

РАЗЖИЖЕНИЕ ГРУНТОВ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКОМ ВОЗДЕЙСТВИИ

Чукин Р.Б.

ИГиОН НАН КР

Одной из основных причин обрушения грунтовых дамб является снижение прочностных свойств водонасыщенных грунтов во время циклических нагрузок, возникающих при землетрясении, проезда тяжелой техники и т.д. В этих грунтах возникает избыточное поровое давление, приводящее к так называемому явлению разжижению грунтов. Последствия разжижения могут быть следующими:

- осадка, однородная по характеру в некоторых случаях, чаще неожиданная и неоднородная;
- ограниченное горизонтальное смещение;
- обширное горизонтальное смещение, разрушение.

Когда водонасыщенный грунт подвергается вибрации, он начинает уплотняться и как следствие уменьшаться в объеме. Если нет возможности для воды дренировать в порах грунта, то тенденция уменьшения объема приводит к увеличению порового давления, что за собой ведет к уменьшению эффективных сдерживающих напряжений. Подобный процесс является основной причиной разжижения в несвязных водонасыщенных грунтах во время сейсмической нагрузки. Впоследствии структура несвязанного грунта

стремится уплотниться и передать напряжение воде, уменьшая эффективное напряжение между частицами грунта.

Как только поровое давление приближается к значению первоначального эффективного сдерживающего напряжения, грунт начинает деформироваться. Если грунт рыхлый, то значение порового давления очень быстро возрастает до значения первоначального эффективного напряжения. Грунт сразу начинает испытывать деформации, амплитуда которых может достигать 20% /1/. Если грунт испытывает неограниченные деформации без мобилизации значительного сопротивления деформациям, то он становится разжиженным.

С другой стороны, если грунт относительно плотный, то циклические нагрузки вызывают развитие остаточного порового давления при завершении цикла напряжений, это остаточное поровое давление становится равным первоначальному эффективному напряжению. Когда циклическое напряжение прикладывается заново, на следующем цикле, грунт стремится расшириться и поровое давление падает, если грунт дренированный, тогда он может развить достаточное сопротивление для того чтобы выдержать прикладываемое напряжение и не разжижиться. Однако грунт будет иметь некую степень деформации для развития сопротивления и если циклическая нагрузка продолжается достаточно долго, то данные деформации сопротивления могут увеличиться, что может привести к разжижению /2/.

Разжижение может возникнуть в любой зоне дамбы или ее основания, если возникает комбинация необходимых условий для возникновения вибрационных деформаций. Подобные зоны могут быть на поверхности грунта или на какой-то глубине от нее. Все зависит от состояния грунта и индуцируемого напряжения. Разжижение поверхностных слоев грунта также может возникать не в

результате циклической нагрузки, которой они подвергаются, а из-за разжижения ниже лежащих слоев. Как только разжижение возникает на какой-то глубине, например песчаного массива, избыточное гидростатическое давление разжижает другие зоны через поток воды по направлению вверх. Если гидравлический градиент становится очень большим, то он создает гидравлический напор, который очень быстро влияет на состояние разжижения поверхностных грунтов. Подобным образом разжижение насыпных дамб может начаться в какой-то локалии, затем распространится на другие части по направлению потока от первоначально-разжиженной зоны. Разжижение такого типа будет зависеть от распространения необходимого гидравлического градиента, который должен вначале возникнуть, а затем поддерживаться продолжающейся циклической нагрузкой /3/.

Для изучения данного явления проводятся специальные испытания поведения образцов песка при приложении циклической нагрузки различных величин. Результат типичного теста показан на рисунке 1 для рыхлого песка монтерей с относительной уплотненностью 50%. Необходимо отметить, что до тех пор, пока значение избыточного порового давления не достигает первоначального эффективного напряжения и их отношение не единица (100%) деформации незначительны. Как только поровое давление становится равным первоначальному эффективному напряжению, деформации начинают очень быстро увеличиваться /4/. В тесте данного образца это соотношение вызывает очень большие деформации, что типично для морского песка.

