

МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

УДК 624.1+624.131

Поита П.С., д-р техн. наук, проф.; Клебанюк Д.Н.;
Шведовский П.В., канд. техн. наук, проф.
(БрГТУ, г. Брест)

ОСОБЕННОСТИ ФОРМИРОВАНИЯ ЗОНЫ УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТА ПРИ УПЛОТНЕНИИ ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ ТЯЖЕЛЫМИ ТРАМБОВКАМИ

Исследования, выполненные различными авторами [1 – 5], показывают, что наиболее целесообразно при уплотнении грунтовых оснований применение тяжелых трамбовок, обеспечивающих значительно большую остаточную осадку грунта в отпечатке при одних и тех же энергетических затратах (табл. 1).

Таблица 1

Зависимость величины остаточной осадки от массы трамбовки [3 – 5]

Масса трамбовки, т	1		1,5	2		2,5		3	4
Число ударов	6	12	4	6	3	2	3	4	3
Затраченная работа, т·м	12	15,4	12	15,4	12	10	15	15,4	15,4
Остаточная осадка, см	15,8	4,7	18,5	7,7	19,5	18,2	22	10,2	12,4

При этом отмечено, что увеличение массы трамбовки не только обеспечивает большую осадку, но и дает более равномерное распределение плотности сухого грунта по глубине уплотняемой толщи.

Не менее важен и тот факт, что достижение грунтом требуемой плотности возможно лишь при определенном числе ударов в одной точке, зависящем от статического давления на грунт, т.е. соотношения массы трамбовки и площади ее основания.

Нормативными документами [6] проектирование уплотняемых грунтовых оснований рекомендуется осуществлять на основании связи между динамической и статической осадкой (нагрузкой) трамбовки:

$$S = k_k \cdot S_{ст}, \quad (1)$$

где k_z – коэффициент динамичности при интенсивных ударах и

$$k_z = \sqrt{\frac{2 \cdot H}{S_n}}, \quad (2)$$

H – высота сбрасывания трамбовки, м; S_n – осадка трамбовки от действия статической нагрузки (P_n), определяемая согласно [6] – при определении динамической нагрузки (P) и по зависимости (3) – при определении осадки, диаметра трамбовки и глубины зоны уплотнения:

$$S_n = (1 - \nu^2) \cdot \omega \cdot d_{mp} \cdot (P/E); \quad (3)$$

ν – коэффициент поперечной деформации грунтов; ω – безразмерный коэффициент и $\omega=0,785$; E – модуль деформации до уплотнения, кПа; d_{mp} – диаметр трамбовки, м; P – давление на грунт, кПа.

Однако в этих предложениях принято, что величина ν постоянна и не зависит от напряженного состояния грунтового массива. Исследования [4; 6] и другие свидетельствуют, что эта величина переменна, а принятое в инженерной практике ее постоянство обусловлено только желанием не усложнять расчеты.

На рисунке 1 приведены эпюры распределения вертикальных напряжений для различных величин ν при одних и тех же технологических и инженерно-геологических условиях: пески мелкие маловлажные; плотность грунта до начала уплотнения – 15,0, после – 17,7 кН/м³; диаметр трамбовки – 0,7 м; давление на грунт по плоскости подошвы трамбовки – 25 кПа. При этом принято, что действие статической нагрузки на грунт от массы трамбовки соответствует в полной мере условиям штамповых испытаний.

Анализ изолиний напряжений (σ_z/P)% в грунтовом массиве по глубине (h/d_{mp}) и в зоне влияния (l/d_{mp}) показывает, что даже под центром трамбовки на глубине $h/d_{mp}=1$ напряжения отличаются в два раза: соответственно $\sigma_{\nu=0,17}=0,5P$ и $\sigma_{\nu=0,25}=0,95P$.

