

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ**

**УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ  
«БРЕСТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»**

**«БООСГ по геотехнике»**

**ОДО НПП «БрестКАД»**

**РУП «Стройтехнорм» Министерства архитектуры и строительства  
Республики Беларусь**

**Сборник статей Международного  
научно-технического семинара  
по геотехнике в рамках ISSMGE**

**Теория и практика внедрения Еврокодов  
по геотехнике в европейских странах  
и Республике Беларусь**

27-28 апреля 2018 года

Брест 2018

УДК 624.15+69.05:378.2(08)  
ББК 38  
Т 33

Рецензенты: доктор технических наук, заместитель директора по научной работе филиала РУП «Институт БелНИИС – научно-исследовательский центр»  
**Деркач Валерий Николаевич;**

доктор технических наук, профессор кафедры строительных конструкций учреждения образования «Брестский государственный технический университет»  
**Найчук Анатолий Яковлевич**

Редколлегия: **Шалобыта Николай Николаевич** – проректор по научной работе учреждения образования «Брестский государственный технический университет», к.т.н., доцент;  
**Шведовский Петр Владимирович** – заведующий кафедрой геотехники и транспортных коммуникаций, к.т.н., профессор учреждения образования «Брестский государственный технический университет»;  
**Клебанюк Дмитрий Николаевич** – старший преподаватель кафедры геотехники и транспортных коммуникаций учреждения образования «Брестский государственный технический университет»;  
**Козловский Денис Станиславович** – старший преподаватель кафедры геотехники и транспортных коммуникаций учреждения образования «Брестский государственный технический университет»;  
**Романюк Ирина Николаевна** – специалист редакционно-издательского отдела учреждения образования «Брестский государственный технический университет»;  
**Рыжикова Лариса Адамовна** – лаборант кафедры геотехники и транспортных коммуникаций учреждения образования «Брестский государственный технический университет».

Т 33 **Теория и практика внедрения Еврокодов по геотехнике в европейских странах и Республике Беларусь:** сборник статей Международного научно-технического семинара по геотехнике в рамках ISSMGE. – Брест: Издательство БрГТУ, 2018. – 100 с.

**ISBN 978-985-493-421-1**

Представлены статьи и материалы докладов ведущих европейских стран (Португалия, Франция, Литва) и учёных Республики Беларусь в области теории и практики внедрения Еврокодов по геотехнике.

УДК 624.15+69.05:378.2(08)  
ББК 38

ISBN 978-985-493-421-1

© Издательство БрГТУ, 2018

## ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ ЕВРОКОДА 7 «ГЕОТЕХНИЧЕСКОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ»

*Роже Франк, профессор, вице-президент Международного общества механики грунтов и геотехники – ISSMGE*

### **Введение**

Система строительных Еврокодов включает десять групп стандартов:

EN 1990 Еврокод: Основы строительного проектирования;

EN 1991 Еврокод 1: Воздействия на конструкции (нагрузки и влияния);

EN 1992 Еврокод 2: Проектирование бетонных конструкций;

EN 1993 Еврокод 3: Проектирование стальных конструкций;

EN 1994 Еврокод 4: Проектирование сталебетонных конструкций;

EN 1995 Еврокод 5: Проектирование деревянных конструкций;

EN 1996 Еврокод 6: Проектирование каменных конструкций;

EN 1997 Еврокод 7: Геотехническое проектирование;

EN 1998 Еврокод 8: Проектирование сейсмостойких конструкций;

EN 1999 Еврокод 9: Проектирование алюминиевых конструкций.

Строительные Еврокоды являются нормами проектирования любых зданий и сооружений. Они базируются на подходах расчета по предельным состояниям (РПС) совместно с методом частных коэффициентов.

За исключением EN 1990 все Еврокоды подразделяются на несколько частей: Еврокоды 2, 3, 4, 5, 6 и 9. Еврокод 7 (Геотехническое проектирование) и Еврокод 8 (Сейсмостойкость) касаются всех типов конструкций, независимо от материала.

Еврокод 7 состоит из двух частей: EN 1997-1 «Геотехническое проектирование – Часть 1. Общие правила» [9] и EN 1997-2 «Геотехническое проектирование – Часть 2. Исследования и испытания грунтов» [10].

Разработка Еврокода 7 была тесно связана с разработкой EN 1990 Еврокод «Основы строительного проектирования», в частности, его раздела 6 «Проверка методом частных коэффициентов» и дополнений A1 и A2 (Применение для зданий и мостов соответственно), с целью проверки взаимодействия системы «грунт-конструкция», пригодного для всех случаев.

### **История создания и внедрения Еврокода 7**

Первая группа специалистов, которой было поручено составление европейского стандарта по геотехническому проектированию, была создана в 1981 г. Она состояла из представителей национальных технических обществ 10 стран, которые входили в то время в Евросоюз. Первый вариант EN, в части общих правил геотехнического проектирования (соответствует части 1 Еврокода 7), был опубликован в 1990 г. [11].

В 1990 г. задание на составление проекта норм для зданий и сооружений было передано Европейской комиссии по стандартизации (CEN) и CEN/TC 250 (Технический комитет 250), ответственным за все создаваемые строительные нормы. В частности, подкомитет 7 (SC 7) отвечал за Еврокод 7 «Геотехническое проектирование». Заметим, что CEN сформирован из национальных органов по стандартизации всех европейских стран.

В 1993г. SC 7 утвердил первую редакцию ENV 1997-1 «Геотехническое проектирование – Часть 1: Общие правила» [5].

Работа над превращением ENV 1997-1 в EN1997-1 «Геотехническое проектирование – Часть 1: Общие правила» проводилась с 1997 г. по 2003 г. Формальное позитивное голосование членов CEN состоялось в начале 2004 г. и CEN опубликовал Еврокод 7 – часть 1 (EN 1997-1) в ноябре 2004 г. [9].

Еврокод 7 вначале состоял из двух частей: Часть 2, посвященная геотехническому проектированию с помощью лабораторных испытаний, и Часть 3, посвященная геотехническому проектированию с помощью полевых испытаний, а в 2001 г. члены CEN проголосовали за их превращение в Европейские нормы [10].

Введение в действие этой части Еврокода каждым национальным центром стандартизации с Национальным приложением (на официальном языке каждой страны) была выполнена на протяжении двух лет после публикации CEN. Роль Национального приложения – указать решения, которые отвечают так называемым «национально обусловленным параметрам (NDPs)». Национальное приложение может также придавать статус отдельного норматива одному или нескольким «информационным дополнениям», т. е. он (они) будет (будут) обязательными в соответствующей стране.

Каждая страна имела право дополнять общие правила Еврокода 7 национальными дополнительными стандартами, чтобы установить расчетные модели проектирования для использования в стране. В то же время их содержание должно отвечать всем принципам Еврокода 7.

## **Содержание документов**

### *Часть 1. Общие правила*

Еврокод 7 – Часть 1 является скорее общим документом и даёт только принципы для геотехнического проектирования, в соответствии с общими принципами РПС. Эти принципы применяются в расчетах геотехнических воздействий на конструкции (здания и сооружения) и в проектировании самих строительных элементов в контакте с грунтом (основания, сваи, фундаментные стены и т. д.). Детальные правила проектирования или расчетные модели, т. е. точные формулы или графики приводятся только в информационных приложениях. Как было упомянуто, основная причина такого подхода заключается в том, что расчетные методы в области геотехники в разных странах различны и нельзя достичь единства, особенно когда много из этих методов еще необходимо разработать и адаптировать к подходам РПС.

Еврокод 7 – Часть 1 содержит следующие разделы [9]:

- Раздел 1 – Общая часть;
- Раздел 2 – Основы геотехнического проектирования;
- Раздел 3 – Геотехнические данные;

- Раздел 4 – Надзор при строительстве, мониторинге и эксплуатации;
- Раздел 5 – Насыщение и отведение воды, улучшение и армирование грунта;
- Раздел 6 – Фундаменты мелкого заложения (распределительные фундаменты);
- Раздел 7 – Свайные фундаменты;
- Раздел 8 – Анкерование;
- Раздел 9 – Подпорные конструкции;
- Раздел 10 – Гидравлическое разрушение;
- Раздел 11 – Общая устойчивость;
- Раздел 12 – Насыпи.

Раздел 8 по анкерованию, раздел 10 по гидравлическому разрушению и раздел 11 по устойчивости площадок являются новыми разделами относительно первичного стандарта (EN 1997-1) [5].

В Часть 1 включены несколько приложений. Они все информационные, за исключением приложения А, которое является нормативным (т. е. обязательным). Перечень приложений EN 1997-1 таков:

- Приложение А (обязательное) – Частные коэффициенты для предельных состояний;
- Приложение В – Обоснование частных коэффициентов для проектных подходов 1, 2 и 3.
- Приложение С – Порядок назначения предельных значений давления грунта на вертикальные стены;
- Приложение D – Аналитический метод расчета предельного сопротивления;
- Приложение E – Полуэмпирический метод определения предельного сопротивления;
- Приложение F – Методы расчета (оценки) осадок;
- Приложение G – Метод оценки прогнозируемого сопротивления для фундаментов мелкого заложения на скальных грунтах;
- Приложение H – Ограничение перемещений фундаментов и деформаций конструкций;
- Приложение J – Правила надзора и мониторинга выполнения.

Приложение А важное, поскольку дает частные коэффициенты для предельных состояний при постоянных и временных проектных ситуациях («основные сочетания»), а также переходные коэффициенты для нормативных значений несущей способности свай. Поэтому численные значения частных или переходных коэффициентов, которые приведены в Приложении А, являются рекомендуемыми значениями. Точные значения показателей могут быть приняты при изменении каждым национальным органом по стандартизации в Национальном приложении. Все остальные приложения – информационные (т. е. необязательные в нормативном отношении). Некоторые из них содержат полезные материалы, которые могут быть приняты большинством стран.

Отсюда национальные дополнительные стандарты, которые устанавливают расчетные модели и правила проектирования для применения в каждой стране, будут зависеть от выбора, сделанного относительно использования информационных приложений Еврокода 7.

## *Часть 2. Исследования и испытания грунтов*

Роль этой части Еврокода 7, посвященной лабораторным и полевым испытаниям, – дать необходимые требования к оборудованию и методам испытаний, анализу и получению результатов, их трактовке и, в конечном итоге, определению значений геотехнических параметров для проектирования. Она дополняет требования Части 1 с целью обеспечения надежного и экономичного проектирования.

Эта часть устанавливает связь между геотехническими требованиями Части 1, особенно раздела 3 «Геотехнические данные», и результатами лабораторных и полевых испытаний. Собственно она не распространяется на стандартизацию геотехнических испытаний.

Часть 2 Еврокода 7 включает следующие разделы [10]:

- Раздел 1 – Общая часть;
- Раздел 2 – Планирование исследований грунта;
- Раздел 3 – Отбор образцов дисперсных и скальных грунтов и измерения грунтовых вод;
- Раздел 4 – Полевые испытания в дисперсных и скальных грунтах;
- Раздел 5 – Лабораторные испытания в дисперсных и скальных грунтах;
- Раздел 6 – Отчет об изысканиях грунтов.

Раздел 4 «Полевые испытания в дисперсных и скальных грунтах» включает такие вопросы:

- зондирование грунтов конусом СРТ (U);
- прессиометрические испытания PMT;
- испытания скальных грунтов дилатометром RDT;
- стандартные пенетрационные SPT;
- динамические пенетрационные испытания DP;
- испытания весом WST;
- полевые испытания крыльчаткой FVT;
- плоские дилатометрические испытания DMT;
- испытания загрузочной плитой PLT.

Раздел 5 «Лабораторные испытания в дисперсных и скальных грунтах» касается:

- подготовки образцов грунта для испытаний;
- подготовки образцов скальных грунтов для испытаний;
- испытаний для классификации, идентификации и описания грунтов;
- химического анализа грунтов и грунтовых вод;
- определения показателей прочности грунтов;
- испытаний грунтов на прочность;
- испытаний грунтов на сжимаемость и деформацию;
- испытаний на уплотняемость грунтов;
- испытаний на водопроницаемость грунтов;
- испытаний для классификации скальных грунтов;
- испытаний на набухание скальных грунтов;
- испытаний на прочность скальных грунтов.

В разделе даны указания, как определить и использовать так называемые «исходные величины» по результатам испытаний. Некоторые из этих положений являются руководством при использовании расчетных моделей в приложениях к Части 1. Часть 2 также включает связь информационных приложений с точными значениями переходных величин геометрических параметров и коэффициентами, которые обычно используются при проектировании.

Как и в Части 1, большинство исходных данных или расчетных моделей являются информационными, но достигнута договоренность об обязательном использовании их в Еврокоде в будущем. В любом случае, они четко отображают существующие подходы на континенте относительно использования результатов лабораторных и полевых испытаний при проектировании геотехнических конструкций.

### **Некоторые аспекты Еврокода 7. Геотехника проектирования**

#### *Процедуры проверки и геотехнические категории*

Дискуссии по проверке геотехнического проектирования обычно базируются на подходах, которые выполняют с помощью расчетов. Поэтому необходимо подчеркнуть, что расчеты являются лишь способом контроля того, что основные требования выполняются.

Часть 1 Еврокода действительно дает разные возможности (раздел 2.1 EN 1997-1):

«(4) Предельные состояния должны быть проверены одним или группой следующих методов:

- использование расчетов;
- применение мер по указаниям;
- экспериментальные модели и загрузочные испытания;
- метод наблюдений».

Однако полезно помнить следующее:

- использование мер по указаниям означает, что при некоторых обстоятельствах можно избежать расчетов, которые могут быть длительными и громоздкими в сравнении с решаемой проблемой;

- применение экспериментальных моделей и загрузочных испытаний означает, что основой геотехнического проектирования и правил расчетов является мониторинг поведения реальных конструкций, с использованием, при необходимости, полномасштабных испытаний;

- метод наблюдений является одним из направлений современного геотехнического проектирования (в полном соответствии с упомянутыми выше основами).

Относительно метода наблюдений Еврокод 7 дополняет, что (раздел 2.7 EN 1997-1): «(2) *Перед началом строительства должны быть выполнены следующие требования:*

- *установлены допустимые границы поведения;*
- *необходимо оценить диапазон возможности поведения и установить, что обеспечивается приемлемая вероятность того, что реальная работа будет в допустимых границах;*

- *должен быть продуман план мониторинга, который покажет – находится ли реальное поведение в допустимых границах. Мониторинг должен делать это четко, на ранних этапах и в достаточно короткие сроки, чтобы предусмотренные действия были успешно осуществлены;*

- *время работы оборудования и выполнение процедур анализа результатов должно быть достаточно малым в сравнении со временем возможных изменений системы;*

- *должен быть продуманный план непредвиденных действий, которые могут быть приняты, если мониторинг выявит поведение вне установленных границ».*

Отметим, что если в Еврокоде пункт обозначен буквой «З», это означает, что он принципиальный, то есть является фундаментальным требованием. Пункты без этой буквы – только «правила использования».

Чтобы установить проектные требования и уровни, которые необходимы для геологических исследований, Еврокод 7 предусматривает три геотехнические категории (раздел 2.1 EN 1997-1). Это только способ их наименования, а можно использовать здесь термин «уровень ответственности» (Приложение В EN 1990) [8].

Геотехническая категория 1 соответствует простой конструкции, которая может быть запроектирована и выполнена без риска только на основе опыта и качественных геотехнических исследований. Сюда можно включить подпорные стены средней высоты или простые фундаменты индивидуальных домов в простых геотехнических условиях.

Геотехническая категория 2 охватывает обычные геотехнические конструкции без особого риска (т. е. без сложных геотехнических условий или нагрузок). Требования Еврокода 7, которые касаются расчетов и исследований грунтов, полностью распространяются на 2 категорию конструкций (раздел 2.1 EN 1997-1):

*«(18) Проекты конструкций при геотехнической категории 2 должны, как правило, включать количественные геотехнические данные и анализ для гарантии, что основные требования выполнены.*

*(19) Для проектов 2 геотехнической категории могут быть использованы обычные процедуры (обычный порядок) полевых и лабораторных исследований, проектирования и выполнения.*

*Примечание: примерами обычных конструкций или частей конструкций, которые относятся ко 2-й геотехнической категории, являются:*

- *фундаменты мелкого заложения;*
- *сплошные фундаменты;*
- *свайные фундаменты;*
- *стены и иные конструкции, которые удерживают или поддерживают грунт или воду;*
- *котлованы;*
- *сваи мостов и опоры;*
- *насыпи и земляные сооружения;*
- *грунтовые анкеры и иные системы крепления;*
- *тоннели в прочных, ненарушенных скальных породах, на которые не действует особое давление воды или иные воздействия».*



Категория 3 включает все геотехнические конструкции со сверхнормативным риском, к которым требования Еврокода 7 недостаточны для обеспечения принятого уровня безопасности. Риски могут возникнуть от состояния грунта или условий загрузки. Еврокод 7 (раздел 2.1 EN 1997-1) четко устанавливает, что:

*«(21) Геотехническая категория 3, как правило, должна включать альтернативные положения и требования для правил этого стандарта [EN 1997-1]».*

В системе Еврокодов, как было упомянуто раньше, принятым методом расчета является метод РГС, используемый совместно с методом частных коэффициентов. Проблемы, которые встречаются при геотехническом проектировании, часто возникают по причинам, которые не связаны с проектными расчетами. Для геотехнической практики Еврокод 7 – Часть 1 напоминает (раздел 2.4.1 EN 1997-1:

*«(2) Необходимо учитывать, что знание грунтовых условий зависит от объема и качества геотехнических исследований. Такие знания и контроль качества являются более значимыми при выполнении основных требований, чем точность расчетных моделей и коэффициентов».*

*«(7) [...] определяющим параметром является, как правило, среднее значение диапазона значений, которые покрывают большую поверхность или объем грунта. Характеристическое значение может быть осторожной оценкой средней величины».*

Эти пункты Еврокода 7 – Часть 1 отображают тот факт, что возможно использовать значения геометрических параметров, которые традиционно используются (определение которых не стандартизировано, т. е. они часто зависят от личного мнения инженера).

Поэтому необходимо сделать два замечания по этому поводу. С одной стороны, должна быть введена концепция «переменной величины» геотехнического параметра (предварительное назначение характеристического значения). С другой стороны, есть четкая ссылка на данное предельное состояние (что может выглядеть очевидным, но является в каком-либо случае путем увязывания традиционной геотехники и новых подходов метода предельных состояний) и оценку среднего значения (а не местного значения, это может проявляться как специфическая особенность геотехнического проектирования, которое правдоподобно захватывает «большие» площади или массы грунта).

Статистические методы упоминаются только как возможность:

*«(10) Если используются статистические методы [...], то такие методы должны различать локальный и региональный отбор образцов [...]».*

*«(11) Если используются статистические методы, то характеристическая величина должна быть получена так, чтобы расчетная вероятность наихудшего значения, которое вызывает данное предельное состояние, не превышала 5%.*

*Примечание: с этой точки зрения осторожной оценкой среднего значения является выбор среднего значения ограниченной выборки значений геотехнического параметра с уровнем обеспеченности 95%; там, где дело касается местного повреждения – осторожной оценкой нижнего значения является 5% квантиля».*

Общей мыслью является то, что характеристическая величина геометрического параметра не может сильно отличаться от традиционно используемой величины. Обычно для большинства проектов при геотехнических исследованиях серьезная статистическая обработка результатов не может быть осуществлена. Статистические методы, безусловно, являются полезными для очень крупных проектов, где объем данных оправдывает их использование.

#### *Производные значения*

Много геотехнических исследований, в особенности полевых, не позволяют определять прямо основные геотехнические параметры или коэффициенты, например, прочность и деформации. Вместо этого, значения таких параметров и коэффициентов должны быть выведены с использованием теоретических или эмпирических соотношений.

Концепция «производных значений» была введена в ENV 1997-3 [7], чтобы придать статус используемым соотношениям и моделям и получить из результатов полевых и лабораторных исследований геотехнические параметры и коэффициенты, которые вводятся непосредственно в проектирование. Их использование предназначалось сначала для свайных и фундаментов мелкого заложения, как указано в приложениях D и G Еврокода 7 – Часть 1.

В Еврокоде 7 – Часть 2 дано следующее определение производных значений: «*производные значения геотехнических параметров и /или коэффициентов выводятся из результатов исследований теоретическими, корреляционными или эмпирическими методами*».

Геотехнические параметры, полученные по результатам полевых испытаний, служат либо начальной информацией для аналитической или непрямой модели, либо коэффициентом для использования в полуэмпирической или прямой модели при проектировании фундамента.

Производные значения геотехнических параметров затем используются в качестве начальной информации для оценки характеристического значения этого параметра в смысле Еврокода 7 – Часть 1 (п. 2.4.5.2 EN 1997-1), более того, его расчетным значением при использовании частного коэффициента  $\gamma_m$  («коэффициент материала», п. 2.4.6.2).

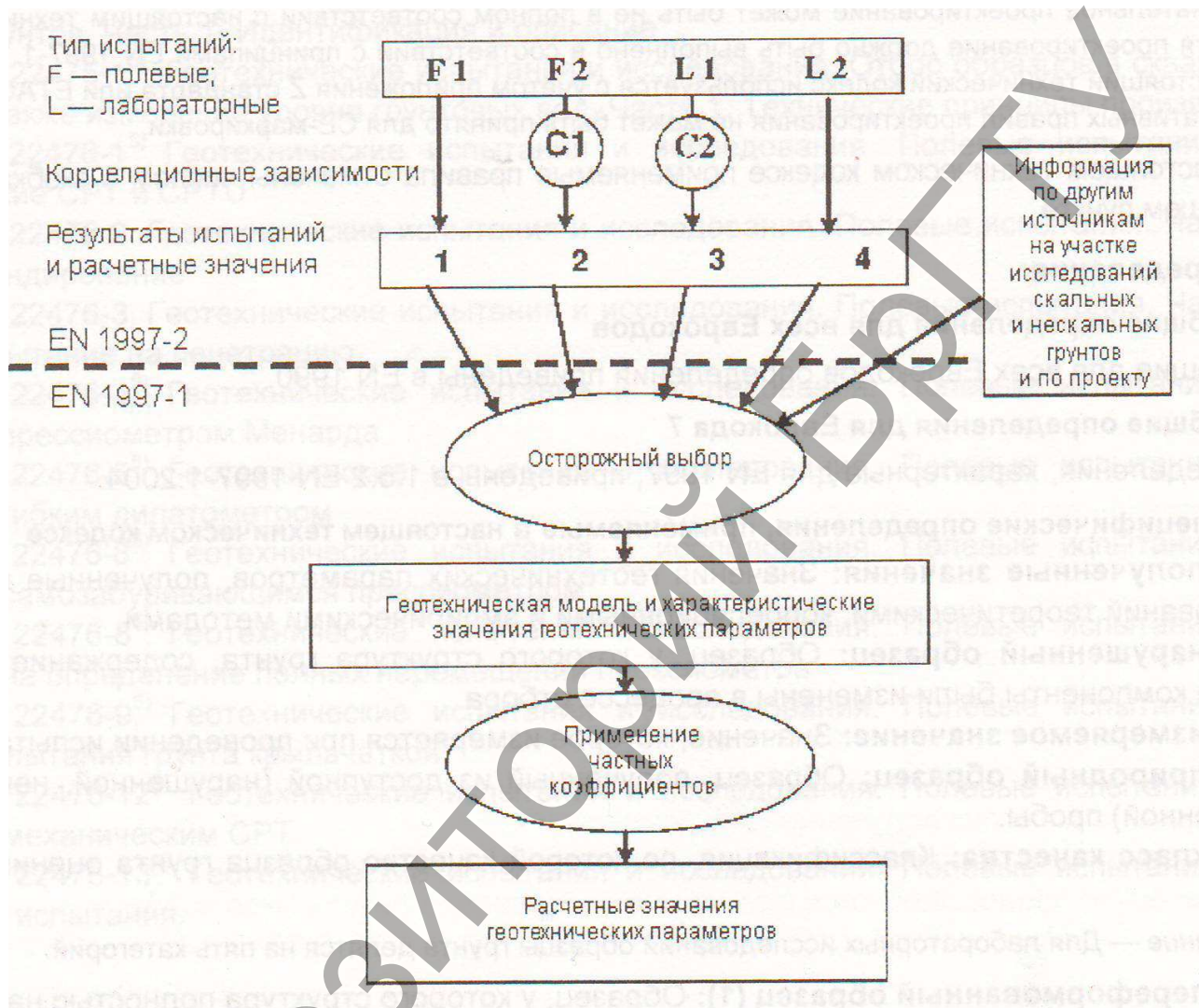
Роль, которую играют производные значения геотехнических параметров, можно понять с помощью рисунка 1, взятого из Еврокода 7 – часть 2. На рисунке 1 показана разграничительная линия между Частью 1 (EN 1997-1) и Частью 2 (EN 1997-2). Можно видеть, что требования, касающиеся измерений геотехнических свойств, а также их производных значений, охватываются Частью 2 «Исследования и испытания грунтов», в то время как требования, которые касаются назначения характеристических величин и расчетных величин, охватываются Частью 1 «Общие правила».