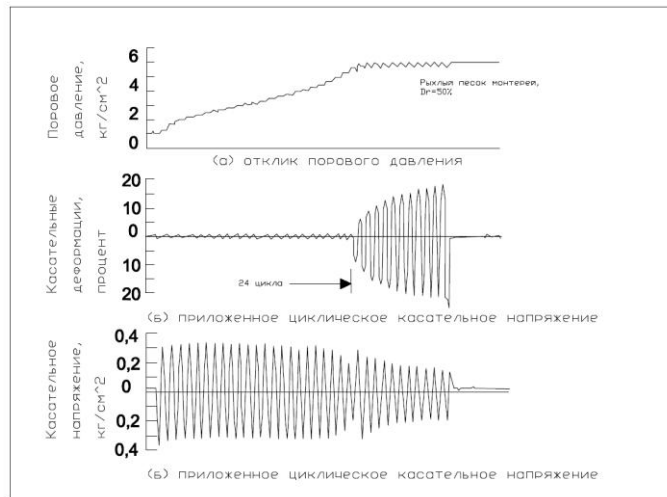


Рис. 1 - Результат теста для рыхлого песка монтерей.

Образцы песка, с различными степенями уплотненности имеют очень разное поведение при циклических нагрузках как это показано на рисунке 2. Уплотненный песок может выдерживать нагрузки, даже если соотношение напряжений в 100% было достигнуто. Обычно, если соотношение напряжений превышает 100%, в связных грунтах это вызывает деформации в 2 – 3%. Достижение соотношения напряжений в 100% является началом процесса разжижения несвязного грунта.

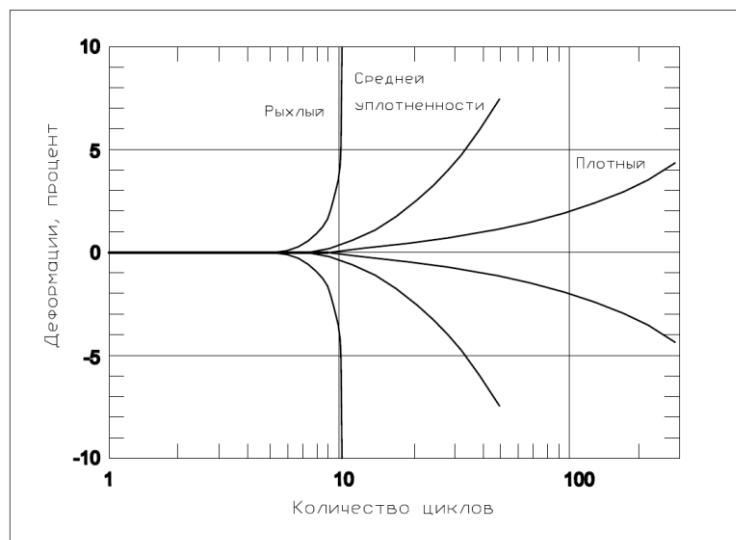


Рис. 2 - Поведение песков различной уплотненности при циклических нагрузках.

Опыт за последние 25 лет показал, что разжижение грунтов зависит от следующих факторов:

- низкой уплотненности или относительного уплотнения;
- низкого эффективного удерживающего напряжения;
- высокого уровня тряски (прикладываемые касательные напряжения, выраженные циклическими касательными напряжениями, деленными на первоначальное эффективное нормальное напряжения на поверхности обрушения);
- продолжительность тряски или количество циклов;
- тип грунта и структура грунта, его строение;
- напряженное состояние грунта до приложения тряски;
- другие факторы, такие как сейсмическая история, геологическая история, т.е. дисперсионное твердение и цементирование.

Рисунок 3 показывает вариацию соотношения циклических напряжений к количеству циклов необходимых для возникновения первоначального разжижения в зависимости от относительного уплотнения песка /5/.

Чем больше уплотнение (плотность), тем больше должно быть напряжение для возникновения разжижения водонасыщенного песка.

