполнять после каждого взрыва, а интервалы между взрывами можно выдерживать с меньшей точностью без устройства специального пульта управления.

При взрывах зарядов с заданными интервалами по времени необходимо исключить их подбой при взрыве соседнего заряда в грунте. Как показывает опыт групповых взрывов, расстояния между зарядами до  $0,5 R_3$  в рыхлых грунтах и  $0,7 R_3$  в более плотных обеспечивают их целостность и, конечно, не вызывают детонации. Меньшие расстояния должны быть проверены в каждом случае пробными взрывами.

По ряду причин, особенно производственного характера, может оказаться невозможным предварительное погружение зарядов нескольких очередей и их подрыв с определенными интервалами. Несмотря на то что основное изменение плотности песчаных слоев мощностью 5 — 10 м происходит в первые несколько десятков минут после взрыва, менее интенсивный процесс консолидации может продолжаться в течение нескольких часов, а в пылеватых песках — и суток. Поэтому последующие взрывы следует проводить на том же участке, используя для облегчения разрушения структуры не полностью стабилизированное состояние грунта. Только по окончании уплотнения одной части массива допустимо перемещать агрегаты для погружения зарядов на новый участок уплотнения.

О технике безопасности при уплотнении грунтов взрывами. При использовании промышленных ВВ необходимо тщательное и неукоснительное выполнение правил техники безопасности. Правила хранения и транспортировки ВВ и СВ, а также правила техники безопасности при изготовлении зарядов, их установке и взрывании изложены в Единых правилах безопасности [7]. Выполнение требований этих правил должно проверяться не только на стадии составления проекта уплотнения, но и при первом анализе возможных способов уплотнения грунтов на данном объекте. В ряде случаев масса зарядов, их расположение и последовательность взрывания определяются требованиями безопасности.

#### § 5.4. ОСНОВНЫЕ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ СХЕМЫ УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТОВ ВЗРЫВАМИ

Выбор схемы уплотнения взрывами определяется многими факторами: глубиной уплотнения, расположением горизонта воды и водонасыщением, требуемым изменением плотности сложения грунта, видом уплотняемого грунта, методами или последовательностью создания массива грунта, который необходимо уплотнить, и др.

Выбор между поверхностными, подводными или глубинными взрывами определяется в основном требуемой глубиной уплотнения и толщиной слоя воды над поверхностью грунта.

При малой толщине слоя грунта можно сопоставлять схемы уплотнения поверхностными и мелко заложеными глубинными зарядами (рис. 5.8, а, в). Для первого случая характерен относительно большой расход ВВ, а для второго — значительная трудоемкость работ. Кроме того, при поверхностных взрывах в грунтах, характеризующихся некоторой связностью, например супесях, могут образовываться незаплывающие разжиженным грунтом воронки, особенно при относительно низком расположении горизонта грунтовых вод. Увеличить динамическое воздействие взрыва поверхностных зарядов и, как следствие, уменьшить их массу можно путем обвалования участка уплотнения и заливки образовавшегося бассейна водой (рис. 5.8, б). При этом уменьшается вероятность сохранения воронок выброса, особенно после взрывов смещенных в плане зарядов последующих серий взрывов.

Достаточно большой слой воды предопределяет эффективность уплотнения грунтов подводными взрывами (рис. 5.8, г, д). Однако и в этом случае более эффективны глубинные взрывы (рис. 5.8, е). Слой воды  $H$  позволяет увеличить массу заряда камуфлетного взрыва по сравнению с обычным глубинным взрывом ( $H = 0$ ). В свою очередь, это приводит к увеличению радиуса  $R_3$  и глубины уплотнения грунта.

Подводные взрывы подвесных зарядов являются практически единственным вариантом взрывного метода уплотнения каменной наброски. Если допускать некоторый разброс, возможно взрывание поверхностных зарядов под небольшим слоем воды (см. рис. 5.8, б).

Возможные схемы уплотнения слоя водонасыщенного грунта глубинными взрывами различаются только числом ярусов зарядов и последовательностью их взрывания (рис. 5.9, а, б, в) (см. § 3.4 и 4.1).

При взрывании зарядов нижнего яруса раньше зарядов верхнего или при их одновременном взрывании заряды всех ярусов можно погружать в одну скважину и устанавливать по мере извлечения обсадных труб. В случае взрывания верхних ярусов раньше нижних, как это, например, требуется при способе послойного разрушения структуры (см. § 4.1), заряды можно размещать в одной скважине только при использовании электродетонаторов ЭДЗД или ЭДКЗ.

При необходимости большего замедления, чем выпускаемые промышленностью ЭДЗД (10 с), заряды каждого яруса следует взрывать раздельно (см. рис. 5.9, в). Расстояние между скважинами должно быть таким,



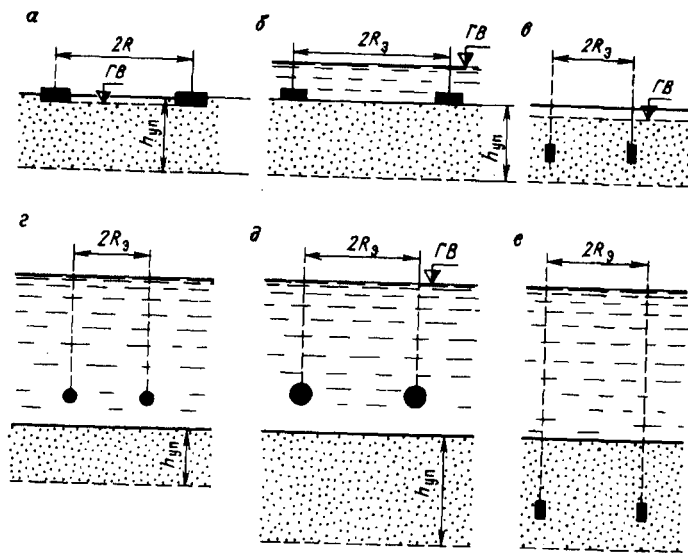


Рис. 5.8. Возможные варианты уплотнения малого (а, б, в) слоя надводного или подводного (г, д, е) намыва или отсыпки грунта:

а — поверхностные взрывы; б — поверхностные взрывы с заливкой участка слоем воды; в — глубинные взрывы; г, д — подводные взрывы; е — глубинные взрывы

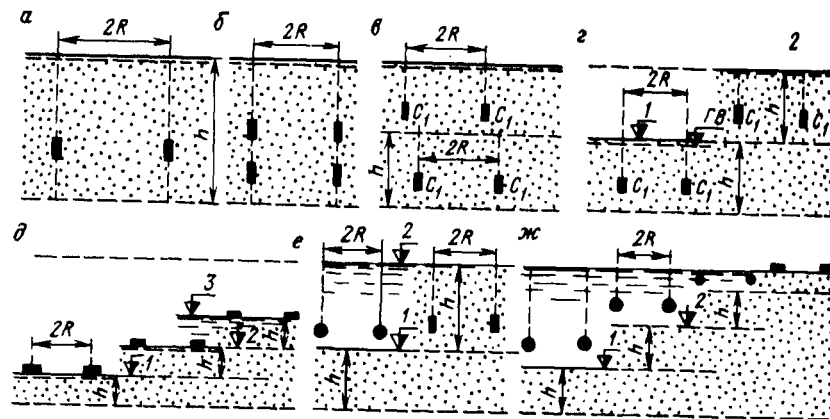


Рис. 5.9. Возможные варианты уплотнения слоя:

а — глубинные одноярусные заряды; б — два яруса одновременно взрывааемых глубинных зарядов; в — два яруса зарядов, нижний ярус взрывают сразу же после взрыва верхнего ("послойное разрушение структуры"); г — глубинные взрывы при послойном возведении сооружения; д — поверхностные взрывы при послойном возведении сооружения; е, ж — возможные комбинации подводных, глубинных и поверхностных взрывов при послойном возведении сооружения под водой

чтобы гарантировалась сохранность ДШ и электропровода нижнего заряда при взрыве верхнего. Ориентировочно можно принять  $(0,3 \div 0,5) R$ , более близкое расположение скважин должно быть проверено опытными взрывами. При этом во время установки зарядов нижнего яруса необходимо не натягивать ДШ или провод, а дать им максимальную слабину.

В процессе возведения отсыпки или намыва в воду толщии грунтов возможно послойное их уплотнение. В этом случае могут быть применены глубинные, подводные и поверхностные взрывы, а также различные их комбинации (см. рис. 5.9, г, д, е, ж). При поверхностных и подводных взрывах допускается меньшая толщина послойной укладки грунтов, чем при глубинных взрывах.

В конкретном случае для выбора схемы уплотнения необходимо технико-экономическое сопоставление вариантов. При этом для каждой схемы, особенно при относительно малых зарядах, нужно стремиться к оптимальной по стоимости массе заряда, величина которого определяется по методике, изложенной в § 6.4. Окончательный выбор схемы и ее основных параметров определяется не только минимальной стоимостью, но и в значительной мере сроками выполнения работ и возможностями строительных организаций, в частности оборудованием для погружения зарядов в грунт.

Существенные осложнения в работы по уплотнению грунтов взрывами вносит необходимость их предварительного насыщения водой. Поэтому уплотнение грунта взрывами следует проводить при наивысшем уровне грунтовых вод. При этом желательно временно выключать глубинные водопонижительные установки. Особенно перед взрывом зарядов, чтобы снизить фильтрационные силы, создающие дополнительные сжимающие напряжения в скелете грунта. Сразу же после взрыва насосы могут быть включены, и их работа будет способствовать быстрейшему уплотнению грунта.

Водонасыщение грунта может выполняться простейшими приемами, например, путем обвалования участка уплотнения (карты) грунтом и заливкой с поверхности слоем воды, который следует поддерживать в течение всего периода замачивания толщии грунта. Количество подаваемой воды на  $1 \text{ м}^2$  участка уплотнения и время замачивания определяются водопроницаемостью грунта, толщиной замачиваемого слоя, его пористостью и в некоторой мере размерами участка. В зависимости от этих факторов продолжительность замачивания для песчаных грунтов может исчисляться часами и сутками, а для лёссовых — сутками и неделями. Необходимый расход воды и время поддержания слоя воды в прудке следует оценивать известными расчетами фильтрации и уточнять по наблюдаемому водопоглощению.

При уплотнении намывных территорий или профильных сооружений (плотин, дамб), возводимых выше горизонта воды, желательно использовать насыщение грунта в период намыва. Уплотнение нужно выполнять по ярусам, по мере возведения сооружения, и взрывные работы следует проводить сразу же после прекращения намыва очередного слоя. Для обеспечения надежного насыщения грунта водой возможна заливка всего

участка намыва с установкой шандорных досок в водосбросных колодцах.

Для эффективного уплотнения взрывами насыщение водой малосвязных грунтов должно быть максимальным. При насыщении водой малоувлажного грунта в его порах защемляется некоторое количество газа. В лабораторных условиях даже при замачивании песка водой снизу содержание защемленного воздуха достигло 12 % [10]. Контроль водонасыщения при замачивании грунта весьма затруднителен и не надежен. Использование пьезометров возможно только при близком к поверхности грунта расположении водоупора. Но и при этом уровень воды в пьезометре всегда ниже горизонта воды в прудке, а при дальнейшем расположении водоупора пьезометрическая скважина в водонасыщенном замачиваемом сверху грунте будет сухой (давление в воде при ее свободной инфильтрации близко к 0).

Для контроля водонасыщения можно бурить скважины с отбором по глубине образцов грунта. Обязательным во всех случаях является контроль расхода воды, т.е. установка на водопроводных линиях водомеров и замер уровня воды в прудке. Тогда по объему поступившей в грунт воды и его пористости можно приближенно определить объем насыщенного водой грунта.

Недопустим перерыв в замачивании грунта, т.е. разрыв сплошности потока фильтрующей воды. При вынужденном перерыве процесс замачивания приходится начинать сначала.

Для ускорения процесса замачивания лёссовых оснований можно применять поглощающие скважины, заполненные шлаком, щебнем, гравием, крупнозернистым песком или другими хорошо дренирующими материалами (см. рис. 4.11). Расстояние между поглощающими скважинами рекомендуется принимать 4 – 6 м при диаметре 0,4 – 0,5 м и глубине 65 – 70 % общей мощности просадочных грунтов [19]. Скважины диаметром 0,4 – 0,6 м бурили шнековой установкой СО-2 Укрглавспецстрой со скоростью проходки 20 м/ч при глубине до 30 м [19]. Телескопическая буровая колонна дает возможность увеличивать глубину бурения путем раздвижки первой и последующей секций, что исключает их наращивание и демонтаж, неизбежные в других буровых установках. При засыпке скважин дренирующим материалом в ее верхней части для защиты стенок от размыва устанавливали оголовник (см. рис. 4.11) из обрезка металлической трубы диаметром, равным диаметру скважины. Воду в скважины подавали по разводящей водопроводной сети, состоящей из элементов, изготовленных из труб диаметром 25 – 100 мм, с гибкими соединениями и вентилями над каждой скважиной. В зависимости от водопоглощения каждой дрены вентилями поддерживали постоянный уровень воды в оголовниках (см. рис. 4.11, а, б). Кроме того, можно применять вариант без оголовника (см. рис. 4.11, в) с устройством общей для всех скважин дренирующей подушки и постоянной заливкой водой всего участка. В этом варианте обеспечивается более надежное насыщение грунта водой, особенно в верхнем слое.

В поглощающие скважины перед заполнением их дренирующим мате-

риалом для погружения зарядов устанавливали металлические трубы диаметром 100 мм с заваренным нижним концом (см. рис. 4.11, б). В качестве забойки использовали грунт, заливаемый водой. Для уменьшения высоты зарядов предложены трубы с уширением для зарядов. После взрыва разорванный конец трубы длиной около 0,7 – 1,2 м отрезали, вместо него приваривали новый наконечник, и обсадную трубу использовал повторно.