#### *Проверка предельных состояний*

Расчетные предельные состояния (РПС-ULS), которые должны проверяться, назначаются Еврокодом 7 – Часть 1 совместно с Еврокодом «Основы строительного проектирования» [7] таким образом (п. 2.4.7.1 EN 1997-1):

«(1)Р При необходимости следует проверить, что не превышаются следующие предельные состояния:

- потери равновесия конструкции или грунта, рассматриваемых как жесткое тело, в котором прочности строительных материалов и грунта несущественны для обеспечения сопротивления (EQU);



F — полевые испытания, L — лабораторные испытания,  
1...4 — результаты испытаний и производные значения

**Рисунок 1 – Общая схема для выбора производных, характеристических и расчетных величин геотехнических свойств [10]**

- внутреннее разрушение или чрезмерная деформация здания или конструктивных элементов, включая основания, сваи, стены подвала и так далее, при которых прочность строительных материалов существенна для обеспечения сопротивления (STR);

- разрушение или чрезмерная деформация грунта, при которых прочность грунта или скальной породы существенна для обеспечения сопротивления (GEO);

- потеря равновесия конструкции или грунта за счет повышения давления воды (взвешивание) или иных вертикальных воздействий (UPL);

- гидравлический выпор, внутренняя эрозия и суффозия в грунте, обусловленные гидравлическими градиентами (HYD);

*Примечание: Предельное состояние GEO часто является критическим при назначении размеров строительных элементов, используемых в фундаментах или удерживающих конструкциях, и иногда при обеспечении прочности элементов конструкций».*

Расчетные предельные состояния должны быть проверены для объединения действий, отвечающих следующим проектным ситуациям (EN 1990 [8]):

- постоянные и временные (соответствующие сочетания называются 2 основными»), далее для удобства эти проектные ситуации называются «p&tids»;

- случайные;
- сейсмические.

Проектные значения воздействий и сочетания воздействий определены в EN 1990 (частные коэффициенты  $\gamma$  для воздействий и показатели  $\Psi$  для сопутствующих переменных воздействий).

Спор по формату проверки предельных состояний GEO и STR был важен для постоянных и временных проектных ситуаций. Этот спор вытекает из формулирования ENV 1997-1 [5], которое принимает во внимание, что РГС при постоянной и временной проектной ситуации может быть выполнено для двух форматов сочетания воздействий, т. е. для случаев В и С, как они были названы в то время случай «В» имел целью учета неопределенности нагружения, а «С» – неопределенности сопротивления грунта.

Консенсус, достигнутый между инженерами-строителями и геотехниками, открыл путь для трех разных Проектных подходов (ПП-1, ПП-2 и ПП-3). Выбор подхода остается за Национальным решением, т. е. каждая страна должна будет обосновать в своем Национальном приложении Проектные подходы, которые должны использоваться для каждого вида геотехнической конструкции (фундаменты мелкого заложения, свайные фундаменты, удерживающие конструкции, устойчивость откосов).

Вообще говоря, для выполнения ULS-p&tids в EN 1990 введено три группы частных коэффициентов касательно характеристических величин воздействий – группы А, В и С:

- группа А используется для расчета статического равновесия конструкции (EQU);
- группа В используется для проектирования строительных элементов (STR), на которые не воздействуют геотехнические влияния;
- группы В и С используются для проектирования строительных элементов, на которые воздействуют геотехнические влияния и сопротивления грунта (STR/ GEO).

Таблицы 1, 2 и 3 содержат упрощенно рекомендованные значения этих коэффициентов для зданий групп А, В и С, взятые из таблиц А1.2(А), А1.2(В) и А1.2(С) EN 1990 [8]. Рекомендованные значения могут быть изменены национальным решением.

Таблица 1 – Рекомендуемые значения коэффициентов для воздействий (группа А) по EN 1990 [8] для РПС–ULS в р&tds

Воздействия	Символ	Значение
Постоянные:		
– неблагоприятные	$\gamma_{G, sep}$	1,10*
– благоприятные	$\gamma_{G, inf}$	0,90*
Временные:		
– неблагоприятные	$\gamma_Q$	1,50
– благоприятные		0

Таблица 2 – Рекомендуемые значения коэффициентов для воздействий (группа В) по EN 1990 [8] для РПС–ULS в р&tds

Воздействия	Символ	Значения в уравнениях		
		(6.10)	(6.10a)	(6.10b)
Постоянные:				
– неблагоприятные*	$\gamma_{G, sep}$	1,35	1,35	1,15**
– благоприятные*	$\gamma_{G, inf}$	1,00	1,00	1,00
Переменные:				
– неблагоприятные	$\gamma_Q$	1,50	1,50	1,50
– благоприятные		0	0	0

Таблица 3 – Рекомендуемые значения коэффициентов для воздействий (группа С) по EN 1990 [8] для РПС–ULS в р&tds

Воздействия	Символ	Значение
Постоянные:		
– неблагоприятные	$\gamma_{G, sep}$	1,00
– благоприятные	$\gamma_{G, inf}$	1,00
Временные:		
– неблагоприятные	$\gamma_Q$	1,30
– благоприятные		0

Таблица 4 – STR/GEO – ULS в р&tds. Частные коэффициенты для EN 1990 и EN 1997-1

Проектный подход	Воздействия на/от конструкцию	Геотехнические	
		воздействия	сопротивления
1	В	В и М1	М1 и R1
	С	С и М2	М2 и R1 или М1 и R4*
2	В	В и М1	М1 и R2
3	В	С и М2	М2 и R3

Для STR/GEO ULS при р&tds тремя Проектными подходами являются следующие (п. А.1.3.1 EN 1990):

«(5) Проектирование элементов конструкций (опор, свай, стен подвалов и др.) (STR) с учетом сейсмических воздействий и сопротивления грунта (GEO) должно быть проверено с использованием одного из следующих трех подходов, примененных для геотехнических воздействий и сопротивлений согласно с EN 1997:

*Подход 1: Использование в отдельных расчетах расчетных значений из таблицы А.1.2(С) и таблицы А.1.2(В) для геотехнических воздействий, а также иных воздействий на/от конструкцию. В общем случае, назначение размеров фундаментов регламентируется таблицей А.1.2(В);*

*Подход 2: Использование расчетных значений из таблицы А.1.2 (В) для геотехнических воздействий, а также иных воздействий на/от конструкции;*

*Подход 3: Использование расчетных значений из таблицы А.1.2(С) для геотехнических воздействий и, одновременно, использование частных коэффициентов из таблицы А.1.2(В) для иных воздействий на/от конструкцию.*

Иными словами, Проектный подход 1 (ПП-1) является двойной процедурой контроля, исходя из ENV 1997-1 (В+С проверка), а Проектные подходы 2 (ПП-2) и 3 (ПП-3) являются процедурами, которые используют простой формат сочетания воздействий. ПП-2 разработан с «коэффициентами сопротивления» для грунта (RFA), в то время как ПП-3 использует «коэффициенты материала» для грунта (MFA).

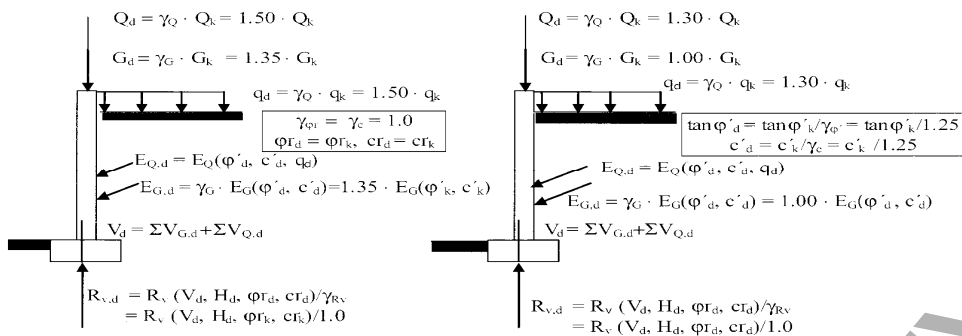
Необходимо сделать два существенных замечания по этому поводу:

- относительно выбора между выражением 6.10 или выражениями 6.10а и 6.10b EN 1990 (таблица 2 для группы В), Еврокод 7 только упоминает рекомендованные значения коэффициентов, вводимых в выражение 6.10 (таблица А.3(1)Р А EN 1997-1). Это вытекает из того факта, что рекомендованные геотехнические значения происходят из недостаточно точных испытаний, выполненных с использованием выражения 6.10, а с другой стороны, нет опыта использования в геотехнике выражений 6.10а и 6.10b;

- для ПП-2 и ПП-3 Еврокод 7 допускает использование частных коэффициентов или для воздействий, либо для результатов воздействий. (они обозначаются  $\gamma_F$  и  $\gamma_E$  соответственно). Это относится к коэффициентам групп В и С (неблагоприятные переменные воздействия).

Таблица 4 показывает связь между группами В и С и соответствующими группами коэффициентов для геотехнических воздействий и сопротивлений: группами М1 и М2 – для свойств материала (например  $c'$ ,  $\phi'$ ,  $c_u$  и т. д. – со штрихом значения параметров прочности при эффективных напряжениях) и группами R1, R2, R3 и R4 – для общего сопротивления (например, несущей способности и т. д.). Эти группы выделены в приложении А части 1 Еврокода 7. Как упомянуто выше, приложение А дает рекомендованные значения частных коэффициентов; эти значения могут быть указаны по-разному в Национальном приложении. Отметим, что рекомендованные значения частных коэффициентов  $\gamma_M$  для свойств материала в группе М1 обычно равны 1,0.

В ПП-1 первый формат (сочетание 1, предыдущий случай В) обеспечивает надежность, в основном, на воздействия, в то время как показатели сопротивления имеют рекомендованные значения, равные 1,0 (группы М1 и R1) или почти 1,0 (группа R1 для соосно нагруженных свай и анкеров); при другом формате, согласно ПП-1 (сочетания 2, предыдущий случай С), частные свойства грунта (параметры сдвига) всегда устанавливаются для расчета сопротивления (группа М2); для соосно нагруженных свай и анкеров общее сопротивление устанавливается прямым использованием группы R4.

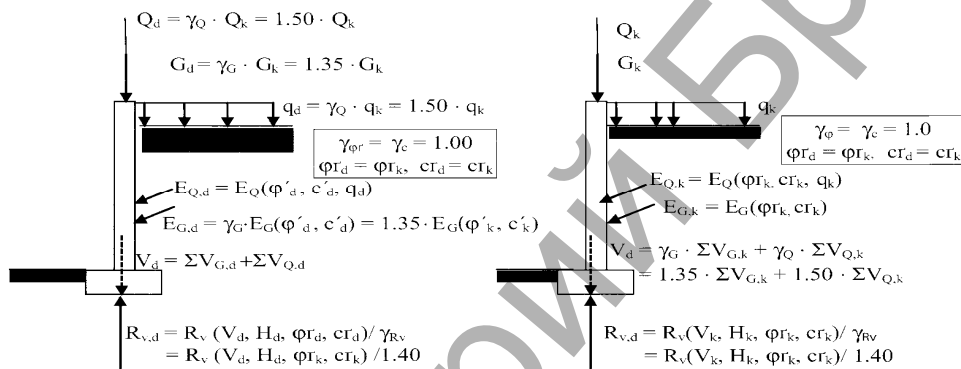


а) ПП-1: сочетание 1

б) ПП-1: сочетание 2

Примечание: для упрощения рассматривается только вертикальное равновесие и показаны только неблагоприятные воздействия.

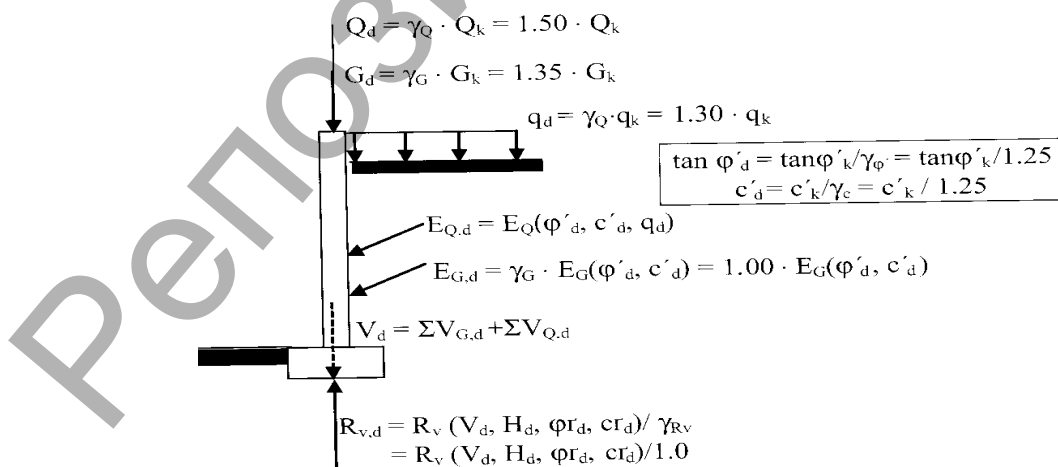
Рисунок 2 – ULS в r&tds. Проектный подход 1 – введение частных коэффициентов (рекомендованные значения) в расчет несущей способности основания [13]



а) определение воздействий (ПП-2); б) определение воздействий (ПП-2\*)

Примечание: для упрощения рассматривается только вертикальное равновесие и показаны только неблагоприятные воздействия.

Рисунок 3 – ULS в r&tds. Проектный подход 2 – введение частных коэффициентов (рекомендованные значения) в расчет несущей способности основания [13]



Примечание: для упрощения рассматривается только вертикальное равновесие и показаны только неблагоприятные воздействия.

Рисунок 4 – ULS в r&tds. Проектный подход 3 – введение частных коэффициентов (рекомендованные значения) в расчет несущей способности основания [13]

В ПП-2 надежность распространяется и на воздействия (группа В), и на общее сопротивление грунта (группа R2).

В ПП-3 надежность распространяется и на воздействия (группа В для воздействий, которые возникают от конструкции, и группа M2 для частных свойств грунта, который действует на конструкцию, т. е. для геотехнических воздействий), и на геотехнические опоры (группа M2 для частных свойств; рекомендованные значения для группы R3 при геотехническом сопротивлении всегда равны 1,0 за исключением свай при выдергивании и анкеров, для которых они равны 1,1).

Детальнее об использовании трех Проектных подходов сказано, например, в работе Р. Франка и др. [13].

Относительно проектных значений для аварийных ситуаций Еврокод 7 констатирует (статья 2.4.7.1 EN 1997-1), что:

*«(3) Все значения частных коэффициентов для воздействий или результатов воздействий при аварийных ситуациях должны быть приняты, как правило, равными 1,0. Все значения частных коэффициентов для сопротивления должны быть выбраны согласно специфическим условиям аварийных ситуаций.»*

*Примечание: значения частных коэффициентов могут быть установлены Национальным приложением».*

#### *Проверка предельного состояния по эксплуатационной пригодности (SLS)*

Основная дискуссия во время разработки Еврокода 7 была о формате для проверки РПС при постоянной и временной ситуации. Поэтому проверка предельного состояния по эксплуатационной пригодности (SLS) является проблемой объективно важной при современном проектировании. Эта проблема полностью охвачена Еврокодом 7, который обычно часто ссылается на расчеты перемещений фундаментов и удерживающих конструкций, хотя обычная геотехническая практика до сих пор ищет пути как управлять эксплуатационной пригодностью, ограничивая несущую способность или ограничивая прочность грунта на срез до нижних значений.

Проверка SLS в смысле, предлагаемом Еврокодом 7 (прогнозирование перемещений фундаментов), безусловно, станет важной в ближайшем будущем. В настоящее время она – аспект, которым часто пренебрегают в общей геотехнической практике.

Часть 1 Еврокода 7 повторяет формулировку EN 1990 (п. 2.4.8 EN 1997-1):

*«(1) Р Проверка предельного состояния по эксплуатационной пригодности в грунте, в элементе конструкции или соединении должна требовать, чтобы  $E_d < C_d$ , или должна быть выполнена по методу, приведенному в 2.4.8(4).»*

*(2) Значения частных коэффициентов для предельного состояния по эксплуатационной пригодности должны быть приняты равными 1,0.*

*Примечание: Значения частных показателей могут быть установлены Национальным приложением».*

В то же время, Еврокод 7 одновременно предусматривает возможность сохранения традиционного подхода, упомянутого выше (п. 2.4.8 EN 1997-1):

*«(4) Может быть установлено, что довольно малая часть прочности грунта мобилизуется, чтобы удерживать деформации в необходимых преде-*



лах эксплуатационной пригодности, при условии, что этот упрощенный подход ограничивается в расчетной ситуации, где:

- значения деформации не нужны для проверки эксплуатационной пригодности;
- имеет место установленный сравнительный опыт в подобном грунте, конструкциях и методе использования».

Эта статья должна быть увязана со статьей, которая касается методов расчета фундаментов мелкого заложения (п. 6.4(5)Р EN 1997-1:

«(5)Р Для фундаментов мелкого заложения должен быть использован один из следующих проектных методов:

- *прямой метод, при котором выполняется отдельный расчет для каждого предельного состояния. При проверке предельного состояния по прочности расчет должен моделировать наиболее достоверным образом данный механизм разрушения. При проверке предельного состояния по эксплуатации следует использовать расчет осадок;*

- *непрямой метод, который использует сравнительный опыт и результаты полевых или лабораторных испытаний или обследований, и выбранный по предельному состоянию эксплуатационной пригодности, чтобы удовлетворять требованиям всех предельных состояний;*

- *метод указаний, при котором используется ожидаемая несущая способность (см. 2.5»).*

Действительно, непрямой метод, «выбранный по предельному состоянию эксплуатационной пригодности», приводит к использованию традиционного метода расчета несущей способности фундаментов мелкого заложения, т. е. простого расчета, который приравнивает приложенные нагрузки к предельному состоянию по эксплуатационной пригодности при предельном нагружении, деленном на достаточно высокий общий коэффициент надежности (обычно около 3). Обычно, как указано в Еврокоде 7, это может быть допустимо только в том случае, когда нет необходимости оценивать осадки фундамента и если имеют место обычные конструкции при хорошо известных грунтовых условиях.

П. 2.4.8(2) Части 1 Еврокода 7, цитируемый выше, показывает, что частные коэффициенты для SLS, которые обычно принимаются равными 1,0 (иными словами – расчетные значения разных параметров равны их характеристическим значениям), используются для воздействий, повторяемых или квазипостоянных сочетаниях, а также для назначения геотехнических свойств, таких как модуль деформации. Необходимо отметить, что для определения, например, неравномерной осадки могут быть выбраны группы низких и высоких характеристических значений, чтобы учесть отличие свойств грунта.

Что касается использования сочетаний воздействий для SLS, то EN 1990 дает (в редакционных примечаниях) некоторые указания, обобщенные в таблице 5 (п. 6.5.3 EN 1990).

Таблица 5 – Рекомендуемые сочетания воздействий для расчета предельного состояния по эксплуатационной пригодности SLS

Сочетания воздействий	Использование согласно EN 1990
Характеристические	Необратимые предельные состояния
Повторные	Обратимые предельные состояния
Квазипостоянные	Долгосрочный результат и проявление

Если используется уравнение 2.10 п. 2.4.8(1)P, то это показывает, что должны быть рекомендуемые повторные или квазипостоянные сочетания; с другой стороны, в случае альтернативного метода, разрешенного п. 2.4.8(4), имеется в виду, что необходимо использовать характеристические («исключительные») сочетания, поскольку опыт, полученный ранее, был точнее для нагружений, близких к этому виду сочетаний.

Последний общий параграф Еврокода 7 – Часть 1 для SLS снова касается «подхода к перемещениям». Он устанавливает (п. 2.4.8 EN 1997-1), что:

*«(5)P Предельным значением для отдельной деформации является величина, при которой предельное состояние по эксплуатационной пригодности, такое как недопустимые растрескивание или заклинивание дверей, считается за допустимое в несущей конструкции. Эта предельная величина может быть установлена при расчете несущей конструкции».*

Использование этих общих статей уточняется в Еврокоде 7 – Часть 1 для каждой геотехнической конструкции (в разделах для фундаментов мелкого заложения, свайных фундаментов, удерживающих конструкций, общей устойчивости и насыпей). Интересно отметить, что документ несколько раз утверждает о трудности прогноза перемещений с требуемой точностью.

#### *Предельные значения перемещений фундаментов*

Знание предельно допустимых перемещений фундаментов является предметом первой важности, даже если оно не часто упоминается. Эти предельные значения зависят, обычно, от природы удерживаемой конструкции, но также длительное время вызывают интерес в геотехнике (сводные данные, собранные для зданий и мостов, приведены в работе Р. Франка [12]).

Предельные значения перемещений фундаментов являются, в частности, предметом п. 2.4.9, а также информационного приложения Н Еврокода 7 – Часть 1. Отмечено, что п. 2.4.9 содержит 4 строгих принципа, т. е. п. (1)P...(4)P. Первый из них свидетельствует:

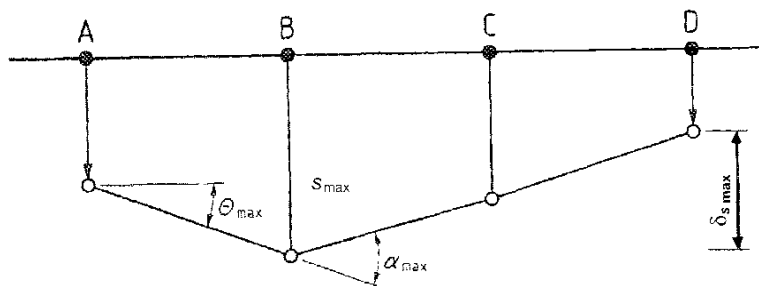
*«(1)P При расчете должны быть установлены предельные значения перемещений фундаментов.»*

*Примечание: Допустимыми перемещения фундаментов могут быть установленные Национальным приложением».*

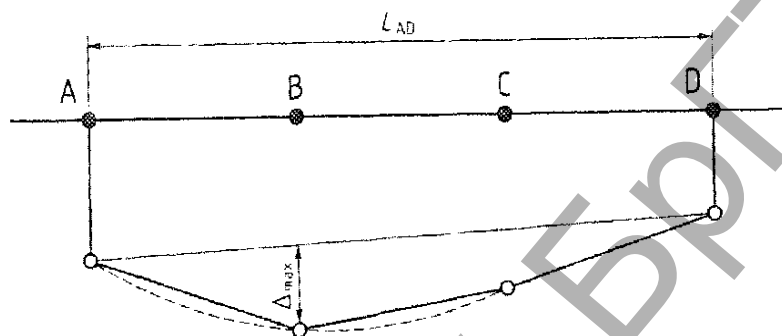
Более того, видно, что здесь рассматривается не только SLS, но и ULS (поскольку перемещения фундаментов могут инициировать появление предельных состояний в удерживаемых конструкциях).

Еврокод 7 дает перечисление ряда факторов, которые могут быть учтены при установлении предельных величин перемещений. Важно, что эти предельные величины устанавливаются на реальной основе, при тесном сотрудничестве геотехников и строителей. Если эти значения очень «жесткие», то они приводят к неэкономичному проектированию.