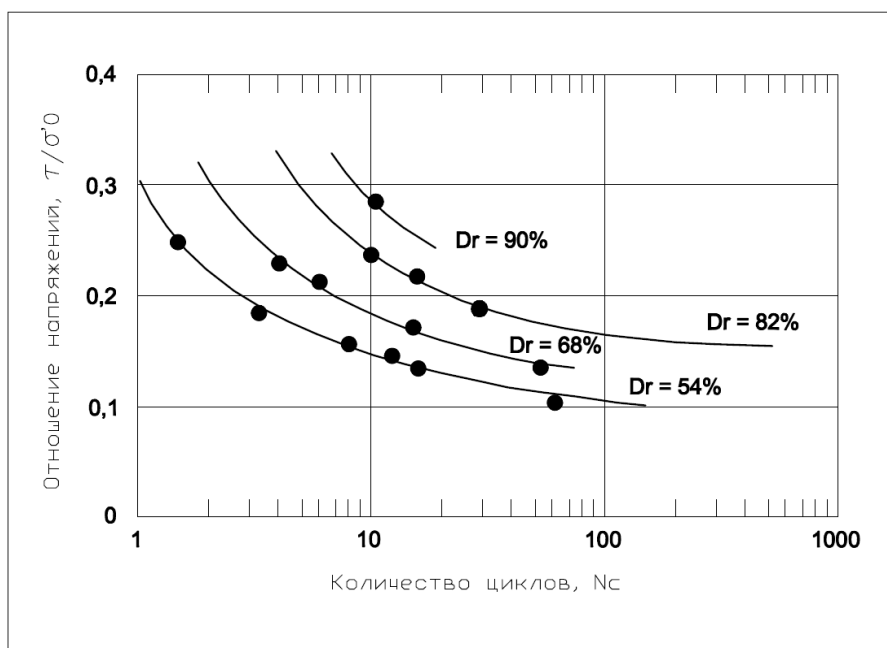


Рис. 3 -Соотношения циклических напряжений к количеству циклов.

Данные натурных наблюдений разжижений в Японии, Калифорнии и других частях планеты также используются для установления связи между циклическими напряжениями и разжижением. Первоначальное уплотнение использовалось как индекс, который был быстро отброшен, потому что он не отражал многие ключевые параметры, такие как строение и генезис. Количество ударов SPT (стандартный тест на проникновение (N1)60) и CPT (сопротивление проникновению конуса) могут отразить наибольшую часть параметров, которые влияют на устойчивость к разжижению грунта. Стандартный тест на проникновение (N1)60 – тест на динамическое проникновение для получения информации о динамических свойствах грунта, его уплотненности, т.е. способности сопротивления разжижению. Процедура теста описана Британским стандартом BSENISO 22476-3 и Австралийским стандартом ASTM 1289.6.3.1 /6/. В данном тесте используется тонкостенная труба с внешним диаметром 50 мм, внутренний диаметр 35 мм, длиной примерно 650 мм. Данная труба проникает в грунт с помощью ударов молота весом 63,5 кг падающего с высоты 760 мм. На первом этапе труба вводится в грунт на глубину 150 мм, затем по ней начинают стучать молотом, так чтобы труба проникла на 450 мм, с шагом по 150 мм. Считают количество ударов каждые 150 мм проникновения. Сумма количества ударов необходимых для второго (300 мм) и третьего (450 мм) проникновения называется «стандартным сопротивлением проникновению» или количеством N ударов.

Рисунок 4 обобщает натурные данные разжижения и не разжижения чистого песка с содержанием мелкой фракции < 5%. Над линией расположены данные, где разжижение произошло, под линией нет. Кривая показывает отношение касательного циклического напряжения к первоначальному сдерживающему напряжению (CSR) и модифицированным количеством ударов (N1)60.

