

REFERENCES

1. TUR, V. V. To calculation of crack width in reinforced-concrete elements at axial tension forces / V. V. TUR, A. V. DRAHAN // Building science and technique. – № 1 (22):40-54, 2009.
2. Concrete and reinforced-concrete structures : SNB 5.03.01–02. – Minsk : Minstrojarchitectura, 2002.
3. prEN 1992-1-1:2018 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules, rules for buildings, bridges and civil engineering structures.
4. fib ModelCode for Concrete Structures 2010, International Federation for Structural Concrete (fib), Lausanne, Switzerland, 2010;
5. American Concrete Institute Committee 224. Cracking of concrete members in direct tension. ACI 224.2R-86. ACI Journal., 84(1): 3–13, 1986.
6. GERGELY P., LUTZ L. A. Maximum crack width in reinforced flexural members. Causes, Mechanism and Control of Cracking in Concrete. American Concrete Institute SP-20: 87–117, 1968.
7. MULIN N. M. Reinforcement of reinforced-concrete members. Stroyizdat, 1974.
8. GUSCHA J. P. Crack width in elements of reinforced-concrete constructors / Limiting conditions of elements of reinforced-concrete constructors: 30–44, 1976.
9. PIRADOV A. B., GVELESIANI L. O. Width and length of crack opening in elements of concrete designs at long loading. Izvestije vuzov. 12:88-90, 1991
10. GUZEEV E. A. Mechanics of destruction of concrete: theory and practice questions . Publishing house BPI. 1999 – 215.
11. OH B. H., KANG Y-J. New formulas for maximum crack width and crack spacing in reinforced concrete flexural members . ACI Structural Journal, 85(2):103–112, 1987.
12. SHAH S. P. Fracture Mechanics of Concrete: Applications of Fracture Mechanics to Concrete, Rock and Other Quasi-Brittle Materials. John Wiley & Sons, 1995.
13. CEB-FIP Model Code 1978: Design Code. Comite–Euro–International du Beton (CEB Bulletin d’Information No.124/125.) ., London, 1978.
14. PEDZIWIATR J. Tension stiffening effect a przyczepnosc na przykladzie osiowo rozciaganych elementow zelbetowych. 54 konferencja naukowa: Problemy naukowo-badawcze budownictwa, pages 241-248: Krynica, 2008 r.
15. MURASHEV V. I. Reinforced-concrete structures. Publishing house of literature on building, architecture and building materials, 1962.
16. NEMIROVSKY J. N. Revision of some positions of the theory of crack opening Concrete and reinforced-concrete, 3: 13-16, 1970.
17. HOLMBERG A. Unbonded Portions Between Concrete Cracks. Danish Society for Structural Science and Engineering, 55(4): 113-117, 1984
18. FARRA B., JACCOUD J.-P. Bond behaviour, tension stiffening and crack prediction of high strength concrete. Proceedings of International Symposium «Bond in Concrete», Riga, 1992.
19. NOAKOWSKI P. Determination of crack width: Simple and close to reality method considering tensile strength of concrete and steel bonding: Technology of Concrete. Supplement. – Gdansk, 2004.
20. ALVAREZ M. Einfluss des Verbundverhaltens auf das Verformungsvermögen von Stahlbeton. Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 1998.

Материал поступил в редакцию 20.05.2019

**DRAHAN A.V. An innovative approach to crack width prediction of reinforced concrete elements**

In article is presented an innovative design method for crack width control. This method is based on modified «bond-slip» approach and allows to assess transfer length  $l_t$  and crack width  $w_m$ . The verification of the proposed model shows good agreement with experimental data, obtained in the own studies.