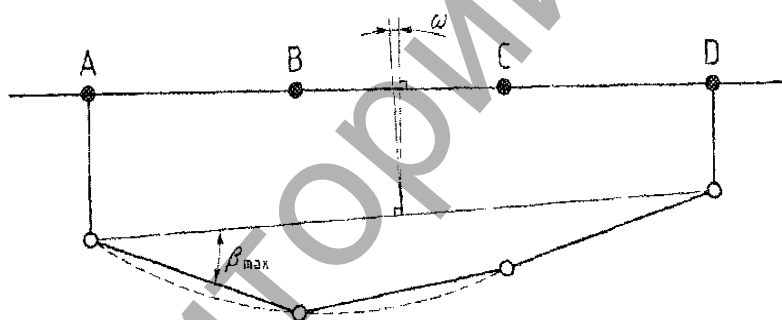
Рисунок 5 поясняет параметры, используемые для назначения перемещений и деформаций конструкций. Этот рисунок, созданный J.D. Burland и С. Р. Wroth [2], воспроизводится в приложении Н Еврокода 7 – Часть 1.



а) обозначения осадок  $s$ , неравномерной осадки  $\delta$ , поворотов  $\theta$  и  $\alpha$



б) обозначения относительного отклонения  $\Delta$  и соотношения  $\Delta/L$



в) обозначение крена  $\omega$  и относительного поворота (угловая дисторсия)  $\beta$

**Рисунок 5 – Обозначения перемещений фундамента и деформаций конструкций [2]**

Справочное приложение Н устанавливает следующие границы [1]:

- для открытых каркасных конструкций, заполненных каркасов и несущих каменных стен для исключения появления SLS в конструкции применяются максимальные относительные повороты, которые находятся между  $1/2000$  и  $1/300$ ;
- для большинства конструкций принимается максимальный относительный поворот  $\beta = 1/500$  для расчетов по эксплуатационной пригодности SLS и  $\beta = 1/150$  – для расчета по прочности ULS; для обычных конструкций с отдельно стоящими фундаментами допустимыми являются общие осадки до 50 мм.

Эти значения могут служить в качестве руководства при отсутствии иных указаний о предельных значениях для деформаций конструкций.

Следует отметить, что в границах системы Европейских норм существует, обычно, много связей между различными стандартами или их частями. Еврокод 7 по геотехническому проектированию связан с такими из них, как:

- EN 1990: «Основы строительного проектирования», который назначает различные предельные состояния и проектные ситуации, подлежащие проверке, и дает общие правила для учета взаимодействий на/от конструкций и геотехнических воздействий;

- EN 1889-5: «Проектирование сейсмостойких конструкций. Фундаменты, удерживающие конструкции и геотехнические аспекты»;

- CEN/TC 341 «Геотехнические исследования и испытания», упомянутый раньше;

- CEN/TC 288 «Выполнение геотехнических работ»;

- CEN/TC 189 «Геотекстиль и сопутствующие продукты»;

- CEN/TC 227 «Дорожные материалы».

### **Заключение**

Для всей строительной индустрии важно утверждение статуса Еврокода 7 в разных странах. Это означает, что появляется инструмент, который поможет Европейским геотехникам разговаривать одним техническим языком, а также необходимый инструмент для диалога между геотехниками и инженерами-строителями.

Еврокод 7 помогает развивать исследования. Очевидно, он стимулирует вопросы в области геотехнической практики, от исследования грунта до расчетных моделей.

Есть уверенность, что он будет также полезен многим геотехникам и инженерам-строителям во всем мире, а не только в Европе.

### **СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ**

1. Burland J.B., Broms B.B., De Mello V.F.B. // Behavior of foundations and structures. Proc. 9th Int. Conf. Soil Mechs & Fnd Engng, Tokyo, v. 2, 1977, pp. 495-546.
2. Burland J.B., Wroth C.P. // Settlement of buildings and associated damage (Review Paper, Session V). Proc. Conf. Settlement of Structures, Cambridge, 1975, pp. 611-654.
3. CE (2003a) Guidance paper L. Application and use of the Eurocodes, ref.: CONSTRUCT 03/629 Rev. 1. European Commission, Brussels, 27 November 2003.
4. CE (2003b) Commission recommendation of 11 December 2003 on the implementation and use of Eurocodes for construction works and structural construction products (2003/887/EC). Official Journal of the European Union, EN, L 332/62&63, 19.12.2003.
5. CEN (1994) Eurocode 7 Geotechnical design - Part 1: General Rules. Pre-standard ENV 1997-1. European Committee for Standardization (CEN): Brussels, 1994.
6. CEN (1999a) Eurocode 7 Geotechnical design - Part 2: Geotechnical design assisted by Laboratory Testing. Pre-standard ENV 1997-2. European Committee for Standardization: Brussels, 1999.
7. CEN (1999b) Eurocode 7 Geotechnical design - Part 3: Geotechnical design assisted by Field Testing. Pre-standard ENV 1997-3. European Committee for Standardization: Brussels, 1999.
8. CEN (2002) Eurocode: Basis of structural design. European standard, EN 1990:002. European Committee for Standardization: Brussels, 2002.
9. CEN (2004) Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules, EN 1997-1: 2004(E), (F) and (G), European Committee for Standardization: Brussels, November 2004.
10. CEN (2006) Eurocode 7: Geotechnical design - Part 2: Ground investigation and testing. Final draft, preen 1997-2, European Committee for Standardization: Brussels, February 2006.
11. EC7 (1990) Eurocode 7: Geotechnics. Preliminary draft for the European Communities, Geotechnic, 1990.
12. Frank R. // Quelques developpements recent sur le comportement des fondations superficielles (Rapport general, Session 3), Comptes rendus 10eme Cong. Europeen Meca. Sols et Tr. Fond., Florence, v.3, 1991, pp. 1003-1030 (English version: Some recent developments on the behavior of shallow foundations. General report, Proc. 10th European Conf. Soil Mechs & Fnd Engng, Florence, v. 4, 1994, pp. 1115-1141).
13. Frank R., Bauduin C., Driscoll R. etc. Designer's Guide to EN 1997 Eurocode 7 - Geotechnical Design, Thomas Telford, London 2004, 216 p.
14. Frank R., Magnan J.P. // Quelques reflexions sur la verification des etats limites ultimes suivant l'Eurocode 7 (in English - A new thoughts about ultimate limit states verification following Eurocode 7). Workshop on the Eurocodes, Proc. 12th European Conf. Soil Mechs. & Geot. Engng, Amsterdam, v. 3. 1999, pp. 2179-2183.
15. Huybrechts N., Patel D, De Vos M. The use of the observation method. Final Report WP3 on Innovative design methods in geotechnical engineering European network "GeoTechNet", 2005.

## ОСОБЕННОСТИ НАЦИОНАЛЬНЫХ ТРЕБОВАНИЙ В ОБЛАСТИ ГЕОТЕХНИКИ КАК ПРИЛОЖЕНИЕ К ЕВРОКОДАМ

*Никитенко М. И., д.т.н., профессор, председатель ТКС-02 «Основания и фундаменты, инженерные изыскания» при РУП «Стройтехнорм» Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь, председатель Белорусского общественного объединения специалистов геотехников.*

### Введение

Система действующих в настоящее время на территории Республики Беларусь ТНПА в области архитектуры и строительства по части 5 «Строительные конструкции и изделия» включает относящийся к геотехническому проектированию блок 5.1 «Основания и фундаменты зданий и сооружений» [1]. В нем содержится перечень Технических кодексов установившейся практики (ТКП), включая введенный европейский (ТКП EN – Еврокод 7, части 1 и 2), Пособий к строительным нормам (П к СНБ), межгосударственные строительные нормы и правила (СНиП), государственные стандарты Республики Беларусь (СТБ), европейские и международные стандарты (СТБ EN, СТБ ISO, СТБ EN ISO) и межгосударственные стандарты (ГОСТ). Однако относящиеся к инженерно-геологическим изысканиям ТКП и СНБ здесь были отнесены к блоку 1.02 «Предпроектные и проектные работы» в Части 1 «Организационно-методическое обеспечение строительства».

Базой для национальной системы ТНПА послужили действовавшие ранее во всех союзных республиках нормативные документы. Однако даже в них применительно к геотехнике стали отражать свойства грунтов с отличиями от средних для весьма обширной территории страны, учитывали региональные особенности климатических, геологических и гидрогеологических условий. Такие отличия повлияли на принципы расчета в национальных ТНПА при геотехническом проектировании. При этом остались без изменений методы инженерно-геологических изысканий и испытаний грунтов для определения их свойств в соответствии с СНБ 1.02.01-96 «Инженерные изыскания для строительства».

От начала создания национальная система ТНПА в строительстве претерпела несколько этапов преобразования, а в настоящее время, с учетом внедрения в строительную практику Республики Беларусь Европейских стандартов, предусматривается новое ее совершенствование.

Следует заметить, что при геотехническом проектировании от введения ТКП EN 1997-1 и 1997-2 возникла неопределенность в связи с неверным пониманием основной концепции этих документов при попытке ее отождествления с другими Еврокодами по проектированию конструкций из иных строительных материалов. Особо сказывается несоответствие методов исследований и отсутствие необходимого для этого оборудования у изыскателей Беларуси.

Устранению возникших противоречий будет способствовать содержание заслушиваемых на данном семинаре докладов наших зарубежных коллег, которые являются основными разработчиками Еврокода 7 и Еврокода 8.

### **Краткий исторический очерк создания в Республике Беларусь национальной системы ТНПА в строительстве**

С получением независимости Республикой Беларусь возник вопрос о необходимости разработки национальных нормативных документов по строительству. Такой процесс еще ранее был начат с разработки Республиканских строительных норм (РСН) в системе имевшегося тогда Госстроя республики. После ликвидации этого органа процесс нормотворчества продолжен Министерством архитектуры и строительства Республики Беларусь, которым было учреждено РУП «Стройтехнорм» с созданными при нем в 1995 году техническими комитетами (ТКП), которые функционируют до сих пор. При этом докладчик все это время является председателем ТКС-02 «Основания и фундаменты, инженерные изыскания», а в его состав включены ведущие ученые-геотехники с квалифицированными по геотехнике специалистами изыскательских, проектных и строительных организаций.

При разработке начальной структурной схемы национальной системы ТНПА в строительстве был использован такой основополагающий подход. В общих для проектирования всех фундаментов строительных нормах СНБ 5.01.01-99 «Основания и фундаменты зданий и сооружений» регламентировались обязательные требования по обеспечению их надежности и экономичности, а в Пособиях к этому документу излагались рекомендуемые для соблюдения таких требований методы проектирования и устройства всех конструкций фундаментов. Предписания Пособий к СНБ 5.01.01-99 могли иметь альтернативные подходы с добровольным их выбором и становились обязательными при ссылке на них в проектной документации или по желанию заказчиков. Хотя на сей счет существовали противоречивые мнения, но такой достаточно гибкий и демократичный подход не противоречил мировой практике на примере Еврокода 7.

Обязательное соблюдение требований стандартов СТБ и ГОСТ предусматривалось для всех участников процесса строительства.

Начиная с 2004 года, в Республике Беларусь система ТНПА в строительстве подверглась преобразованию в виде новой классификации с заменой СНБ и Пособий к ним на кодексы установившейся практики (ТКП) при нечеткой их нумерации. Такое наименование документа было утверждено Советом Министров Республики Беларусь по предложению Госстандарта республики без учета мнения председателей и членов ТКС как специалистов в области строительства. Его нельзя считать удачным как не отражающим сущность документа, а принцип «установившейся практики» сдерживает применение новых научно-технических разработок.

Данное преобразование свелось лишь к избыточным затратам на переработку ТНПА без существенного и принципиального изменения их основополагающих предписаний, причем посредством замены шифров, структуры по-

строения и печатного шрифта. Однако оно усугубило подходы к обязательности требований основного ТКП 45-5.01-254 -2012 «Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования» и добровольности соблюдения предписаний сопутствующих им других ТКП и сохраненных Пособий.

При обязательном соблюдении предписаний указанного документа и ТКП EN 1997-1 и 1997-2 возникла неопределенность в геотехническом проектировании за счет неверного понимания основной концепции Еврокода 7 [2, 3] при попытке ее отождествления с другими Еврокодами по проектированию конструкций из иных строительных материалов.

В настоящее время намечается новое преобразование системы ТНПА.

### **Современное состояние национальной системы технического нормирования в строительной отрасли и основные проблемы**

Анализ существующей системы ТНПА Республики Беларусь в области строительства с позиций требований технического регламента «Здания и сооружения, строительные материалы и изделия. Безопасность» (ТР 2009/013/ВУ) в целом свидетельствует о наличии соответствия общим принципам и подходам к обеспечению безопасности и долговечности зданий, энергосбережения, комфортного пребывания людей, а также техническим требованиям и методам испытаний строительных конструкций, материалов и изделий.

При назревшей сейчас необходимости Минархстроем Республики Беларусь разработана **«Концепция совершенствования системы технического нормирования национального комплекса ТНПА в строительстве» на 2017 – 2018 гг.**

Ее **основной целью** является повышение профессионального уровня нормативной технической базы, сокращение количества ТНПА и обязательных требований на базе новых принципов и подходов в проектировании, минимизация технических барьеров в строительстве, приведение системы технического нормирования в соответствие с соглашениями государств-участников ЕАЭС об устранении технических барьеров в торговле и создание условий для интеграции в региональную и мировую экономическую систему.

Основными направлениями развития национальной системы технического нормирования в строительстве названы таковы:

- пересмотр объектов нормирования, состава и принципов разработки нормативных документов;
- уточнение структурных схем по блокам национального комплекса;
- сокращение количества ТНПА, в том числе, обязательных требований безопасности, установленных техническими регламентами;
- поэтапный переход от предписывающего к параметрическому методу нормирования, принятому в экономически развитых странах, в том числе европейской системе;
- приоритетная разработка нормативных технических документов, стимулирующих применение инновационных технологий и материалов на всех этапах жизненного цикла зданий и сооружений;
- разработка методических и справочных документов для проектировщиков;

*Пока же процесс нормотворчества сдерживается отсутствием требуемого финансирования, поэтому остаются одни благие намерения.*

В проекте новой концепции **декларируется**, что в результате ее реализации появится возможность интегрироваться в региональную (ЕАЭС), европейскую и мировую системы. При этом исключатся жесткие обязательные у всех ТНПА требования в проектировании и строительстве, производстве строительных материалов и изделий, появится право выбора при соблюдении одного условия – безопасности. За счет сокращения количества технических барьеров повысится уровень качества и безопасности строительной продукции и общей культуры строительства.

Подчеркивается, что разработанный и утвержденный в Республике Беларусь регламент ТР 2009/013/ВУ (Постановление Совета Министров от 31.12.2010 №1748) включает подход, который полностью идентичен действующему в странах ЕС и закреплен действующим в стране законодательством. Отмечается, что с 2010 года в Беларуси якобы в полном объеме введены в действие Еврокоды, включая относящийся к геотехническим конструкциям Еврокод 7, что не повлекло за собой отмену национальных ТНПА (в переходный период).

Интерпретируя содержание проекта Концепции, следует заметить, что ее текст носит декларативный характер и при большом объеме изобилует общими фразами без технической конкретики строительной отрасли, особенно при специфике геотехнического проектирования, отраженной убедительно в публикациях проф. Р. Франка [2, 3]. Много в тексте желаемого выдается за действительное в виде лозунгов. Складывается впечатление, что к составлению Концепции и ее обсуждению не были привлечены специалисты-профессионалы.

Приходится заметить, что перевод Еврокода 7 в 2009 г. был выполнен в чрезвычайно сжатые сроки, причем достаточно качественно части 2 при помощи профессионалов-геотехников, но с существенными искажениями смысла 1-й части переводчиками-лингвистами без владения технической терминологией. На такое обстоятельство обращает внимание д-р инженер Роман Гайовник из Института строительной техники г. Варшавы в своей статье «Процесс перехода Республики Польша на Европейские нормы проектирования» с акцентом на Еврокод 6 касательно каменной кладки. В ней сказано, **«что неофициальные, так называемые рабочие переводы»** без знания иностранных языков **«могут значительно отличаться между собой (не говоря уже о правильности перевода), что может приводить к ошибочным интерпретациям»**, а это среди польских (как и белорусских) пользователей вызвало серьезные замечания.

За счет такого положения в текст **ТКП EN 1997 -1-2009** пришлось вносить много важных смысловых изменений в объеме близком к изданному официально документу, который следовало повторно издать полностью в новом более совершенном переводе для адекватного восприятия его смысла. **Об этом в тексте Концепции умалчивается.** Процесс ввода в действие этого важного документа приобрел чисто формальный характер. К тому же наши инженеры-проектировщики и строители его не изучили, а процесс ознакомления с содержанием свелся лишь к проведению разного рода семинаров.



## Перечень действующих в настоящее время на территории Республики Беларусь ТНПА по геотехнике

Поскольку в обновленной структуре ТНПА по геотехническому проектированию не предусмотрено изменений количества и изменения содержания стандартов СТБ, СТБ EN, СТБ ISO, СТБ EN ISO и межгосударственных ГОСТ (при их общем количестве 46), ниже из приведенного в [1] перечня приведем в таблице только ТКП, ТКП EN, СНБ, пособия П к ним и СНиП в части требований по устройству земляных сооружений автомобильных дорог, опор мостов и труб.

№ п/п	Обозначение документа	Наименование документа
1	2	3
<b>БЛОК 1.02 «Предпроектные и проектные работы» в части 1 «Организационно-методическое обеспечение строительства»</b>		
<i>Технические кодексы установившейся практики (ТКП)</i>		
1	ТКП 45-1.02-233-2011 (02250)	Инженерные изыскания для объектов дорожного строительства.
2	ТКП 45-1.02-253-2012 (02250)	Инженерно-геоэкологические изыскания для строительства. Правила проведения.
<i>Строительные нормы Республики Беларусь (СНБ)</i>		
3	СНБ 1.02.01-96	Инженерные изыскания для строительства.
<b>БЛОК 5.01 Основания и фундаменты зданий и сооружений</b>		
<i>Технические кодексы установившейся практики (ТКП)</i>		
1	ТКП 45-5.01-15 – 2005 (02250)	Прочностные и деформационные характеристики грунтов по данным статического зондирования и пенетрационного каротажа. Правила определения.
2	ТКП 45-5.01-17 – 2006 (02250)	Прочностные и деформационные характеристики грунтов по данным динамического зондирования. Правила определения.
3	ТКП 45-5.01-39 – 2006 (02250)	Фундаменты щелевые. Правила проектирования и устройства.
4	ТКП 45-5.01-45 – 2006 (02250)	Фундаменты и подземные сооружения, возводимые с использованием струйной технологии. Правила проектирования и устройства.
5	ТКП 45-5.01-65 – 2007 (02250)	Опоры свайные под трубопроводы тепловых сетей. Правила проектирования.
6	ТКП 45-5.01-66 – 2007 (02250)	Фундаменты зданий и сооружений на уплотненных песчано-гравийных подушках. Правила проектирования.
7	ТКП 45-5.01-67 – 2007 (02250)	Фундаменты плитные. Правила проектирования.
8	ТКП 45-5.01-76 – 2007 (02250)	Основания и фундаменты зданий и сооружений на пойменно-намывных территориях. Правила проектирования и устройства.
9	ТКП 45-5.01-107 - 2008 (02250)	Грунтовые основания, уплотненные тяжелыми трамбовками. Правила проектирования и устройства.
10	ТКП 45-5.01-235 - 2011 (02250)	Основания и фундаменты зданий и сооружений. Геотехническая реконструкция. Правила проведения.
11	ТКП 45-5.01-237 - 2011 (02250)	Основания и фундаменты зданий и сооружений. Подпорные стены и крепления котлованов.
12	ТКП 45-5.01-254 - 2012 (02250)	Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования.
13	ТКП 45-5.01-255 - 2012 (02250)	Основания и фундаменты зданий и сооружений. Защита подземных сооружений от воздействия подземных вод. Правила проектирования и устройства.

Продолжение таблицы

1	2	3
14	ТКП 45-5.01-256 - 2012 (02250)	Основания и фундаменты зданий и сооружений. Забивные сваи. Правила проектирования и устройства.
15	ТКП 45-5.01-264 - 2012 (02250)	Основания и фундаменты зданий и сооружений. Фундаменты при вибродинамических воздействиях. Правила проектирования.
16	ТКП 45-5.01-268 - 2012 (02250)	Основания и сооружения из армированного грунта. Правила проектирования и устройства.
17	ТКП 45-5.01-276 - 2013 (02250)	Основания и фундаменты зданий и сооружений. Рельсовые пути башенных кранов. Нормы проектирования и правила устройства.
<b>Европейские стандарты, введенные в качестве технических кодексов установившейся практики (ТКП EN)</b>		
18 17	ТКП EN 1997-1-2009 (02250) и нац. приложение	Еврокод 7. Геотехническое проектирование. Часть 1. Общие правила. <i>Внесена: Поправка, опубликованная в ИУ ТНПА № 4. – 2010 г., с. 17.</i>
19 18	ТКП EN 1997-1-2009 (02250) и нац. приложение	Еврокод 7. Геотехническое проектирование. Часть 2. Исследования и испытания грунтов.
<b>Пособия к строительным нормам Республики Беларусь (П к СНБ)</b>		
20 19	П2-2000 к СНБ 5.01.01-99	Проектирование забивных и набивных свай по результатам зондирования грунтов. <i>Внесена: Поправка, опубликованная в ИБ № 12. – 2001 г.</i>
21 20	П3-2000 к СНБ 5.01.01-99	Автоматизированные системы проектирования оптимальных размеров подошв фундаментов мелкого заложения на уплотненном основании.
22 21	П5-2000 к СНБ 5.01.01-99	Проектирование и устройство оснований из насыпных, малопрочных и слабых грунтов, уплотненных вибродинамическим методом.
23 22	П6-2000 к СНБ 5.01.01-99	Проектирование и устройство техногенных геомассивов из песчано-гравийных и щебеночных свай.
24 23	П9-2000 к СНБ 5.01.01-99	Проектирование оснований и фундаментов в пучинистых при промерзании грунтах.
25 24	П13-01 к СНБ 5.01.01-99	Проектирование и устройство буронабивных свай. <i>Вне сена: поправка, опубликованная в ИБ № 1 2005 г. с. 81.</i>
26 25	П14-01 к СНБ 5.01.01-99	Проектирование и устройство свайных и траншейных стен.
27 26	П15-01 к СНБ 5.01.01-99	Автоматизированное проектирование оснований и фундаментов с учетом изменения физико-механических характеристик грунтов в процессе возведения зданий и сооружений.
28 27	П16-03 к СНБ 5.01.01-99	Земляные сооружения. Основания фундаментов. Производство работ.
29 28	П18-04 к СНБ 5.01.01-99	Проектирование и устройство буроинъекционных анкеров и свай.
30 29	П19-04 к СНБ 5.01.01-99	Проектирование и устройство фундаментов из свай набивных с уплотненным основанием.
<b>Строительные нормы и правила (СНиП)</b>		
31 30	СНиП 2.02.01-83	Основания зданий и сооружений (в части требований по проектированию опор мостов и труб).
32 31	СНиП 3.02.01-87	Земляные сооружения, основания и фундаменты (в части требований по устройству земляных сооружений автомобильных дорог, опор мостов и труб).

## **Предлагаемое изменение структуры национальных ТНПА по геотехническому проектированию в Республике Беларусь**

При корректировке структуры таких ТНПА предложено сократить их количество с обязательными предписаниями ТКП и добровольным исполнением рекомендуемых в переработанных пособиях за счет объединения существующих следующим образом:

**1. ТКП 45-5.01-254-2012 «Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования»** (с сохранением шифра и наименования и уточнением содержания).

**2. ТКП «Инженерные изыскания для строительства»** – переработать содержание взамен: СНБ 1.02.01-96 (с тем же наименованием).

**3. Пособие «Инженерно-геологические и гидрогеологические изыскания для мелиоративного и водохозяйственного строительства»** взамен: П1-03 к СНБ 1.02.01-96 (с тем же наименованием).

**4. ТКП 45-1.02-233-2011. Инженерные изыскания для объектов дорожного строительства** (без изменения).

**5. ТКП 45-1.02-253-2012. Инженерно-геоэкологические изыскания для строительства. Правила проведения** (без изменения).

**6. Пособие «Основания и фундаменты зданий и сооружений. Геотехнические реконструкции. Правила проведения»** взамен: ТКП 45-5.01-235-2011 (с тем же наименованием и изменением предписаний).