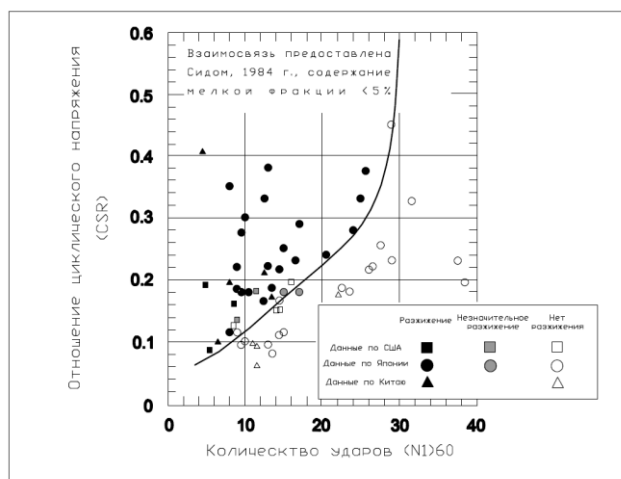


Рис. 4 - Натурные данные разжижения и не разжижения чистого песка.

Аналогичные натурные наблюдения для илистых песков с очень мелкой фракцией так же доступны и используется и показаны на рисунке 5. Нижняя кривая на данном рисунке показывает соотношение CSR к модифицированному SPT количеству ударов для чистого песка, средняя кривая для песка который содержит 15% мелких фракций, верхняя кривая для песка с содержанием мелких фракций равным или больше 35%.

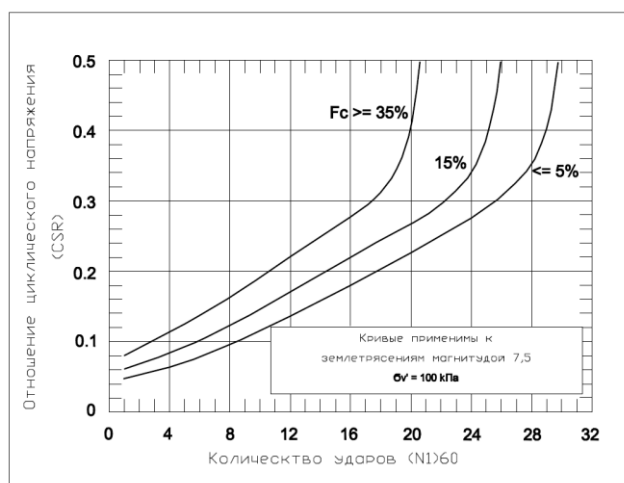


Рис. 5 - Натурные данные разжижения и не разжижения чистого песка, с различным содержанием мелкой фракции, с первоначальным эффективным напряжением 100 кПа.

Аналогичные кривые, показывающие соотношение CSR и СРТ (сопротивлению проникновению конуса), а также кривые соотношения

CSR к скорости проникновения касательных волн могут быть использованы во многих случаях. Циклическое сопротивление грунта на основе подобных кривых лучше находить при использовании SPT, так как данный метод сам по себе достаточный, это связано с тем, что SPT тест лучше получается на образцах грунта. Если это необходимо, затем можно определить тип грунта и процент мелкой фракции для уточнения необходимых параметров. Подобная информация неточно получается при тестах CPT или методе определения скорости проникновения касательных волн. Это очень важный аргумент в пользу использования SPT метода на образцах. В численных моделях, использующихся для расчета сейсмической устойчивости, имеющих грунты с потенциальной возможностью разжижения чаще всего используется параметр N. Например, в программе FLAC для потенциально разжижаемых грунтов свойства задаются через модель Финна-Бирна основывающейся на количестве ударов N теста SPT.

Когда используются лабораторные данные, такие как показанные на рисунке 3 необходимо выбрать количество циклов для определения сопротивления разжижению. Количество циклов соотносится с магнитудой землетрясения как показано в таблице 1.

Таблица 1

Магнитуда	Количество циклов
6,5	7
7,5	15
8,5	33

Для землетрясений других магнитуд кривые могут быть модифицированы с применением фактора шкалирования магнитуды MSF, который определяется по формуле.

$$MSF = 6.9 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0.058$$

Определяя соотношение касательного циклического напряжения к первоначальному сдерживающему напряжению (CSR), которое имеет значение больше чем 100 кПа, CSR необходимо умножать на фактор K_σ , который зависит от значения эффективного напряжения как показано на рисунке 6/7/.