На Украине [19], а в дальнейшем в Болгарии [41] применена технология уплотнения лёссовых грунтов путем предварительной установки труб "насухо", проведения замачивания, прекращения подачи воды и демонтажа водопроводной сети. Последующее взрывание зарядов в металлических трубах допустимо только в одну серию. Кроме того, теряется часть разорванных труб, а ручные работы по забойке грунтом и водой после установки в них зарядов очень трудоемки. Можно рекомендовать заряжание в замоченный грунт с помощью инвентарных труб, извлекаемых перед взрывом зарядов. В этом случае следует применять несколько серий взрывов. Эффект уплотнения при этом значительно выше, особенно в верхних слоях толщи лёссовых грунтов. В этом случае в течение всего периода уплотнения необходимо обеспечивать насыщение всей толщи грунта водой.

При близком к поверхности уровне грунтовых вод определенные трудности возникают с отводом выходящей после взрыва на поверхность участка уплотнения отжимаемой из пор грунта воды. Кроме того, при уплотнении образуется местное понижение, в котором скапливаются и дождевые воды. Поэтому после первой серии взрывов проходимость механизмов по участку работ следует учитывать даже небольшие уклоны местности и устраивать поверхностный водоотвод канавами. В лёссовых грунтах для беспрепятственного прохождения механизмов можно устраивать "подушки" или местные подсыпки-дорог из дренирующего материала. В этом случае затруднений в проведении взрывных работ, погружении зарядов и выдергивании обсадных труб перед каждой серией взрывов не возникает.

Таблица 6.1

Пески	Плотность сложения песков		
	Плотные	Средней плотности	Рыхлые
Гравелистые, крупные и средней крупности	0,55	0,55–0,7	0,7
Мелкие	0,6	0,6–0,75	0,75
Пылеватые	0,6	0,6–0,8	0,8

§ 6.1. О ХАРАКТЕРИСТИКАХ ПЛОТНОСТИ СЛОЖЕНИЯ  
 НЕСВЯЗНЫХ ГРУНТОВ

В течение длительного времени в качестве основной характеристики плотности сложения песков применялась степень плотности сложения  $I_D$ , определяемая по зависимости (1.6). Весь диапазон изменения  $I_D$  от нуля до единицы делили на три равные части и вводили условную классификацию несвязных грунтов по ее величине: рыхлые –  $0 < I_D \leq 0,33$ ; средней плотности –  $0,33 < I_D \leq 0,66$ ; плотные –  $0,66 < I_D \leq 1,0$ .

Однако практика использования  $I_D$  в качестве характеристики плотности сложения песков показала большую разбой в полученных результатах, который обусловлен в основном разнообразными методиками определения предельных плотностей скелета грунта  $\rho_{\max}$ ,  $\rho_{\min}$  или предельных коэффициентов пористости  $e_{\min}$ ,  $e_{\max}$ . Расхождению в определении  $I_D$  также способствовала плохая сходимость результатов повторных опытов по одной и той же методике.

Свойства песчаных грунтов, в частности их плотность сложения в последние годы, стали оценивать по величине их пористости или коэффициента пористости. Так в СНиП II-15–74, СНиП II-16-76 и др. плотность сложения песков дается в зависимости от величины коэффициента пористости в таблице 6.1.

В практике строительства намывных песчаных плотин и территорий для оценки качества намывного грунта и его плотности сложения широко используется величина плотности скелета. Таким образом, практически отпадает необходимость в лабораторном определении предельных значений плотностей скелета и коэффициентов пористости несвязных грунтов. Поэтому при возведении сооружений нередко ведется отбор большого числа проб грунта с определением только гранулометрического состава и плотности скелета грунта в естественном состоянии.

Эта неправильная оценка песчаных грунтов основана на предположении, что сходные по гранулометрическому составу пески имеют одинаковые свойства, и никак не учитывается отмеченное в § 1,2 влияние морфологических особенностей частиц песка. Форма частиц песка, характеризуемая коэффициентом  $K_{\phi}$ , в значительной мере определяет предельные величины плотности их скелета и коэффициентов пористости.

Необходимость таких предложений особенно наглядна на примере намыва ряда гидротехнических сооружений. На рис. 1.6 и в табл. 1.2 приведены величины плотности скелета и коэффициентов пористости мелкозернистых песков, полученные при их намыве. Следуя классификации СНиП,

например, песчаную плотину Шульбинской ГЭС следует считать находящейся в плотном состоянии, плотину Волжской ГЭС – в состоянии средней плотности, Кайраккумскую плотину в рыхлом состоянии, а пески хвостохранилищ – в сверх рыхлом состоянии. Все эти пески имеют примерно одинаковую среднюю плотность сложения, при однотипном способе надводного намыва величина их степени плотности сложений колеблется в небольших пределах ( $I_D \approx 0,4$ ). С увеличением окатанности и сферичности частицы песка в рыхлом и плотном сложениях укладываются компактнее, что ведет к уменьшению коэффициентов  $e_{\min}$ ,  $e_{\max}$ ,  $e_{\text{нам}}$ . В результате при одной и той же величине коэффициента пористости одинаковые по гранулометрическому составу пески могут находиться в состоянии различной плотности сложения.

Таким образом, коэффициент пористости или пористость и тем более плотность грунта не могут приниматься в качестве характеристики плотности сложения несвязных грунтов (см. § 1.2). В связи с этим данные табл. 6.1 следует использовать как сугубо ориентировочные.

Для оценки плотности сложения несвязных грунтов необходимо применять величину  $I_D$  косвенных образцов, учитывающую морфологические особенности частиц, и, как следствие, определять лабораторным путем предельные значения плотности скелета грунта.

Основное затруднение в оценке плотности песка по величине  $I_D$  обусловлено отсутствием общепринятой методики определения предельных значений плотности песка. Необходимо введение стандартной методики определения максимальных значений плотности песков в рыхлом и плотном состояниях. При выборе стандартной методики следует руководствоваться требованием получения наиболее простым путем достаточно устойчивых и легко воспроизводимых величин  $\rho_{\max}$  и  $\rho_{\min}$ , которые не обязательно должны быть предельно возможными. Весьма редкие случаи, когда  $I_D > 1$  или  $I_D < 0$ , свидетельствуют об особенностях в структуре и условиях образования исследуемых песков.

При разработке стандартной методики выбор формы сосудов, размеров насадок, объема воронки, массы ударника и т. п. не имеет принципиального значения. Основным требованием при определении величин  $\rho_{\max}$  и  $\rho_{\min}$  является соблюдение всех принятых в стандартной методике размеров и параметров оборудования и в особенности техники выполнения эксперимента. Кроме того, необходимо учитывать, что существующая классификация плотности сложения несвязных грунтов по величине  $I_D$

путем их деления на рыхлые, средней плотности и плотные условия. Необходимы новые, более обоснованные критерии плотности сложения песчаных грунтов по величине  $I_D$  в зависимости от их гранулометрического состава и напряженного состояния при действии как статических, так и динамических нагрузок.

В качестве одного из таких критериев можно использовать предложенную [10] степень плотности сложения несвязного грунта при заданных сжимающих напряжениях  $I_D, \sigma$ .

Ударно-виброкомпрессионные испытания песчаных грунтов (см. рис. 1.12) свидетельствуют о наличии для каждой интенсивности сжимающих напряжений  $\sigma$  своего предельного коэффициента пористости  $e_{\sigma \min}$ , достигаемого, например, при увеличении ускорений колебаний (предел виброуплотнения) или интенсивности ударного воздействия. Причем с увеличением  $\sigma$  также возрастает значение  $e_{\sigma \min}$ .

Величину степени плотности сложения при заданном напряженном состоянии, используя зависимость (1.6), можно представить в виде

$$I_{D, \sigma} = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\sigma \min}}.$$

Максимальную плотность скелета или коэффициент пористости следует определять в ударно-виброкомпрессионных приборах при наличии заданной статической нагрузки  $\sigma$ .

В отличие от обычной степени плотности сложения величина  $I_{D, \sigma}$  при одной и той же величине коэффициента пористости в естественных условиях  $e$  с увеличением сжимающих напряжений увеличивается, приближаясь к 1. Таким образом, величина  $I_{D, \sigma}$  характеризует способность песка к дальнейшему уплотнению не только в зависимости от плотности его сложения, но и от его напряженного состояния.

Рассматривая напряженное состояние однородного по величине  $e$  массива несвязного грунта, можно выделить зоны с различными значениями  $I_{D, \sigma}$ . Так, например, для слоя песчаного грунта, имеющего одинаковый коэффициент пористости, увеличение напряжений от собственного веса грунта приводит к соответствующему увеличению значения  $I_{D, \sigma}$ , хотя обычная степень плотности сложения остается постоянной по всей глубине слоя песка. На глубинах 20–30 м даже при малых значениях степени плотности сложения возможно получение  $I_{D, \sigma}$ , близкой к единице. Аналогично границы зоны с заданной  $I_{D, \sigma}$  можно определить при наличии пригрузок и, таким образом, можно выделить контуры участков, наиболее опасных в отношении возможности разрушения структуры песка и его уплотнения.

В заключение следует отметить, что критерии  $I_D$  или  $I_{D, \sigma}$  не учитывают присутствие в грунтах структурных связей (цементационных связей, сцеплений упрочнения и др.).

## § 6.2. КОНТРОЛЬ ЗА КАЧЕСТВОМ УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТОВ

Методы контроля качества уплотнения грунтов многочисленны и разнообразны, но они трудоемки, а в ряде случаев практически неосуществимы или малонадежны. На основании имеющегося опыта ниже дается рекомендация наиболее простых и надежных способов. По основным методам контроля имеется специальная литература, соответствующие подробные рекомендации и даже ГОСТы. Поэтому здесь отмечаются только их особенности, а также специфика и ограничения при оценке качества уплотнения взрывами. Менее подробно описанные в технической литературе методы рассмотрены подробнее (например, электрометрический пяти-электродный метод).

*Прямые методы определения плотности скелета грунта.* Наиболее надежный способ получения характеристик грунтов до и после уплотнения — это отбор образцов ненарушенной структуры из шурфов, шахт и скважин с последующим лабораторным их определением. В неводонасыщенных малосвязных грунтах, находящихся выше горизонта грунтовых вод, шурфы и скважины проходят до насыщения грунтов водой перед уплотнением взрывами и после естественного осушения уплотненной толщи грунта. Так выполняется контроль на большинстве участков лессовых просадочных грунтов (см. гл. 4). В связи с необходимостью осушения грунта такой контроль не является оперативным и практически не дает возможности доуплотнить какие-либо участки массива грунта в процессе ведения работ. Кроме того, отбор кольцами и грунтоносами влажных образцов несвязных грунтов со степенью водонасыщения, большей 0,4–0,6, приводит к искажению результатов, особенно в рыхлых грунтах (доуплотнение). Существенные искажения вносят также кольца и грунтоносы малого диаметра (объемом, меньшим 0,8 л).

Для оценки степени плотности сложения водонасыщенного несвязного грунта до и после уплотнения необходимо определение его плотности скелета или коэффициента пористости. Для отбора образцов водонасыщенных несвязных грунтов ненарушенной структуры приходится применять весьма сложные и дорогостоящие методы (например, проходка шурфов с устройством водопонижения). В достаточно чистых песчаных грунтах постепенное снижение уровня грунтовых вод практически не вызывает дополнительного уплотнения даже рыхлых песков. На строительстве Волжской ГЭС им. В.И. Ленина для проходки шурфов в водонасыщенных мелкозернистых песках зимой применено естественное промораживание грунта. Плотность определяли по объему и массе скелета грунта после оттаивания монолитов мерзлого грунта. С той же целью можно применять способы искусственного замораживания несвязных водонасыщенных грунтов путем нагнетания в пробуренные скважины охлажденных растворов. Исследования показали, что при замерзании воды в порах мелкозернистых песков и более крупнозернистых грунтов в случае ее свободного оттока не происходит нарушения структуры грунта.

Все эти методы весьма трудоемки, дороги, могут применяться только

в отдельных местах и малопригодны для оперативного контроля уплотнения несвязных грунтов по всей площади.

Для отбора образцов несвязных водонасыщенных грунтов из скважин предлагались разнообразные конструкции грунтоносов, в частности, вакуумные или грунтоносы со специальными выдвигающимися ножами — шторками для отделения образца в забое скважин от основного массива грунта. Недостатком грунтоносов является ненадежность получения образцов действительно ненарушенной структуры, особенно в условиях рыхлых несвязных грунтов.

Для практического и оперативного контроля уплотнения водонасыщенных несвязных грунтов приходится применять различного рода косвенные способы определения плотности скелета грунта или степени плотности его сложения. К таким методам относятся замеры осадок поверхности и глубинных марок, ударное, взрывное и статическое зондирование толщи грунта. Широкие возможности по оценке плотности и контролю уплотнения создает применение электрометрических методов, таких как замер электропроводности грунта, а также радиометрических методов и, в частности, использование гамма-излучений. Некоторые наиболее разработанные и сравнительно простые методы косвенного контроля плотности несвязных грунтов приведены ниже.

*Геодезический метод контроля.* Обязательный контроль качества уплотнения взрывами выполняется путем геодезического наблюдения (нивелировки) за осадкой поверхности уплотняемого участка грунта.

Для контроля уплотнения грунта по всей площади участка устанавливается ряд поверхностных марок, которые нивелируются до и после каждой очереди взрывов. Простейшие марки можно создать путем забивки деревянных колышков. Возможно применение небольших плит и геодезических марок со штырями для установки реек. При близком к поверхности залегании горизонта грунтовых вод и при переходе грунта в разжиженное состояние деревянные колышки могут всплыть, а плиты и марки утонуть в грунте. В этом случае геодезическое нивелирование необходимо выполнять непосредственно по грунту, устанавливая рейку рядом с колышком или маркой.

При уплотнении подводными взрывами на поверхности грунта или каменной наброски могут устанавливаться небольшие железобетонные плиты. На плите должен быть нанесен номер и в центре отмечена точка установки футштока. Кроме того, для облегчения ее установки и перемещения необходимо предусмотреть рымы. Футшток с рейкой устанавливается на плиту, а с берега выполняется ее нивелировка после взрыва каждой серии зарядов. В достаточно мелкозернистых и рыхлых песках после взрыва возможно погружение плит в разжиженный грунт. В этом случае их можно использовать только для фиксирования положения измеряемой точки, а футшток следует устанавливать непосредственно на грунт рядом с заранее отмеченным краем плиты. При уплотнении каменной наброски плиты необходимо устанавливать на выровненную поверхность. Во всех случаях не исключено горизонтальное смещение плиты расходящимся при взрыве потоком воды. Поэтому при массе заряда до 30 кг масса плиты должна

быть не меньше 50 кг, а ее подошва должна быть несколько заглублена в грунт или каменную наброску.