**7. Пособие «Проектирование и устройство свайных фундаментов»** взамен ТНПА: (29,14, 24, 19, 28, 5) и раздела СНиП 2.02.02-85 «Основания гидротехнических сооружений».

**8. Пособие «Проектирование и устройство свайных и траншейных стен»** взамен ТНПА: (25, 3, 10).

**9. Пособие «Проектирование и устройство искусственных оснований и фундаментов»** взамен ТНПА: (27, 20, 26, 22, 6, 8, 16, 4).

**10. Пособие «Проектирование и устройство плитных фундаментов»** взамен ТНПА: (7, 17).

**11. Пособие по проектированию оснований и фундаментов при вибродинамических воздействиях** взамен ТНПА: (15).

**12. Пособие «Определение прочностных и деформационных характеристик грунтов по данным динамического и статического зондирования и пенетрационного каротажа»** взамен ТНПА: (1, 2).

**Примечание:** Здесь в скобках указаны номера ТНПА, приведенные выше в таблице, причем из них № 30 и №31 предложено передать дорожникам.

## **Основные отличия предписаний ТКП EN 1997-1, 2 -2009 от национальных ТНПА**

Об основных принципах Еврокода 7 подробно изложено в работах проф. Р. Франка [2, 3] и в его докладе на данном семинаре.

Замечу, что при замене одного документа на другой неизбежны у потребителей вопросы психологической направленности. Так, в свое время замена традиционных размерностей на систему СИ потребовала много времени для вос-

приятия новых единиц, поэтому применяли оба типа размерностей, пока специалисты не привыкли к переходу на новые. Аналогично происходило при отказе от старых нормативных документов. Основным вопросом у наших инженеров заключался в целесообразности этого в силу привычки к старой системе («установившейся практике», ее применения). Однако автор этого доклада смотрел на данный вопрос под другим углом зрения после анализа старых и оставшихся в России без изменений принципов СНиП [4, 5]. В частности, в [4] применительно к плитным фундаментам мелкого заложения содержатся табличные значения *условных* расчетных сопротивлений для разных грунтов, значения которых были осредненными для обширной территории страны, несмотря на широкий диапазон изменчивости. Такой подход за счет подкупающей простоты устраивал многих специалистов, особенно изыскателей и заказчиков, которые стремились избегать дорогостоящих и сложных прямых определений механических характеристик грунтов. Использованная уловка в виде коэффициента надежности с учетом метода определения таких характеристик (1,0 при прямых испытаниях и 1,1 при косвенном по физическим свойствам) в знаменателе дробного множителя формулы расчетного сопротивления грунта в основании фундамента  $R$  не спасала положения, а его усугубляла. В частности, моренные глинистые грунты твердой консистенции бывают преимущественно в Беларуси моренными при малых коэффициентах пористости и больших значениях прочностных характеристик (осредненные занижены), а в соседней Украине – лесовыми макропористыми со значительно меньшими (осредненные завышались намного более чем в 1,1 раза). Такой малый коэффициент надежности способствовал назначению для восприятия конкретных силовых воздействий размеров фундаментов с меньшей степенью их эксплуатационной надежности для Украины в сравнении с идентичными нагрузками в Беларуси, где тратили излишние материалы и средства (низкая экономичность) на фундаменты. Для исправления такого перекоса разработанный в Беларуси **СНБ 1.02.01-96** регламентирует для зданий 1-го и 2-го классов ответственности прямое определение механических (прочностных и деформационных) характеристик грунтов.

Более яркий пример несовершенства характерен российскому СНиП [5] с ошибочными сопротивлениями глинистых грунтов под нижними концами набивных свай в табл.7, которые по сравнению с забивными в табл. 1 на тех же глубинах отличаются в 8-5 раз. Такое абсурдное отличие обусловлено недостоверными статистически осредненными результатами испытаний шлама в забоях скважин для свай. В то же время для сопротивлений песков под торцами набивных свай в [5] приведена аналитическая зависимость проф. В. В. Березанцева с недостоверным линейным нарастанием по глубине, что дает заниженные (неэкономичные) результаты до глубин 6-7 м при завышении (ненадежные/аварийные последствия) глубже. Такую «установившуюся практику» в Беларуси пришлось отвергнуть и отразить в ТНПА собственный национальный опыт, как это и предусматривается в европейском подходе [1, 2].

В нашей публикации [6] проанализированы основные принципы геотехнического проектирования согласно **ТКП EN 1997** и их отличия от национальных

ТНПА на примере определения расчетных сопротивлений песчаных и глинистых грунтов в основании плитных фундаментов согласно национальным ТНМА и несущей способности этих же грунтов по европейским нормам. Ниже приведем их соотношения, согласно приведенным в табл. 5 этой публикации данными, для четырех фундаментов в разных грунтах, которые составили:

Соотношения полученных по <b>ТКП EN 1997 значений</b> несущих способностей к расчетным сопротивлениям грунтов по <b>ТКП 45-5.01-67 – 2007 (СНБ 5.01,01-99)</b> в основаниях фундаментов			
Ф1	Ф3	Ф2	Ф4
в песке среднем при средней прочности		в суглинке полутвердом	
2,90	3,45	0,65	0,73

Как видим, в песчаном грунте средней прочности европейские нормы дают превышение значений несущей способности основания, а в суглинке полутвердом – даже занижение. Но в данном случае сопоставляются разные параметры, относящиеся соответственно в первом случае к предельному состоянию 2-й группы, а во втором – 1-й, для которых должны применяться отличающиеся коэффициенты надежности, причем согласно национальным ТНПА и разные величины прочностных характеристик для каждой из групп предельных состояний, в то время как при вычислениях эти характеристики учитывались в расчетах одинаковые.

В европейских и национальных ТНПА отличаются расчетные схемы фундаментов и их оснований. Например, в **ТКП EN 1997** используемые формулы базируются на работах Прантля, Терцаги, Мейергофа, Дебера, Бьюисмана, Везича с общей расчетной схемой выпора (вытеснения) криволинейных пластических зон грунта с двух сторон фундамента при наличии под ним упругого клина из переуплотненного грунта. ТНПА в России и Беларуси формула расчетного сопротивления грунта в основании фундамента базируется на теоретическом решении проф. Н. П. Пузыревского по теории упругости при ограничении пластических зон под краями подошвы на глубину до 0,25 ее ширины в качестве критерия применимости одноосного сжатия грунта при линейной зависимости осадок от давления.

В свете сказанного требуется совершенствование теоретической базы как европейских норм, так и национальных приложений к ним в составе отечественных ТНПА. Для этого необходимо объединение усилий ученых Европейского Союза и Республики Беларусь при соответствующем финансировании исследований и затрат на нормотворчество, а также на реализацию мер, связанных с реализацией новой Концепции.

Более сложен вопрос соблюдения предписаний части 2 **ТКП EN 1997** в связи с различием методик определения свойств грунтов при отсутствии у наших изыскателей требуемых для исследований оборудования и приборов. Однако с учетом предстоящей переработки устаревшего **СНБ 1.02.01-96** при гармонизации требований нового документа со 2-й частью **ТКП EN 1997** возникающие проблемы могут быть разрешены.

Тем не менее, даже в самом европейском нормативном документе, а также и в национальных его приложениях требуется отказаться от утративших актуальность и недостоверных методов определения деформативных характеристик грунтов (модулей деформации, коэффициентов боковых давления и расширения грунтов) путем компрессионного сжатия, отражающего только спрессовывание образцов малой толщины и не соответствующего реальному поведению грунта.

#### Список цитируемых источников

1. Перечень технической нормативных правовых актов в области архитектуры и строительства, действующих на территории Республики Беларусь. – Минск: Минархстрой РБ. – 2018. – С. 5, 6, 83-90.
2. Frank, R. General presentation of Eurocode 7 on “Geotechnical design” // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво)/ Механіка ґрунтів, геотехніка та фундаментобудування. - Вип.83: в 2-х кн.; Книга 1. – Київ, ДП НДІБК, 2016.– С. 3 – 27.
3. Франк, Р. Основні принципи Еврокоду 7 «Геоехнічне проектування» // Світ геотехніки. – 2008. – № 2. – С.7-16 (перевод с английского В. М. Сенаторова).
4. Основания зданий и сооружений: СНиП 2.02.01-83\*. – М.: Стройиздат, 1985.
5. Свайные фундаменты: СНиП 2.02.03-85. – М.: Стройиздат, 1986.
6. Никитенко, М.И. Основные принципы геотехнического проектирования и исследования свойств грунтов в соответствии с ТКП EN 1997. Отличия при проектировании плитных фундаментов / М. И. Никитенко, С. В. Игнатов // Вопросы перехода на европейские нормы проектирования строительных конструкций: матер. Республ. научно-технического семинара. – Минск, БНТУ, 2010. – С. 82-94.

УДК 624.15

## DESIGN OF GEOTECHNICAL STRUCTURES FOLLOWING EUROCODE 8

*Pedro S. Sêco e Pinto, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, Portugal*

### 1. INTRODUCTION

Following Part 5-EC8 “An evaluation of the liquefaction susceptibility shall be made when the foundations soils include extended layers or thick lenses of loose sand, with or without silt/clay fines, beneath the water level, and when such level is close to the ground surface”. The magnitude correction factors in EC8 follow the proposal of Ambraseys (1988) based in field tests that are different of the values proposed by Seed and Idriss (1982) and from the values proposed by NCEER (1997) based in laboratory tests. For liquefaction evaluation EC8 recommends the use of SPT tests and CPT tests.

In general for the Soil-Structure Interaction (SSI) the design engineers ignore the kinematic component, considering a fixed base analysis of the structure. The Eurocode 8 states: “Bending moments developing due to kinematic interaction shall be computed only when two or more of the following conditions occur simultaneously: (i) the subsoil profile is of class D, S<sub>1</sub> or S<sub>2</sub>, and contains consecutive layers with

sharply differing stiffness;(ii) the zone is of moderate or high seismicity,  $\alpha > 0.10$ ;(iii) the supported structure is of important category I or II.

Some future trends are pointed out. A summary of conclusions is presented.

## 2. POTENTIALLY LIQUEFIABLE SOILS

### 2.1 Introduction

Following 4.1.3. (2)-Part5-EC8 “An evaluation of the liquefaction susceptibility shall be made when the foundations soils include extended layers or thick lenses of loose sand, with or without silt/clay fines, beneath the water level, and when such level is close to the ground surface”.

The seismic shear stress  $\tau_e$  can be estimated from the simplified expression:

$$\tau_e = 0,65 \alpha_{gr} \gamma_f S \sigma_{vo} \quad (1)$$

where  $\alpha_{gr}$  is the design ground acceleration ratio,  $\gamma_f$  is the importance factor, S is the soil parameter and  $\sigma_{vo}$  is the total overburden pressure. This expression should not be applied for depths larger than 20 m. The shear level should be multiplied by a safety factor of [1.25].

The magnitude correction factors in EC8 follow the proposal of Ambraseys (1988) and are different from the NCEER (1997) factors. A comparison between the different proposals is shown in Table 1.

Table 1 – Magnitude scaling factors

Magnitude M	Seed & Idriss (1982)	Idriss NCEER (1997)	Ambraseys (1988)
5.5	1.43	2.20	2.86
6.0	1.32	1.76	2.20
6.5	1.19	1.44	1.69
7.0	1.08	1.19	1.30
7.5	1.00	1.00	1.00
8.0	0.94	0.84	0.67
8.5	0.89	0.72	0.44

A new proposal with a summary of different authors presented by Seed et al. (2001) is shown in Figure 1.

Empirical liquefaction charts are given with seismic shear wave velocities versus SPT values to assess liquefaction. A comparison between NCEER (1997) and EC8 proposal for pre-standard is shown in Figure 2. It is important to refer that the proposal for EC8 is based on the results of Roberston et al.(1992) and the proposal of NCEER(1997) incorporates very recent results.

However the EC8 standard version considers that these correlations are still under development and need the assistance of a specialist.

The importance of this topic has increased and the assessment of liquefaction resistance from shear wave crosshole tomography was proposed by Furuta and Yamamoto (2000).

A new proposal presented by Cetin et al. (2001) is shown in Figure 3 considered advanced in relation with the previous ones, as integrates: (i) data of recent earthquakes; (ii) corrections due the existence of fines; (iii) experience related a better interpretation of SPT test; (iv) local effects; (v) cases histories related more than 200 earthquakes; (v) Baysiana theory.

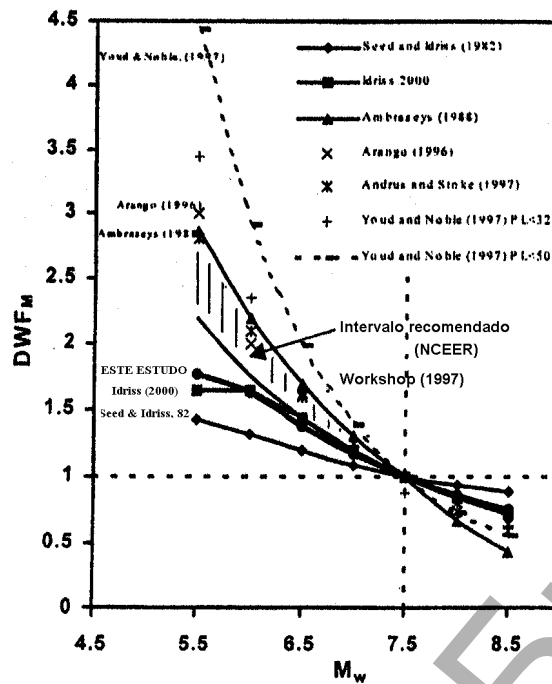


Figure 1 – Recommendations for correlations with magnitude (after Seed et. al., 2001)

Bray et al. (2004) have shown that the chinese criteria proposed by Seed and Idriss (1982) was not reliable for the analysis of silty sands liquefaction and have proposed the plasticity index.

Alba (2004) has proposed Bingham model, based in triaxial tests of large samples, to simulate residual strength of liquefied sands.

For liquefaction evaluation of sandy materials two methods are used, namely, based in laboratory tests or field tests. The following laboratory tests are used: (i) cyclic triaxial tests; (ii) cyclic simple shear tests; (iii) cyclic torsional shear tests. Due the difficulties to obtain undisturbed samples of high quality in general field tests are used: SPT tests, CPT tests, seismic cone tests, flat dilatometer tests and tests to assess electrical properties (Sêco e Pinto et. al, 1997).

For liquefaction assessment by shear wave velocities two methodologies are used: (i) methods combining the shear wave velocities by laboratory tests on undisturbed samples obtained by tube samplers or by frozen samples (Tokimatsu et al., 1991); (ii) methods measuring shear wave velocities and its correlation with liquefaction assessment by field observations (Stokoe et al., 1999).

EC8 uses corrective factors proposed by Ambraseys (1988), based in field tests that are different of the values proposed by Seed and Idriss (1982) and from the values proposed by NCEER (1997) based in laboratory tests. All the values are summarized in Table 2.

Table 2 – Corrective values for magnitude

Magnitude M	Seed et Idriss (1982)	NCEER(1997)	Ambraseys (1988)
5,5	1,43	2,20	2,86
6,0	1,32	1,76	2,20
6,5	1,19	1,44	1,69
7,0	1,08	1,19	1,30
7,5	1,00	1,00	1,00
8,0	0,94	0,84	0,67
8,5	0,89	0,72	0,44



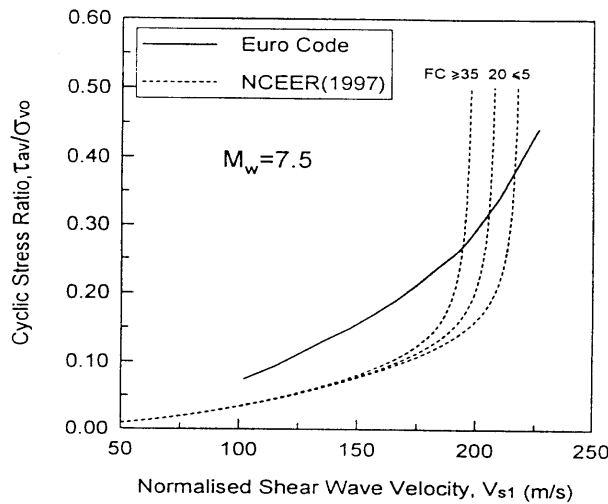


Figure 2 – Liquefaction potential assessment by NCEER (1997) and EC8 (pre-standard)

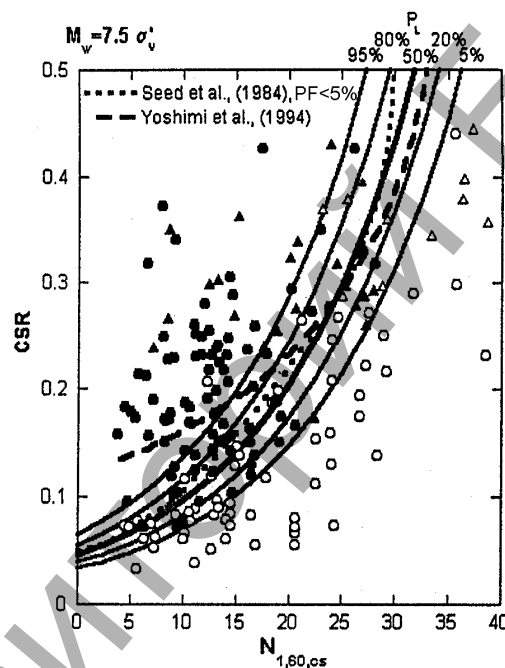


Figure 3 – Probabilistic approach for liquefaction analysis (after Cetin et al., 2001)

Bray et al. (2004) have shown that the chinese criteria proposed by Seed and Idriss (1982) was not reliable for the analysis of silty sands liquefaction and have proposed the plasticity index.

Due the difficulties in performing CPT and SPT tests in soils with gravels some proposals to evaluate the susceptibility of liquefaction of these materials based in seismic tests with measurement of shear waves velocities  $V_s$  were proposed (Andrus et al, 1999; Stokoe et al, 1999).

A probabilistic method considering the unknowns in liquefaction was proposed by Todorovsha and Trifunac (1999).

The liquefaction assessment of silty sands materials with different contents of silty and confining pressures were investigated by Amini and Qi (2000).

The post-liquefaction strength of silty materials is less than sandy materials, but superficial silty materials with moderate density are dilatant and with high strength than clean sands (Youd and Gilstrap, 1999).



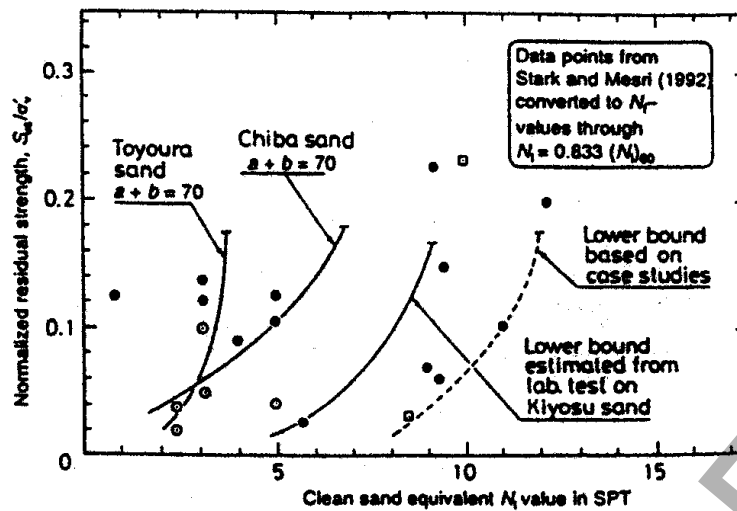


Figure 5 – Relation of normalized residual strength and SPT tests (after Ishihara et al., 1990)

### 2.3. Settlements Assessment

The susceptibility of foundations soils to densification and to excessive settlements is referred in EC8, but the assessment of expected liquefaction - induced deformation deserves more consideration.

By combination of cyclic shear stress ratio and normalized SPT N-values Tokimatsu and Seed (1987) have proposed relationships with shear strain (Figure 7).

To assess the settlement of the ground due to the liquefaction of sand deposits based on the knowledge of the safety factor against liquefaction and the relative density converted to the value of  $N_1$  a chart (Figure 8) was proposed by Ishihara (1993).

Shamoto et. al, 1998) have proposed Figure 9 for computation of shear deformations for sandy soils

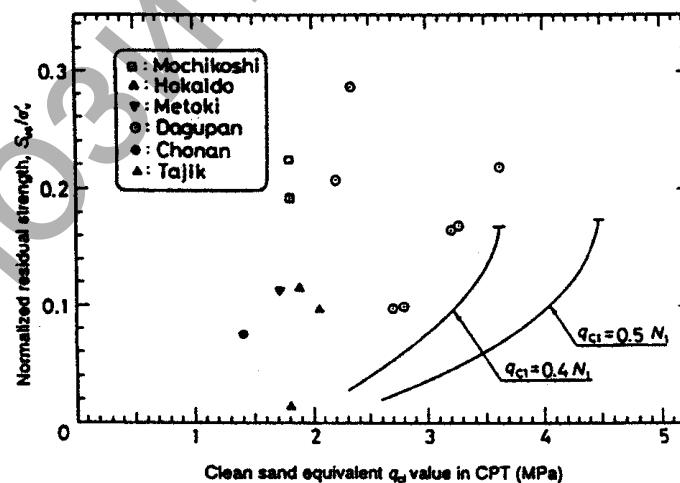


Figure 6 – Relation of normalized residual strength and CPT tests (after Ishihara et al., 1990)

### 2.4. Remedial Measures

Following EC8 ground improvement against liquefaction should compact the soil or use drainage to reduce the pore water pressure. The use of pile foundations should be considered with caution due the large forces induced in the piles.

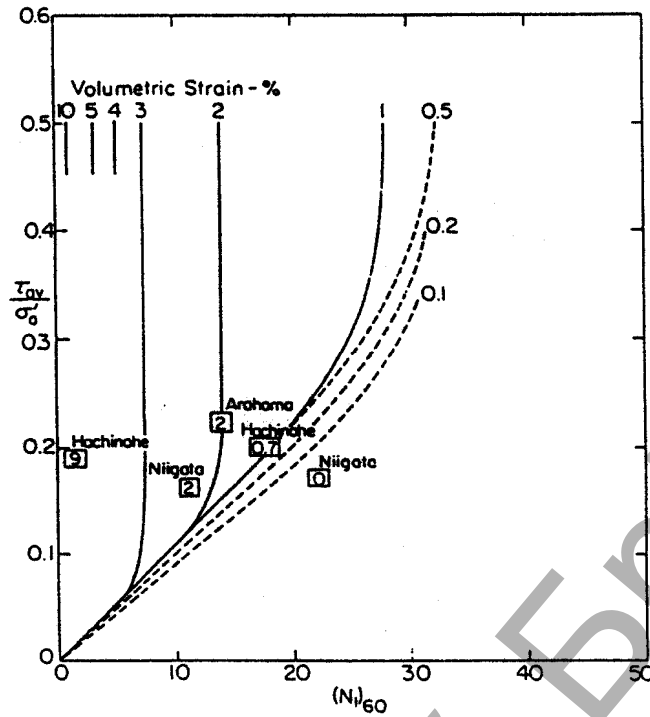


Figure 7 – Correlation between volumetric strain and SPT (after Tokimatsu and Seed, 1987)

The remedial measures against liquefaction can be classified in two categories (TC4 ISSMGE, 2001; INA, 2001): (i) the prevention of liquefaction; and (ii) the reduction of damage to facilities due to liquefaction.