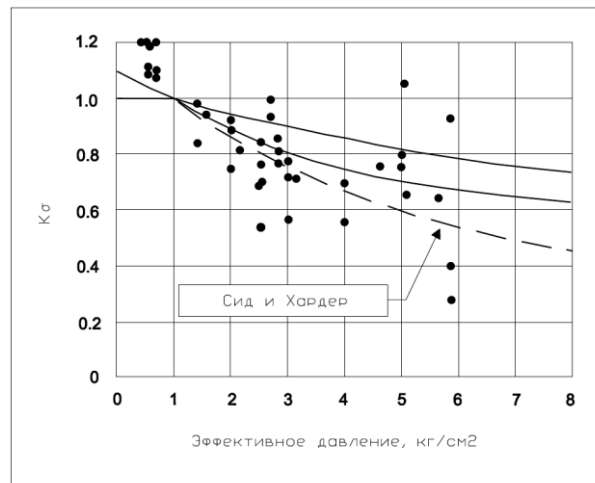


Рис. 6 - График для определения K_σ в зависимости от значения эффективного первоначального напряжения.

Данные на этом рисунке представляют результаты циклических тестов. Значения, показанные кривой рекомендованы многими исследованиями и проектами. Последние исследования данного вопроса, выявили что вариация K_σ зависит не только от значения эффективного напряжения, но так же от уплотненности грунта и статических касательных напряжений на потенциальной поверхности обрушения. Все это влияет на сопротивление грунта к разжижению. Соотношение этого статического касательного напряжения, разделенное на первоначальное эффективное вертикальное напряжение на поверхности обрушения определяется как α (Рисунок 7).

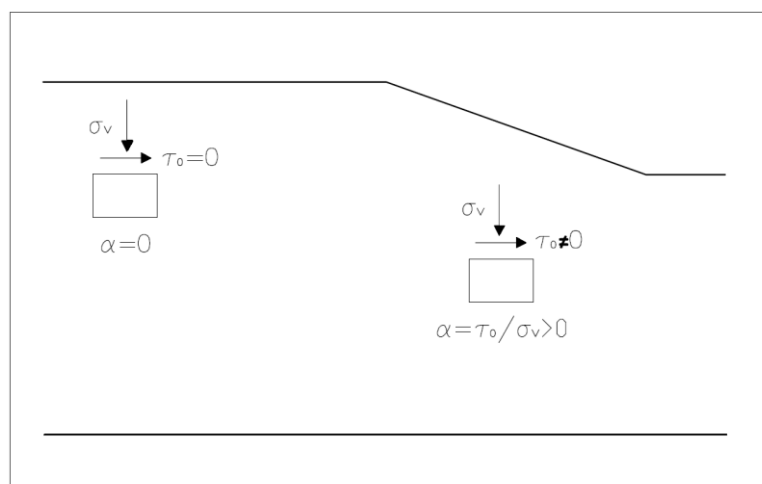


Рис. 7 - Объяснение параметра α .

Корректировка эффекта первоначального касательного напряжения на потенциальную поверхность обрушения, т.е. когда α не равна нулю, обеспечивается умножением CSR при состоянии когда α равна нулю на коэффициент K_α , который зависит от α и уплотненности грунта как показано на рисунке 8. Необходимо отметить, что соотношение, показанное на рисунке 8 для грунтов имеющих первоначальное эффективное напряжение меньше чем 300кПа/8/.