Напряжения от вертикальной нагрузки, равномерно распределенной по площади круга, согласно [6] может определяться по зависимости:

$$\frac{\sigma_z}{P} = 1 - \exp\left(-\frac{d_{mp}}{8\nu z^2}\right), \quad (4)$$

а в случае, если подошва трамбовки не круглая, приняв, что вертикальная нагрузка распределяется по закону параболы, зависимость будет иметь вид:

$$\frac{\sigma_z}{P} = 1 - \frac{8\nu z^2}{d_{mp}^2} \cdot \left[1 - \exp\left(\frac{d_{mp}^2}{8\nu z^2}\right) \right]. \quad (5)$$

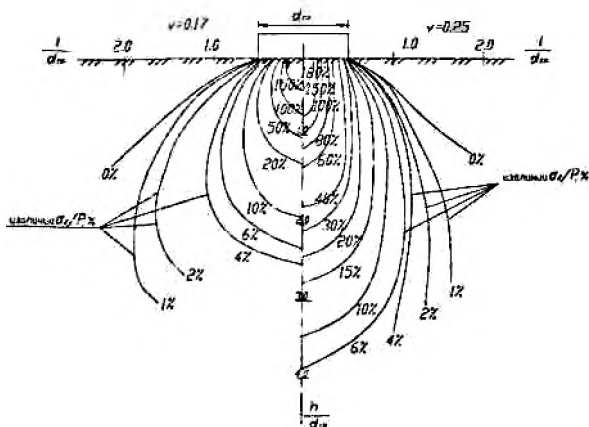


Рис. 1. Эпюры распределения вертикальных напряжений для различных величин z

Из уравнения (4) соответственно имеем:

$$\exp\left(-\frac{d_{mp}}{8\nu z^2}\right) = 1 - \frac{\sigma_z}{P}. \quad (6)$$

Учитывая, что абсолютное большинство тяжелых трамбовок круглые, нами по имеющимся данным [1 – 6] построены графики зависимости $\sigma_z = f(d_{mp})$ и $\sigma_z = \varphi(h, P)$, анализ которых позволяет отметить как наличие характерных связей напряжений по глубине, диаметра трамбовки и нагрузки на массив (массы трамбовки), так и близость значений σ_z , определенных полевыми испытаниями и теоретическими расчетами, при этом максимальное уплотняющее изменение структуры грунтов уплотняемого основания наиболее характерно для зоны $h/d_{mp} \approx 0,5 - 1,0$.

Для практического использования по данным теоретических расчетов построены графики зависимости $\sigma_z/P = f(P, h/d_{mp})$ для основных видов грунтов – пески, суглинки, глины (рис. 2).

Не менее спорным является и величина безразмерного коэффициента ω . Вероятностный подход и вероятностные расчетные схемы структуры грунта [6] позволяют относительно полно учесть при расчетах напряженно-деформированного состояния грунтового основания (НДС) неоднородность грунта, форму и взаимный контакт частиц, неравномерность взаимной передачи статических усилий на частицы и др. через коэффициент структуры грунта α .