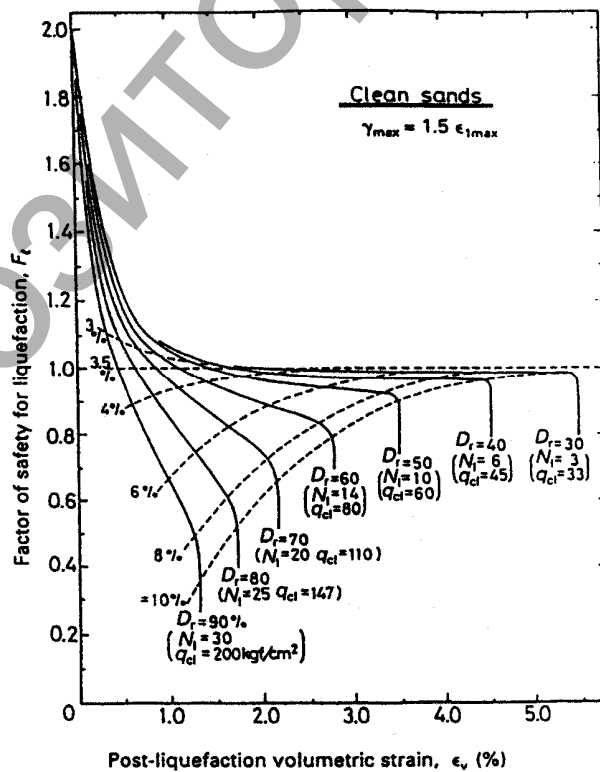
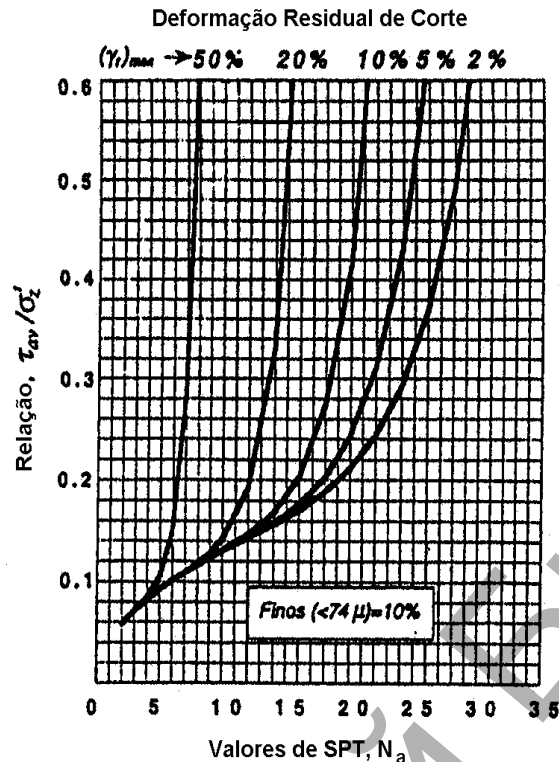


Figure 8 – Post cyclic liquefaction volumetric strain curves using CPT and SPT results (after Ishihara, 1993)



*Figure 9 – Shear deformations for sandy soils (after Shamoto et. al, 1998)*

The measures to prevent of occurrence of liquefaction include the improvement of soil properties or improvement of conditions for stress, deformation and pore water pressure. In practice a combination of these two methods is adopted.

The measures to reduce liquefaction induced damage to facilities include (1) to maintain stability by reinforcing structure: reinforcement of pile foundation and reinforcement of soil deformation with sheet pile and underground wall; (2) to relieve external force by softening or modifying structure: adjusting of bulk unit weight, anchorage of buried structures, flatter embankments.

In NEMISREF Project the following criteria for selection was used (Evers, 2005): (i) Potential efficiency; (ii) Technical feasibility; (iii) Impact on structure and environmental; (iv) Cost-effectiveness; (v) Innovation.

Two methods were selected: (i) Soil grouting using calcifying bacteria; (ii) confinement wall.

Related with calcifying bacteria the objective of soil consolidation is to create a cementation between the grains of soil skeleton increasing the cohesion.

With confinement wall even if partial liquefaction could occur the final deformations will be controlled.

The improvement of soil properties, to prevent soil liquefaction, by soil cementation and solidification is performed by deep mix method (Port Harbour Research Institute, 1997), so within this framework the use of bacteria technique is innovative.

The structural strengthening is performed by pile foundation and sheet pile (INA, 2001) and so the confining wall can be considered innovative.

The proposed methods of remediation have an additional advantage minimizing the effects on existing structures during soil improvement.

**Comments:** From the analyses of this section it seems that the following items deserve more clarification (Sêco e Pinto, 1999b):

- i) It is important to quantify the values of extended layers or thick lenses of loose sand;
- ii) What is the meaning of “.....when such level is close to the ground surface”? What depth? What is the maximum depth liquefaction can occur?
- iii) No recommendation is presented to compute seismic shear stress  $\tau_e$  for depths larger than 20 m;
- iv) The use of Becker hammer and geophysical tests to assess the liquefaction of gravely materials should be stressed;
- v) The recommended multiplied factor CM for earthquake magnitudes different from 7.5 deserves more explanation. It is important to refer that the well known correlation proposed by Seed et al (1983) for cyclic stress ratio versus  $N_1$  (60) to assess liquefaction and adopted in Annex B of EC8 – Part 5 use different correction factor for earthquake magnitudes different from 7.5;
- vi) No reference is given for the residual strength of soil.

### 3. EARTH RETAINING STRUCTURES

The methods of analyses of an earth-retaining structure shall incorporate: (i) the non-linear behaviour of the soil; (ii) the inertia effects associated with the masses of the soil; (iii) the hydrodynamic effects generated with by the presence; (iv) the compatibility between deformations of the soil, wall and the tiebacks.

For the pseudo–static analysis of rotating structures the seismic coefficients can be taken as:

$$k_h = \alpha_{gr} \gamma_f S / g.r \quad (1)$$

$$k_v = \pm 0,5 k_h \text{ when the ratio } \alpha_{vg}/\alpha_{gr} \text{ is greater than } 0.6 \quad (2)$$

$$k_v = \pm 0,33 k_h \text{ otherwise} \quad (3)$$

Where  $\alpha_{gr}$  is the reference peak ground acceleration for class A ground, S is the soil parameter,  $\gamma_f$  is the importance factor of the structure and the factor r takes the values listed in Table 3.

For saturated cohesionless soils susceptible to develop high pore pressure the r factor should not be taken larger than 1.0, and the safety factor against liquefaction should not be less than 2.

The point of application of the force due to dynamic earth pressure shall be assumed to lie at midheight of the wall and for walls which are free to rotate about their toe it is appropriate to consider the dynamic force acting at the same point as the static force.

Table 3 – Factor affecting the horizontal seismic coefficient

Type of retaining structure	r
Free gravity walls that can accept a displacement $d_r \leq 300 \alpha S$ (mm)	2
As above with $d_r \leq 200 \alpha S$ (mm)	1.5
Flexural r.c. walls, anchored or braced walls, r.c. walls founded on vertical piles, restrained basement walls and bridge abutments.	1.0

For a soil permeability coefficient less than  $5 \times 10^{-4}$  m/s the pore pressure is not free to move and the soil will behave as an undrained situation, during the occurrence of seismic action.

The earth pressure coefficient can be computed from the Mononobe and Okabe formula.

The point of application of the force due to the hydrodynamic water pressure lies at a depth below the top of the saturated layer equal to 60% of the height of such layer.

The pressure distributions on the wall due to the static and the dynamic action shall be assumed to act with an inclination with respect to the normal to the wall not greater than  $(2/3) \phi'$  for the active state and equal to zero for the passive state.

The stability of soil foundation shall be assessed for the following conditions: (i) overall stability; and (ii) local soil failure.

The anchoring system (tiebacks and anchors) provided behind walls and bulkheads shall have enough strength to assure equilibrium of the critical soil wedge under seismic conditions, as well as a sufficient capacity to adapt to the seismic deformations of the soil.

The EC8 does not refer to the behavior of reinforced walls. The behavior of these structures during recent earthquakes suggests that these types of structures are well suited for seismically active regions (Sitar et al., 1997).

The EC8 only refers the condition of walls to slide, but it is important to stress the rocking of large concrete gravity walls under earthquake loading (Sêco e Pinto, 1995).

For an embedded retaining structure characterized by a ductile behavior, it can be anticipated that the equivalent value of the acceleration to use in a pseudo-static calculation, as if it were constant in time, should be significant smaller than the expected peak acceleration (Anastassopoulos, 2004).

The authors have performed numerical analyses and the obtained results were in good agreement with the behavior observed during Northridge, Kobe, Parnitha and Kocaeli earthquakes.

**Comments:** From the analyses of this section it seems that the following items deserve additional consideration:

- (i) Design methods for the computation of permanent displacements that allow the couple computation of rotation and translation movements should be referred;
- (ii) For retaining walls of medium heights (greater than 6 m) the computed displacements are larger than the values listed by EC 8 (Wu and Prakash, 2001);
- (iii) The permanent displacements should be related with the height of the wall;
- (iv) The good behaviour of geogrid – reinforced soil retaining walls in comparison with reinforced concrete cantilever retaining walls, during the occurrence of earthquakes, should be stressed.

The lessons related the behavior of retaining structures during the occurrence of earthquakes have appointed the importance of the following factors: (i) increasing of seismic pressures; (ii) variation of hydrodynamic pressures; (iii) decreasing of stable forces due the weight of the structure; (iv) increasing of pore pressures and consequently reduction of effective pressures; and (v) liquefaction of backfill and foundations materials.

Due the restrictions of pseudo-static methods in predicting seismic displacements new methods for predicting displacements were proposed by Richard and Elms (1979) and Siddhartan et al. (1991) that allow the design of more economic structures

A comparison between the results of shaking table and numerical methods based in Zarrabi model was presented by Simonelli et. al. (2000).

The numerical methods and particularly the finite element method allow the analysis of variable geometries and complex constitutive laws incorporating soil hysteretic non linear behavior (Siddharthan e Norris, 1991) and elastoplastic non linear behavior with pore pressures generation (Allampalli e Elgamal, 1991).

#### 4. SOIL-STRUCTURE INTERACTION

In general for the Soil-Structure Interaction (SSI) the design engineers ignore the kinematic component, considering a fixed base analysis of the structure, due the following reasons: (i) in some cases the kinematic interaction may be neglected;(ii) aseismic building codes, with a few exceptions e.g. Eurocode 8 do not refer it; (iii) kinematic interaction effects are more difficult to assess than inertial forces (Sêco e Pinto, 2003).

There is strong evidence that slender tall structures, structures founded in very soft soils and structures with deep foundations the SSI plays and important role.

The Eurocode 8 states:”Bending moments developing due to kinematic interaction shall be computed only when two or more of the following conditions occur simultaneously: (i) the subsoil profile is of class D, S<sub>1</sub> or S<sub>2</sub>, and contains consecutive layers with sharply differing stiffness;(ii) the zone is of moderate or high seismicity,  $\alpha > 0.10$ ;(iii) the supported structure is of important category I or II.

The stability of footings for the ultimate state limit design criteria shall be analysed against failure by sliding and against bearing capacity failure.

For shallow foundations under seismic loads failure can not be defined for situations when safety factor becomes less than 1, but is related with permanent irrecoverable displacements.

The seismic codes recommend to check the following inequality:

$$S_d < R_d, \quad (4)$$

where  $S_d$  is the seismic design action and  $R_d$  the system design resistance.

In the inequality (4) partial safety factors shall be included following the recommendations of Eurocode 8.

Theoretical and experimental studies to provide bearing capacity solutions to include the effect of soil inertia forces led to the inequality (Pecker, 1997):

$$\phi(N, V, M, F) < 0 \quad (5)$$

where  $\phi = 0$  defines the equation of the bounding surface (Figure 10).

The combination of the loading lying the outside the surface corresponds to an unstable situation and the combination lying inside the bounding surface corresponds to a potentially stable situation.

Piles and piers shall be designed to resist the following action effects: (i) inertia forces from the superstructure; and (ii) kinematic forces resulting from the deformation of the surrounding soil due the propagation of seismic waves.



The complete solution is a 3D analysis very time demanding and it is not adequate for design purposes. The decomposition of the problem in steps is shown in Figure 11 and implies (Gazetas and Mylonakis, 1998): i) the kinematic interaction involving the response of the base acceleration of the system considering the mass of superstructure equal to zero; (ii) the inertial interaction that involves the computation of the dynamic impedances at the foundation level and the dynamic response of the superstructure.

For the computation of internal forces along the pile, as well as the deflection and rotation at the pile head, both discrete (based in Winkler Spring model) or continuum models can be used (Finn and Fujita, 2004).

The lateral resistance of soil layers susceptible to liquefaction shall be neglected.

In general the linear behavior is assumed for the soil.

The nonlinear systems are more general and the term non linearities include the geometric and material nonlinearities (Pecker and Pender, 2000).

The engineering approach considers two sub-domains (Figure 12):

- i) a far field domain where the non linearities are negligible;
- ii) a near field domain in the neighbouring of the foundation where the effects of the geometrical and material linearities are concentrated.

The following effects shall be included: (i) flexural stiffness of the pile; (ii) soil reactions along the pile; (iii) pile–group effects; and (iv) the connection between pile and structure.

The use of inclined piles is not recommended to absorb the lateral loads of the soils. If inclined piles are used they must be designed to support axial as well bending loads.

Piles shall be designed to remain elastic, if this is not possible potential plastic hinging shall be considered for: (i) a region of depth  $2d$  ( $d$ -diameter of the pile) from the pile cap; (ii) a region of  $\pm 2d$  from any interface between two layers with different shear stiffness (ratio of shear moduli  $> 6$ ).

Evidence has shown that soil confinement increases pile ductibility capacity and increases pile plastic hinge length. Piles have shown the capability to retain much of their axial and lateral capacity even after cracking and experienced ductibility levels up to 2.5 (Gerolymos and Gazetas, 2006).

The investigation methods for pile foundation damage are: direct visual inspection, the use of borehole camera inspection and pile integrity test. The ground deformation can be investigated by visual survey and GPS survey (Matsui et al. 1997).

The stability of footings for the ultimate state limit design criteria shall be analysed against failure by sliding and against bearing capacity failure.

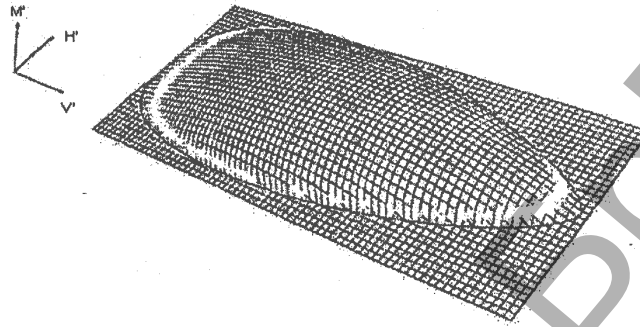
For shallow foundations under seismic loads failure can not be defined for situations when safety factor becomes less than 1, but is related with permanent irrecoverable displacements

The combination of the loading lying the outside the surface corresponds to an unstable situation and the combination lying inside the bounding surface corresponds to a potentially stable situation.

Piles and piers shall be designed to resist the following action effects: (i) inertia forces from the superstructure; and (ii) kinematic forces resulting from the deformation of the surrounding soil due the propagation of seismic waves (Mineiro, 2000).

**Comments:** The following topics deserve more consideration:

- i) The influence of pile cap;
- ii) The moment rotation capacity of pile footing;
- iii) The incorporation of the non linear behaviour of the materials in the methods of analysis;
- iv) The instrumentation of the piles for design purposes;
- v) Some guidelines about group effects, as there are significant different opinions on the influence of group effects related with the number of piles, spacing, direction of loads, soil types and construction methods of piles.



*Figure 10 – Bounding surface for cohesive soils (after Pecker, 1997)*

For the evaluation of mitigation methods a preliminary analysis of the following solutions was performed (Evers, 2005): (I) Stiffening solutions - hard layer, reinforced concrete walls, soil stiffening at foundation level and inclined piles; (ii) Soft material barriers - soft layer, expanded polystyrene (EPS) walls, air-water balloons and soft caisson; (iii) oscillators.

For the criteria of selection the following factors were used: Potential efficiency, technical feasibility, impact on structure and environment, cost-effectiveness and innovation.

From this analysis the following two mitigation methods: i) soil stiffening (inclined micro-piles) and ii) deformable soft barriers (soft caisson) were selected.

A 3D analysis considering non linear behavior for soil was done by Oliveira et al.(1996).

For the computation of pile inertia forces as well for the lateral displacement of pile and head rotation discrete models can be used (based on Winkler model ) or continuous model.

The lateral strength of layers susceptible to liquefaction should be neglected.

## **5. FUTURE DEVELOPMENTS**

The following topics deserve more consideration:

### **Liquefaction**

- i) The use of Becker hammer and geophysical tests to assess the liquefaction of gravely materials should be stressed;
- ii) Determination of residual strength of soil;
- iii) Evaluation of liquefaction consequences;
- iv) Mitigation methods.

Soil –structure interaction

- i) The influence of pile cap;
- ii) The incorporation of the non linear behaviour of the materials in the methods of analysis;
- iii) The instrumentation of the piles for design purposes;
- iv) Analysis of piles group.

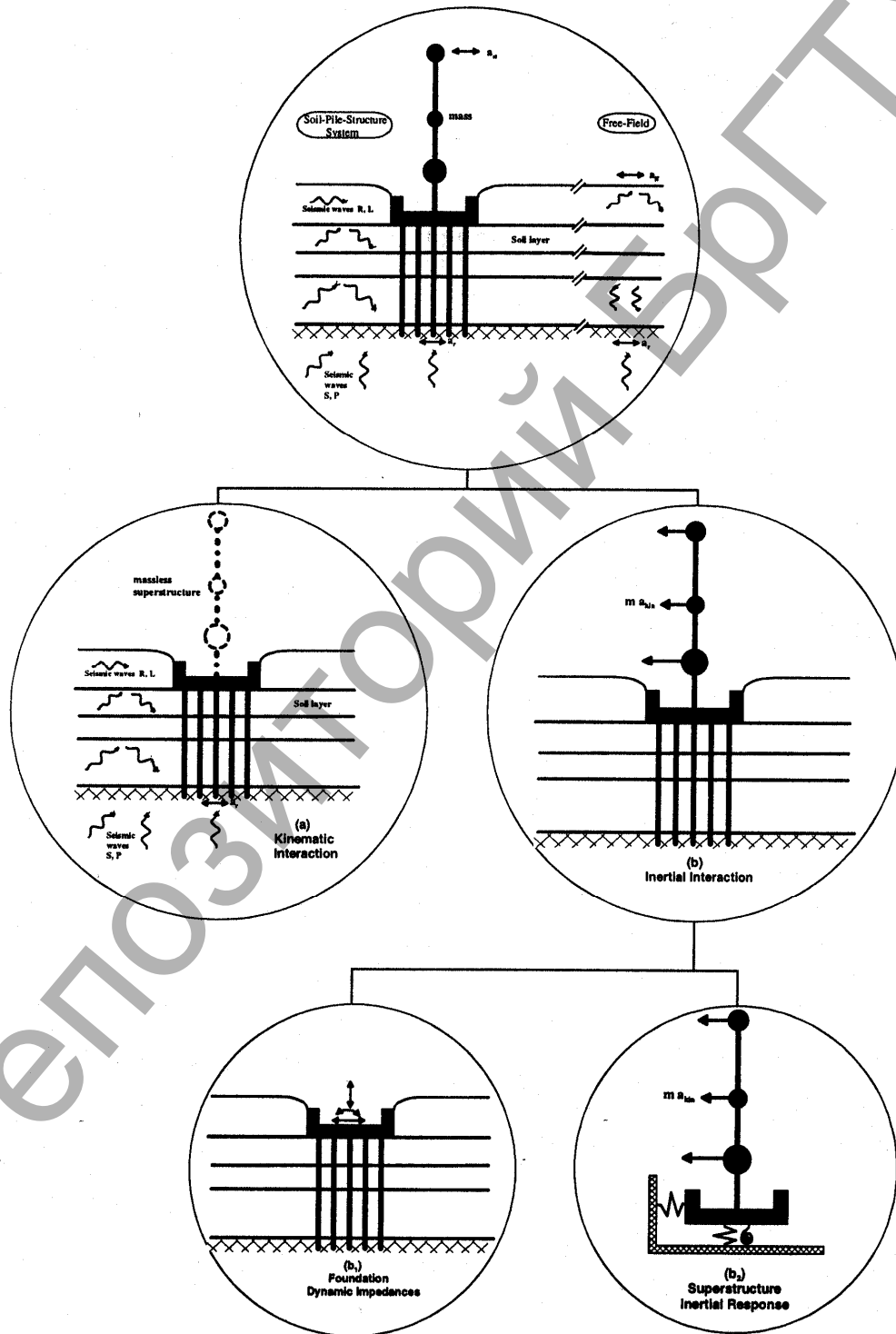
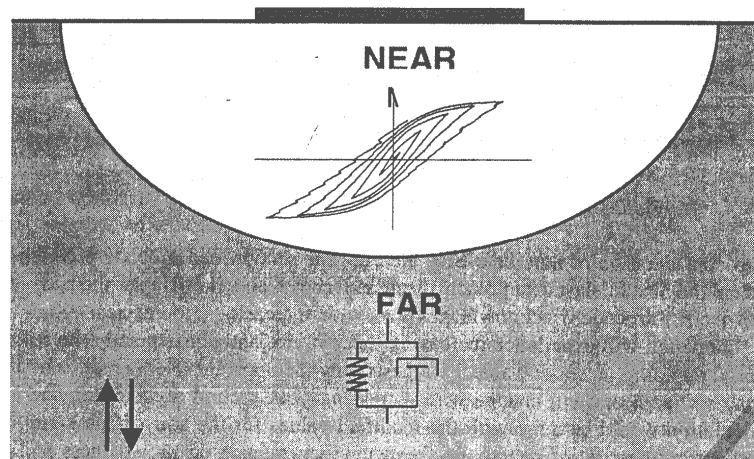


Figure 11 – Decomposition of the problem



*Figure 12 – Conceptual subdomains for dynamic soil structure analyses  
(after Pecker and Pender, 2000)*

## 5. CONCLUSIONS

Earthquakes are very complex and dangerous natural phenomena, which occurs primary in known seismic zones, although severe earthquakes have also occurred outside these zones in areas considered being geologically stable. As a result, regulatory agencies became more stringent in their requirements for demonstration of adequate seismic stability and design engineers responded by developing new and more convincing design approaches than had previously used. Thus the past years have seen a major change in interest and attitude towards this aspect of design..

The lessons learned from recent earthquakes such as: Northridge (1994), Kobe (1995), Umbria-Marche (1997), Kocaeli (1999), Athens (1999), Chi-Chi (1999) and Bhuj (2001) have provided important observational data related with the seismic behavior of geotechnical structures.

The work performed by the Commission of the European Communities (CEC) in preparing the “Structural Eurocodes” in order to establish a set of harmonised technical rules is impressive. However we feel that some topics deserve more consideration.

The need of cost effective methods to upgrade buildings by developing new specific foundations techniques is a major problem. So the objective of reducing the earthquake motion transferred to the structure through the foundation by developing innovative constructive techniques for soil improvement and soil reinforcement is getting increase attention.

One very important question to be discussed is: (i) how detailed a seismic code must be; (ii) what is the time consuming to establish a set of harmonised technical rules for the design and construction works? (iii) How to improve the relations between the users: relevant authorities, clients and designers? and (iv) how to implement in practice that codes may not cover in detail every possible design situation and it may require specialised engineering judgement and experience? It is hoped that the contributions to be presented by CEN members, in the next years, will help to clarify several questions that still remain without answer.

From the analysis of past incidents and accidents occurred during the earthquakes it can be noticed that all the lessons have not deserved total consideration, in order to avoid repeating the same mistakes.

It is important to stress that a better understanding of geotechnical structures during the occurrence of earthquakes can only be achieved by a continuous and permanent effort.