Число марок следует устанавливать в зависимости от требуемой точности наблюдений и особенностей участка уплотнения. Можно устанавливать их по осям расположения зарядов в плане через каждые 2—3 м.

Глубину и равномерность проработки толщи грунта взрывами можно оценивать по результатам замеров осадок глубинных марок. При установке глубинных марок следует стремиться к их максимальному облегчению, так как тяжелые репера могут тонуть в разжиженном грунте. Простейшие марки могут быть изготовлены в виде вертикальных стержней из обрезков арматуры диаметром 6—8 мм или лучше из полых трубок такого же диаметра. На нижнем конусе стержня приваривается площадка из тонкого листа металла или кольца, обтянутого сеткой (типа лыжных палок). Глубинная марка погружается в пробуренную скважину, а обсадная труба выдергивается. Наиболее глубокие марки должны размещаться ниже расчетной глубины разрушения структуры  $h_{уп}$ , предварительно определяемой по зависимостям (4.2), (4.9) и (4.14). Осадки марок позволяют уточнить глубину уплотнения и, как следствие, по зависимостям (4.5) и (4.7) расчетную осадку и требуемое число серий взрывов.

Нивелировку поверхности следует начинать по окончании уплотнения и отжатия воды. Контрольную нивелировку следует выполнять не ранее чем через  $2t_{уп}$  после последней серии взрывов. Опорные репера при проведении нивелировки должны быть вынесены далеко за пределы зоны уплотняющего действия взрыва (не менее  $3-5 R_{max}$  от крайних зарядов).

*Метод ударного зондирования.* Плотность и прочность структуры несвязных грунтов можно косвенно оценить путем забивки в грунт металлической штанги с наконечником (зонд). Интенсивность удара при забивке должна быть постоянной и обычно обеспечивается металлическим молотом, падающим с постоянной высоты. С увеличением прочности и плотности грунта требуется большее число ударов для забивки зонда.

Наиболее широко применяются зондировочные установки УБП-15. Наконечник зонда изготовлен в виде конуса с диаметром 74 мм и углом при вершине  $60^\circ$ . Конус прикреплен к штангам диаметром 42 мм. Масса молота 60 кг, а высота его падения 80 см. При глубине зондирования свыше 5 м для исключения трения зонда о грунт испытания могут проводиться при чередовании с бурением интервалами 3—4 м.

Особенностью и преимуществом метода ударного зондирования является непрерывность исследования свойств грунтов по глубине. Результаты испытаний представляются в различной форме. Иногда строятся графики погружения зонда от суммарного числа ударов. Чаще по данным испытаний вычисляют число ударов, необходимое для погружения зонда на 1 дм, которое иногда называют показателем зондирования ( $N_3$ , уд/дм), и строят график изменения  $N_3$  по глубине уплотняемой толщи. Для сопоставления результатов испытаний с различным зондировочным оборудованием введено условное динамическое сопротивление погружению конуса  $p_d$  при ударном зондировании (ГОСТ 19912—74). В этом случае строятся графики изменения величины  $p_d$  по глубине. Применительно к установке

Таблица 6.2

Пески	Величины $p_d$ и $N_3$ в зависимости от сложения песков		
	Плотные	Средней плотности	Рыхлые
Крупные и средней крупности	Более 12,5	12,5–3,5	Менее 3,5
Мелкие	Более 18	18–5	Менее 5
	Более 8,5	8,5–2	Менее 2
	Более 12	12–3	Менее 3

Примечание. В числителе  $p_d$ , МПа, в знаменателе  $N_3$ , число ударов на 1 дм погружения конуса.

УБП-15 И.В. Дудлером предложена для взаимного перерасчета этих показателей зависимость  $p_d \approx 0,7N_3$  или  $N_3 = 1,4p_d$ .

В СНиП II-15-74 приведены данные плотности сложения песков в зависимости от величины условного динамического сопротивления  $p_d$  (табл. 6.2).

Данные этой и подобных таблиц, например полученной И.В. Дудлером, В.А. Дуранте и др., можно использовать как ориентировочные. На сопротивление погружению зонда влияет генезис песков, форма частиц, относительно небольшие изменения гранулометрического состава и структурные связи между частицами. Данные зондирования по существу являются характеристикой не плотности сложения несвязных грунтов, а прочности их структуры, определяемой многочисленными факторами, в частности прочностью структурных связей и напряженным состоянием грунта. Для оценки плотности сложения песков в конкретном случае следует проводить дополнительные тарировочные исследования.

Тем не менее, проводя зондировку в ряде точек участка уплотнения до и после взрывов можно качественно оценить относительное изменение плотности по глубине слоя грунта. Метод ударного зондирования позволяет оценить в основном равномерность изменения плотности грунта в плане и по глубине участка. Для взрывного метода уплотнения характерно, что грунт становится более однородным по плотности и прочности, что обычно и отмечается в результатах ударного зондирования.

После уплотнения грунта взрывами число ударов, необходимое для погружения зонда в грунт, как правило, возрастает. Снижение же сопротивления песков зондированию после взрыва возможно только в достаточно плотных грунтах, характеризующихся значительными структурными связями (цементационные и др.). Такие грунты не требуют уплотнения.

Испытание грунтов ударным зондированием следует начинать только после полной стабилизации вызванных взрывом процессов уплотнения грунта. В случае невыполнения этого условия можно получить неправильные данные, так как в результате отжатия воды из пор грунта сопротивление внедрению зонда будет существенно заниженным. При уплотнении мелкозернистых песков зондаж желательно проводить через несколько недель после взрывов.

Таблица 6.3

Пески	Величина $p_q$ (МПа) в зависимости от сложения песков		
	Плотные	Средней плотности	Рыхлые
Крупные и средней крупности	Более 15	15–5	Менее 5
Мелкие	Более 12	12–4	Менее 4
Пылеватые	Более 7	7–2	Менее 2

**Метод статического зондирования.** Для непрерывной по глубине оценки изменения плотности сложения песчаных грунтов можно применять зондирование путем статического вдавливания в грунт штанг с коническим наконечником.

При этом используется конус с углом при вершине  $60^\circ$  и диаметром 36 мм (ГОСТ 20069-74). В процессе зондирования определяется усилие, необходимое для задавливания конуса в грунт на заданную глубину. Плотность сложения песков оценивается по величине сопротивления погружению конуса  $p_q$  согласно СНиП II-15-74 (табл. 6.3).

При статическом зондировании возможна количественная оценка прочности грунтов путем решений теории предельного равновесия. На основе этих решений разработан способ расшифровки результатов статического зондирования песчаных грунтов, позволяющий установить угол внутреннего трения песка.

Вся условности и недостатки в оценке плотности сложения песков методом ударного зондирования присущи и методу статического зондирования\*. Имеются примеры существенного расхождения в оценке плотности сложения песков по таблицам СНиП (табл. 6.1, 6.2, 6.3), исходя из результатов определения их коэффициентов пористости, а также величин  $p_D$  и  $p_q$ . Совпадение этих оценок по всем трем методам наблюдалось только в редких случаях. Основными причинами расхождений являются структурные связи между частицами и отсутствием учета их морфологических особенностей. Действительно, с увеличением окатанности частиц песка критериальные границы по коэффициенту пористости смещаются в сторону меньших величин, т.е. по табл. 6.1 грунт станет как бы плотнее, а вследствие снижения угла внутреннего трения с приближением формы частиц к шаровой (см. рис. 1.6) по величине  $p_q$  грунт станет как бы рыхлее.

Таким образом, как и в случае ударного зондирования, для оценки плотности сложения песков статическим зондированием необходимо проведение тарировочных исследований с обязательной привязкой полученных величин  $p_q$  к степени плотности сложения песка. Косвенная оценка изменения плотности песка после взрыва и особенно оценка однородности уплотняемого массива методом статического зондирования вполне допустима и полезна.

\*И.В. Дудлер. Комплексные исследования грунтов полевыми методами. Стройиздат, 1979.

Методы прессиометрических испытаний и вращательного среза (испытание крыльчаткой). В отличие от зондирования эти методы позволяют оценивать свойства по глубине только в отдельных "точках", т. е. поинтервально.

При прессиометрических испытаниях в скважине устанавливается камера, создающая на грунт боковое давление, и фиксируется связь давления в камере с величиной ее расширения. В результате на линейном участке оценивается модуль деформации грунта.

В методе вращательного среза (испытание крыльчаткой) в грунт забивается или задавливается крыльчатый (крестообразный в плане) наконечник, и путем определения сопротивления грунта его повороту оценивается сопротивление грунта сдвигу.

Увеличение модуля деформации и сопротивления грунта сдвигу свидетельствует об уплотнении грунта, но для целей только контроля уплотнения применять эти методы благодаря их относительной сложности не имеет смысла. В этом случае достаточны испытания более простыми методами ударного или статического зондирования.

Электрометрический метод контроля основан на измерении электропроводности несвязного водонасыщенного грунта, которая определяется соотношением в грунте объема практически непроводящей компоненты — скелета (частиц грунта), и объема электропроводящей среды — поровой воды, т. е. пористостью грунта. Кроме того, на величину электропроводности грунта влияют минерализация поровой воды и ее температура. Таким образом, определение пористости грунта состоит в измерении электропроводностей грунта и воды, а также в тарировке для получения связи электропроводности грунта и его пористости. Зависимость электропроводности водонасыщенного грунта практически линейна на всем диапазоне изменения его плотности. Используя эти физические особенности водонасыщенных грунтов, предложены различные варианты электрометрического метода измерения пористости.

В лаборатории механики грунтов ЛПИ Л.Ш. Гореликом разработан пятиэлектродный способ измерения пористости. Особенностью его является отсутствие необходимости отбора из грунта поровой воды для измерения ее электропроводности, кроме того, изменение ее солености или температуры не влияет на измеряемые величины. Для этого в измерительную цепь включается пять электродов (рис. 6.1), из которых два (A и B) создают электрическое поле и три (N, M<sub>1</sub> и M<sub>2</sub>) являются измерительными. Причем электроды M<sub>1</sub>, N измеряют разность потенциалов поля в водонасыщенном грунте, а M<sub>2</sub>, N — в воде. Обесточивание измерительных электродов исключает электрохимические процессы на электродах, что повышает точность измерений.

Измерительные электроды образуют два смежных плеча мостовой схемы с общим электродом N. Два других плеча составляются из эталонных реактивных сопротивлений Z<sub>1</sub> и Z<sub>2</sub>. При равновесии мостовой схемы должно выполняться условие

$$R_r/R_B = Z_1/Z_2. \quad (6.1)$$

Рис. 6.1. Схема расположения электродов

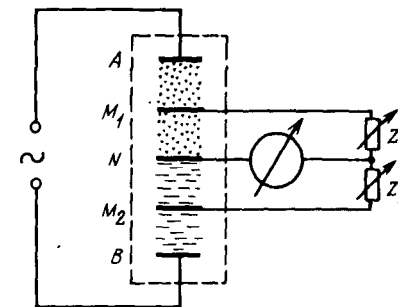
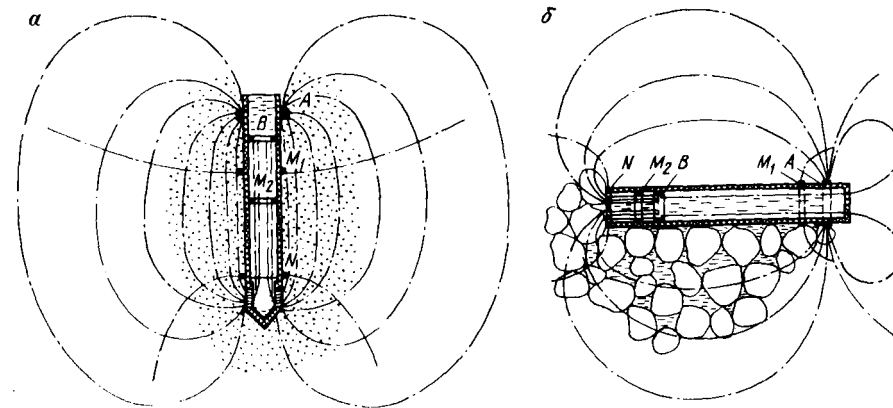


Рис. 6.2. Пятиэлектродный зонд (а) и датчик-трубка (б) для замера пористости



Сопротивления грунта и поровой воды могут быть определены по зависимостям:

$$R_r = K_n \rho_B C_r \quad \text{и} \quad R_B = \rho_B C_B,$$

где  $\rho_B$  — удельное сопротивление поровой воды;  $K_n$  — коэффициент, зависящий от пористости несвязного грунта;  $C_r$  и  $C_B$  — постоянные электродов M<sub>1</sub>-N и M<sub>2</sub>-N, зависящие от расстояния между соответствующими электродами и их конфигураций.

Подставив значения  $R_r$  и  $R_B$  в формулу (6.1), получим

$$K_n = 1/A \cdot Z_1/Z_2, \quad \text{где} \quad A = C_r/C_B.$$

Таким образом, измеряемая величина  $K_n$  определяется отношением удельных электропроводностей грунта и поровой воды, т. е. только пористостью грунта. Очевидно, что это справедливо в том случае, если вода, заполняющая поры грунта и находящаяся между электродами M<sub>2</sub>-N, имеет одинаковое удельное сопротивление.

Конструктивно пять электродов размещаются в датчике-зонде (рис. 6.2, а) или закладном датчике-трубке (рис. 6.2, б). Зонд или трубка изготовляются из изоляционного материала (например, винипласта), а электроды — из нержавеющей стали. Для того чтобы в зону измерительных электродов NM<sub>2</sub> попадала только поровая вода, на конце зонда делается

пористый наконечник, а торец трубки закрывается металлической сеткой, которая одновременно служит электродом  $N$ .

Весь комплект аппаратуры состоит из датчика, электронного усилителя со встроенным генератором и регистрирующего прибора. Нулевым указателем мостовой схемы служит четырехкаскадный реостатно-емкостный усилитель с высокоомным входом. Выход усилителя выполнен по схеме катодного повторителя с трансформатором, на вторичную обмотку которого включен миллиамперметр. При необходимости регистрации изменения пористости во времени на выход усилителя включается шлейф осциллографа.