УДК 624.012

**Тарасевич А. Н., Дедок В. Н.**

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ (РАСПРЕДЕЛЯЮЩИХ) СОГЛАСНО ЕВРОКОДУ 7**

**Введение.** В 1975 году в Европейском сообществе (ЕС) было принято решение о разработке новой единой европейской системы норм и правил строительного проектирования – Еврокодов, которые на первом этапе были альтернативными нормами, а затем заменили национальные нормы. При этом вводились соответствующие Национальные приложения, учитывающие особенности проектирования в каждой стране. Национальные приложения содержат, главным образом, только те положения, которые отнесены к т. н. национально-устанавливаемым параметрам (NDP). Целью этой программы было устранение технических препятствий в международном сотрудничестве, создание единого нормативного поля ЕС для работы проектных и строительных фирм.

Национальная адаптация Еврокодов предусматривала публикацию полного текста с титульным листом Госстандарта РБ, с национальным введением и приложением, в котором перечислены параметры, изменяемые Национальным приложением (NDP) применительно к геотехническому проектированию. В РБ были изданы нормативные документы: СТБ ISO 14688-1-2009, СТБ ISO 14688-2-2009,

ТКП EN 1997-1-2009, ТКП EN 1997-2-2009. Этими изданиями и закончилась гармонизация национальных норм с Еврокодом 7 при этом, в ТКП 45-5.01-254-2012 нет ссылок на вышеуказанные документы. В статье рассматриваются структура, содержание и основные подходы, принятые в Еврокоде 7 по проектированию фундаментов на естественном основании, и приведены результаты расчета оснований по разным подходам, рекомендованным ТКП EN 1997-1.

Геотехническое проектирование предусматривает определение физико-механических характеристик и расчетного сопротивления грунтов основания как материала. Величины характеристик грунтов являются определяющими при расчете оснований и фундаментов. Еврокод 7 состоит из двух частей: EN 1997 – 1. Общие положения и EN 1997 – 2. Исследования и испытания грунтов. Первая часть состоит из 12 разделов и 9 приложений, вторая – из 6 разделов и 24 приложений.

Положения Еврокода 7, как и всех других конструктивных Еврокодов, подразделяются на принципы (P) и правила. Принципы – это базальтернативные требования, которые должны быть выполнены в проекте (напр. осадка меньше допустимой), правила – это набор

**Тарасевич Алексей Николаевич**, к. т. н., декан инженерно-экономического факультета заочного образования Брестского государственного технического университета.

**Дедок Владимир Николаевич**, ст. преподаватель кафедры геотехники и транспортных коммуникаций Брестского государственного технического университета.

Беларусь, 224017, БрГТУ, г. Брест, ул. Московская, 267.

общепризнанных методов, которые удовлетворяют и не противоречат принципам. Рекомендованные в приложениях Еврокода 7 методы не являются обязательными, возможно применение и других методов расчета, если они не противоречат принципам. Проектировщик имеет право выбирать любые методы расчета, но несет ответственность за надежность конструкции, поэтому обычно используются методы, приведенные в Еврокоде 7.

При геотехническом проектировании следует руководствоваться общими принципами, изложенными в ТКП EN 1990 [4]. Конструкции следует проектировать и изготавливать таким образом, чтобы они в течение предусмотренного срока эксплуатации с требуемым уровнем надежности и без необоснованных экономических затрат воспринимали все воздействия и влияния, которые вероятнее всего появятся в процессе эксплуатации, оставаясь пригодными к применению.

Для каждой геотехнической проектной ситуации следует проверить, что не будет превышено ни одно из возможных предельных состояний, определенных в EN 1990:2002. Предельные состояния могут возникнуть в грунтовом основании или сооружении, или совместно в основании и сооружении. Предельные состояния следует проверять одним из методов указанных ниже или их комбинацией:

- посредством расчетов;
- по предписаниям;
- с использованием опытных моделей и пробных нагрузок;
- методом наблюдения.

### 1. Общие требования к методам проектирования.

**1.1 Геотехническое проектирование, основанное на выполнении расчетов.** Этот метод, в первую очередь, требует принятия расчетной модели основания. Расчетная модель может быть аналитической, полуэмпирической, численной. Любая модель должна быть точной или давать запас надежности с учетом установленных неопределенностей моделирования. В большинстве случаев применяют аналитическую модель, в которой несущая способность и перемещения основания определяются теоритическими расчетами. Если используется эмпирическая зависимость, то необходимо однозначно удостовериться, что она соответствует данным грунтовым условиям строительной площадки. Пригодны численные методы, которые учитывают в предельном состоянии совместные деформации или взаимодействие сооружения и основания.