In dealing with this subject we should always have in mind:

There`s a fount about to stress  
There`s a light about to beam,  
There`s a flower about to blow,  
There`s a warmth about to glow;  
There`s a midnight darkness changing  
Into grey,  
Men of thought and men of action,  
Clear the way”

#### REFERENCES

- Alba, P. Residual strength after liquefaction: a reological approach. Proc. of 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Berkeley, Editors D. Doolin, A. Kammerer, T. Nogami, R.B. Seed e I.Towhata, Vol. 1 pp.740-746, 2004.
- Amini. F. e G. Z. Qi.. Liquefaction testing of stratified silty sands. J.G.G.E., Vol. 126, n°: 3, pp. 208-217, 2000.
- Andrus, R.D, Stokoe, K.H., II e Chung, R., M. Draft guidelines for evaluating liquefaction resistance using shear wave velocity measurements and simplified procedures, NISTIR 6277, NIST, Gaithersburg, 121p, 1999.
- Arulanandan, K. e R.F. Scott (eds.). Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems. Proc. Of Int. Conf. Davis, Vols. 1 e 2, A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 1993,1994.
- Bray, J., Sancio, R.B., Riemer, M. e Durgunoglu, H.T. Liquefaction susceptibility of fine grained soils. Proc. of 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Berkeley, Editors D.Doolin, A. Kammerer, T. Nogami, R.B. Seed and I.Towhata, Vol. 1 pp.665-662, 2004.
- Byrne, P.M. e Beaty, M.H. Assessment residual strength for embankments. Proc. of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering. Edited by Pedro S. Sêco e Pinto. Published by Balkema. Vol. 3, pp. 1069-1075, 1999.
- Cetin, K.O e Seed, R.B. Nonlinear shear mass participation factor ( $r_d$ ) for cyclic shear stress ratio evaluation, Research Report n° UCB/GT-2000/08, University of California, Berkeley, 2001.
- Cetin, K.O e Seed, R.B, e Kiureghion. Reliability based assessment of seismic soil liquefaction initiation, XV ICSMGE TC4 Satellite Conference on Lessons Learned from Recent Strong Earthquakes, pp 327-332. Edited by Atilla Ansal, 2001.
- Eurocódigo 8. Design of structures for earthquake resistance”. ENV, 1998.
- Eurocódigo 8. Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 5 Foundations, Retaining Structures and Geotechnical Aspects, ENV1998.
- Furuta e Yamamoto. Liquefaction assessment by shear wave crosshole tomography tests. Paper n° 831. 12 th WCEE, Auckland, New Zealand, 2000.
- Gazetas, G. e Mylonakis, G. Seismic soil structure interaction: new evidence and emerging issues. Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, ASCE II, pp 1119-1174, 1998.
- IAEE (International Association of Earthquake Engineering) 1992. Earthquake Resistant Regulations. A World List –1992, 1996.
- Idriss, I. M. Response of soft soil during soil earthquakes”. Proc. H. Bolton Seed Memorial Symposium, pp.273-290, 1990.
- Idriss, I. M. An overview of earthquake ground motions pertinent to seismic zonation. Proc. 5 th Int. Conf. Seismic Zonation, Nice, pp. 2111-2126, 1995.
- Ishihara, K. Liquefaction and flow failure during earthquakes, 33rd Rankine Lecture. Geotechnique 43(3), pp 351-415, 1993.

- Ishihara, K. Soil behaviour in earthquakes geotechnics. Clarendon Press. Oxford, 1996.
- Ishihara, K., Yasuda, S. e Yoshida, Y. "Liquefaction induced flow failure of embankments and residual strength of silty sands". SF, Vol. 30, n° 3, pp. 69-80, 1990.
- Kawaga, T. C. Minowa, A. Abe e S. Oda. Shaking- table tests on and analyses of piles in liquefying sand. Proc. of the First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, Vol. 2, pp. 699 - 704. Edited by Kenji Ishihara. Published by A.Balkema, 1995
- Kochel. R., Konig , D. e Syllwasschy, O. Three Basic Topics Mechanics on Waste Mechanics. Proc. 14 th ICSMFE, Vol.3, pp 1831- 1837, 1997.
- Lee, M.K e W.L.L.Finn. DESRA 2, dynamic effective stress response analysis of soil deposits with energy transmitting boundary including assessment of liquefaction potential. Soil Mechanics series n° 38. Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, Canada, 1978.
- Lysmer, J., T. Udaka, H.B. Seed e R. Hwang LUSH 2- A computer program for complex response analysis of soil-structure systems. Report n° UCB/EERC 75-30. University of California, Berkeley, 1974.
- Lysmer, J., T. Udaka, C.F.Tsai e H.B. Seed. FLUSH 2 - A computer program for approximate 3-D analysis of soil structure interaction problems. Report N° UCB/EERC 75-30. University of California, Berkeley, 1975.
- Lysmer, J. M.T. Raissi, F. Tajirian, S. Vahdini & F. Ostadan. SASSI – A system for analysis of soil-structure interaction. Department of Civil Engineering. University of California, Berkeley, 1981.
- NCEER Proc. NCCER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Summary Report, Edited by T. Leslie Youd and I.M. Idriss, National Center for Earthquake Engineering Research, University of Buffalo, Technical Report NCEER-97-0022, 1997.
- Oka, A.H., M. Okamura, J. Takemura e T. Kimura Dynamic behavior of compacted sands surrounded by liquefied loose sands Proc. of the First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, Vol. 2, pp. 681 - 686. Edited by Kenji Ishihara. Published by A.Balkema, 1995.
- Pecker, A. Analytical formulae for seismic bearing capacity of shallow strip foundations. Proc of the Discussion Special Technical Session on Earthquake Geotechnical Engineering during 14th ICSMFE, Hamburg, pp. 262-268. Edited by Pedro S.Sêco e Pinto. Published by Balkema, 1997
- Pecker, A. Session: Codes, standards and safety evaluation. General Report. Proc. of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon, Vol. 3, pp.1107 - 1109. Edited by Pedro Sêco e Pinto. Published by A.Balkema, 1999.
- Pender, M.J. Geotechnical earthquake engineering design practice in New Zealand. Proc. of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon, Vol. 3, pp.1091 - 1106. Edited by Pedro Sêco e Pinto. Published by A.Balkema, 1999.
- Roberston, P.K., Woeller, D.J. and Finn, W.D.L.. Seismic cone penetration test for evaluating liquefaction under cyclic loading, Canadian Geotechnical Journal, Vol, 29, pp.686-695, 1992.
- Roberston, P.K, B.R.,List and B.A. Hofmann "CANLEX(Canadian Liquefaction Experiment) : A One Year Update", Special Presentation, Proc. 3<sup>rd</sup>. Int. Conf. Recent Advances in Geotechnical Engineering and Soil Dynamics, S. Prakash (ed.) St. Louis, Mo. , Vol. II, pp.815-823, 1995.
- Sêco e Pinto, P.S. The relation between Eurocode 8 and Eurocode 7. Proc. of the 12 th. European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Amsterdam, Vol.3, pp.2223-2228. Edited by F.B.J. Barends, J. Lindenberg, H.J. Luger, L. de Quelerit and A. Verruit. Publisher A. A. Balkema, 1999b.
- Sêco e Pinto, P.S. Education in earthquake geotechnical engineering. Practice and needs. Special Lecture. Proceedings of the First International Conference on Geotechnical engineering education and Training, Sinaia, Edited by I.Manoliu, I. Antonescu and Radulescu, N. pp-33- 45, 2000.
- Sêco e Pinto, P. Eurocode 8 – Design provisions for geotechnical structures Special Lecture. 3<sup>rd</sup> Croatian Soil Mechanics and Geotechnical Engineering Conference, CD-ROM, Hvar, 2002.
- Sêco e Pinto, P. S. Correia, J. e Vieira, A. Evaluation of liquefaction potential of a site located in the South of Portugal. Proc of the Discussion Special Technical Session on Earthquake Geotechnical Engineering during 14th ICSMFE, Hamburg, pp. 113-124. Edited by Pedro S.Sêco e Pinto. Published by Balkema, 1997.
- Sêco e Pinto, P. S. E Oliveira, R. A recent difficult foundation problm. The case of the New Tagus bridge. Special Lecture. Proc. 4<sup>th</sup> International Conference on Cases Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, USA, 1998.

- Seed, H.B. e Harder, L.F. SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength. Proc. of Memorial Symposium of H. B. Seed, Vol. 2, pp. 351-376, 1990.
- Seed, H. B. I. M. Idriss. Ground motions and soil liquefaction during earthquakes. Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California, 1982.
- Seed H.B, Idriss, I.M. and Arango, I. Evaluation of liquefaction potential using field performance data, JGE, ASCE, Vol. 109, n° 3, pp 458-482, 1983.
- Seed, H.B., R.B. Seed, L.F. Harder e H.L. Long . Reevaluation of the Lower San Fernando Dam, Rep. N° 2 Contract Rept. GL-89-2 U.S. Army Corps Of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, 1989.
- Seed , H.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F. and Chung, R.M Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations. JGED, ASCE, Vol. 111, n° 12, pp. 1425-1445, 1985.
- Seed, R.B Cetin, K.O e Moss, R.E.S Recent advances in soil liquefaction hazard assessment, XV ICSMGE TC4 Satellite Conference on Lessons Learned from Recent Strong Earthquakes, Istanbul, pp. 319-326. Edited by Atilla Ansal, 2001.
- Shamoto, Y., Zhang, J.M. and Tokimatsu, K. Methods for evaluating residual post-liquefaction ground settlements and horizontal displacement. Soils and Foundation, Special Issue, pp. 69-83, 1998.
- Siddharthan, R. e Norris, G. M. On the Seismic. Displacement Response of Rigid Retaining Walls. Soils and Foundations, Vol. 31, N°2, p.p. 51 – 64, 1991.
- Siddharthan, R., Prakash, K.G. and Norris, G. M. Displacement Based Design of Retaining Walls. Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. St. Louis, Missouri, 1991.
- Simonelli, A. Carafa, P., Feolo, A., Crewe, A. and Taylor, C. Retaining Walls under Seismic Actions: Shaking Table Testing and Numerical Approachs, 12 WCEE, Auckland, Paper 1885, 2000.
- Tatsuoka, F., J.Koseki and M. Tateyama. Performance of geo-grid- reinforced soil retaining wall during the Great Hanshin- Awaji earthquake, January 17, 1995. Proc. of the First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, Vol. 1, pp.55 - 62. Edited by Kenji Ishihara. Published by A.Balkema, 1995
- TC4 (ISSMGE). Case Histories of Post-Liquefaction Remediation”. Committee on Earthquake Geotechnical Engineering, 2001.
- Editors D.Doolin, A. Kammerer, T. Nogami, R.B. Seed and I.Towhata, Vol. 2 pp.283-290, 2004.
- Todorovska, M. I. e M. D. Trifunac Liquefaction opportunity mapping via seismic wave energy. J.G.G.E., Vol. 125, n° 12, pp. 1032-1042, 1999.
- Tokimatsu, K. Performance of pile foundations in laterally spreading soils. Proc. of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon, Vol. 3, pp.957 - 964. Edited by Pedro Sêco e Pinto. Published by A.Balkema, 1999.
- Tokimatsu, K. and Seed, H.B, Simplified procedure for the evaluation of settlements in clean sands.Report n° UCB/EERC 84/16. University of California, 1984.
- Tokimatsu, K e Seed, H. B. Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking, JGE, ASCE, 113, pp. 861-878, 1987.
- Tokimatsu, K., S. Kuwayama and S. Tamura Liquefaction potential evaluation based on Rayleigh wave investigation and its comparison with field behavior. Proceedings 2<sup>nd</sup> Int. Conf. On Recent Advances in Geotech. Earthquake Eng. And Soil Dynamics, March 11-15, St. Louis, Vol. I, pp. 357-364, 1991.
- Troncoso, J.H. Mitigation of environmental damages caused by seismic failures of tailings. Proc. of the First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, Vol. 1, pp. 455 – 458. Edited by Kenji Ishihara. Published by A.Balkema, 1995.
- UBC (Uniform Building Code) International Conference of Building Officials”, Whittier, California, Vol. II, 1997.
- Yasuda, S. Seismic design codes for liquefaction in Asia. Proc. of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon, Vol. 3, pp.1117 - 1121. Edited by Pedro Sêco e Pinto. Published by A.Balkema, 1999.
- Youd, T. L. and S. D. Gilstrap Liquefaction and deformation of silty and fine-grained soils. General Report. Proc. of 2<sup>nd</sup> International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisboa, Vol.3, pp. 1013-1020. Edited by Pedro Sêco e Pinto. Published by A. Balkema, 1999.

## **GENERAL PRESENTATION OF EUROCODE 8 – “DESIGN OF STRUCTURES FOR EARTHQUAKE RESISTANCE”**

*Pedro S. Sêco e Pinto, Consulting Engineer, Lisbon, Portugal*

### **2. INTRODUCTION**

The Eurocode 8 (EC8) “Design of Structures for Earthquake Resistant” deals with the design and construction of buildings and civil engineering works in seismic regions is divided in six Parts.

The Part 1 is divided in 10 sections:

Section 1 – contains general information;

Section 2 – contains the basis requirements and compliance criteria applicable to buildings and civil engineering works in seismic regions;

Section 3 – gives the rules for the representation of seismic actions and their combination with other actions;

Section 4 – contains general design rules relevant specifically to buildings;

Section 5 – presents specific rules for concrete buildings;

Section 6 – gives specific rules for steel buildings;

Section 7 – contains specific rules for steel-concrete composite buildings;

Section 8 – presents specific rules for timber buildings;

Section 9 – gives specific rules for masonry buildings;

Section 10 – contains fundamental requirements and other relevant aspects for the design and safety related to base isolation.

Further Parts include the following:

Part 2 contains relevant provisions to bridges.

Part 3 presents provisions for the seismic strengthening and repair of existing buildings.

Part 4 gives specific provisions relevant to tanks, silos and pipelines.

Part 5 contains specific provisions relevant to foundations, retaining structures and geotechnical aspects.

Part 6 presents specific provisions relevant to towers, masts and chimneys.

In particular the Part 5 of EC8 establishes the requirements, criteria, and rules for siting and foundation soil and complements the rules of Eurocode 7, which do not cover the special requirements of seismic design.

The topics covered by Part 1- Section 1 namely: seismic action, ground conditions and soil investigations, importance categories, importance factors and geotechnical categories are discussed.

The definition of seismic action by Eurocode 8-Part 1 based in elastic response spectrum, ground acceleration time-histories and related quantities (velocity and displacement), and artificial accelerograms is addressed.



The characterization of dynamic properties by laboratory and field tests and classification of deposits is presented.

The site effects, the neotectonic conditions, the directivity effects, the frequency and pulses effects, the attenuation laws, the shape of valley, the topographic effects and importance categories are referred.

Also a comparison is done between Eurocode 8 and the geotechnical seismic codes adopted in different regions, in order to highlight the similitude and differences.

The education on earthquake geotechnical engineering, the role of Seismic Research Centres are discussed.

## 2. SEISMIC ACTION

The definition of the actions (with the exception of seismic actions) and their combinations is treated in Eurocode 1 “Action on Structures”.

In general the national territories are divided by the National Authorities into seismic zones, depending on the local hazard.

In EC 8, in general, the hazard is described in terms of a single parameter, i.e. the value  $a_g$  of the effective peak ground acceleration in rock or firm soil called “design ground acceleration”(Figure 1) expressed in terms of: a) the reference seismic action associated with a probability of exceeding ( $P_{NCR}$ ) of 10 % in 50 years; or b) a reference return period ( $T_{NCR}$ )= 475.

These recommended values may be changed by the National Annex of each country (e.g. in UBC (1997) the annual probability of exceedance is 2% in 50 years, or an annual probability of 1/2475).

where:

$S_e(T)$  elastic response spectrum,

$T$  vibration period of a linear single-degree-of-freedom system,

$\alpha_g$  design ground acceleration,

$T_B, T_C$  limits of the constant spectral acceleration branch,

$T_D$  value defining the beginning of the constant displacement response range of the spectrum,

$S$  soil parameter with reference value 1.0 for subsoil class A,

$\eta$  damping correction factor with reference value 1.0 for 5 % viscous damping.

The earthquake motion EC 8 is represented by the elastic response spectrum defined by 3 components.

It is recommended the use of two types of spectra: type 1 if the earthquake has a surface wave magnitude  $M_s$  greater than 5.5 and type 2 in other cases.

The seismic motion may also be represented by ground acceleration time-histories and related quantities (velocity and displacement). Artificial accelerograms shall match the elastic response spectrum. The number of the accelerograms to be used shall give a stable statistical measure (mean and variance) and a minimum of 3 accelerograms should be used and also some others requirements should be satisfied.

For the computation of permanent ground deformations the use of accelerograms recorded on soil sites in real earthquakes or simulated accelerograms is allowed provided that the samples used are adequately qualified with regard to the seismogenic features of the sources.

For structures with special characteristics spatial models of the seismic action shall be used based on the principles of the elastic response spectra.

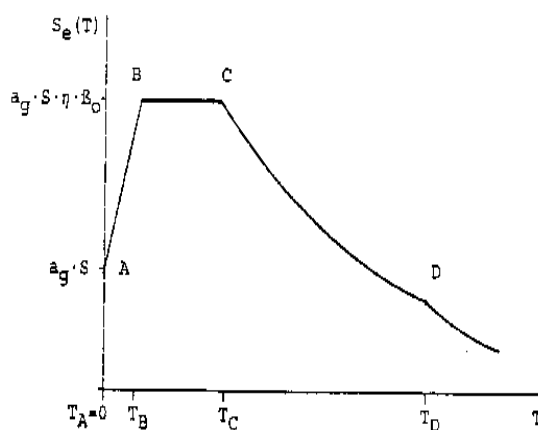


Figure 1 – Response spectra

### 3. GEOTECHNICAL CHARACTERIZATION

The geotechnical parameters obtained from laboratory and field tests for design purposes are summarized in Tables 1 and 2 (Sêco e Pinto, 1997). The symbols have the following meaning:

- $V_s$  = transverse wave velocity
- $V_p$  = longitudinal wave velocity
- $G_{max}$  = maximum shear modulus
- $E$  = elasticity modulus
- $S_u$  = undrained strength
- $\beta$  = damping ratio

Table 1 – Field tests

Tests	Parameters		
	$V_p$	$V_s$	$G_{max}$
Refraction	x	x	x
Uphole	x	x	x
Downhole	x	x	x
Crosshole	x	x	x
Seismic cone	x	x	x

Table 2 – Laboratory tests

Tests	Parameters			
	$G$	$E$	$\beta$	$G_{max}$
Resonant Column	x	x	x	x
Cyclic Triaxial	x	x	x	
Cyclic simple shear	x	x	x	
Cyclic torsional shear	x	x	x	

The variation of shear modulus and damping ratio with shear strain related gravel materials (GW), sandy soils (SW), clay soils of low plasticity (CL) and high plasticity (CH) are presented in Fig. 2 (Stokoe et al. 2004).

### 4. GROUND CONDITIONS

For the ground conditions five subsoil classes A, B, C, D and E are considered:

Subsoil class A – rock or other geological formation, including at most 5 m of weaker material at the surface characterised by a shear wave velocity  $V_s$  of at least 800 m/s;

Subsoil class B – deposits of very dense sand, gravel or very stiff clay, at least several tens of m in thickness, characterised by a gradual increase of mechanics prop-

erties with depth shear wave velocity between 360-800 m/s,  $N_{SPT} > 50$  blows and  $c_u > 250$  kPa.

Subsoil class C – deep deposits of dense or medium dense sand, gravel or stiff clays with thickness from several tens to many hundreds of meters characterised by a shear wave velocity from 160 m/s to 360 m/s,  $N_{SPT}$  from 15-50 blows and  $c_u$  from 70 to 250 kPa.

Subsoil class D – deposits to loose to medium cohesionless soil (with or without some soft cohesive layers), or of predominantly soft to firm cohesive soil characterised by a shear wave velocity less than 180 m/s,  $N_{SPT}$  less than 15 and  $c_u$  less than 70 kPa.

Subsoil class E – a soil profile consisting of a surface alluvium layer with  $V_{s,30}$  values of type C or D and thickness varying between about 5m and 20m, underlain by stiffer material with  $V_{s,30} > 800$  m/s.

Subsoil  $S_1$  – deposits consisting - or containing a layer at least 10 m thick - of soft clays/silts with high plasticity index ( $PI > 40$ ) and high water content characterised by a shear wave velocity less than 100 m/s and  $c_u$  between 10-20 kPa.

Subsoil  $S_2$  – deposits of liquefiable soils, of sensitive clays, or any other soil profile not included in types A-E or  $S_1$ .

For the five ground types the recommended values for the parameters  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$ , for Type 1 and Type 2 are given in Tables 1 and 2.

The recommended Type 1 and Type 2 elastic response spectra for ground types A to E are shown in Figures 3 and 4.

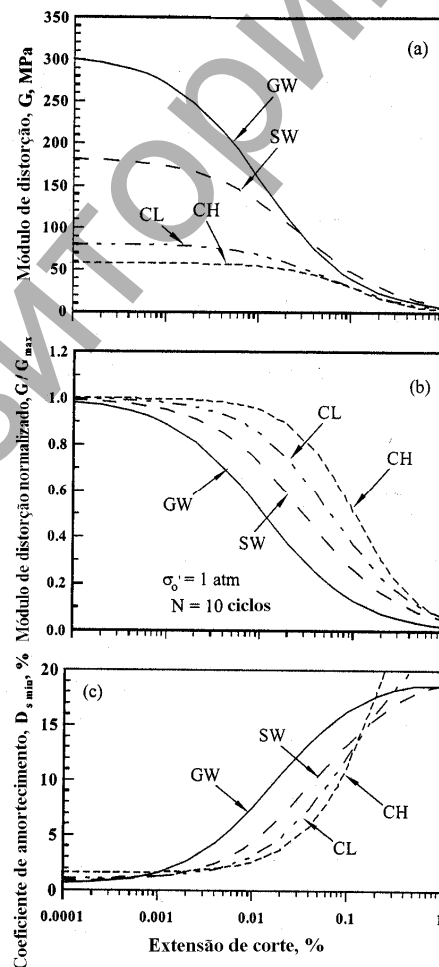


Figure 2 – Variation of shear modulus and damping ration with shear strain for (GW), ((SW) (CL) and (CH) materials (after Stokoe et al. 2004)

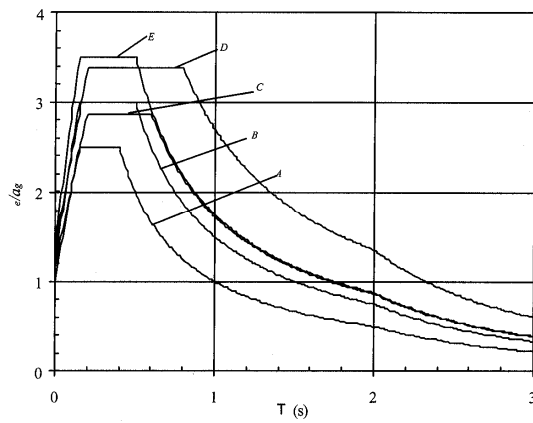


Figure 3 – Type 1 elastic response spectrum (after EC8)

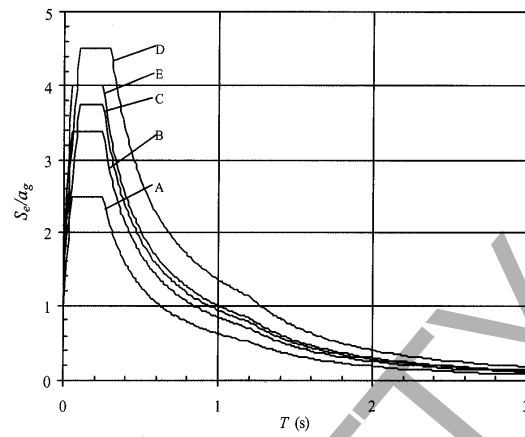


Figure 4 – Type 2 elastic response spectrum (after EC8)

Table 3 – Values of the parameters describing the Type 1 elastic response spectrum

Ground Type	S	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1.0	0.15	0.4	2.0
B	1.2	0.15	0.5	2.0
C	1.15	0.20	0.6	2.0
D	1.35	0.20	0.8	2.0
E	1.4	0.15	0.5	2.0

Table 4: Values of the parameters describing the Type 2 elastic response spectrum

Ground Type	S	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1.0	0.05	0.25	1.2
B	1.35	0.05	0.25	1.2
C	1.5	0.10	0.25	1.2
D	1.8	0.10	0.30	1.2
E	1.6	0.05	0.25	1.2

The recommended values of the parameters for the five ground types A, B, C, D and E for the vertical spectra are shown in Table 5. These values are not applied for ground types S1 and S2.