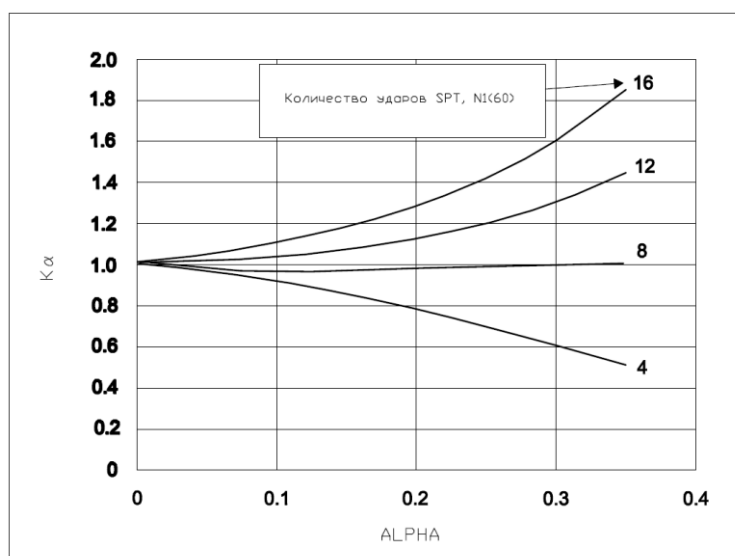


Рис 8 - Определение значения коэффициента K_α , зависящего от α и уплотненности грунта.

Значения K_α показанные на рисунке 8 будут отличаться для других значений эффективного первоначального напряжения, например для значения больше 300 кПа кривые должны быть повернуты по часовой стрелке, что дает уменьшение значения для K_α . Вариация K_α и $(N1)_{60}$ и других показателей уплотненности влияют на эффективное первоначальное напряжение.

Соотношение напряжений CSR для части дамбы или фундамента при заданных: эффективном вертикальном напряжении, α , количестве ударов теста SPT определяется по следующей формуле.

$$\begin{aligned} CSR \left(\text{для } M = 7\frac{1}{2}; \sigma_v; \alpha \right) = \\ = K_\sigma K_\alpha CSR \left(\text{для } M = 7\frac{1}{2}; \sigma_v = 1 \text{ кг/см}^2; \alpha = 0 \right) \end{aligned}$$

Данное значение соотношения напряжений CSR будет умножаться на эффективное вертикальное напряжение для определения циклической устойчивости в какой-то локации, если продолжительная тряска представлена землетрясением магнитудой 7,5. Обычно значение циклической устойчивости сравнивается с напряжениями индуцированными землетрясением в заданной локации дамбы или фундамента. Значение индуцированного напряжения землетрясением в дамбе или фундаменте определяется в динамическом анализе. В некоторых программах оно может быть присвоено через упрощенную процедуру Сиды и Идрисса которая определяет усредненное значение индуцированного напряжения. Если землетрясение не магнитудой 7,5 то индуцированное напряжение умножается на MSF. Это приведет к значениям индуцированного напряжения равному индуцированному напряжению при землетрясении магнитудой 7,5. Эквивалентное индуцированное напряжение определяется из выражения Сиды и Идрисса.

$$\text{Эквивалентное } \tau_{\text{инд-е}} \left(\text{для } M = 7 \frac{1}{2} \right) = \frac{\tau_{\text{инд-е}} (\text{для какой-то } M)}{MSF}$$

Данное индуцированное напряжение затем сравнивается с циклическим сопротивлением определенным для магнитуды 7,5 для оценки потенциального разжижения в определенной локации дамбы или фундамента. Соотношение циклического сопротивления к индуцированному напряжению можно назвать коэффициентом устойчивости к разжижению. Если он равен или меньше 1, то в данной зоне происходит разжижение. Актуальная устойчивость дамбы и фундамента зависит от места и размера области, которая подверглась разжижению и прочности грунта, который разжижился.

Сопротивление разжижению грунта было определено на основе обратного анализа исторических данных. Остаточная прочность, относящаяся к эквивалентному чистому песку, показана на рисунке 9.