**1.2 Воздействия.** В геотехническом проектировании учитывают следующие воздействия ( $F$ ): собственный вес грунта, воды, давление грунта и грунтовых вод, постоянные и переменные нагрузки от сооружения, смещения грунта, перемещения и ускорения, вызванные землетрясениями, взрывами, вибрациями и динамическими нагрузками. В проекте должна рассматриваться возможность приложения переменных воздействий совместно или по отдельности. В соответствии с ТКП EN 1990 [4], воздействия ( $F$ ) подразделяются на: постоянные ( $G$ ), переменные ( $Q$ ), особые ( $A$ ). Расчетные значения воздействий ( $F_d$ ) либо оценивают непосредственно, либо умножением характеристического значения постоянного ( $G_k$ ) или репрезентативного значения ( $Q_{rep}$ ) переменного воздействия на соответствующие частные коэффициенты ( $\gamma_F$ ).

$$G_d = \gamma_G G_k; \quad G \quad (1)$$

$$Q_d = \gamma_Q Q_{rep}; \quad (2)$$

$$Q_{rep} = \psi Q_k, \quad (3)$$

где  $G_k$ ,  $Q_k$  – характеристическое значение постоянных и переменных воздействий соответственно;

$Q_{rep}$  – репрезентативное значение переменных воздействий;

$\psi$  – коэффициент сочетаний переменных воздействий;

$\gamma_G$ ,  $\gamma_Q$  – значения частных коэффициентов для постоянных и переменных воздействий, принимаемых по таблице А1 приложения А [3].

**1.3 Расчетные величины геотехнических параметров.** Расчетные величины геотехнических параметров ( $X_d$ ) определяют или непосредственно, или рассчитывают по формуле:

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M}, \quad (4)$$

где  $X_k$  – характеристическое значение геотехнического параметра;

$\gamma_M$  – частный коэффициент для величин характеристических свойств грунтов, определяемый по таблице А2 приложения А [3].

### 1.4 Геометрические параметры

К геометрическим данным относят:

- отметки поверхности грунта;
- уровни грунтовых вод;
- отметки границ инженерно-геологических элементов;
- размеры геотехнических конструкций (фундаментов, свай, подпорных стен и т. д.).

Если отклонения геометрических параметров не влияют на надежность сооружения, то расчетные значения ( $a_d$ ) принимают равным характеристическим ( $a_k$ )

$$a_d = a_k. \quad (5)$$

Если отклонения влияют на надежность то

$$a_d = a_{nom} \pm \Delta a, \quad (6)$$

где  $\Delta a$  – максимальное отклонение от номинального ( $a_{nom}$ ) (характеристического) размера.

**1.5 Предельные состояния и их проверки.** В ТКП EN 1997-1 рассматривают следующие предельные состояния, для которых требуются проверки:

- потеря устойчивости сооружения или основания как жесткого тела (потеря устойчивости положения или равновесия), когда прочность материалов сооружения и грунта не имеют значения для обеспечения предельного состояния (EQU);
- разрушения или чрезмерные деформации сооружения или его элементов, когда расчетные сопротивления материалов являются определяющими для обеспечения несущей способности (STR);
- разрушение или чрезмерные деформации основания, когда расчетное сопротивление грунта является решающим для обеспечения несущей способности (GEO);
- потеря устойчивости сооружения или основания (потеря вертикального равновесия) от действия архимедовой силы (всплывания) или других вертикальных воздействий (UPL);
- вынос частиц грунта, вызванный гидравлическим градиентом (HYD).