Отношение постоянных датчика может определяться в любом водоеме. Погрузив датчик в воду и уравнив схему, из условия баланса моста можно определить величину  $A$ , так как в воде  $K_n = 1$ .

При измерении пористости в песчаных грунтах применяются зонды, которые погружаются в грунт вибратором или легкими ударами. В каменной наброске приходится использовать датчики-трубки, которые закладываются в процессе возведения сооружения.

Размеры датчиков, в частности расстояние между электродами  $M_1$  и  $N$ , должны быть такими, чтобы размеры частиц грунта были малы по сравнению с размерами измеряемой зоны. Для выполнения этого условия в каменной наброске, как показывают опыты, расстояние между электродами  $M_1$  и  $N$  не должно быть меньше пяти-шести диаметров камней.

Для определения пористости по полученной при измерении величине  $K_n$  необходимо для каждого грунта проводить тарировку. Тарировка песчаных грунтов выполняется в градуированном по объему тарировочном сосуде с пятью электродами, включенными по такой же схеме, как и в датчиках (см. рис. 6.1). Загружая тарировочный сосуд грунтом известной массы и постепенно уплотняя грунт постукиванием по стенкам сосуда, устанавливаем связь величины  $K_n$  с плотностью или пористостью грунта. Для определения отношения постоянных тарировочного сосуда его предварительно заполняют водой ( $K_n = 1$ ).

Тарировка крупнозернистых материалов и особенно каменной наброски вызывает ряд трудностей в связи с необходимостью увеличения размеров тарировочных сосудов. Поэтому в этих случаях тарировку можно выполнять с помощью самих датчиков- трубок, которые помещаются в тарированный по объему бак, заполняемый исследуемым грунтом или камнем. Уплотнение материала достигается воздействием вибрации, ударов или взрывами мелких зарядов.

Метод радиоактивного каротажа основан на измерении поглощения и рассеивания радиоактивного излучения, связанных с плотностью грунта и его влажностью. В скважины погружают источник излучения и детектор (счетчик). Наиболее широко применяются гамма-гамма-каротаж и нейтрон-нейтронный каротаж\*.

\* Г.К. Бондарик, И.С. Комаров, В.И. Ферронский. Полевые методы инженерно-геологических исследований. М., Недра, 1967.

Основная погрешность глубинных радиоактивных методов исследований обусловлена влиянием зон нарушений структуры грунта при проходке скважин или задавливании зондов. Все это определяется небольшой глубиной метода, так, например, в методе рассеянного гамма-излучения радиуса измеряемой зоны не превышает 15 см. Кроме того, существенные искажения могут вносить обсадные трубы.

О выборе методов контроля. Во всех случаях уплотнения взрывами обязательным, наиболее достоверным и надежным является геодезический контроль за смещением поверхности грунта. Все остальные методы контроля могут вызывать в той или иной мере сомнения и различную интерпретацию полученных данных. При отсутствии ярко выраженной границы рыхлых грунтов (например, подстилающей скалы или плотной глины) без контроля уплотнения по глубине обойтись трудно. Поэтому вторым по важности и необходимости следует считать геодезический контроль за смещением глубинных марок.

Из методов косвенного контроля наиболее просты и доступны методы ударного и статического зондирования.

Основной, иногда практически непреодолимой трудностью является определение степени плотности сложения  $I_D$  водонасыщенных несвязных грунтов. Так, практически весь период строительства плотин ГЭС на Волге на песчаных грунтах при всей широте инженерно-геологических исследований не было прямых данных о степени их плотности. Только проходка шурфов с промораживанием привела к получению единичных сведений.

Для решения этой сложной задачи, хотя бы косвенным способом, и был разработан метод взрывного зондирования.

### 5.6.3. МЕТОД ВЗРЫВНОГО ЗОНДИРОВАНИЯ ГРУНТОВ

*Основные положения.* В.А. Флориным и П.Л. Ивановым предложено использовать взрывы для контроля плотности и оценки возможности разжижения водонасыщенных песчаных грунтов. В результате был разработан метод стандартных взрывов [9, 10], а затем метод взрывного зондирования грунтов [10, 45], который применим для глубинных, подводных и поверхностных взрывов.

Метод взрывного зондирования основан на использовании: 1) принципа геометрического подобия взрывов зарядов одного вида ВВ различной массы; 2) связи степени разрушения структуры и степени разжижения грунта с последующим уплотнением несвязного грунта и, как следствие, с осадкой поверхности грунта.

Как показали опыты (см. гл. 2 и 3), при взрывах зарядов в условиях максимального камуфлета степень разрушения структуры песчаных грунтов и возникновение явлений разжижения не зависят от массы заряда одного и того же вида ВВ. В этом случае массой заряда определяются только размеры зоны разрушения структуры и уплотнения грунта. Эта особенность камуфлетных взрывов находится в соответствии с принципом подобия. Поэтому, для исследования плотности и устойчивости структуры несвязных грунтов возможно использование зарядов любой массы при ус-



ловию, что глубина их заложения в грунт соответствует предельной, обеспечивающей взрыв максимального камуфлета. Это, в свою очередь, определяет возможность использования взрывов для послойного исследования толщи водонасыщенных грунтов, с выделением слоев, отличающихся различной динамической устойчивостью их структуры.

Чем рыхлее грунт, слабее структурные связи и больше степень разрушения его структуры, тем больше последующее уплотнение и осадка поверхности грунта. Весьма существенным является то, что уплотнение песчаных и более мелкозернистых водонасыщенных грунтов происходит в основном по окончании действия взрывных волн, и переукладка частиц определяется только структурными особенностями и собственным весом грунтов. При полном разрушении структуры и полном разжижении грунта величина его относительной осадки однозначно связана с величиной начальной степени плотности сложения. Все это определяет основные принципы использования взрывов для оценки плотности водонасыщенных малосвязных грунтов и возможности их разжижения.

*Зондирование глубинными взрывами.* В этом варианте основные параметры определяются по зависимостям (4.1), (4.2) и (4.4). Глубина заложения заряда  $h$  в зависимости от мощности исследуемого слоя грунта  $h_{\text{уп}}$ , его масса  $Q$  и расстояние для оценки средней осадки поверхности, соответствующее распространению основной зоны разрушения структуры грунта при взрыве  $R_3$ , определяются в такой последовательности:

$$h = \frac{1}{k_2} h_{\text{уп}}; \quad Q = 0,055h^3 \quad \text{и} \quad R_3 = k_3 \sqrt[3]{Q}.$$

В каждом случае взрывного зондирования величину  $R$  следует уточнять по графику осадки поверхности грунта как расстояние до характерной точки перегиба  $A$  (см. рис. 3.2). Ориентировочно коэффициент  $k_3$  можно определять по табл. 4.2. Глубина распространения основной зоны возможного разрушения структуры  $h_{\text{уп}}$  определяется при  $k_2 = 1,5$  и может уточнять путем установки глубинных реперов.

Испытания следует проводить в условиях близкого стояния к поверхности грунтовых вод (не больше 0,3–0,5 м) при горизонтальном участке поверхности грунта с минимальными размерами. В случае необходимости возможно водонасыщение грунта из прудка, непрерывно заполняемого водой. Взрывное зондирование также можно проводить на местности, залитой небольшим слоем воды.

На поверхности грунта по двум взаимно перпендикулярным направлениям разбивают нивелировочную сеть. Колышки или поверхностные марки устанавливают на расстоянии  $2R_3$  от устья скважины через 1 м и далее до расстояния  $4R_3$  через 2 м. Опорный репер должен находиться за пределами возможной зоны уплотнения, желательнее на расстоянии более  $15R_3$  от места погружения заряда. Поверхность нивелируют до и после взрыва. В мелкозернистых песках нивелировку следует начинать не ранее чем через 3–4 ч после взрыва, а при наличии прослойков глинистых грунтов или большом содержании в песке пылеватых и глинистых частиц такой перерыв должен быть увеличен.

*Критерии динамической устойчивости структуры.* Основным критерием динамической устойчивости структуры, плотности возможности разжижения водонасыщенных несвязных грунтов в методе взрывного зондирования является средняя относительная осадка поверхности грунта в пределах расстояния  $R_3$  от места погружения заряда:

$$\delta_R = \frac{S}{h_{\text{уп}}} 100 \%, \quad (6.1)$$

где  $S$  – средняя осадка в радиусе  $R_3$  (см. рис. 4.1).

На основании полевых и лабораторных опытов, сопровождавшихся контролем плотности грунтов и наблюдениями за характером разжижения (см. рис. 1.45, табл. 1.3), представляется возможным ввести ориентировочную оценку динамической устойчивости и плотности мелких и средней крупности водонасыщенных песков (табл. 6.4).

Дополнительными качественными характеристиками устойчивости структуры песчаных грунтов являются результаты визуальных наблюдений за выходом отжимаемой из грунта воды, образованием трещин на поверхности неводонасыщенного грунта, погружением тяжелых марок и др. Признаком повышенной плотности и устойчивости структуры песка является также образование характерных проваловых воронок непосредственно в месте погружения и взрыва глубинного заряда (см. рис. 1.29, з).

*Метод послойного взрывного зондирования.* При необходимости выделения наиболее рыхлых участков слоя несвязного грунта и дифференцированной оценки устойчивости его структуры по глубине слоя проводятся зондировочные взрывы зарядов различной массы на соответствующих глубинах. Чтобы исключить заметное влияние взрыва заряда  $Q_1$  на результаты испытания слоя грунта зарядом большей массы  $Q_2$ , их следует проводить в точках, удаленных одна от другой на расстояние, большее чем  $2(R_{1,з} + R_{2,з})$  (рис. 6.3, а).

Определяя после каждого взрыва средние осадки  $S_1$  и  $S_2$ , можно по выражению (6.1) подсчитать относительную осадку  $\delta_1$  слоя  $h'_{\text{уп}}$  при взрыве меньшего заряда, а затем – участка слоя мощностью  $h''_{\text{уп}} - h'_{\text{уп}}$  при взрыве большего заряда:

$$\delta = \frac{S_2 - S_1}{h''_{\text{уп}} - h'_{\text{уп}}} 100 \%. \quad (6.2)$$

Увеличив массу последовательно взрывааемых зондировочных зарядов и подсчитав относительные осадки, можно построить график взрывного зондирования (рис. 6.3, б) и оценить устойчивость структуры по глубине. В большинстве случаев, для достаточно уверенного выделения наиболее рыхлых и менее прочных слоев грунта, глубину заложения зондировочных зарядов следует последовательно увеличивать на 1–2 м.

*Применение метода послойного зондирования глубинными взрывами.* В качестве примера послойного взрывного зондирования приведен график результатов испытания толщи пылеватых песков на участке намыва территории в дельте Невы (рис. 6.4). Для детального исследования грунта на

Таблица 6.4

Категория устойчивости	Характеристика динамической устойчивости структуры	Характеристика плотности сложения пещков	Возможность явления	Критерии по взрывному зондированию			Критерии по динамическому зондированию	
				Средняя относительная осадка по верхности $\delta$ в пределах $R_{\Sigma}$ , %	Средняя осадка поверхности в радиусе $R_{\Sigma}$ при $Q \approx 5$ кг, см	Соотношение осадок при первом и втором взрывах	Среднее условное динамическое сопротивление $R_{дсп}$ , МПа	Относительное изменение величин $R_{дсп}$ после взрыва в зоне $R$ , %
I	Неустойчивая	Очень рыхлые	Большая вероятность возникновения	Более 3	Более 20	Более 1,5	Менее 2,0	Возрастание свыше 30
II	Слабоустойчивая	Рыхлые и средней плотности	Возможно	3-1,5	10-20	1,5-1,2	2,0-3,5	10-30
III	Устойчивая	Средней плотности и рыхлые со структурными связями	Маловероятно	1,5-0,5	4-10	1,2-1	3,5-5,0	В пределах $\pm 10$
IV	Высокоустойчивая	Средней плотности и плотные или имеющие прочные структурные связи	Практически невозможно	Менее 0,5	Менее 4	Менее 1	Более 5,0	Снижение свыше 10

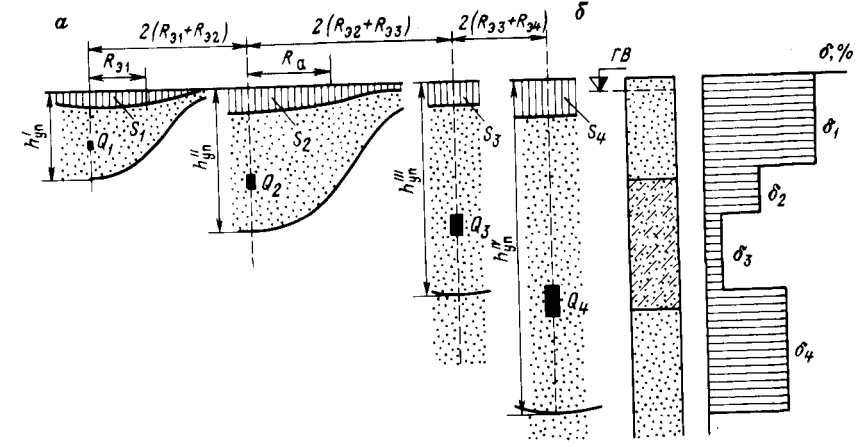
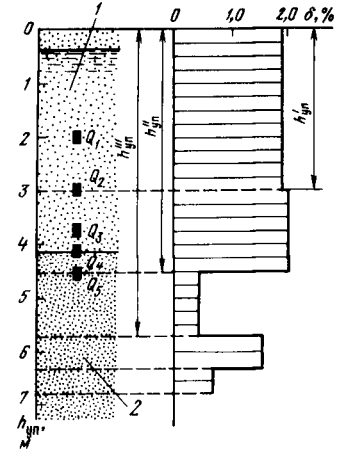


Рис. 6.3. Схема расположения зарядов при зондировании глубинными взрывами (а) и график взрывного зондирования (б) толщи грунта

Рис. 6.4. График взрывного зондирования намывных песчаных грунтов:  
1 — подводный намыв; 2 — пески и супеси дна протоки



глубине 6-7 м заряды массой 0,5-5 кг последовательно взрывали на расстоянии, на котором исключалось их взаимное влияние. В результате взрывного зондирования на этом участке четко выделяются более динамически устойчивые естественные пески и супеси ( $\delta < 1\%$ ), находящиеся под слоем свеженамытых в воду пылеватых пещков ( $\delta > 2\%$ ).