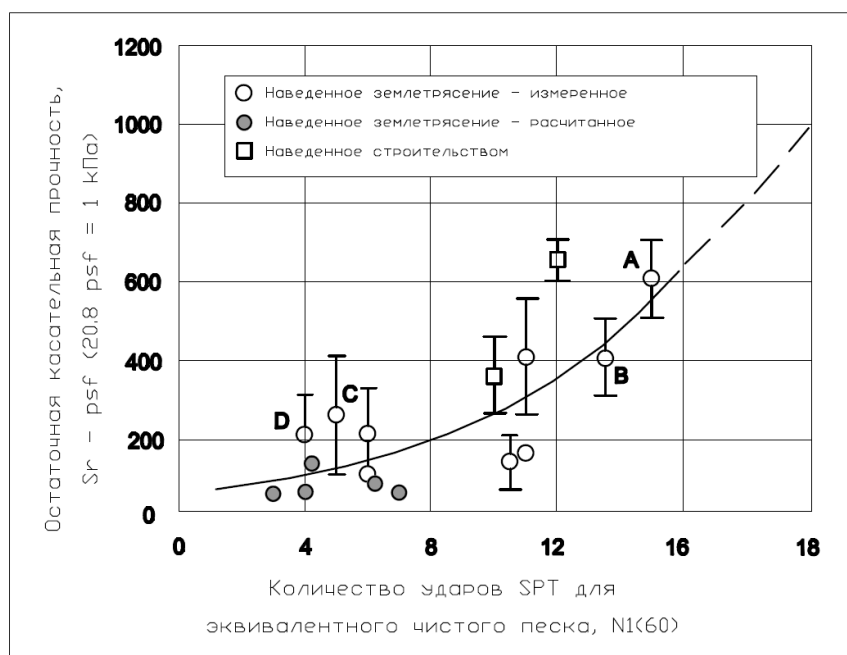


Рис 9 -Остаточная прочность, относящаяся к эквивалентному чистому песку.

Точки А и В соответствуют верхней и нижней дамбе Сан Фернандо, которая была разрушена из-за разжижения под воздействием

землетрясения в 1971 году. Реальные данные обрушений для эквивалентного чистого песка показаны до значения $N1(60)$ равного 15. Кривая продолжена до остаточной прочности 1000 psf (20,8 psf = 1 кПа) и до $N1(60)$ равного 20.

Значение $N1(60)$ эквивалентного чистого песка с различным содержанием мелкой фракции был подсчитан из значения $N1(60)$ с дополнением коэффициента $\Delta N1$, который зависит от содержания мелкой фракции (FC) как показано в таблице 2. Данные значения $\Delta N1$ разработаны профессором Сидом.

Таблица 2

FC = 10%	$\Delta N1 = 1$
FC = 25%	$\Delta N1 = 2$
FC = 50%	$\Delta N1 = 4$
FC = 75%	$\Delta N1 = 5$

Для связных грунтов, где содержание мелких частиц больше чем 25% следует переделать график без приложения $\Delta N1$ и использовать полученный результат для специальных случаев, которые включают связные грунты, содержащие данный процент/1/.

Присутствие слабопроницаемого слоя грунта над разжиженными грунтами может препятствовать дренажу, что невозможно проанализировать в статическом анализе. Данная ситуация показана на рисунке 10 и изображает как во время тряски верхняя часть песчаного слоя становится рыхлой в то время как нижняя становится уплотненнее.

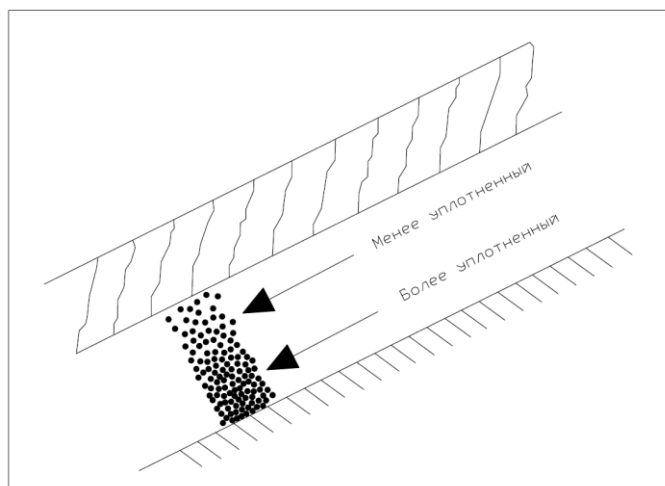


Рис 10 - Уплотнение песка во время тряски.

Статическая прочность верхней части намного ниже, чем нижней. В этом случае предпочтительнее использовать остаточную прочность, основанную на исторических данных, чем на лабораторных тестах в связи со сложностью получения необходимых значений.