**1.5.1. Потеря устойчивости сооружения или основания.** При рассмотрении предельного состояния равновесия (EQU) проверяется выполнение условия:

$$E_{dst;d} \leq E_{stb;d} + T_d, \quad (7)$$

где  $E_{dst;d}$  – расчетное значение эффектов дестабилизирующих (опрокидывающих, сдвигающих) воздействий;

$E_{stb;d}$  – расчетное значение эффектов стабилизирующих (удерживающих) воздействий;

$T_d$  – эффект действия дополнительных стабилизирующих воздействий (напр. анкеровка).

### 1.5.2. Разрушения или чрезмерные деформации сооружения или его элементов (STR)

Проверка несущей способности конструкций (STR) требует выполнения условия:

$$E_d \leq R_d, \quad (8)$$

где  $E_d$  – расчетное значение эффектов воздействий;

$R_d$  – расчетное значение сопротивления материала.

Эффектом воздействий является внутреннее усилие в геотехнической конструкции (изгибающий момент, продольная сила, поперечная сила).

В зависимости от материала, примененного для изготовления геотехнической конструкции, используются соответствующие нормы проектирования (нормы железобетонных, каменных и т. д. конструкций).

**1.5.3. Разрушение или чрезмерные деформации основания (GEO).** Проверка несущей способности основания (GEO) требует выполнения условия:

$$E_d \leq R_d, \quad (9)$$

где  $E_d$  – расчетное значение эффектов воздействий;

$R_d$  – предельное значение несущей способности основания.

Эффектом воздействий является вектор сил, который передается от геотехнической конструкции (фундамента, подпорной стенки) на грунт. В случае проверки на сдвиг принимается сила, действующая по поверхности скольжения.

Правила определения и могут быть представлены в символической форме следующими выражениями:

• эффекты воздействий:

$$E_d = \gamma_E \{F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\} \quad (10)$$

или

$$E_d = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\}; \quad (11)$$

• несущая способность основания:

$$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\} \quad (12)$$

или

$$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k; a_d\} \quad (13)$$

или

$$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\} / \gamma_R, \quad (14)$$

$\gamma_R$  – частный коэффициент несущей способности.

В ТКП EN 1997-1[3] предложено три подхода при рассмотрении предельных состояний (GEO). Каждому подходу соответствует свой набор частных коэффициентов. Выбор соответствующего подхода определяется в Национальном приложении к ТКП EN 1997-1.

**1.5.4. Проверка предельного состояния (UPL) архимедово всплытие сооружения или грунта.** В случае, когда сооружению или основанию угрожает потеря вертикального равновесия в результате всплытия, вызванного действием воды в порах, необходимо проверить условие:

$$V_{dst,d} \leq G_{stb,d} + R_d, \quad (15)$$

где  $V_{dst,d} = G_{dst,d} + Q_{dst,d}$ ,

$V_{dst,d}$  – расчетное значение дестабилизирующих вертикальных воздействий на сооружение;

$G_{stb,d}$  – расчетное значение постоянных стабилизирующих вертикальных воздействий;

$R_d$  – расчетное значение сопротивления против воздействия;

$G_{dst,d}$  – расчетное значение постоянных дестабилизирующих вертикальных воздействий;

$Q_{dst,d}$  – расчетное значение переменных дестабилизирующих вертикальных воздействий.

**1.5.5. Проверка предельного состояния (HYD), вынос грунта, вызванный гидравлическим градиентом.** Если механизм разрушения связан с выносом частиц грунта, внутренней эрозией, гидравлическим продавливанием, вызванный силами фильтрации, тогда проверяется условие:

$$S_{dst,d} \leq G'_{stb,d}, \quad (16)$$

где  $S_{dst,d}$  – расчетное значение дестабилизирующей фильтрационной силы в основании;

$G'_{stb,d}$  – расчетное значение постоянных стабилизационных воздействий (удельный вес грунта с учетом взвешивания).

$$S_{dst,d} \leq \gamma_{G,dst} S_{dst,k}, \quad (17)$$

где  $\gamma_{G,dst}$  – частный коэффициент для постоянных неблагоприятных воздействий.

$$S_{dst,k} = i \gamma_w V, \quad (18)$$

где  $i$  – гидравлический градиент;

$V$  – объем грунта, на который действует сила фильтрации;

$\gamma$  – удельный вес воды.