В районе п-ва Мангышлак путем отбора проб в шурфах и последующего замачивания грунта водой удалось сопоставить результаты взрывного зондирования с изменением начальной пористости однородной толщи мелкозернистого пещка по глубине (рис. 6.5). Подтвердилось наличие более плотного слоя пещка на глубине 3-4 м и малая устойчивость структуры пещка до глубины 3 м.

При взрывном зондировании толщи пылеватых пещков хвостохранилища Моднеульского ГОКа (рис. 6.6) взрывы зарядов проводились вблизи прудковой зоны. Результаты испытаний свидетельствуют об очень одно-

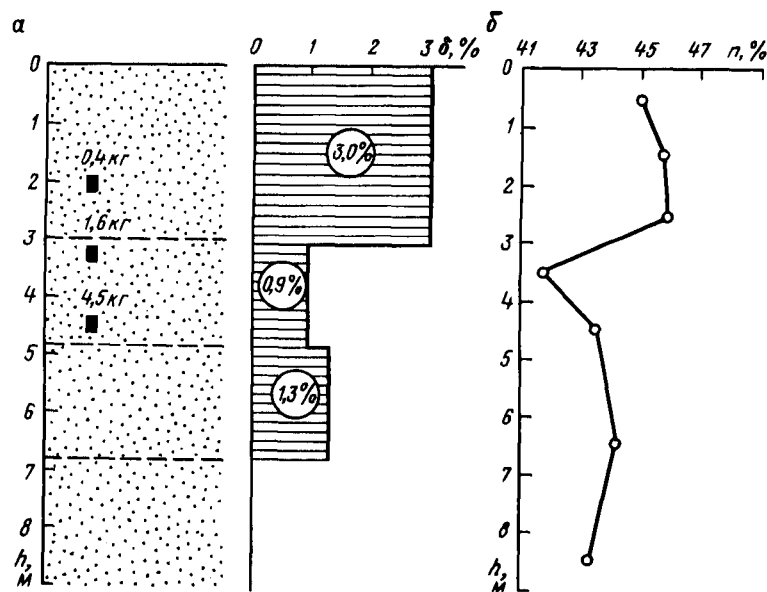


Рис. 6.5. График взрывного зондирования (а) и начальной пористости (б) песков

родной и динамической устойчивости и чрезвычайно рыхлой структуре пылеватых песков зоны подводного намыва.

**Стандартные взрывы.** Для оценки средней плотности и возможности разжижения песчаных грунтов всего слоя грунта на глубину 7–8 м масса заряда должна быть 5 кг. Такие заряды, названные стандартными, используются для испытания грунтов на гидротехнических объектах (см. табл. 1.3). При испытании песчаных грунтов стандартными взрывами плотность и устойчивость структуры могут быть оценены по средней осадке поверхности грунта в радиусе 5 м от места взрыва (см. табл. 6.4).

**Последовательные взрывы зондировочных зарядов.** Для более полного исследования плотности и возможности разжижения несвязных грунтов следует выполнить несколько взрывов зарядов одинаковой массы. В большинстве случаев можно ограничиться последовательными взрывами трех зарядов. Конечно, каждый последующий взрыв следует выполнять только после полного прекращения уплотнения грунта от предыдущего взрыва, т. е. в полностью консолидированном грунте.

Дополнительным критерием начальной плотности, прочности структуры и способности к уплотнению несвязных грунтов является соотношение средних осадок после ряда последовательных взрывов. Чем больше разница средних осадок поверхности грунта после трех последовательных взрывов, тем более рыхлый грунт и тем больше возможность возникновения значительных зон разрушения структуры грунта (см. § 1.4). На основании полевых и лабораторных исследований можно считать, что при соотноше-

нии осадок от двух последовательных взрывов (первый—второй и тем более второй—третий), превышающей 1,5 пески весьма рыхлые и характеризуются малоустойчивой структурой. Ориентировочные соотношения осадок при первом и втором взрывах для различных категорий грунтов по характеристике динамической устойчивости структуры приведены в табл. 6.4.

Последовательное взрывание зондировочных зарядов одинаковой массы в одном участке позволяет также оценить присутствие структурных связей между частицами грунта. В результате первого взрыва нарушаются структурные связи, в том числе сцепление упрочнения; последующий взрыв в грунте с разрушенными цементационными связями между частицами обуславливает расширение зоны нарушения устойчивости структуры и более интенсивное уплотнение грунта (см. § 1.4). В результате осадка после второго и последующих взрывов может быть больше, чем после первого (см. рис. 4.20, табл. 1.3). Поэтому в песчаных грунтах с развитыми структурными связями, т. е. при осадке от второго взрыва, большей, чем от первого, их плотность (см. табл. 6.4) необходимо оценивать на основании осадок после второго и третьего взрывов, а оценку динамической устойчивости их структуры и способности к разжижению — по данным об осадках после первого взрыва.

**Взрывное зондирование в комплексе с ударным.** Стандартные взрывы в комплексе с ударным зондированием до и после взрыва в районах Нижней Волги [6] позволили дать дополнительные рекомендации по оценке развития структурных связей, в частности упрочнения в песчаных грунтах. Как описано в § 6.2, чем более рыхлый грунт и слабее структурные связи между его частицами, тем больше относительное увеличение числа ударов на каждые 10 см погружения зонда после взрыва, или, что то же самое, тем больше возрастание условного динамического сопротивления  $\rho_{д.ср}$ . В песчаных грунтах плотных и средней плотности с сильно развитыми структурными связями условное динамическое сопротивление уменьшается. В связи с этим данные категорий динамической устойчивости структуры песчаных грунтов при взрывном зондировании (табл. 6.4) И.В. Дудлер дополнил критерием относительного приращения условного динамического сопротивления

$$\frac{\rho_{д.ср} - \rho'_{д.ср}}{\rho_{д.ср}} 100\% = \frac{\Delta\rho_{д.ср}}{\rho_{д.ср}} 100\%,$$

где  $\rho'_{д.ср}$  — среднее условное динамическое сопротивление.

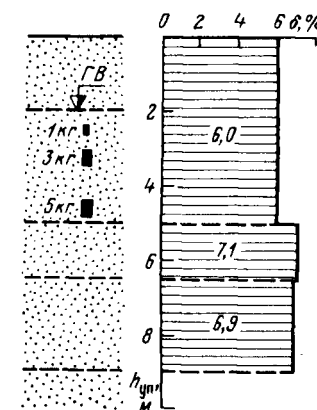


Рис. 6.6. График взрывного зондирования хвостохранилища Маднеульского ГОКа

В табл. 6.4 приведены абсолютные значения начального условного динамического сопротивления для испытанных стандартными взрывами мелкозернистых и среднезернистых аллювиальных песков районов Нижней Волги и Читы [6]. Эти и подобные данные о погружении зондов в песок можно использовать только как ориентировочные. Для песков другого генезиса и granulометрического состава, с иной формой зерен и др. следует проводить дополнительные тарировочные исследования.

При взрывном зондировании в комплексе с ударным точки погружения зонда до и после взрыва следует располагать на расстояниях  $0,5R_3$ ,  $R_3$  и  $(1,5 \div 2,0)R_3$  от места взрыва. Ударное зондирование можно выполнять только после прекращения всех процессов перестройки структуры грунта. В большинстве случаев в мелкозернистых и тем более пылеватых песках перерыв может достигать двух-трех недель.

*Зондирование подводными взрывами.* Может быть выполнено для оценки плотности и возможности разжижения подводных отложений, отсыпок или намывов грунта.

Основные параметры взрывов назначаются с соблюдением условия геометрического и энергетического подобия, при этом используются зависимости (4.10), (4.11), (4.14) и (4.15).

Максимальная масса зондировочного заряда  $Q$ , глубина его погружения в воду  $h$  и высота подвески над поверхностью песчаного грунта  $\Delta h$  определяются из соотношений:

$$h = 2,3\sqrt[3]{Q} ; \Delta h = 0,35(\sqrt[3]{Q})^{1,9} .$$

Основным условием зондирования подводными взрывами является достаточная глубина воды, т. е.  $H \geq h + \Delta h$ .

При массе зондировочного заряда, меньшей или равной максимальной (4.11), расчетную глубину зоны разрушения структуры  $h_{\text{уп}}$  и ориентировочный радиус эффективного уплотнения  $R_3$  можно определить по зависимостям:

$$h_{\text{уп}} = 1,8\sqrt[3]{Q} \text{ и } R_3 = 2,0\sqrt[3]{Q} .$$

Как и при зондировании глубинными взрывами, проведя взрывы подводных зарядов различной массы и измерив осадку поверхности дна водоема (рис. 6.7, а), можно получить график взрывного зондирования (рис. 6.7, б), а затем по табл. 6.4 оценить плотность и устойчивость структуры грунта. Техника проведения испытаний и основные требования аналогичны зондированию глубинными и уплотнению грунтов подводными взрывами (см. § 4.4 и 5.2).

Зондирование подводными взрывами выполнено в районе мыса Шисхарис [31]. Глубина воды в месте зондирования менялась в пределах 17–19 м. В основании до глубины 4 м залегали мелкозернистые пески с включением ракушки и ракушечного детрита. По данным пенетрации толща рыхлых отложений составляла 3,4–6,1 м. Места взрыва совпадали с расположением соответствующих станций пенетрации.

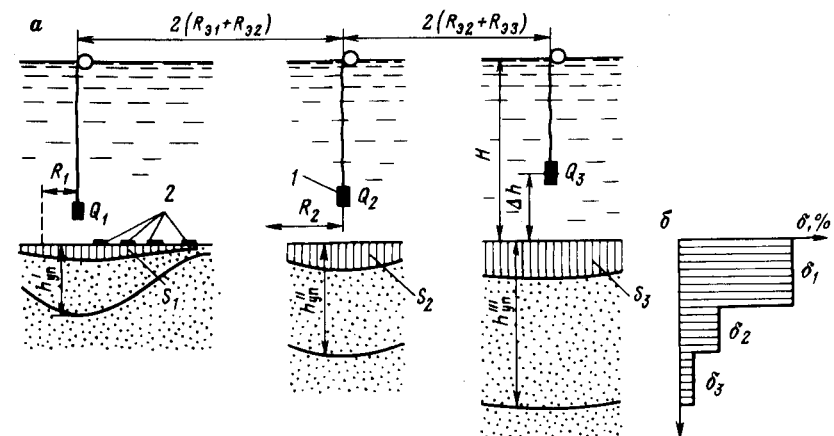


Рис. 6.7. Схема расположения зарядов (а) при зондировании подводными взрывами и график взрывного зондирования (б):

1 – заряд ВВ; 2 – плиты

Заряды массой 5,7–40 кг (табл. 6.5) подвешивали к буйку и взрывали над поверхностью грунта. Осадки поверхности дна измеряли двадцатиметровой мерной рейкой, имеющей отрицательную плавучесть (0,2 кг) и отверстия через 1 м для мерной линейки с ценой деления 1 см. Рейку крепили к предварительно забитому на глубине 1 м металлическому штырю, а ее концы ложились на бетонные блоки, установленные в направлениях север–юг и восток–запад. Положение рейки при промерах контролировалось закрепленными на ней компасом и жидкостным уровнем. Промеры дна выполнялись непосредственно перед взрывом и не раньше чем через 3 ч после него.

Три последовательные взрыва зарядов в одной точке (станции) массой 5,7 кг каждый обусловили накопление затухающей осадки (рис. 6.8). Соотношение средней осадки при первом и втором взрывах (см. табл. 6.5) было 1,9. По результатам средних осадок в пределах всей зоны действия взрыва  $R_{\text{max}}$  зарядов различной массы и величине расчетной глубины разрушения структуры  $h_{\text{уп}}$ , определяемой по зависимости (4.14), построен график взрывного зондирования толщи по глубине (рис. 6.9). Относительные осадки слоев оценивали по формулам (6.1) и (6.2).

Кроме измерений осадок, перед каждым взрывом и после него тщательно обследовали дно. Во всех опытах на поверхности дна до взрыва залегали крупнозернистый песок и отдельные камни размером до 30 см. Кроме того, перед взрывом заряда массой 5,7 кг под зарядом и в радиусе 1 и 1,3 м были установлены чугунные болванки массой 25 кг (7 x 12 x 36 см). После взрыва чугунные болванки и камни в пределах воронок оседания не были обнаружены, а их поверхность была покрыта мелкозернистым грунтом.