Table 5 – Recommended values of the parameters for the five ground types A, B, C, D and E

Spectrum	$\alpha_{vg}/\alpha_g$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
Type 1	0.9	0.05	0.15	1.0
Type 2	0.45	0.05	0.15	1.0

The actual ground classification of EC8 follows a classification based on shear wave velocity, on SPT values and on undrained shear strength, similar to UBC (1997) that is shown in Table 6.

Based on the available strong-motion database on equivalent linear and fully non-linear analyses of response to varying levels and characteristics of excitation Seed et al. (1997) have proposed for site depending seismic response the Figure 5 where A<sub>0</sub>, A and AB are hard to soft rocks, B are deep or medium depth cohesionless or cohesive soils, C, D soft soils and E soft soils, high plasticity soils.

Table 6 – Ground profile types (after UBC, 1997)

Ground profile type	Ground description	Shear wave velocity $V_s$ (m/s)	SPT test	Undrained shear strength (kPa)
$S_A$	Hard rock	1500	----	-----
$S_B$	Rock	760-1500	----	-----
$S_C$	Very dense soil and soft rock	360-760	>50	>100
$S_D$	Stiff soil	180-360	15-50	50-100
$S_E$	Soft soil	<180	<15	<50
$S_F$	Special soils			

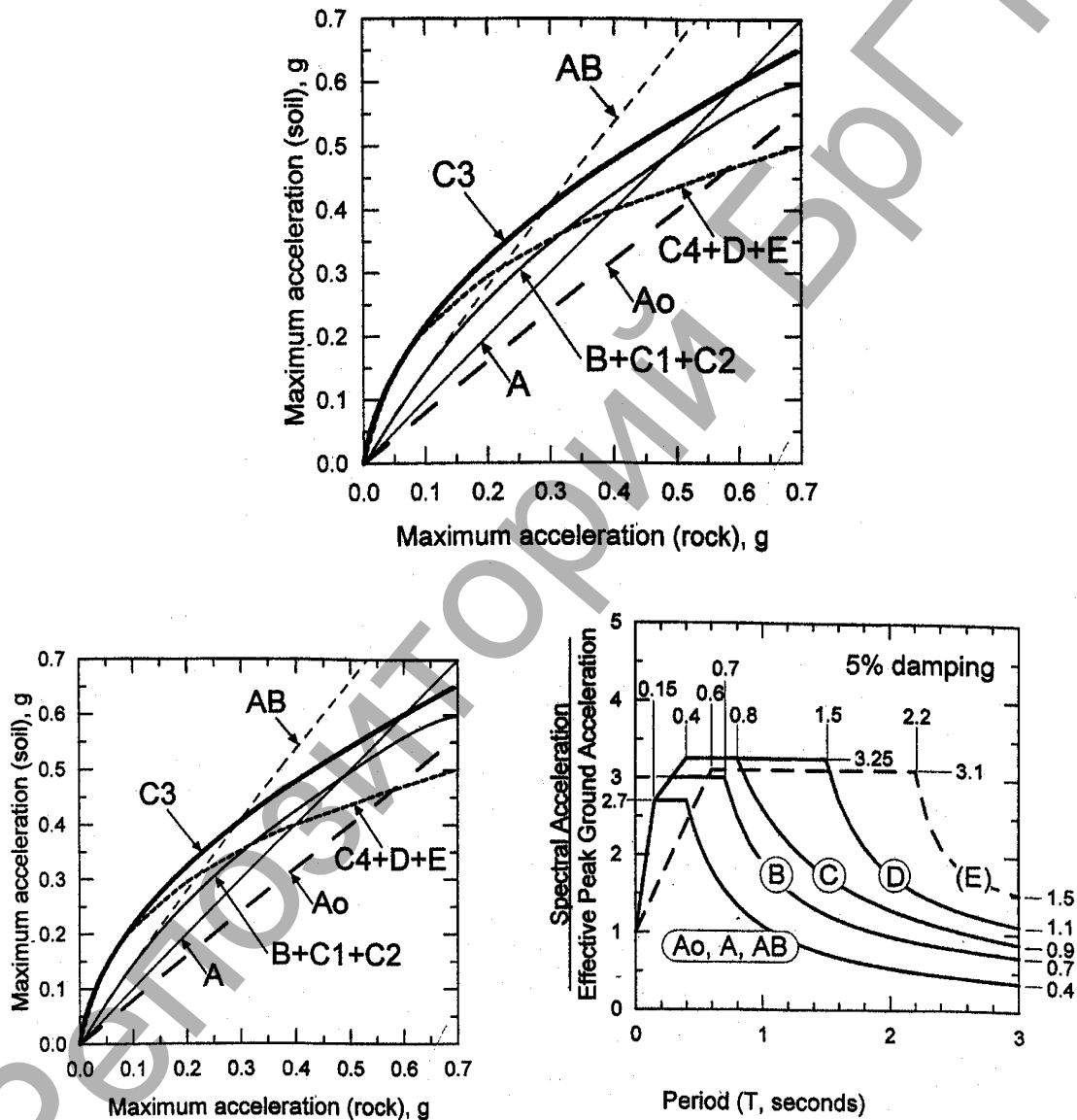


Figure 5 – Response spectra (after Seed et al., 1997)

## 5. IMPORTANCE CATEGORIES, IMPORTANCE FACTORS AND GEOTECHNICAL CATEGORIES

The structures following EC 8 (Part 1.2) are classified in 4 importance categories related with its size, value and importance for the public safety and on the possibility of human losses in case of a collapse.

To each importance category an important factor  $\gamma_I$  is assigned. The important factor  $\gamma_I = 1,0$  is associated with a design seismic event having a reference return period of [475] years. The importance categories varying I to IV (with the decreasing of the importance and complexity of the structures) are related with the importance factor  $\gamma_I$  assuming the values [1,4], [1,2], [1,0] and [0,8], respectively.

To establish geotechnical design requirements three Geotechnical Categories 1, 2 and 3 were introduced in EC 7 with the highest category related with unusual structures involving abnormal risks, or unusual or exceptionally difficult ground or loading conditions and structures in highly seismic areas.

Also it is important to refer that buildings of importance categories [I, II, III] shall generally not be erected in the immediate vicinity of tectonic faults recognised as seismically active in official documents issued by competent national authorities.

Absence of movement in late Quaternary should be used to identify non active faults for most structures.

It seems that this restriction is not only very difficult to follow for structures such as bridges, tunnels and embankments but conservative due the difficult to identify with reability the surface outbreak of a fault.

Anastapoulos and Gazetas (2006) have proposed a methodology to design structures against major fault ruptures validated through successful Class A predictions of centrifuge model tests and have recommended some changes to EC8 - Part 5.

**Comments:** The following comments are presented: (i) no reference is made for the influence of strong motion data with the near fault factor (confined to distances of less than 10 km from the fault rupture surface) with the increases of the seismic design requirements to be included in building codes; (ii) also no reference is established between the ground motion and the type of the fault such as reverse faulting, strike slip faulting and normal faulting; (iii)

EC8 refers to the spatial variation of ground motion but does not present any guidance; (iv) basin edge and other 2D and 3D effects were not incorporated in EC8. The importance of shapes of the boundaries of sedimentary valleys as well as of deeper geologic structures in determining site response was shown from the analysis of records in Northridge and Kobe earthquakes.

## 6. LOCAL EFFECTS

### 6.1. Amplification

The influence of local soils conditions on site response following Seed and Idriss (1982) proposal is presented in Figure 6.

Based on records of earthquakes Idriss (1990) has shown that peak accelerations on soft soils have been observed to be larger than on rock sites (Figure 7). The high quality records from very recent earthquakes Northridge (1994), Hyogo-ken-Nambu (1995), Kocaeli (1999), Chi-Chi (1999) and Tottoriken (2000) have confirmed the Idriss (1990) proposal

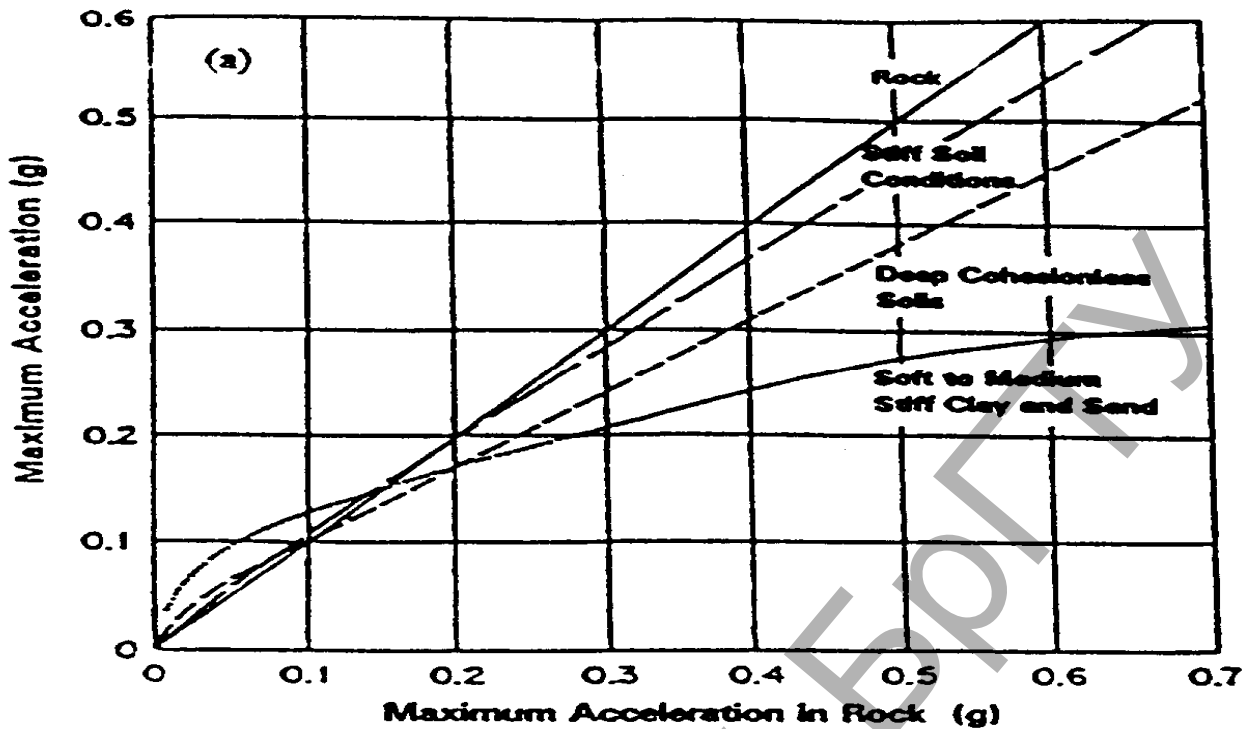


Figure 6 – Influence of local soil conditions on site response (after Seed and Idriss, 1982)

Based in strong motions records obtained during Hyogoken-Nanbu earthquake in four vertical arrays sites and using an inverse analysis Kokusho and Matsumoto (1997) have plotted in Figure 8 the maximum horizontal acceleration ratio against maximum base acceleration and proposed the regression equation:

$$\text{Accsurface}/\text{Accbase} = 2.0 \exp(-1.7 \text{ Acc}/980) \quad (1)$$

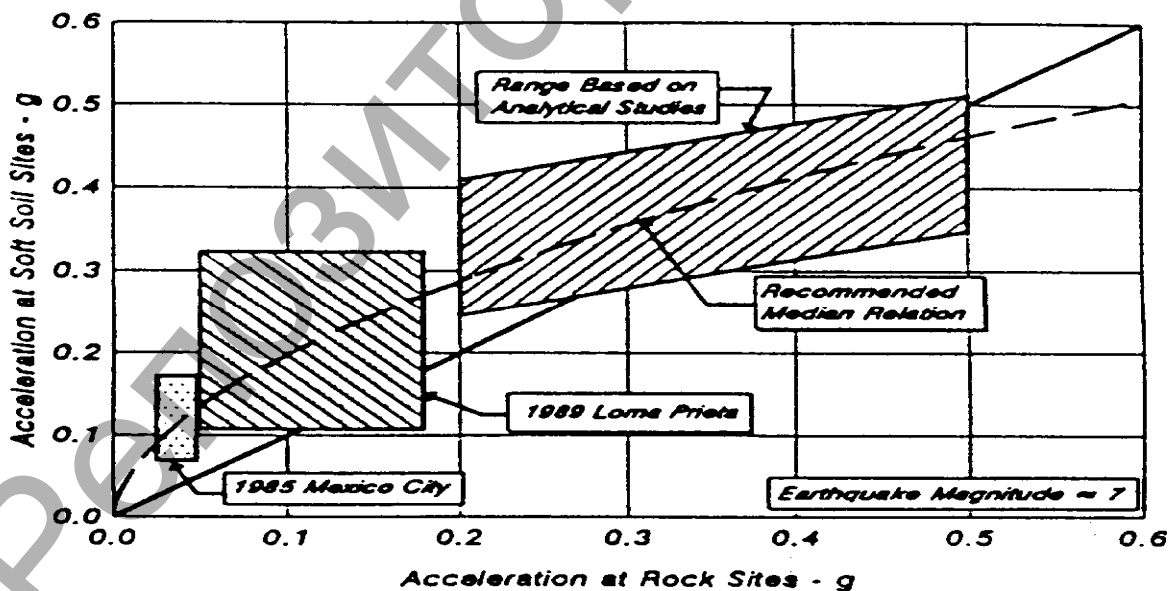


Figure 7 – Influence of local soil conditions on site response (after Idriss, 1990)

$$\text{Surface acceleration} / \text{Base acceleration} = 2.0 \exp(-1.7 \text{ Acc}/980) \quad (1)$$

It is important to stress that the following factors play an important role on site effects: (i) earthquake frequency; (ii) duration of earthquakes; (iii) resonance effects; (iv) basin effects; (v) directivity effects ; e (vi) non linear behaviour.

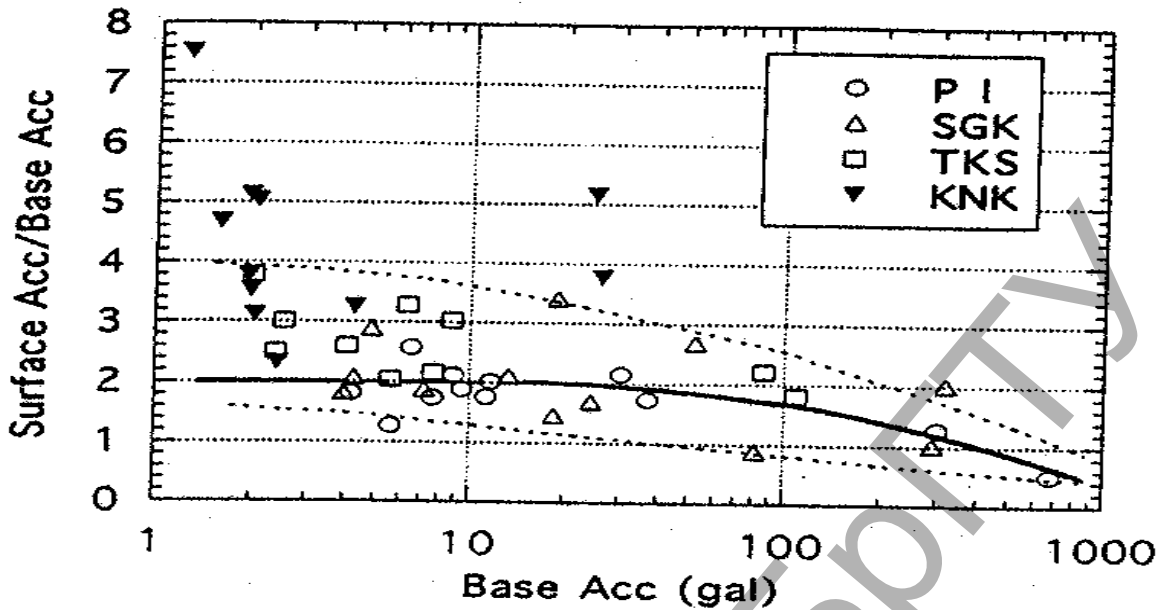


Figure 8 – Maximum horizontal acceleration ratio plotted against maximum base acceleration (after Kokusho and Matsumoto, 1997)

## 6.2. NEOTECTONICS

The tectonic conditions should include tectonic mechanisms, location and description of faults (normal, strike and reverse) and estimation of fault activity (average slip rate, slip per event, time interval between large earthquake, length, directivity effects, etc), these factors are important to assess the involved risk.

Determination of neotectonic activity implies first the qualitative geomorphologic analysis of air photos and topographic maps. The GPS system is another powerful means of monitoring the crustal mobility.

The following classification for slip rates: extremely low to low for 0.001 mm/year to 0.01 mm/year, medium to high 0.1 mm/year to 1 mm/year and very high to extremely high 10 mm/year to 100 mm/year.

The most dangerous manifestation concerning the landfill stability and integrity is the surface fault breaking, intersecting the landfill site.

The current practice is the deterministic approach in which the seismic evaluation parameters were ascertained by identifying the critical active faults which show evidence of movements in Quaternary time.

Following (ICOLD, 1989) an active fault is a fault, reasonably identified and located, known to have produced historical fault movements or showing geologic evidence of Holocene (11 000years) displacements and which, because of its present tectonic setting, can undergo movements during the anticipated life of man-made structures.

To assess if there is the potential for a significant amount of surface displacement beneath the dam several backhoe trenches are excavated with 3 to 4 meters deep and 30 to 50 meters long and should be inspected and log the exposures geologic features.



Recently a fault investigation method other than trenching has been developed, called the long Geo-slicer method in which long iron sheet piles with a flat U-shaped cross section are driven into an unconsolidated bed, iron plate shutters are inserted to face these iron sheet piles and the piles and shutters are pulled out to take undisturbed samples of strata of a certain width. This method is advantageous in regard to the ease of securing land for conducting investigations compared with trenching and the ease of bringing the strata samples back to the laboratory for detailed observations (Tamura et.al, 2000).

When active faults are covered with alluvium geophysical explorations such as seismic reflection method, sonic prospecting, electric prospecting, electromagnetic prospecting, gravity prospecting and radioactive prospecting can be used (Takahashi et al., 1997). Of these the seismic reflection method can locate faults if geological conditions are favourable, and confirm the accumulation of fault displacements based on the amount of displacements in strata that increases with strata age.

The tectonic conditions should include tectonic mechanisms, location and description of faults (normal, strike and reverse) and estimation of fault activity (average slip rate, slip per event, time interval between large earthquake, length, directivity effects, etc), these factors are important to assess the involved risk.

Determination of neotectonic activity implies first the qualitative geomorphologic analysis of air photos and topographic maps. The GPS system is another powerful means of monitoring the crustal mobility.

Cluff et al.(1982) have proposed the following classification for slip rates: extremely low to low for 0.001 mm/year to 0.01 mm/year, medium to high 0.1 mm/year to 1 mm/year and very high to extremely high 10 mm/year to 100 mm/year.

### **6.3. Attenuation Relations**

Attenuation relations can be divided into 3 main tectonics classification shallow crustal earthquakes in active tectonics regions, regions subduction earthquakes and shallow crustal earthquakes in stable continental regions.

The following attenuation relations were proposed: Idriss model (1995) and Sadigh et al. model (1997) have only horizontal component and Abrahamson and Silva (1977) relation have been used for vertical component.

Sommerville et al. (1977) have shown that directivity has a significant effect on long-period ground motions for sites in the near-fault region

The attenuation relationships for estimating earthquake ground motions rely on recorded data and should incorporate ground motion parameters. The values of mean peak acceleration were presented by Trifunac and Brady and compared with recorded data in Figure 9, has shown that the range of the recorded data is about a factor of 4 and the range of calculated mean values is closer to a factor of 10.

### **6.4. Topographic Amplification Factors**

For the stability verification of ground slopes EC8 recommends simplified amplification factors for the seismic action to incorporate the topographic effects. Such factors should be applied for slopes with height greater than 30 m.

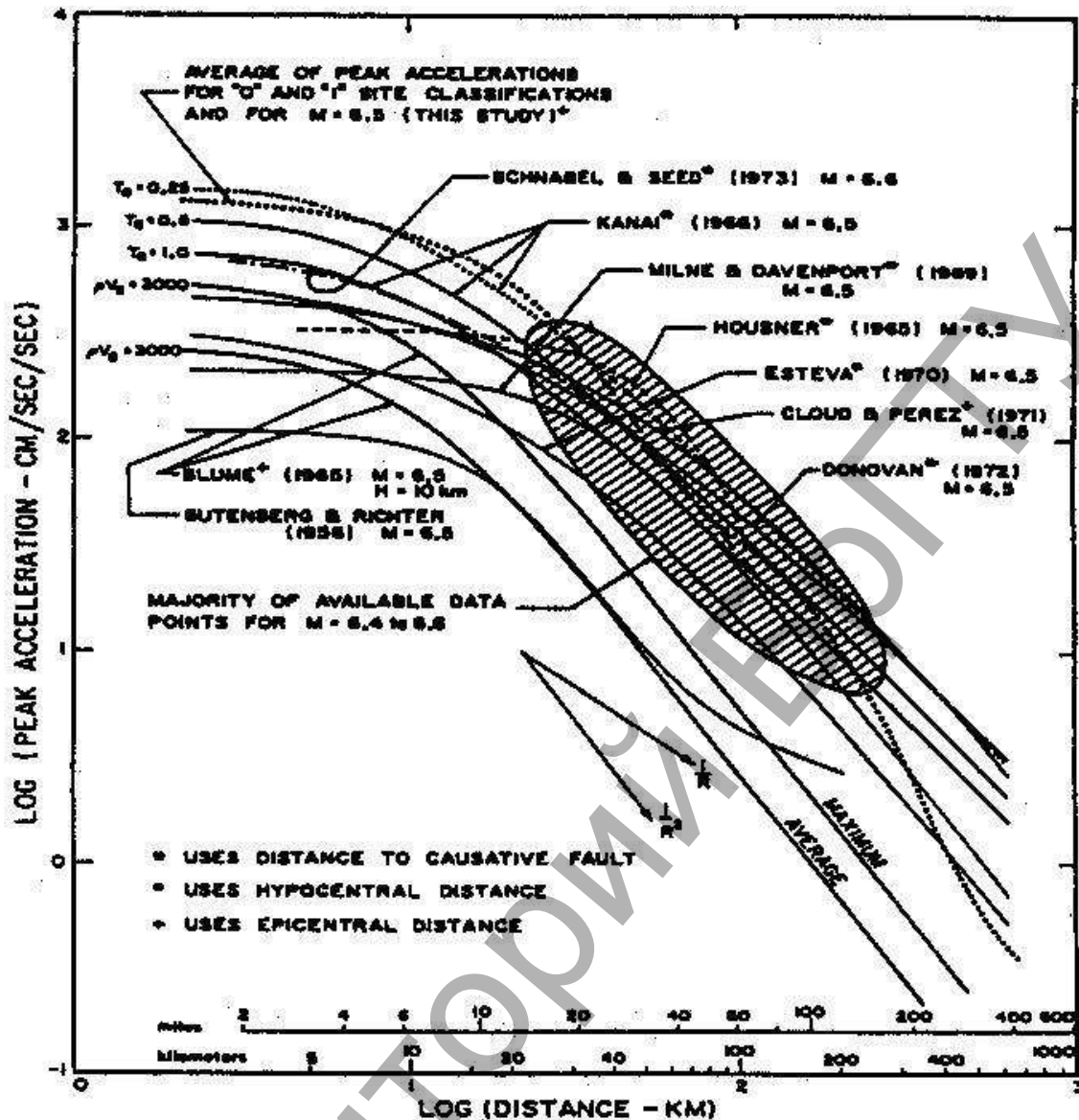


Figure 9 – Attenuation relationships (after Trifunac and Brady)

The following recommendations are given:

- (i) for slopes angles less than  $15^\circ$  the topography effects can be neglected;
- (ii) for isolated cliffs and slopes a value of  $S \geq [1,2]$  should be used;
- (iii) for slopes angles  $> 30^\circ$  a value of  $S \geq [1,4]$  should be used and  $S \geq 1,2$  for smaller slope angles;
- (iv) in the presence of a looser surface layer more than [5] m thick, the smallest value given in (ii) and (iii) shall be used increased by at least [20%].