Поведение грунта в зависимости от уплотнения показано на рисунке 11.

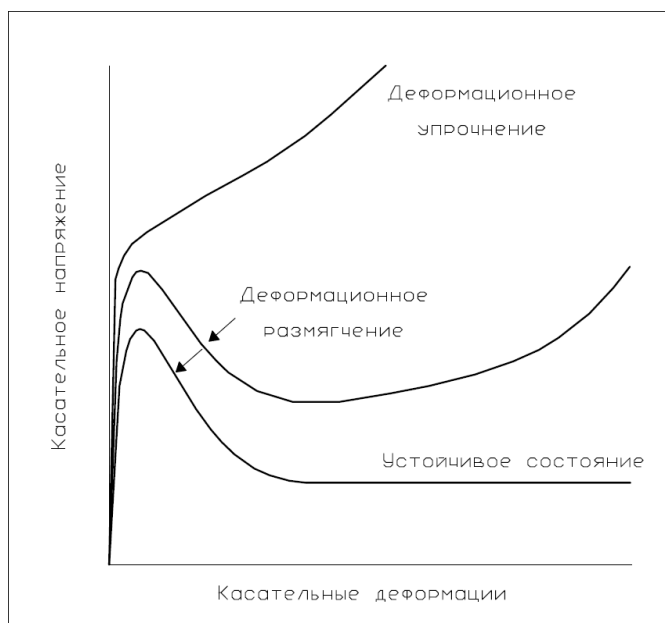


Рис 11 - Поведение грунта в зависимости от уплотнения.

Нижняя кривая для образца рыхлого песка, который сжимается в попытке стабилизироваться и его остаточная прочность на много меньше чем пиковая прочность. Верхняя кривая для очень

уплотненного песка, касательные деформации увеличиваются с увеличением касательного напряжения. Средняя кривая для средне уплотненного песка/9/.

Используя остаточную прочность в расчетах устойчивости после землетрясения необходимо помнить, что рыхлый песок должен достичь больших деформаций для остаточной прочности. Поэтому более важно определять деформации, которые возникали во время землетрясения, чем рассчитывать коэффициент устойчивости.

Существуют случаи разжижения связных глинистых грунтов, хотя их большая часть не теряет прочности во время циклической нагрузки. Обычно снижение прочности происходит от 10 до 20 % и может быть вызвано, предположительно, интенсивностью тряски. Но необходимо помнить, что некоторые связные глинистые грунты с высоким содержанием воды подвержены разжижению и значительной потери своей прочности во время тряски.

ЛИТЕРАТУРА

1. Seed and Lee. A Method for Earthquake-Resistant Design of Earth Dams. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE, Vol. 92, No. SM1, Proc. Paper 4616, pp. 13-41, 1966.
2. Castro G. Liquefaction and Cyclic Mobility of Saturated Sands. Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, Vol. 101, No. GT6, pp. 551-569, 1969.
3. Peacock and Seed. Design Problems in Soil Liquefaction. Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, Vol. 113, No. 8, pp. 827-845, 1968.

4. Seed and Chan. Number of Equivalent Significant Cycles in Strong Motion Earthquakes. International Conference on Microzonation, Seattle, WA, Vol. II, pp. 609-627, 1966.
5. Ishihara and Li. Dynamic Strength of Anisotropically Consolidated Sand. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE, Vol. 93, No. SM5, Proc. Paper 5451, pp. 169-190, 1972.
6. Sanglerat. Earthquake Considerations in Earth Dam Design. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, Vol. 93, No. SM4, pp. 377-401, 1972.
7. Seed and Idriss. Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes. Monograph Series No. 5, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, CA, 1970.
8. Seed. Analysis of the Slides in the San Fernando Dams During the Earthquake of February 9, 1971. Report No. EERC 73-2, Earthquake Engineering Research Centre, University of California, Berkeley, 1970.
9. Finn. Cyclic Pore Pressures under Anisotropic Conditions. Proceedings, ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Pasadena, CA, June 19-21, 1969.