По соотношению осадок, как при последовательных взрывах, так и по

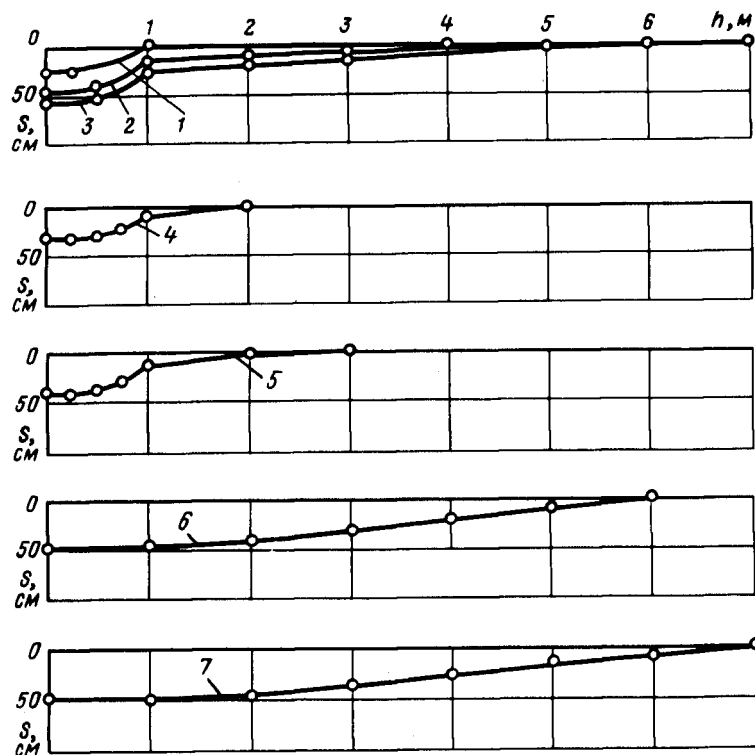


Рис. 6.8. Графики осадок поверхности дна после взрывов [31]: зарядов 5,7 кг (кривые 1, 2, 3 и 4); 13,25 кг (кривая 5); 24,2 кг (кривая 6); 40 кг (кривая 7)

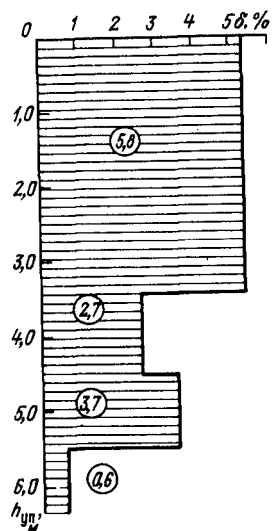


Рис. 6.9. График взрывного зондирования дна акватории [31]

Таблица 6.5

№ станции	№ взрыва	Масса заряда, м	Высота подвески над грунтом, м	Максимальный радиус распространения осадки $R_{\text{max}}$ , м	Средняя осадка в пределах $R_{\text{max}}$ , см	Максимальная осадка (по рис 6.8), см	Средняя осадка в пределах $R_z$ , см	Расчетная глубина разрушения структуры $h_{\text{уп}}$ по формуле (4.14)	Мощность рыхлого слоя по данным пенетрации, м
1	1	5,7	1,2	1	20,0	30	20	3,4	3,4
1	2	5,7	1,2	3	10,4	20	20	3,4	3,4
1	3	5,7	1,2	7,6	4,1	10	10	3,4	3,4
1	4	5,7	1,2	2,2	19,7	35	28	3,4	3,4
2	5	13,2	2,1	3,9	22,6	40	34	4,5	6,1
3	6	24,2	3,1	6,1	26,3	48	36	5,5	4,0
4	7	40,0	4,4	7,2	26,9	50	40	6,5	4,8

величине относительной осадки в соответствии с предложенными критериями (см. табл. 6.4), все слои грунта от поверхности дна до глубины 5 м, т. е. практически вся толща рыхлых отложений, были отнесены к грунтам с неустойчивой или слабоустойчивой структурой и рыхлым, способным переходить в разжиженное состояние. Некоторая условность обработки результатов опытов вызвана приближенностью оценки глубины разрушения структуры грунта при взрыве по зависимости (4.14). Установка глубинных реперов или другие методы контроля величины  $h_{\text{уп}}$  позволили бы в этих и подобных опытах получить более достоверные значения  $\delta$ .

Однако характер и величины осадок поверхности, особенно максимальных, т. е. в центре воронки оседания (рис. 6.8, б и табл. 6.5), свидетельствуют, что при массе заряда, большей 13 кг, зона разрушения структуры и уплотнения не увеличивалась по глубине, а только расширялась. Таким образом, можно считать, что дно акватории сложено по крайней мере двумя слоями — верхним с малой динамической устойчивостью структуры и нижним с высокоустойчивой структурой (т. е. по табл. 6.4 имеется слой категории I и подстилающий слой категории IV).

*Возможности метода взрывного зондирования.* Достоинством взрывного зондирования, и в частности метода "стандартных" взрывов, являются его простота и небольшая стоимость работ. Исследования может проводить инженерно-геологическая экспедиция одновременно с обычными изысканиями. Одним из основных достоинств метода является надежность получаемых результатов, в частности связанная с оценкой плотности сложения и динамической устойчивости большого массива грунта, захваченного действием взрыва. Кроме того, метод взрывного зондирования позволяет оценить структурно-текстурные особенности несвяз-

ных грунтов, которые не выявляются при лабораторных динамических испытаниях водонасыщенных песчаных грунтов.

Метод взрывного зондирования не дает возможности определить непосредственно расчетные характеристики грунтов. В этом отношении он подобен другим полевым методам зондирования и способам косвенной оценки свойств грунтов.

Расчетные характеристики песчаного грунта по результатам его взрывного зондирования можно с некоторым приближением получить на основе предложенного автором метода сопоставления их с результатами ударно-компрессионных испытаний в лабораторных условиях (см. § 3.3). Для каждого участка изменения  $\delta$  на графике взрывного зондирования отбирается усредненный образец грунта, который в лаборатории подвергается ударно-компрессионным испытаниям.

По полученному в условиях полного разжижения грунта при ударных воздействиях графику связи относительной осадки с величиной начальной степени плотности (см. рис. 1.15) и величине  $\delta$  на графике взрывного зондирования определяются усредненная начальная степень плотности грунта в натуральных условиях или его пористость, коэффициент пористости и плотность скелета грунта. По этим величинам уже в лабораторных условиях для отобранного образца грунта можно определить все его расчетные прочностные и деформационные характеристики.

Надежность определения расчетных характеристик по предлагаемому способу зависит от точности определения глубины зоны разрушения структуры грунта  $h_{yn}$  при взрывном зондировании и достоверности, что грунт при взрыве перешел в полностью разжиженное состояние. Все это возможно при дополнительном оснащении площадки взрывного зондирования оборудованием для контроля деформаций грунта и измерения избыточных давлений в поровой воде по глубине зондируемой толщи грунта. Для этих целей можно использовать разнообразные марки, датчики порового давления и пористости.

Таким образом, взрывное зондирование в комплексе с другими полевыми методами испытаний грунтов (ударное и статическое зондирование, гамма-каротаж, электрометрические методы измерения пористости, прессиометрия, испытания крыльчаткой, штампами и др.) при контроле датчиками пористости и давления в поровой воде и др., расширяет информативную способность метода, вплоть до получения расчетных характеристик грунта. Еще больше расширяются возможности метода в комплексе с лабораторными испытаниями отобранных в процессе взрывного зондирования образцов грунта.

Однако во многих случаях практическое решение задачи об оценке динамической устойчивости структуры малосвязных грунтов при использовании предлагаемого метода взрывного зондирования существенно упрощается. В первую очередь, до начала каких-либо исследований, следует выполнить зондирующие взрывы только с замером осадок поверхности грунта. Получение в результате зондирующих взрывов относительной осадки, меньшей 0,5 %, или при стандартном взрыве-осадки, меньшей 4 см (см. табл. 6.4), по мнению автора, является основанием для прекращения дальнейших испытаний.

Условия рыхлой укладки песчаных водонасыщенных грунтов в природе весьма редки. Так, например, при поисках участка с достаточно разжижаемыми песками были испытаны стандартными взрывами мелко- и среднезернистые пески многих островов Волги в створах Волжской ГЭС им. XXII съезда КПСС и Волжской ГЭС им. В.И. Ленина. На большинстве островов осадки при стандартных взрывах вообще отсутствовали или не превышали 1–2 см. В районе поймы рек Волги и Ахтубы (Волжская ГЭС им. XXII съезда КПСС) годичный поиск так и не увенчался успехом, а в районе Волжской ГЭС им. В.И. Ленина участок разжиженных песков на одном из островов был случайно обнаружен только к концу второго года систематических испытаний грунтов в различных районах створа. Этот участок разжижаемых при взрывах песков ничем по внешним признакам и расположению в пойме не отличался от других, на которых явление разжижения обнаружено не было.

#### § 6.4. ЭКОНОМИЧЕСКАЯ ОЦЕНКА ВЗРЫВНОГО МЕТОДА УПЛОТНЕНИЯ И ОБЛАСТЬ ЕГО ПРИМЕНЕНИЯ

Стоимость и сроки уплотнения малосвязных грунтов взрывами значительно меньше, чем при других методах уплотнения грунтов. Это вызвано в основном большими расстояниями между зарядами и, следовательно, значительным объемом уплотняемого каждым взрывом грунта. В экономической оценке взрывного способа уплотнения определяющими являются в основном стоимости ВВ, СВ, устройства скважин для погружения зарядов при глубинных взрывах. Основной особенностью метода взрывов является использование весьма мощного, доступного и сравнительно дешевого источника динамических воздействий.

Общий анализ стоимости уплотнения малосвязных грунтов взрывами весьма затруднителен, поскольку стоимость зависит от ряда местных факторов, таких как размеры и конфигурация участка уплотнения, положение горизонта воды, схемы уплотнения, в частности ярусности и последовательности, и схемы взрывания зарядов и др. В конкретном случае необходимо проводить технико-экономическое сопоставление вариантов уплотнения взрывами, находя оптимальное решение.

Для простейших схем уплотнения и конфигураций участков уплотнения в плане можно получить расчетные зависимости, позволяющие определить основные параметры экономически оптимального варианта уплотнения грунтов взрывами.

*Число зарядов.* Общее число зарядов  $n$  при их расположении, обеспечивающем наиболее равномерное уплотнение грунта (рис. 6.10), для одной, двух, трех и четырех серий взрывов определяется по зависимостям:

$$\left. \begin{aligned} n_1 &= \frac{F}{4R_3^2}; & n_2 &= \frac{F}{2R_3^2} + \frac{S_y}{4R_3^2} + 1; \\ n_3 &= \frac{3F}{4R_3^2} + \frac{S_y + 2A}{4R_3} + 1; & n_4 &= \frac{F}{R_3^2} + \frac{S_y}{2R_3} + 1, \end{aligned} \right\} (6.3)$$

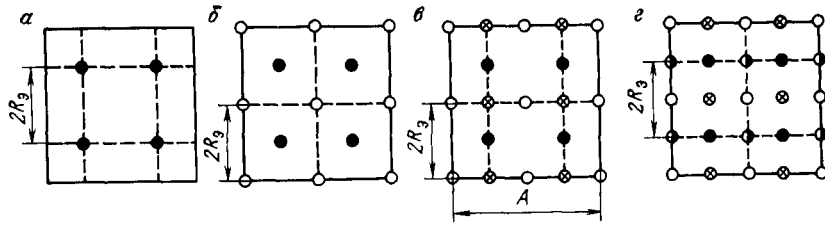


Рис. 6.10. Расположение зарядов в плане на участке уплотнения при одной (а), двух (б), трех (в) и четырех (г) сериях взрывов

где  $F$  — площадь уплотняемого участка;  $R_3$  — эффективный радиус уплотнения;  $S_{\text{уп}}$  — периметр участка уплотнения;  $A$  — длина границы участка уплотнения, на которой расположены заряды третьей серии.

При необходимости проведения большего числа серий взрывов общее число зарядов  $n_5 = n_4 + n_1$ ,  $n_6 = n_4 + n_2$ ,  $n_7 = n_4 + n_3$  и т. д.

Расчет общей стоимости работ по уплотнению взрывами. При уплотнении глубинными взрывами общая стоимость работ может быть подсчитана как сумма затрат на основные материалы и операции в виде

$$Va_{\text{уп}} = a_1 Qn + a_2 L + a_3 \frac{n}{n'} + na_{\text{погр}} + a_4 \frac{n}{\Pi}, \quad (6.4)$$

где  $V$  — объем уплотняемого грунта;  $a_{\text{уп}}$  — себестоимость уплотнения  $1 \text{ м}^3$  грунта;  $n$  — общее число зарядов;  $a_1, a_2, a_3$  — соответственно стоимость ВВ и ДШ, ЭД;  $Z$  — длина ДШ;  $h'$  — число одновременно взрываваемых зарядов;  $a_{\text{погр}}$  — себестоимость погружения и извлечения одной обсадной трубы;  $a_4$  — себестоимость работы одной смены взрывников;  $\Pi$  — производительность бригады по погружению обсадных труб.

При параллельном соединении зарядов общий расход ДШ

$$L = \alpha n(2R_3 + h), \quad (6.5)$$

где  $\alpha = 1,1 \div 1,2$  — слабина магистрали и концевых участков;  $h$  — глубина погружения заряда.

Стоимость забивки и извлечения металлических обсадных труб в зависимости от их диаметра и глубины, а следовательно, от массы заряда  $Q$ , близка к линейной и может быть представлена в виде

$$a_{\text{погр}} = a'Q + a''. \quad (6.6)$$

При уплотнении глубинными взрывами, кроме того, должны учитываться зависимости (4.1) (4.4):

$$Q = k_1 h^3; \quad R_3 = k_4 \sqrt[3]{Q} \quad \text{и} \quad h = \left( \frac{1}{k_1} \right)^{1/3} \frac{1}{k_4} R_3.$$

Учитывая, что  $V = Fh_{\text{уп}}$  и подставив в уравнение (6.4) зависимости (6.3),

(6.5), (6.6), (4.1) и (4.4), получим

$$a_{\text{уп}} = \frac{1}{h_{\text{уп}}} (AR_3^2 + BR_3 + D \frac{1}{R_3} + E \frac{1}{R_3^2} + M), \quad (6.7)$$

где

$$A = \frac{S_{\text{уп}}}{4F} \left( \frac{1}{k_4} \right)^3 (a_1 + a');$$

$$B = \left( \frac{1}{k_4} \right)^3 (a_1 + a');$$

$$D = a_2 \alpha \left[ 2 + \left( \frac{1}{k_1} \right)^{1/3} \frac{1}{k_4} \right] + \frac{a_3}{n'} \frac{S_{\text{уп}}}{4F} + a'' \frac{S_{\text{уп}}}{4F} + a_4 \frac{1}{\Pi} \frac{S_{\text{уп}}}{4F};$$

$$E = a_3 \frac{1}{n'} + a'' + a_4 \frac{1}{\Pi};$$

$$M = a_2 \alpha \frac{S_{\text{уп}}}{4F} \left[ 2 + \left( \frac{1}{k_1} \right)^{1/3} \frac{1}{k_4} \right].$$

При большой площади уплотнения в уравнении (6.7) можно пренебречь членами, содержащими  $S_{\text{уп}}/4F$ , т.е.

$$a_{\text{уп}} = \frac{1}{h_{\text{уп}}} (BR_3 + D' \frac{1}{R_3} + E \frac{1}{R_3^2}), \quad (6.7')$$

где

$$D' = a_2 \alpha \left[ 2 + \left( \frac{1}{k_1} \right)^{1/3} \frac{1}{k_4} \right].$$

При камуфлетных взрывах в соответствии с зависимостями (4.1), (4.4) и (4.2)

$$h_{\text{уп}} = k_2 \left( \frac{1}{k_1} \right)^{1/3} \frac{1}{k_4} R_3,$$

тогда уравнение (6.7') имеет вид

$$a_{\text{уп}} = \frac{k_4}{k_2} \left( \frac{1}{k_1} \right)^{-1/3} \left( B + D' \frac{1}{R_3^2} + E \frac{1}{R_3^3} \right). \quad (6.8)$$

Таким образом, по зависимости (6.8) с увеличением массы заряда и соответствующим увеличением радиуса эффективного действия взрыва  $R_3$  стоимость уплотнения  $1 \text{ м}^3$  грунта уменьшается (рис. 6.11, а кривые 2.