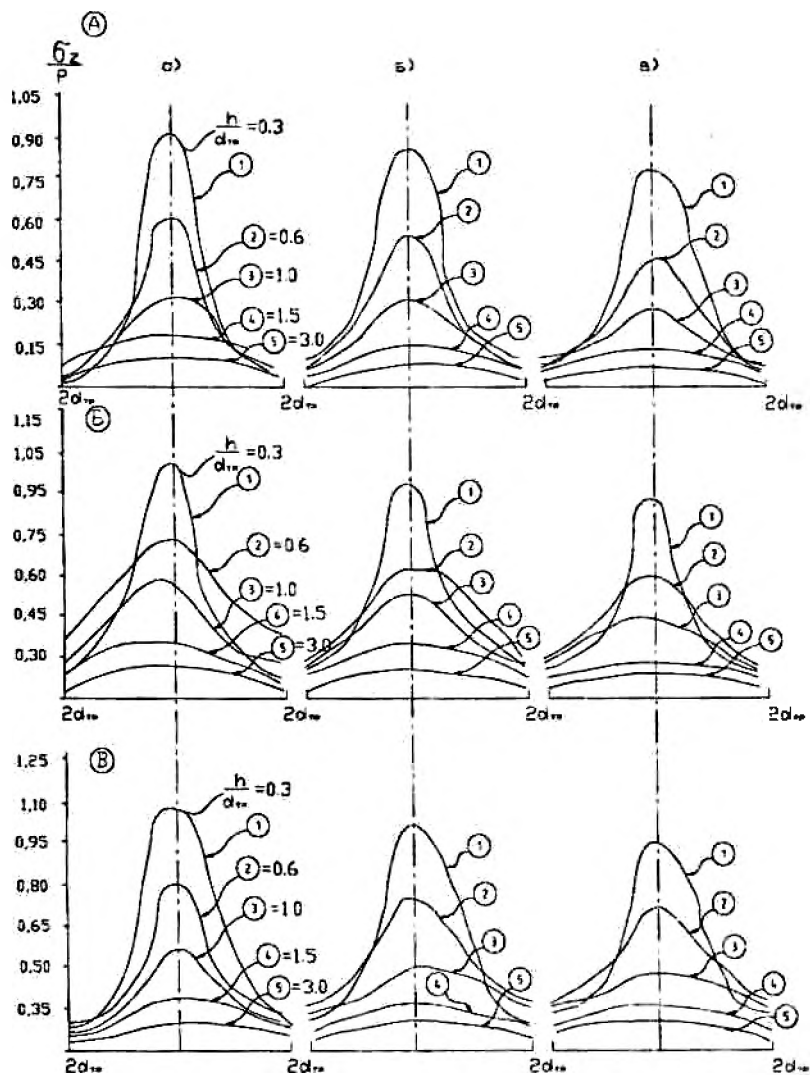


Рис. 2. Графики зависимости $\sigma_z/P = f(P, h/d_{np})$ для песков (А).

суглилков (Б), глин (В) при статических нагрузках:

α - (> 50 кПа); β - (25 - 50 кПа); γ - (20 - 25 кПа)

Коэффициент структуры грунта

$$\alpha = \frac{4ak^2}{b^2}, \quad (7)$$

где a и b – средние размеры частиц; k – коэффициент неравномерности передачи усилий на частицы и

$$k = \frac{P_0}{P \cdot \sqrt{\frac{2}{\pi n}}}, \quad (8)$$

P_0 и P – соответственно нагрузка на частицу по поверхности линии нагружения и общая нагрузка на массив от трамбовки; n – количество контактных частиц.

В результате соответствующих преобразований, с учетом результатов имеющихся лабораторных и полевых исследований штамповых испытаний [6], для $d_{mp} = 1$ м, расчетные зависимости принимают вид:

$$\alpha = \frac{8k^2 \cdot d_{30}}{C_c^2}; \quad k = \frac{\pi \cdot d_{mp}}{2\sqrt{2} \cdot C_u}, \quad (9)$$

где C_c – коэффициент формы гранулометрической кривой и $C_c = d_{30}^2 / (d_{60} \cdot d_{10})$; C_u – мера формы гранулометрической кривой и $C_u = d_{60} / d_{10}$; d_{60} , d_{30} , d_{10} – соответственно диаметры частиц, процентное содержание которых в грунте менее 60, 30, 10 %.

Величину значения ω при $d_{mp} > 1$ м рекомендуется определять по графику $\omega = f(\alpha_{mp})$ (рис. 3), если $0.74 \geq \alpha \geq 0.81$.