**2. Проверка предельного состояния по эксплуатационной пригодности сооружения.** ТКП EN 1997-1 в геотехническом проектировании выделяет три вида предельных состояний по эксплуатационной пригодности:

- предельное состояние по деформациям;
- предельное состояние при просадках, набухании, замораживании и т. п. (при строительстве на специфических грунтах);
- предельное состояние по колебаниям.

В национальной практике геотехнического проектирования всегда проводится расчет по деформациям (расчет осадок, разницы осадок, кренов, углов поворота), для которых должна быть установлена предельная величина. Остальные предельные состояния возникают при проектировании оснований и фундаментов в особых условиях строительства или при динамических воздействиях. По предельному состоянию эксплуатационной пригодности всегда рассчитываются и геотехнические конструкции (прогибы, ширина раскрытия трещин в фундаментах, подпорных стенах).

Проверка по деформациям выполняется из условия:

$$E_d \leq C_d, \quad (19)$$

где  $E_d$  – расчетное значение эффектов воздействий (проверяемого параметра);

$C_d$  – предельное значение эффектов воздействий.

Эффектом воздействий в зависимости от предельного состояния будет: осадка, разница осадок, просадка, подъем фундамента при набухании грунта, ускорение, амплитуда колебаний, прогиб фундамента, величина раскрытия трещин.

ТКП EN 1997-1 требует, чтобы при определении расчетных величин эффектов воздействий частные коэффициенты принимались равными 1.0, что равнозначно использованию в проверочных расчетах характеристических величин воздействий, характеристических значений геотехнических и геометрических параметров.

Предельное значение эффектов воздействий ( $C_d$ ) назначается таким образом, что при их превышении в сооружении предельное состояние превышенным. ТКП EN 1997-1 требует, чтобы эти величины были согласованы с заказчиком и были указаны в проекте [2.4.8(5)P].

**3. Проектирование по предписаниям, сопоставленным на основе сопоставимого опыта.** Если расчетные модели отсутствуют или они не нужны, то наступление предельного состояния можно избежать благодаря применению действий определенных в предписаниях. Такое проектирование охватывает традиционные (условные) и в общем осторожно определенные правила проектирования, а также требования по выбору и контролю материалов, качества выполнения работ, обеспечения безопасности и эксплуатации сооружения. Проектирование по предписаниям допустимо, когда есть сопоставимый опыт, который делает излишним проведение расчетов. Такое проектирование можно применять для определения морозостойкости, химической и биологической агрессии, действие которых невозможно учесть расчетом.

**4. Проектирование с использованием модельных и натуральных испытаний (пробные нагружения испытания на экспериментальных моделях).** Если при проектировании используются результаты испытаний нагрузкой или испытания крупных или мелких моделей, в целях обоснования проектного решения или проверки других подходов, указанных в п 2.1(4) [3], надо рассматривать и учитывать следующие факторы:

- различие в грунтовых условиях при модельных испытаниях и реальным объектом;
- влияние времени, особенно если продолжительность испытаний значительно меньше, чем длительность загрузки реальной конструкции;
- влияния масштаба, особенно если используются маломасштабные модели. Следует учитывать влияние величины напряжений совместно с влиянием размера частиц грунта.

Испытания также можно проводить на элементах реального сооружения, на элементах модели натуральной величины или меньшего масштаба.

**5. Метод наблюдений.** Если прогнозировать поведение под нагрузкой грунтового основания затруднительно, можно использовать подход, известный как «метод наблюдений», при котором проектные решения могут корректироваться во время строительства.

При этом до начала строительства должны быть выполнены следующие требования:

- должны быть установлены допустимые пределы в поведении конструкций и оснований;
- оценены пределы изменения характеристик и показана достаточная вероятность того, что реальные характеристики будут находиться в допустимых пределах;
- разработана программа мониторинга, в ходе которого будет подтверждаться, что реальные характеристики не выходят за принятые пределы. Контроль должен проводиться в реальном времени и с достаточно короткими интервалами, чтобы в случае опасности была возможность принятия оперативных мер, обеспечивающих требования безопасности;
- время реакции приборов и анализ результатов должны быть достаточно быстрыми в отношении возможного изменения ситуации;
- должен быть разработан план возможных действий, которые нужно применять, если в результате контроля обнаружится, что характеристики лежат вне границ принятых значений.