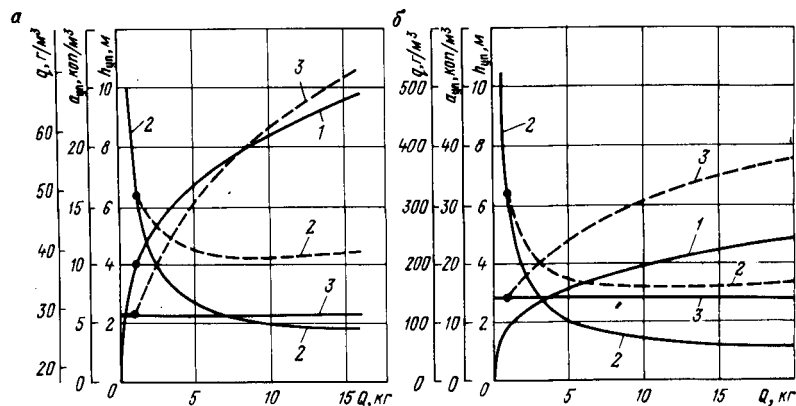


Рис. 6.11. Стоимость уплотнения  $a_{\text{уп}}$  и расход ВВ на  $1 \text{ м}^3$  уплотняемого грунта  $q$  при глубинных (а) и подводных (б) взрывах. Пунктирными линиями показано то же при уплотнении слоя мощностью 4 м (а) и 1,8 м (б)

Соответственно уменьшаются расход ДШ, стоимость погружения труб на  $1 \text{ м}^3$  уплотненного грунта. Расход ВВ на  $1 \text{ м}^3$  уплотненного грунта (кривые 3) остается постоянным (рис. 6.11, а). Иными словами, чем больше площадь и особенно глубина уплотнения (кривые 1), т.е. больше объем уплотняемого грунта, тем экономически эффективнее метод глубинных взрывов.

**Оптимальная масса заряда.** При заданной постоянной глубине уплотнения  $h_{\text{уп}}$  с увеличением радиуса эффективного действия или  $Q$  стоимость уплотнения  $1 \text{ м}^3$  грунта вначале уменьшается, а затем возрастает в основном вследствие увеличения расхода ВВ (см. рис. 6.11). В этом случае по зависимостям (6.7) или (6.7') можно найти оптимальную массу заряда  $Q_{\text{опт}}$  или соответствующий ей оптимальный радиус  $R_{\text{опт}}$  из условия минимума стоимости, т.е.

$$(a_{\text{уп}})'_R = 0.$$

В результате по зависимости (6.7') получим

$$R_{\text{опт}}^3 B - R_{\text{опт}} D' - 2E = 0.$$

**Пример 1.** При  $a_1 = 0,32$  руб;  $a_2 = 0,12$  руб;  $a_3 = 0,14$  руб;  $a_4 = 42$  руб;  $a' = 0,8$  руб/кг;  $a'' = 4$  руб;  $\alpha = 1,15$ ;  $\Pi = 50$  зарядов;  $n = 10$  зарядам;  $k_1 = 0,055$  и  $k_4 = 30$  наименьшая стоимость уплотнения  $1 \text{ м}^3$  грунта при  $R_{\text{опт}} = 7 \text{ м}$  соответствует по зависимости (4.1) оптимальному заряду массой 12,7 кг.

Аналогичные зависимости получаются при подводных и поверхностных взрывах (см. рис. 6.11, б). В связи с тем что при подводных взрывах  $R = k_{10} \sqrt[3]{Q}$ ,  $h = k_6 \sqrt[3]{Q}$  при  $S_{\text{уп}}/4F \approx 0$ , в зависимости (6.7')

$$B = a_1 (1/k_{10})^3; D' = \alpha a_2 (2 + k_6/k_{10}).$$

$$E = a_3 1/n' + a_4 1/\Pi.$$

**Пример 2.** Подставив в уравнение (6.8) численные значения  $a_1 = 0,32$  руб;  $a_2 = 0,13$  руб;  $a_3 = 0,14$  руб;  $a_4 = 100$  руб;  $n = 10$ ;  $\Pi = 30$ ;  $\alpha = 1,15$ ;  $k_{10} = 2$  и  $k_6 = 2,3$ , получим  $R_{\text{опт}} = 5,5 \text{ м}$ , что соответствует по зависимости (4.11) подводному заряду массой  $Q_{\text{опт}} = 20,8 \text{ кг}$ , вызывающему уплотнение грунта по зависимости (4.14) при  $k_9 = 1,8$  на глубину  $h_{\text{уп}} = 5 \text{ м}$ .

Таким образом, при полученной исходя из заданной глубины уплотнения массе заряда, меньшей оптимальной, экономически целесообразно использование зарядов только оптимальной массы, т.е. следует принимать  $Q = Q_{\text{опт}}$ . В приведенном выше примере для уплотнения взрывами грунта на глубине 1,8 м требуется заряд 1 кг, но уплотнять слой выгоднее и менее трудоемко подводными взрывами зарядов массой 21 кг. Конечно, при расчетной массе заряда, большей оптимальной, для уплотнения заданного слоя грунта следует использовать полученный по расчету или опытными взрывами заряд ВВ.

При составлении проекта уплотнения наиболее экономичное (оптимальное) решение можно выбрать следующим образом. Вначале определяются расчетные параметры  $R_{31}$ ,  $Q_1$ , исходя из заданной глубины уплотнения, и для этого случая с учетом местных условий, расценок и производительности определяется стоимость уплотнения взрывами  $A_1$ . Затем масса заряда увеличивается на 1 – 3 кг и снова подсчитывается стоимость уплотнения  $A_2$ . Если  $A_2 > A_1$ , то в проекте принимаются первые параметры  $R_{31}$  и  $Q_1$ . При  $A_2 \leq A_1$  необходимо продолжить расчет, увеличивая последовательно массу заряда до получения расчетом  $A_{\text{мин}}$ . Массу заряду  $Q_{\text{опт}}$  следует принять в проекте уплотнения.

**Себестоимость уплотнения взрывами и другими методами.** Ориентировочно стоимость уплотнения  $1 \text{ м}^3$  песчаного грунта глубинными взрывами принимается в пределах 0,03 – 0,1 руб. При подводных и тем более поверхностных взрывах вследствие увеличения расхода ВВ себестоимость уплотнения  $1 \text{ м}^3$  грунта достигает 0,3 руб. Она уменьшается с увеличением объема уплотняемого грунта. По данным П.Прага, себестоимость уплотнения песчаных грунтов глубинными взрывами в США составляет 0,25 – 0,8 долл за  $1 \text{ м}^3$ , а с учетом местных условий  $\pm 25\%$ . Участок  $1200 \text{ м}^2$  при глубине уплотнения 4,5 м обошелся 0,6 – 1 долл за  $1 \text{ м}^3$ , но на участке площадью  $30000 \text{ м}^2$  при толщине слоя уплотняемого грунта 12 м себестоимость уплотнения уменьшалась до 0,25 долл.

Себестоимость уплотнения основания Франклинской плотины, по данным А.Лемана, взрывами 35000 долл., или 0,12 долл. за  $1 \text{ м}^3$  уплотненного грунта, другими методами она превышала 125000 долл. Себестоимость уплотнения оснований гражданских зданий глубинными взрывами, по данным П.Прага, составляла 0,1 долл за  $1 \text{ м}^3$  уплотненного грунта.

Н.Н. Волочай провел анализ экономической эффективности уплотнения глубинными взрывами 10 – 12 м толщи лёссовых просадочных грунтов на площади 100 тыс.  $\text{м}^2$ . При уплотнении предварительным замачиванием и глубинными взрывами по действующим нормативам приведенные затраты на  $1 \text{ м}^3$  уплотненного грунта составляют 0,8 руб, а затраты труда 0,28 чел.-ч. По данным хронометражных наблюдений, нормативы могут быть значительно снижены, и тогда себестоимость уменьшается до 0,56 руб,



Таблица 6.6

Методы уплотнения	Грунты	Производительность, м <sup>3</sup> /смену	Себестоимость уплотнения 1м <sup>3</sup> , руб.
Глубинным вибратором С-629	Мелкозернистый песок	1400 – 2000	0,4 – 0,6
Виброштыкованием (ВУУП-6)	То же	1000	0,8
Электроискровой	Лёссы	—	0,3 – 0,4
Грунтовыми сваями	—	—	1,3 – 4,3
Предварительным замачиванием и глубинными взрывами	—	—	0,6 – 0,8
Глубинными взрывами	Пылеватые пески и супеси	9000 – 11000	0,08 – 0,15

а трудовые затраты до 0,12 чел.-ч. При уплотнении этого массива просадочных грунтов грунтонабивными сваями затраты на 1 м<sup>3</sup> уплотненного грунта по действующим нормам составили бы 3,2 руб, а затраты труда 0,58 чел.-ч. Фактическая себестоимость работ по устройству грунтонабивных свай на одном из аналогичных объектов достигла 4,3 руб/м<sup>3</sup>.

С методом взрывного уплотнения малосвязных грунтов сопоставимы различные глубинные методы уплотнения: глубинными вибраторами (виброфлотация), виброштыкованием, устройством грунтовых (грунтонабивных) свай и тяжелыми трамбовками. Кроме того; в стадии исследования и разработки находится электроискровой метод глубинного уплотнения малосвязных грунтов.

Все эти методы трудоемки, требуют изготовления специального оборудования и вследствие относительно малых радиусов действия малопроизводительны. В табл. 6.6 приведены некоторые собранные по различным источникам, далеко не полные данные об этих методах уплотнения. Приводимые величины следует оценивать как ориентировочные, характерные только для местных условий уплотнения. Однако и в этих условиях приведенные данные убедительно демонстрируют высокую производительность и экономичность взрывного способа уплотнения.

В последние годы за рубежом, в основном фирмой "Менард", разрабатываются методы уплотнения грунтов на глубину 10 – 30 м тяжелыми трамбовками, падающими с большой высоты. Для этой цели применялись трамбовки массой в 10 – 40 т, поднимаемые краном и сбрасываемые с высоты 15 – 40 м. При строительстве аэропорта в Ницце использована установка, позволившая уплотнить слой водонасыщенного грунта более 30 м (8– 18 м насыпного песка, ниже илы) путем сбрасывания 200-тонного штампа с высоты 23 м. Действие таких мощных трамбовок приближается по своему характеру к взрыву в грунтах. В результате ударов такой трамбовки остается "след" глубиной 1,5 – 2,5 м (объемом 40 м<sup>3</sup>), и уплотнение сопровождается временным повышением давления в поровой воде, которое постепенно рассасывается. В порту Брест (Франция)

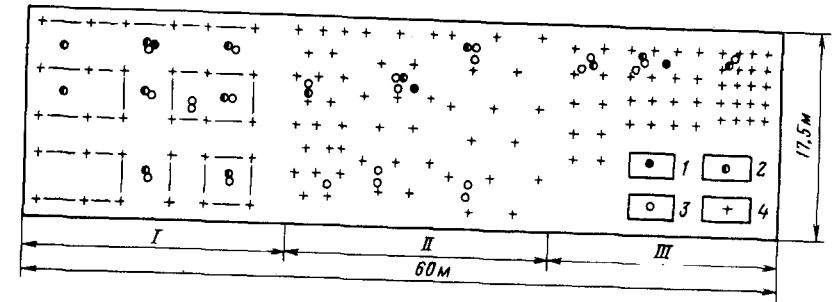


Рис. 6.12. План опытной площадки с участками глубинных взрывов I; погруженный глубинных вибраторов II; виброштыкованием III [50]:

1 – точки прессиометрии; 2 – точки измерения плотности; 3 – точки пенетрации; 4 – места погружения зарядов, вибратора и виброштыкования. На участке I линиями выделены одновременно взрывающиеся заряды

применялись тяжелые трамбовки (13 т) для подводного уплотнения песчаных грунтов при глубине воды 10 – 12 м.

Производственный опыт сопоставления трех методов уплотнения песчаных водонасыщенных грунтов выполнен во Франции глубинными взрывами, глубинными вибраторами и виброштыкованием [51].

Опыты проведены в порту Сите (1977 г.) на участке намыта мелкозернистых песков, содержащих 15 – 50 % фракций, крупнее 0,5 мм, 16 – 67 % фракций 0,5 – 0,2 мм, 13 – 66 % – 0,2 – 0,1 мм и 5 – 13 % – меньших 0,1 мм. Участок длиной 60 м сложен намытыми песками мощностью 7 – 13 м (рис. 6.12). Горизонт грунтовых вод – на глубине 1 м. На всю глубину намытой толщи до и после уплотнения проведены испытания грунтов статической пенетрацией и прессиометром, а также гамма-методом. Сопrotivления зонда задавливанию  $p_q$  прессиометра  $p_f$  и плотность насыщенного водой слоя грунта  $\rho_{нас}$  до уплотнения приведены в табл. 6.7.

Глубинные заряды погружались в обсаженные трубами скважины, размещенные в плане по квадратной сетке через 4 м (см. рис. 6.12). Применялось ярусное расположение зарядов различной массы. Перед взрывом трубы извлекали. На всей площадке проведена только одна серия взрывов, но при сравнительно сгущенной сетке расположения зарядов.

Уплотнение выполнялось с помощью цилиндрического глубинного

Таблица 6.7

Глубина, м	$p_q$ , МПа	$p_f$ , МПа	$\rho_{нас}$ , г/см <sup>3</sup>
0 – 5	1 – 2	0,12 – 0,3	1,9 – 2,0
5 – 10	1,5 – 2	0,3 – 0,6	1,9 – 2,2
Больше 10	2	0,9 – 1,2	—

вибратора, создающего горизонтальные колебания частотой 50 Гц с амплитудой 6 мм. Мощность электромотора 50 кв, а центробежная сила вибратора 16 т. Уплотнение выполнено в трех вариантах сетки точек погружения с площадями уплотнения 4,8 и 12 м<sup>2</sup>.