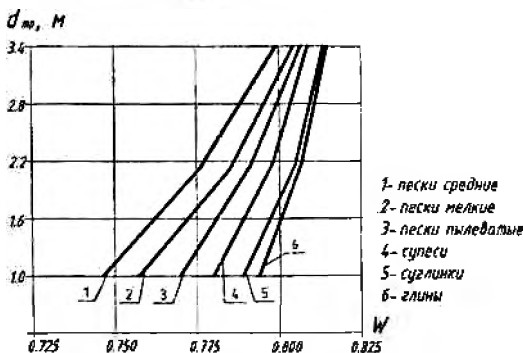


Рис. 3. График связи $\omega = f(d_{mp})$

Рассмотрим предложенную методику определения v и ω на конкретном примере из Приложения А [7]: пески средние, рыхлые; $\rho = 1.7 \text{ г/см}^3$; $\omega = 14\%$; $E = 3000 \text{ кПа}$; $P = 100 \text{ кН}$; $d_{mp} = 1.3 \text{ м}$; $\rho_d = 1.49 \text{ г/см}^3$. Кривая гранулометрического состава приведена на рисунке 4.

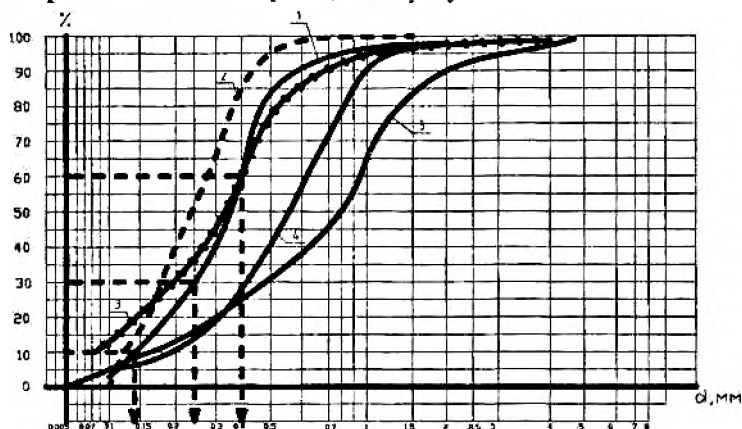


Рис. 4. Кривая гранулометрического состава грунтов на экспериментальных объектах: 1 – пески средние, средней прочности; 2 – пески мелкие, средней прочности; 3 – песчаные насыпные; 4 – песчаные намывные; 5 – песчаные крупные, средней прочности

Имеем: $d_{10} = 0.14 \text{ мм}$; $d_{30} = 0.25 \text{ мм}$; $d_{60} = 0.37 \text{ мм}$.

По зависимости (9) – $C_v = 2.64$; $C_e = 1.11$; $k = 0.68$; $\alpha = 0.74$.

Так как $\alpha = 0.74$, то ω принимаем равным 0.74. По графикам $\sigma_x/P = f(P, h/d_{mp})$ (см. рис. 2 А(а)) $\sigma_x/P = 0.61$.

Согласно зависимости (6) имеем:

$$\exp\left(-\frac{1.0}{8 \cdot v \cdot 0.5}\right) = 1 - 0.61 = 0.39$$

откуда $v = 0.27$.

Тогда

$$d_{mp} = \frac{2.55 \cdot 100 \cdot 8 \cdot (1 - 0.27) \cdot 0.74}{\frac{16.5 - 14.9}{16.5} \cdot 3 \cdot 3000} = 1.22 \text{ м.}$$

Принятый диаметр трамбовки $d_{mp} = 1.3 \text{ м}$ можно и оставить, но оптимальную деформативность и прочность оснований обеспечила бы трамбовка $d_{mp} = 1.2 \text{ м}$.

Для четырех экспериментальных объектов по предложенной методике были определены оптимальные конструктивные параметры тяжелых трамбовок (табл. 2).