#### 6. Фундаменты на естественном основании

**6.1. Общие положения.** К фундаментам, рассматриваемым в шестом разделе ТКП EN 1997-1, относятся: столбчатые, ленточные и плитные. Некоторые положения этого раздела применяются и для фундаментов глубокого заложения, таких как кессоны, опускаемые колодцы.

В разделе 6[3] рассматриваются следующие положения:

- предельные состояния (6.2 [3]);
- воздействия и расчетные ситуации (6.3[3]);
- вопросы проектирования и строительства (6.4 [3]);
- проверка предельных состояний по несущей способности (6.5 [3]);
- проверка предельных состояний по эксплуатационной пригодности (6.6 [3]);
- фундаменты на скальном основании (6.7 [3]);
- проектирование конструкций фундаментов (6.8 [3]);
- подготовка основания (6.9 [3]).

**6.2. Проектирование фундаментов на естественном основании и их строительство.** При выборе глубины заложения фундаментов необходимо учитывать:

- глубину залегания несущего слоя;
- принимать глубину, при которой усадка и набухание глинистых грунтов, в результате сезонных климатических условий или из-за деревьев и кустов, не влияет на деформации основания;
- глубину морозного пучения;
- уровень грунтовых вод, а также затраты при отрывке котлована ниже уровня грунтовых вод;
- возможные перемещения основания и уменьшение прочности несущего слоя за счет фильтрации воды, климатических воздействий или строительных работ;
- влияние земляных работ на соседние фундаменты и сооружения;
- влияние земляных работ по устройству коммуникаций вблизи фундаментов;
- влияние температур от сооружения;
- возможность подмыва;
- влияние изменения влажности при длительной засухе, а затем дождливым периоде на структурно-неустойчивые грунты в засушливых регионах;
- содержание в грунте растворимых элементов, например: гипса, известняков, аргиллитов.

Для проектирования фундаментов на естественном основании используется один из следующих методов:

- прямой метод, в котором отдельно выполняется расчет по каждому предельному состоянию;

- косвенный метод, использующий сопоставимый опыт и результаты полевых и лабораторных исследований или наблюдений, а также нагрузки, соответствующие предельному состоянию эксплуатации, выбранные так, чтобы были выполнены требования всех этих предельных состояний;
- предписывающий метод, в котором используется предполагаемая несущая способность.

#### 6.3 Проектирование по расчетным предельным состояниям.

**6.3.1. Общая устойчивость.** Общую устойчивость грунтов с фундаментами или без них необходимо проверять в следующих ситуациях:

- на природном склоне или откосе или вблизи их;
- вблизи котлованов или подпорных стен;
- вблизи рек, каналов, озер, резервуаров, берегов морей;
- вблизи горных выработок и подземных конструкций.

#### 6.3.2. Несущая способность основания.

**6.3.2.1. Общие положения.** Для всех расчетных предельных состояний должно выполняться следующее условие:

$$V_d \leq R_d. \quad (20)$$

Величина  $V_d$  учитывает вес фундамента, вес материала засыпки и давление грунта. Давление воды, не вызванное нагрузкой фундамента, учитывается отдельно.

Величина  $R_d$  – определяется в соответствии с п. 2.4 [3].

**6.3.2.2. Аналитический метод.** Следует использовать общепризнанные аналитические методы. В приложении D [3] приведены формулы аналитического метода расчета несущей способности. При аналитическом определении необходимо рассматривать длительные и кратковременные ситуации, особенно для мелкодисперсных грунтов. При расчете необходимо учитывать слоистую структуру основания, принимая для каждого слоя свои расчетные характеристики. Если более прочный слой подстилающий, то необходимо выполнить проверку по подстилающему слою, а для расчета использовать характеристики слабого слоя.