Виброштыкование проводилось путем погружения отрезка шпунта с частотой колебаний 16 Гц. На глубину 10 м шпунтину погружали за 1 мин, а извлекали в течение 2 – 3 мин. Сетка точке погружения назначена, исходя из площади уплотнения 2,4 и 6 м<sup>2</sup>.

Сопоставление трех методов уплотнения (табл. 6.8 и 6.9) показало, что уплотнение глубинными вибраторами дает хороший результат при расстоянии между точками их погружения около 2 м при площади уплотнения 4 м<sup>2</sup>. В месте погружения вибратора на поверхности грунта образовывались воронки диаметром 3 м. Сопротивление вдавливания зонда по глубине равномерно увеличивалось и достигало 5 МПа. Виброштыкование целесообразно при том же расстоянии между точками их погружения и площади уплотнения 2 и 4 м<sup>2</sup>.

Уплотнение участка только одной серией взрывов дало результаты, близкие к данным, полученным при виброфлотации. Осадки (см. табл. 6.8) и относительные приращения сопротивления вдавливанию зонда (см. табл. 6.9) близки, но отмечено некоторое уменьшение сопротивления статической пенетрации с глубиной. Кроме того, при уплотнении взрывами получена очень ровная поверхность грунта, не требующая дополнительных работ, которые оказались необходимыми при виброфлотации и виброштыковании. Исследователи [51] также пришли к выводу, что метод взрывов наиболее эффективен при расходе ВВ около 35 г на 1 м<sup>3</sup> уплотняемого грунта, что согласуется с ранее полученными данными (см. табл. 4.3).

Таким образом, сопоставимые результаты испытаний трех методов глубинного уплотнения песчаных водонасыщенных грунтов показали эффективность взрывного способа уплотнения даже при одной серии взрывов и его достоинства (быстрота, равномерность уплотнения и др.). При

Таблица 6.8

Метод уплотнения	Осадка поверхности грунта, см	
	минимальная	максимальная
Глубинными взрывами	35	80
Виброфлотацией при площади, м <sup>2</sup> :		
4	50	80
8	20	60
12	10	50
Виброштыкованием при площади, м <sup>2</sup> :		
2	10	70
4	10	70
6	10	50

Таблица 6.9

Метод уплотнения	Площадь уплотнения одним взрывом или погружением вибратора, м <sup>2</sup>	Относительные приращения характеристик грунтов после взрывов, %		
		$\frac{\Delta \rho_q}{\rho_q} \times 100 \%$	$\frac{\Delta \rho_l - \rho_0}{\rho_l - \rho_0} \times 100 \%$	$\frac{\Delta \rho_{гр}}{\rho_{гр}} \times 100 \%$
Глубинными взрывами	16	150	145	13
Виброфлотацией	4	155	—	27
	8	50	81	16
	12	49	—	19
Виброштыкованием	2	160	—	16
	4	140	104	13
	6	90	—	0

уплотнении участка тремя и тем более четырьмя сериями взрывов по приведенной в § 4.1 методике (большие массы зарядов, большие расстояния между зарядами), достоинства метода глубинных взрывов и его эффективность еще более очевидны.

*Область применения взрывного метода уплотнения.* Взрывной метод применим для уплотнения водонасыщенных песчаных грунтов, гравия, щебня и подводной каменной наброски. Уплотнение значительной площади территории г. Ленинграда показало возможность уплотнения взрывами намывных под воду сильно пылеватых песков (содержание пылеватых частиц достигало 90%), супесей и даже легких суглинков. Однако с увеличением содержания глинистых фракций в водонасыщенных грунтах увеличивается их связность, что может затруднить разрушение их структуры динамическим воздействием. Кроме того, в достаточно связных грунтах уплотнение происходит только поблизости от заряда с возможным образованием недопустимой устойчивой камуфлетной полости.

Первые опытные работы [2], [19] и дальнейшие работы на Украине, в Узбекистане, Таджикистане и Болгарии показали, что глубинные и подводные взрывы можно применять для разрушения структуры и последующего уплотнения предварительно насыщенных водой слоев лёссовых просадочных грунтов. Наиболее эффективно использование взрывов для уплотнения лёссовых водонасыщенных грунтов, близких по своему составу к легким супесям.

Как показали опытные работы, особенно эффективно уплотнение взрывами с предварительным замачиванием в рыхлых просадочных песках.

Значительный экономический эффект получен при уплотнении грунтов хвостохранилища на Маднеульском горно-обогатительном комбинате. Водонасыщенные грунты по гранулометрическому составу пылеватые пески и супеси, интенсивно уплотнялись при действии взрывов и, что

особенно существенно, глубины распространения зоны уплотнения были в 1,5 раза больше, чем при уплотнении аналогичных по гранулометрическому составу естественных грунтов.

Опытные работы на золоотвалах [16], особенно в прудковой части отложений, также показали возможность применения взрывов в этих условиях.

Таким образом, в результате проведенных работ показана возможность применения взрывов для уплотнения водонасыщенных естественных и искусственных грунтов в широком диапазоне их крупности — от каменной наброски до супесей и легких суглинков.

Определяющим фактором применения метода уплотнения взрывами является достигаемая плотность грунта. По весьма оптимистичным данным Б. Прага несколькими очередями глубинных взрывов удалось уплотнить песчаные грунты до степени плотности сложения 0,95 (см. табл. 4.4 и рис. 4.14). Такие же величины степени плотности сложения мелкозернистых песков получены в ПНР [39] в результате использования подводных взрывов. Однако пересчет полученных осадок позволяет считать более достоверной достигнутую там степень плотности сложения порядка 0,6 — 0,8.

На основании результатов опытных взрывов, проведенных в мелкозернистых и среднезернистых песчаных грунтах на различных гидротехнических стройках нашей страны при уплотнении взрывами можно считать практически достижимой степень плотности сложения 0,7 — 0,8. С увеличением требуемой степени плотности сложения возрастают число серий взрывов зарядов и, следовательно, себестоимость уплотнения. Как отмечалось в гл. 1, каждая серия взрывов в более рыхлом грунте вызывает большее приращение степени плотности сложения, чем в более плотном грунте. Например, чтобы добиться в данном грунте изменения степени плотности сложения с 0,2 до 0,6, потребуется три серии взрывов, а с 0,7 до 0,9 — значительно большее число серий взрывов.

Три-четыре серии взрывов зарядов на одном месте, как правило, позволяют уплотнить рыхлый песок до степени плотности сложения 0,7. При гидротехническом строительстве, в частности, для борьбы с явлениями разжижения песчаных грунтов этого вполне достаточно. Этими же величинами определяется и начальная степень плотности сложения, при которой целесообразно применение взрывного метода.

Необходимым условием применения взрывного уплотнения грунтов является обеспечение их водонасыщения. При расположении уплотняемых грунтов выше горизонта воды, и в особенности выше границы капиллярного подъема воды, приходится принимать меры по их принудительному водонасыщению, например путем заливки участков и котлованов водой (см. гл. 5), что несколько повышает себестоимость работ. Недостаточное водонасыщение может быть причиной некачественного уплотнения грунта. Этим и объясняется малое уплотнение лёссовых грунтов поверхностного слоя глубинными взрывами в Запорожье (см. рис. 4.16).

Во всех работах по уплотнению лёссовых грунтов взрывами, описан-

ных в гл. 4, использована только одна серия взрывов. Бесспорно, проведение повторных взрывов повысит эффект уплотнения лёссовых предварительно замоченных грунтов.

Одним из достоинств взрывного метода является практическое отсутствие влияния времени последующего уплотнения грунта на результаты, производительность и стоимость работ. Взрывы зарядов выполняются на заключительном этапе цикла производства работ. После подрыва зарядов на данном участке практически можно обеспечить любой перерыв, необходимый для последующего, сравнительно длительного процесса уплотнения грунта, производя работы на других участках, и только по окончании процесса уплотнения возвратиться на первый участок для подготовки следующей серии взрывов.

Это положение практически невозможно обеспечить при вибрационном, электроискровом или пневмопульсационном методах уплотнения грунтов. В этих методах уплотняющих агрегат должен находиться на данной точке весь период уплотнения грунта и, более того, быть все время в работающем — вибрирующем или пульсирующем состоянии. При работе глубинным вибратором его вначале погружают на всю глубину уплотняемой толщи, а затем поднимают с длительными остановками на каждом участке — этапе уплотнения. Время проработки каждого этажа определяется длительностью процесса уплотнения грунта. В свою очередь, она зависит от требуемого увеличения степени плотности сложения, характеристика виброползучести скелета грунта и его водопроницаемости. В средне- и мелкозернистых песках время, необходимое для уплотнения глубинными вибраторами и виброштыкованием, достигает нескольких десятков минут, а в пылеватых песках, и тем более супесях, может исчисляться часами. В этих условиях глубинные вибраторы становятся малоэффективными, так как они длительное время работают вхолостую, не производя существенного уплотнения и передавая динамические воздействия полностью разжиженному, медленно консолидируемому грунту. По этой причине вибрационные методы уплотнения применяются в сравнительно крупнозернистых грунтах вплоть до мелкозернистых песков. В качестве условий эффективного применения глубинного виброуплотнения рядом исследователей [49] принимается содержание в песке пылеватых фракций больше 20%. При уплотнении более мелкозернистых грунтов необходимо переходить на динамические воздействия одиночных импульсов. В этом случае взрывной метод уплотнения практически является единственным возможным.

В конкретном случае возможность взрывного уплотнения несвязных грунтов следует проверять одиночными взрывами, в частности путем взрывного зондирования толщи грунта (см. § 6.3). На результатах этих испытаний отражаются все факторы, увеличивающие или уменьшающие прочность грунта (плотность, образование структурных связей, напряженное состояние грунта и др.). При этом полученные результаты позволяют судить о необходимости уплотнения и возможности применения других методов. Возражения против уплотнения водонасыщенных рыхлых несвязных грунтов глубинными взрывами состоят в необоснован-

ных утверждениях, будто в толще водонасыщенного рыхлого песка создаются зоны разрыхления и даже трещины. Ошибочность этих суждений вызвана тем, что опыт взрывов в неводонасыщенных песках или связных грунтах переносится на взрывы в рыхлых водонасыщенных несвязных грунтах, которые сопровождаются совершенно иными явлениями. При подводных взрывах все эти сомнения отпадают.

Для взрывного уплотнения несвязных грунтов характерны значительная мощность прорабатываемой толщи грунта и возможность взрыва зарядов на любых глубинах. Достоинством подводных взрывов является также возможность уплотнения грунтов при значительных, а для условий строительства — практически неограниченных глубинах воды. При необходимости уплотнения подводной каменной наброски толщиной более 3 — 4 м взрывной метод является единственным.

Одной из основных особенностей взрывного метода уплотнения несвязных, в частности песчаных, грунтов является большая однородность грунта по плотности, которая после взрывов определяется в первую очередь избирательным действием взрыва, разрушающим структуру наиболее рыхлых слоев и участков. Особенно это важно при уплотнении аллювиальных отложений и намывных грунтов, в которых наблюдаются значительная слоистость и большая неравномерность плотности. Не менее важной причиной однородности по плотности уплотненного взрывами песчаного грунта является преимущественное уплотнение его под действием собственного веса частиц уже после прекращения действия взрыва. Кроме того, на равномерность уплотнения влияет объем грунта, захваченный действием заряда ВВ.

Уплотнение взрывами является весьма надежным методом. При полном взрыве всех зарядов не возникает опасения пропустить какой-либо прослой или участок рыхлого грунта, обычно возможной при других методах. В случае применения негигроскопичных ВВ и последовательной схемы соединения зарядов электровзрывной цепью надежность уплотнения может быть полностью гарантирована. Хотя в § 6.2 описаны методы весьма детального контроля уплотнения, автор считает, что во многих случаях достаточным контролем является надежное обеспечение взрыва всех зарядов, а результаты уплотнения можно оценить только в отдельных точках простейшими способами. Детальный контроль представляет большой интерес для получения новых экспериментальных данных, дальнейшей разработки и уточнения технологии взрывного метода уплотнения грунта.

Простота производства работ без применения сложного и дорогостоящего оборудования также характерна для этого метода. Глубинные взрывы могут проводиться буровыми бригадами и взрывниками любого строительства или изыскательской партии без дополнительного оборудования и подачи воды или электроэнергии. Еще проще производство работ при уплотнении грунтов подводными и тем более поверхностными взрывами.

*О выполнении правил безопасности.* При взрывном уплотнении грунтов необходимо строгое выполнение Правил техники безопасности [7].

Условие безопасности взрывов должно выполняться и для соседних, полностью или частично построенных сооружений, и должна быть обеспечена устойчивость рядом расположенных земляных откосов.

Действие глубинного взрыва за пределами зоны уплотнения рыхлого грунта  $R_{\max}$  незначительно и обычно не представляет опасности для сооружений. Уменьшив число одновременно взрывааемых зарядов или применив короткозамедленное взрывание, можно уменьшить динамическое воздействие на сооружение и его основание. Кроме того, в непосредственной близости от сооружения можно переходить на взрывы более мелких зарядов, что позволяет сокращать безопасное расстояние до нескольких метров, но несколько увеличивает стоимость уплотнения.

В некоторых случаях внешние проявления взрыва (взрыв ДШ на поверхности грунта и воды, выход газов при подводном взрыве и др.) создают впечатление значительной его опасности для сооружений. Предложен простой метод убеждения сомневающихся. В грунт забивается металлический стержень диаметром 3 — 4 мм, на торец которого устанавливается металлический шарик диаметром 25 мм. В рыхлых несвязных грунтах человек, проходящий мимо такого примитивного сейсмографа, вызывает падение шарика, а при взрыве за пределами зоны уплотнения рыхлого грунта шарик остается на месте.

Перед проведением взрывного уплотнения грунтов необходимо провести обследование состояния соседних зданий и сооружений с составлением соответствующих актов, в которых отмечаются все видимые трещины и деформации, с целью исключения необоснованных претензий.