Таблица 2

Сравнительный анализ методик (существующей и предложенной) по расчету конструктивных параметров трамбовок

Объект	Вид грунта	Расчетные параметры					Параметры трамбовки					
		k	C_c	C_u	α	ν	по [7]			по данным авторов		
							ν	ω	$d_{оп.м}$	ν	ω	$d_{оп.м}$
1	Пески средние, средней прочности	0,68	1,11	2,64	0,74	0,28	0,3	0,79	1,29	0,28	0,74	1,21
2	Пески мелкие, средней прочности	0,76	1,04	2,16	0,77	0,27	0,3	0,79	1,29	0,27	0,77	1,38
3	Пески насыпные	0,51	1,25	5,01	0,53	0,26	0,3	0,79	1,29	0,26	0,75	1,47
4	Пески намывные	0,63	1,22	3,15	0,82	0,31	0,3	0,79	1,29	0,31	0,82	1,47

Выводы. Сравнительный анализ расчетов $d_{оп}$ позволяет отметить результативность предложенной методики.

Литература

1. Гарицелов, М.Ю. Интенсивное ударное уплотнение насыпи из тугопластичных грунтов при строительстве ГАЭС / М.Ю. Гарицелов, А.И. Юдкевич, М.С. Петров // Энергетическое строительство. – 1986. – № 6. – С. 15 – 19.
2. Ляпов, Г.М. Определение динамической сжимаемости грунтов / Г.М. Ляпов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1966. – № 3. – С. 27 – 29.
3. Швец, В.Б. Уплотнение грунтов оснований тяжелыми трамбовками / В.Б. Швец. – М.: Росстройиздат, 1958 – 162 с.
4. Вуцель, В.И. Интенсивное динамическое уплотнение грунтов / В.И. Вуцель, Ю.К. Зарецкий, М.Ю. Гарицелов // Энергетическое строительство за рубежом. – 1983 – № 4. – С. 39 – 41.

5. Пойта, П.С. Оптимизация технологических параметров уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками / П.С. Пойта // Вестн. БГТУ, Строительство и архитектура. – 2003. – №1(19). – С. 109 – 110.
6. Кандауров, И. И. Механика зернистых сред и ее применение в строительстве / И. И. Кандауров. – Л.: Стройиздат, 1988 – 218 с.
7. Грунтовые основания уплотненные тяжелыми трамбовками: ТКП 45-5.01-107-2008(02250) / Миннархстроительства Респ. Беларусь. – Минск. – 29 с.

УДК 624.154:624.131

Никитенко М.И. д-р техн. наук, проф. ;
Бойко И.Л., канд. техн. наук, доц.
(БНТУ, г. Минск)

АНАЛИЗ ПРИЧИН АВАРИЙ ОГРАЖДЕНИЙ КОТЛОВАНОВ

Рассматриваются основные конструкции ограждений котлованов и проанализированы причины возникающих аварий на разных объектах.

Подпорные стены при котлованах глубиной до 3 м часто выполняют из сборных фундаментных блоков, а глубже 3 м углового типа железобетонных монолитных или сборных. В котлованах глубже 7 м устойчивость ограждений при боковом распоре грунта с пригрузкой на поверхности обеспечивают посредством требуемого количества ярусов расстрелов или анкеров с уменьшением глубины заземления стен ниже дна котлована.

В котлованах Минского метрополитена и других строительных объектов вблизи от зданий и сооружений применяют разные конструкции ограждений исходя из специфики инженерно-геологических и гидрогеологических условий. Наиболее распространен свайно-балочный вариант (так называемое берлинское крепление) в виде стальных двутавровых балок с забиркой из деревянных брусьев. Недостатки таких ограждений связаны с большим расходом стали для опор и древесины на забирку, а также с вредными динамическими воздействиями на окружающие строения при забивке двутавровых балок.

Ограждения котлованов в виде траншейных и свайных стен, устраиваемых методом «стена в грунте», лишены таких недостатков, причем для подземных сооружений могут выполнять также и несущие функции, а при заделке в водоупор и противофильтрационные. Проходка выработок под защитой глинистой суспензии исключает динамические воздействия, а сами работы можно выполнять вблизи от существующих строений.