**6.3.2.3. Предписывающий метод, использующий предположение о несущей способности.** Пример метода определения предполагаемого расчетного сопротивления рекомендован в приложении G [3], результат оценивается на основе сопоставимого опыта.

#### 7. Проектирование по предельным состояниям эксплуатационной пригодности (осадкам).

**7.1. Общие положения.** Для частично и полностью водонасыщенных грунтов рассматриваются следующие три составляющие осадок:

- для полностью водонасыщенных грунтов – мгновенная осадка, вызванная деформациями сдвига при постоянном объеме, а для частично водонасыщенного грунта – деформации сдвига и уменьшение объема;
- осадка за счет консолидации;
- осадка за счет ползучести.

В приложении F [3] описаны примерные методы оценивания осадок и те, которые можно использовать для расчетов. Глубину сжимаемой толщи принимают из условия, что эффективные напряжения от фундамента составляют 20% напряжений от собственного веса грунта.

**7.2. Метод суммирования деформаций слоев основания (метод послойного суммирования).** Полную осадку фундамента на связном или несвязном грунте можно определить, используя зависимость деформаций от напряжения в следующем порядке:

- определить напряжения в основании, вызванные нагрузками на уровне подошвы фундамента. Напряжения в основании можно определить методами теории упругости, обычно для однородного, изотропного грунта и линейного распределения напряжений под фундаментом;
- определить деформации в грунтовом основании от напряжений, с применением модуля деформации или других зависимостей напряжение-деформация, полученных по результатам испытаний грунта в лаборатории (предпочтительно калиброванных по опытам) или полевыми испытаниями;
- суммировать (интегрировать) полученные вертикальные деформации с целью определения осадок.

Таблица 1 – Результаты сравнительных расчетов

Подходы к расчету	Подход 1 (по ТКП EN1997-1)		Подход 2 (ТКП EN1997-1)	Подход 3 (ТКП EN1997-1)	По ТКП 45-5.01-67
	Комбинация 1	Комбинация 2			
Несущая способность основания, кН	1705,9	1072,4	1218,5	1072,0	1347,8
Расхождение результатов, %	185	79,6	104,1	79,5	125,7

**7.3. Упрощенный метод упругого пространства (решения теории упругости).** Общую осадку фундамента на связном или несвязном грунте можно определить с использованием теории упругости по формуле:

$$S = \frac{pbf}{E_m}, \quad (22)$$

где  $p$  – контактное давление, линейно распределенное по подошве фундамента;

$b$  – меньший размер фундамента;

$f$  – коэффициент осадки фундамента;

$E_m$  – модуль упругости.

**7.4. Осадки в недренированном состоянии.** Составляющую кратковременной осадки без дренажа можно определять методом послойного суммирования или упрощенным методом, принимая модуль деформации и коэффициент Пуассона, полученный при испытании грунтов без дренажа.

**7.5. Осадки фундаментов за счет консолидации.** Для расчета осадки за счет консолидации можно использовать графики одометрических испытаний грунтов. Суммирование осадок без дренажа и за счет консолидации дает завышенные результаты, поэтому нужно использовать эмпирические поправки.

**7.6. Развитие осадки во времени.** Скорость роста осадки в процессе первичной консолидации можно определять приближенно, используя параметры консолидации, полученные из компрессионных испытаний. Однако скорость роста осадки предпочтительнее определять, используя коэффициент фильтрации, полученный в натурных испытаниях, тогда осадка от уплотнения будет вычислена с учетом водопроницаемости грунта.

**7.7. Предельные значения деформаций конструкций и перемещений фундаментов.** Необходимо учитывать следующие перемещения фундаментов (приложение Н[3]): осадку, разницу осадок, поворот, крен, относительный прогиб, относительный поворот, горизонтальное перемещение и амплитуду колебаний.

Максимально допустимые относительные повороты при прогибах незаполненных и заполненных рамных конструкций, несущих или самонесущих кирпичных стен разные, однако их значение в пределах 1/2000 – 1/3000 обеспечивает несущую способность по деформациям. Для многих конструкций допустимый максимальный относительный поворот 1/500, а предельный, вызывающий аварийное состояние, 1/150. При выгибах принимается 0,5 величины от указанных выше значений.

Для обычных сооружений с отдельно стоящими фундаментами осадка допускается до 50 мм. Большие значения допустимы, когда относительный поворот находится в допустимых пределах, а полная осадка не препятствует подключению коммуникаций и не вызывает крена и т. п. Все это относится к типовым сооружениям и не применимо к нетиповым.

**8. Сравнение результатов расчет по разным нормам.** По ТКП 45-5.01-67 для основания, сложенного суглинком тугопластичным с расчетными характеристиками, при нагрузках, действующих на фундамент, установлены размеры фундамента 1,5 x 1,5 м и определена несущая

способность основания из расчета по деформациям. Далее выполнен расчет несущей способности основания для тех же условий по подходам 1, 2, 3 ТКП EN 1997-1 и по предельному состоянию по несущей способности по ТКП 45-5.01-67, результаты расчета приведены в таблице 1.

**Закключение.** По результатам выполненного анализа установлено, что национальные нормы (ТКП 45-5.01-67) предполагают следующий подход при проверке предельных состояний грунтового основания. На первом этапе проводят расчет по деформациям для всех случаев, используя в расчетах характеристические значения эффектов воздействий и характеристик грунтов. Для случаев в п. 5.9.2 [1] и п. 4.1.11 [2] необходимо выполнять проверку основания по несущей способности, принимая в расчетных моделях расчетные значения эффектов воздействий и характеристик грунтов. В отличие от национальных норм ТКП EN 1997-1 использует подход, при котором определяющим является расчет по несущей способности с использованием расчетных параметров эффектов воздействий и характеристик грунтов, с последующей проверкой предельного состояния эксплуатационной пригодности.

Из выполненного сравнительного расчетного анализа сделаны следующие выводы:

1. Учитывая те обстоятельства, что в настоящее время проектирование фундаментов выполняется в соответствии с действующими на территории РБ национальными нормами и нормами ЕС, в расчетах оснований необходимо учитывать различие в методах и подходах, содержащихся в актуальных нормах.
2. Сравнительный анализ результатов расчетов оснований, выполненных по деформациям и несущей способности для заданных грунтовых условий, согласно положений национальных норм [1], [2], показал, что запас прочности при расчете по деформациям составляет 125%.
3. Анализ результатов расчетов по положениям национальных норм [1], [2] и по нормам ЕС показал наибольшую сходимость величины предельной силы, определенной из расчетов по несущей способности по ТКП 45-5.01-67 и определенной по подходу 2 ТКП EN 1997-1 (1347,8 кН и 1218,5кН).

#### СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Фундаменты плитные. Правила проектирования : ТКП 45-5.01-67-2007. – Введ. 2007-04-02. – Минск: Госстандарт, 2008. – 136 с.
2. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования : ТКП 45-5.01-254-2012 – Введ. 2012-01-05. – Минск: Госстандарт, 2012. – 104 с.
3. Еврокод 7. Геотехническое проектирование. Часть 1. Общие правила : ТКП EN 1997-1-2009. – Введ. 2010-01-01. – Минск : Госстандарт, 2009. – 119 с.;
4. Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций. – ТКП EN 1990 – 2011. – Введ. 2011-10-15. – Минск : Министерство архитектуры и строительства РБ, 2012. – 61 с.
5. Еврокод. Основные положения по проектированию строительных конструкций : EN 1990:2002. – Оpubл. 01.10.2002. – 77 с.

Материал поступил в редакцию 21.05.2019

#### TARASEVICH A. N., DEDOK V. N. Design of the bases on the natural basis (distributing) according to Eurocode 7

The results of the analysis of approaches to the design of the foundations of buildings and structures contained in the national standards and Eurocodes (TCH EN) are presented. The features of design models for design, their differences and coincidences are shown. The calculated example is executed and the comparison of results is shown.