No reference is made for 2 D models or 3 D models and for the frequency range amplifications observed in 2 D and 3 D models.

However Paolucci (2005) have pointed that amplification factors for 2D analyses are of the same range of EC8, but for 3D analyses the values are 25% higher.

To assess the topographic amplification is important to separate from the site amplification. Also topographic amplification varies with the frequency content of the earthquake (Pitilakis et al., 2001).

One recent example is related with the topographic amplification occurred in the coastal bluffs of the Pacific Palisades during the January 17, 1994 Northridge earthquake. The slopes with 40 to 60 m height and steep between 45 to 60 degrees failure.

Parametric studies conducted by Idriss (1968) on 27 and 45 degrees clay slopes using finite element method have shown that the magnitude of peak surface acceleration was greater at the crest surface of the slope than at points lower on the slope, but comparing the peak ground acceleration at the crest to that at some distance behind the crest in some cases the acceleration at the crest was much greater, in other case cases there was little difference. The natural period of the soil column behind the crest of a slope was responsible for much more amplification of the input motion than the slope geometry.

Ashford et al (1997) concluded that topographic effects can be normalized as a function of the ratio of the slope height and wave length of the motion and the trend is shown in Figure 10.

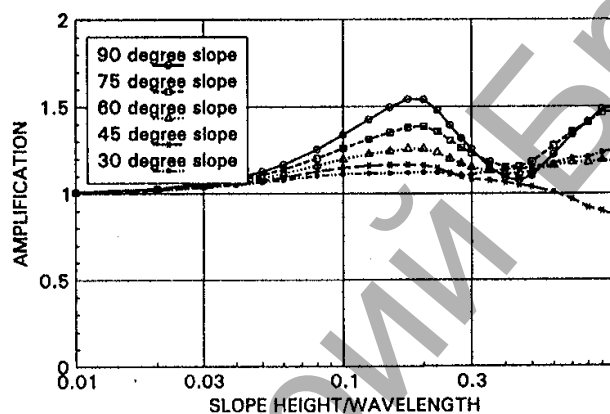


Figure 10 – Amplification effects of steep slopes (after Ashford et al, 1997)

## 7. CODES and STANDARDS

The International Association for Earthquake Engineering (1992) compiled in the last version of Earthquake Resistant Regulations – “A World List” seismic codes of 37 countries.

The actual tendency is to prepare unified codes for different regions but keeping the freedom for each country to choose the safety level defined in each National Document of Application. The global safety of factor was substituted by the partial safety factors applied to actions and to the strength of materials.

For the occasion of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, held in Lisbon, 21-25 June, 1999, a Session on Codes Standards and Safety evaluation took place with the purpose to review and to highlight the similitude and differences of the geotechnical seismic codes adopted in different regions.

The different adopted codes are summarized in Table 7.

Life safety was the motivating factor in the development of standards controlling the design of structures (Finn, 1999).

The codes are important but that they need to be used with caution. Pecker (1999) said “Although the safety of a construction does not rely only upon codes and standards which are used for its design and construction, those documents help significantly to minimize the most commonly encountered causes of deficiencies and fallacies in seismic areas”.

Also the lessons learned from the seismic behavior of geotechnical structures are important for the revision of existing design codes.

Table 7 – Codes

Codes	Covered Topics	References
Eurocode nº8	Ground motions, liquefaction, slope stability, retaining structures, soil-structure interaction	Pecker (1999) Cuellar (1999) Sêco e Pinto (1999b)
North America Codes	Ground motions, liquefaction, soil-structure interaction, foundations, embankment dams, waste landfills	Finn (1999) Seed and Moss (1999)
Asian Countries Codes	Ground motions, liquefaction, tanks, foundations, lifelines, tailing dams, harbors	Yasuda (1999)
New Zealand Codes	Ground motions, liquefaction, foundations, retaining structures	Pender (1999)

## 8. EDUCATION IN EARTHQUAKE ENGINEERING

T. K. Mimoto, e T. Hayakawa. Present state of applications of geophysical methods to characterization of active faults. *Journal of Japan Society of Engineering Geology*, 38, pp.118-129, 1997.

Tamura, C., S. Kanyo, T. Uesaka, I. Nagayama e Y. Wakizaka. Survey and evaluation of active faults on dam construction in Japan. Paper nº 2493. 12<sup>th</sup> WCEE, Auckland, New Zealand, 2000.

TC4 (ISSMGE) (1993). *Manual for Zonation on Seismic Geotechnical Hazards*, published by the Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo.

UBC (Uniform Building Code) *International Conference of Building Officials*”, Whittier, California, Vol. II, 1997.

Yasuda, S. Seismic design codes for liquefaction in Asia. *Proc. of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Lisbon, Vol. 3, pp.1117 - 1121. Edited by Pedro Sêco e Pinto. Published by A.Balkema, 1999.

Earthquakes are very complex and dangerous natural phenomena, which occur primarily in known seismic zones, although severe earthquakes have also occurred outside these zones in areas considered be geologically stable. As a result, regulatory agencies became more stringent in their requirements for demonstration of adequate seismic stability and design engineers responded by developing new and more convincing design approaches than had previously been used. Thus the past years have seen a major change in interest and attitude towards this aspect of design.

Text books that cover soil dynamics and earthquake engineering are useful instruments for the lecturers and students and the most popular are: Clough and Penzien (1975), Prakash (1981), Das (1983), Wolf (1985), Humar (1990), Lay and Wallace (1995), Kramer (1995), Ishihara (1996), and Bolt (1999).

Due to the lessons learned from recent earthquakes (Sêco e Pinto, 1996) much progress has been made in the past years in developing and improving understanding of the seismic behavior of geotechnical structures. Due to this circumstance the text-books do not cover adequately the recent developments and need to be supplemented with class notes. This situation obliges to a continuous effort for the lecturers in order to be up-to-date with the last developments in earthquake engineering.

Also it is important to narrow the gap between the university education and the professional practice. As one lecturer can not be a specialist in all topics some lectures should be given by outstanding practice professionals.

It is also important to stress the activities of EERI (Earthquake Engineering Research Institute), founded in 1948 that include investigations of destructive earthquakes, technical workshops, and coordination of research problems in earthquake engineering. EERI produces a wide variety of publications including technical monographs, earthquake reports, conference proceedings, and seminar notes, as well as multimedia slide sets, videotapes and CD-ROMs. A monthly Newsletter and a quarterly journal are published for members. The EERI web site is a valuable resource.

Videotapes and slide sets from Kobe earthquake (1995), Northridge (1994), Loma Prieta (1989), Armenia (1988) earthquakes were prepared. Also there are available slide sets from Umbria-Marche (1997), Erzincan (1993), Costa Rica (1991), Philippines (1990), Iran (1990) and Mexico (1985) earthquakes.

A lecture series on soil and structure response to earthquakes delivered by some “gurus” of earthquake engineering are available in videotapes:

Lecture 1: “Understanding and Predicting Soil Behavior” by Prof. H. Bolton Seed;

Lecture 2: “Introduction to Structural Dynamics” by Prof. A. K. Chopra;

Lecture 3: “Understanding and Predicting Structural Behavior” by Prof. P.C. Jennings;

Lecture 4: “Soil-Structure Interaction” by Prof. A.S. Veletsos.

Also other institutes such as National Center of Earthquake Engineering Research (NCEER) established in 1986, Federal Earthquake Management Agency (FEMA), United States Geological Services (USGS), National Geophysical Design Center (NGDC), Earthquake Engineering Research Center (EERC), the Disaster Research Center (DRC) have published several reports, journals and also organized data base of earthquakes and tsunamis, and social behaviours during accidents.

## 9. CONCLUSIONS

Earthquakes are very complex and dangerous natural phenomena, which occurs primary in known seismic zones, although severe earthquakes have also occurred outside these zones in areas considered being geologically stable. As a result, regulatory agencies became more stringent in their requirements for demonstration of adequate seismic stability and design engineers responded by developing new and more convincing design approaches than had previously used. Thus the past years have seen a major change in interest and attitude towards this aspect of design..

The lessons learned from recent earthquakes such as: Northridge (1994), Kobe (1995), Umbria-Marche (1997), Kocaeli (1999), Athens (1999), Chi-Chi (1999) and Bhuj (2001) have provided important observational data related with the seismic behavior of geotechnical structures.

The work performed by the Commission of the European Communities (CEC) in preparing the “Structural Eurocodes” in order to establish a set of harmonised technical rules is impressive. However we feel that some topics deserve more consideration.

The need of cost effective methods to upgrade buildings by developing new specific foundations techniques is a major problem. So the objective of reducing the earthquake motion transferred to the structure through the foundation by developing

innovative constructive techniques for soil improvement and soil reinforcement is getting increase attention.

One very important question to be discussed is: (i) how detailed a seismic code must be; (ii) what is the time consuming to establish a set of harmonised technical rules for the design and construction works? (iii) How to improve the relations between the users: relevant authorities, clients and designers? and (iv) how to implement in practice that codes may not cover in detail every possible design situation and it may require specialised engineering judgement and experience? It is hoped that the contributions to be presented by CEN members, in the next years, will help to clarify several questions that still remain without answer.

From the analysis of past incidents and accidents occurred during the earthquakes it can be noticed that all the lessons have not deserved total consideration, in order to avoid repeating the same mistakes.

It is important to stress that a better understanding of geotechnical structures during the occurrence of earthquakes can only be achieved by a continuous and permanent effort.

In dealing with this subject we should always have in mind:

“There`s a fount about to stress  
There`s a light about to beam,  
There`s a flower about to blow,  
There`s a warmth about to glow;  
There`s a midnight darkness changing  
Into grey,  
Men of thought and men of action,  
Clear the way”

## REFERENCES

- Abrahamson, N. A. and W. J. Silva. Empirical response spectral attenuation relations for shallow crustal earthquakes. *Sei. Res. Lett.* 68, n° 1, pp. 94-127, 1997.
- Ambraseys, N. N. Engineering seismology. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. Ashord, S.A., Sitar, N., Lysmer, J., e Deng, N.. Topographic effects on the seismic response of steep slopes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 87(3), 1997.
- Celebi, M. Unique ground motions recorded during the Northridge (California) earthquake and implications. Special Session on “Lessons learned from Northridge and Kobe earthquakes. Proc. 11 World Conference on Earthquake Engineering, Mexico, 1996.
- Cetin, K.O e Seed, R.B. Nonlinear shear mass participation factor ( $r_d$ ) for cyclic shear stress ratio evaluation, Research Report n° UCB/GT-2000/08, University of California, Berkeley, 2001.
- Clough, R.W. e Penzien, J. *Dynamic of Structures*. McGraw- Hill, 1975.
- Coty, P.A. e Tao, D. Provision of Earthquake Engineering Information in the US, 10 th World Conference, Earthquake Engineering, Madrid, 1992, pp 6105-6109, 1992.
- Cuellar. V. Codes and standards for Europe. Proc. of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon, Vol. 1, pp. 443 - 439. Edited by Pedro Sêco e Pinto. Published by A.Balkema, 1999.
- Das, B.M. 1983. *Fundamentals of Soil Dynamics*. Elsevier.
- EERI The Hyogo-Ken Nanbu Earthquake Great Hanshin Earthquake Disaster January 17, 1995. .Eurocódigo 8. Design of structures for earthquake resistance”. ENV, 1998.
- Eurocódigo 8. Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 5 Foundations, Retaining Structures and Geotechnical Aspects, ENV1998.

Finn, W. D. L. Codes, standards and seismic safety evaluation of earth structures. Theme Lecture. Proc. of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon, Vol.31, pp. 1091 – 1106. Edited by Pedro Sêco e Pinto. Published by A. Balkema, 1999.

IAEE (International Association of Earthquake Engineering) 1992. Earthquake Resistant Regulations. A World List –1992, 1996.

Idriss, I. M. Response of soft soil during soil earthquakes”. Proc. H. Bolton Seed Memorial Symposium, pp.273-290, 1990.

Idriss, I. M. An overview of earthquake ground motions pertinent to seismic zonation. Proc. 5<sup>th</sup> Int. Conf. Seismic Zonation, Nice, pp. 2111-2126, 1995.

Idriss, I.M. e Sun, J.L. User’s manual for SHAKE 91, Center for Geotechnical Modeling, University of California, Davis, CA, 1992.

Ishihara, K. Soil behaviour in earthquakes geotechnics. Clarendon Press. Oxford, 1996.

Kawasumi, H. General report on the Niigata Earthquake, Tokyo Electrical Engineering, College Press, 1964.

Kokusho, T. e Matsumoto, M. Nonlinear site response during the Hyogoken-Nanbu earthquake recorded by vertical arrays in view of seismic zonation methodology. Proc of the Discussion Special Technical Session on Earthquake Geotechnical Engineering during 14<sup>th</sup> ICSMFE, Hamburg, Edited by Pedro S.Sêco e Pinto. Published by Balkema., pp. 61-69. Kramer S. L. 1995. Geotechnical Earthquake Engineering. Prentice Hall, 1997.

Kramer S. L. Geotechnical Earthquake Engineering. Prentice Hall, 1995.

Paolucci, R. e Rimoldi, A. Seismic amplification for 3D steep topographic irregularities. Paper 87, 12<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, London, 2002.

Pecker, A. Session: Codes, standards and safety evaluation. General Report. Proc. of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon, Vol. 3, pp.1107 - 1109. Edited by Pedro Sêco e Pinto. Published by A.Balkema, 1999.

Pitilakis, K.D., Makra, K.A. e Raptakis, D.G. “D vs 1D effects with potential applications to seismic norms: The cases of EUROSEISTEST and Thessaloniki. XV ICSMGE TC4 Satellite Conference on Lessons Learned from Recent Strong Earthquakes, pp 123- 133. Edited by Atilla Ansal, 2001.

Sêco e Pinto, P. S Considerations on the geotechnical behavior of structures during earthquakes. Key Note. Special Session on “Lessons learned from Northridge and Kobe earthquakes”. Proc. 11<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Mexico, 1996.

Sêco e Pinto, P.S. The relation between Eurocode 8 and Eurocode 7. Proc. of the 12<sup>th</sup> European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Amsterdam, Vol.3, pp.2223-2228. Edited by F.B.J. Barends, J. Lindenberg, H.J. Luger, L. de Quelerit and A. Verruit. Publisher A. A. Balkema, 1999b.

Sêco e Pinto, P. Eurocode 8 – Design provisions for geotechnical structures Special Lecture. 3<sup>rd</sup> Croatian Soil Mechanics and Geotechnical Engineering Conference, CD-ROM, Hvar, 2002.

Sêco e Pinto, P. Seismic behaviour of geotechnical structures. Inaugural lecture, Proc. 13<sup>th</sup> Regional African Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering pp 3- 24., Marrakech, Edited by M.Sahli, L.Bahi & R.Khalid, 2003.

Sêco e Pinto, P. S. E Oliveira, R. A recent difficult foundation problm. The case of the New Tagus bridge. Special Lecture. Proc. 4<sup>th</sup> International Conference on Cases Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, USA, 1998.

Seed, R.B e R.F.S., Moss Recent advance in US codes and policy with regard to seismic geotechnics. Proc. of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon, Vol. 3, pp.1111 - 1116. Edited by Pedro Sêco e Pinto. Published by A.Balkema, 1999.

Seed, R.B., Chang, S. W., Dickenson, S.E. and Bray, J. B. Site dependent seismic response including recent strong motion data”. Proc of the Discussion Special Technical Session on Earthquake Geotechnical Engineering during 14<sup>th</sup> ICSMFE, Hamburg, pp. 125-134. Edited by Pedro S.Sêco e Pinto. Published by Balkema, 1997.

Somerville. Engineering art: earthquake ground motion”. Proc. Geotechnical Earthquake Engineering in Soil Dynamics III, Edited by P. Dakoulas, M. Yegian and R.D. Holtz, Geotechnical Special Publication. N° 75, ASCE, Vol.1, pp 1-38, 1998.

Stokoe, K.H. II, M. B. Darendeli, R.D., Andrus e L.T., Brown Dynamic soil properties: Laboratory, field and correlation studies. Theme Lecture. Proc. of 2<sup>nd</sup> International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisboa. Edited by Pedro Sêco e Pinto. Published by A. Balkema, Vol.3, pp. 811-845, 1999.

Stokoe, K.H. II, Darendeli, M.B., Menk, F,Y e Choi, W.K., Comparison of the Linear and Non-linear Dynamics properties of Gravels, sands and Clays. Proc. of 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Berkeley , Editors D.Doolin, A. Kammerer, T. Nogami, R.B. Seed e I.Towhata, Vol. 1 pp.1-4, 2004.

Streeter, V.L., E.B. Wylie e F.E. Richart. Soil motion computation by characteristics method. ASCE National Structural Engineer Meeting, San, 1973

Takahashi,

УДК 624.154.04:624.156.04]:624.131.213

## **PECULIARITIES OF DESIGNING PILED-RAFT FOUNDATIONS FOR MULTI-STOREY AND HIGH-RISE BUILDINGS**

*Vjacheslav Sernov*

**ABSTRACT:** Currently in Multi-Storey and High-rise building to avoid intolerable relative settlement of separate constructions raft foundations are used. In connection with excessive loads base settlement often exceeds assumed value. In that case pile foundations are used. Often pile foundations are applied in comparative favorable ground conditions at the surface of the base. In such cases increase the bearing capacity of foundations and reduce construction cost are questions of first-rate importance for designers. One of the ways to increase the bearing capacity of a piled foundation is taking into account soil resistance in the base of the raft. Raft is similar to shallow foundation and can transfer significant part of the load into the base. It allows reducing number of pile in the foundation or shortening their length. As a result building terms and foundation costs reduce considerably. However, nowadays in Belarus there is no reliable and suitable in design practice methods of calculation of piled-raft foundations. In order to devise such methods we have analyzed the results of piled foundation tests fulfilled by various authors up to date and have carried out series of field and laboratory investigations in Minsk. The most important results of the investigations are provided in the article.

### **Introduction**

Of late years pile foundations are used extensively in connection with increase number of storeys and load increment on the soil. Often pile foundations are applied in comparative favorable ground conditions at the surface of the base. In such cases increase the bearing capacity of foundations and reduce construction cost are questions of first-rate importance for designers. One of the ways to increase the bearing capacity of a piled foundation is taking into account soil resistance in the base of the raft. Piled raft is similar to shallow foundation and can transfer significant part of the load into the base. It allows reducing number of pile in the foundation or shortening



their length. As a result building terms and foundation cost are reduced considerably. However nowadays there is no reliable and suitable in design practice methods of calculation pile foundations with bearing rafts. In order to devise such methods we have analyzed the results of piled foundation tests fulfilled by various authors up to date and have carried out series of laboratory and field investigations.

Long before the constitution of the first piled-raft foundations in the Soviet Union there were attempts to consider soil resistance in the basis of isolated and strip grillages. Such bases can be considered as separate fragments of the piled-raft foundation. Prof. A. A. Bartolomey had tested more than 70 pile foundation of natural size in different ground conditions. The length of piles was 3 ... 12m [1]. The observed results show that the raft carries about 10 ... 12% of the total load applied when length of piles was over 9m and space between piles  $a=3d$ . Bearing capacity of the raft is about 35 ... 40% when length of piles is 5 ... 8 m and  $a=6d$ . Prof. Golubkov has tested 2 prismatic piles (cross section: 0,35x0,35m,  $L=3,8m$ ) and 2 pyramidal piles (cross section: head – 0,6x0,6m, foot – 0,1x0,1m,  $L=3m$ ). One of the piles was tested with a raft and the other without a raft. Significant influence of the raft on total bearing capacity was determined, the more settlement the more influence of the raft. Bearing capacity of the raft was 27,5% in foundation with prismatic pile and 42% with pyramidal pile [2].

Laboratory researches of soil stress conditions in the base of piled-raft foundations were executed by Kozachok [3]. The researches show that distribution of vertical stress in the base of a raft is similar to a foundation plate on the natural basis. Stress diagram of different groups of piles with high and low rafts are given in fig. 1.

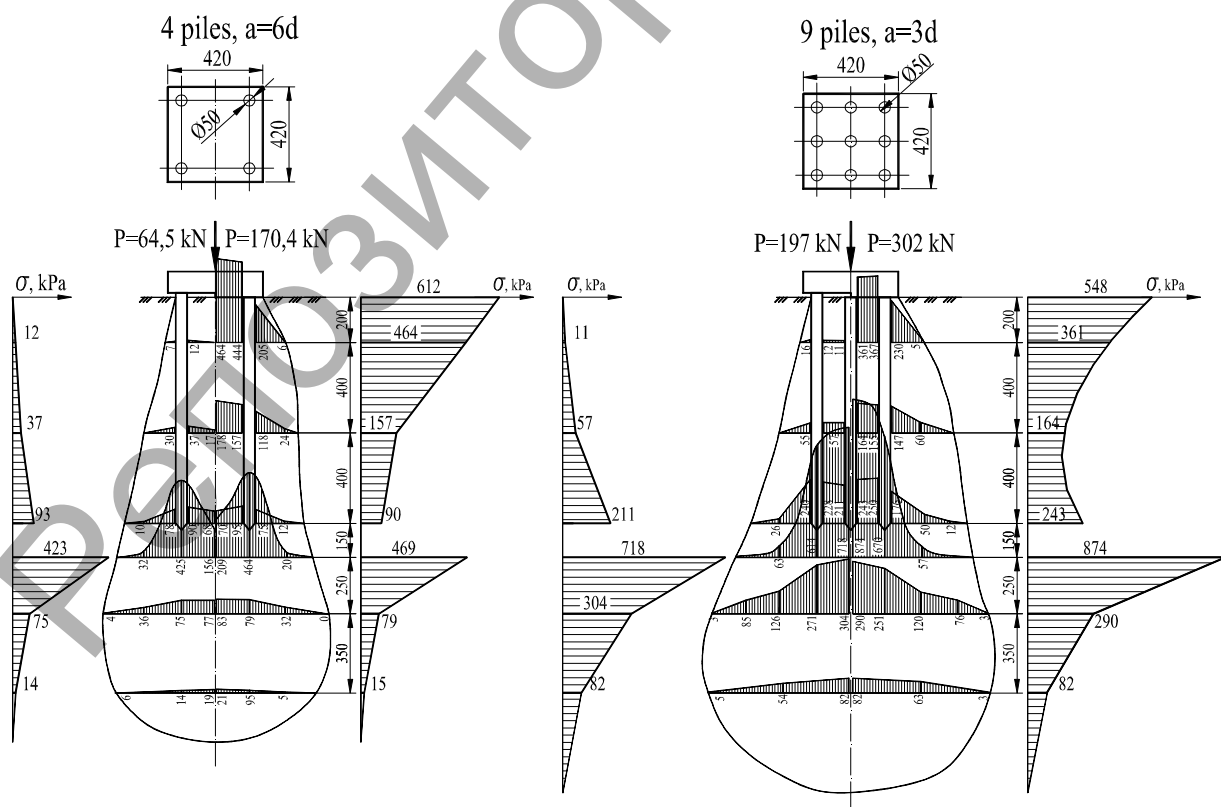


Figure 1 – Soil stress conditions in the base of piled and piled-raft foundations

The quantity of piles in group varied. At interaction of a raft with the base the part of loading is transferred to the top layers of the soil and the bearing capacity of the base is used more fully. Stress of the soil between piles is determined by friction forces along their side surfaces and the raft pressure upon soil. Friction forces increase with depth, stress from a raft, on the contrary, dissipates. As a result the saddle diagram with the minimum value in a point of equal tension from friction forces along side surfaces of piles and resistance of a raft.

### **Model and field tests**

The part of the load that the raft carries grows up when the pile length is reduced and the space between piles is increased. Some test results carried out by different authors confirm it aim of the model tests was to determine the main factors of pile-raft-soil interaction. Model investigations were divided into small-scale and large-scale tests.

The object of the small-scale tests is to research the soil deformations under the raft in pile space. Models of driving piles (cross section  $20 \times 20 \text{mm}$  and length  $150 \text{mm}$  and  $300 \text{mm}$ ) were tested in the sand-filled test rig with transparent front wall. The soil was laid in the tray with layerwise compaction. Indicative strips were made of chalk through  $50 \text{mm}$ . The load was applied with leverage and weights.

Deformations of the soil in the base were fixed persistent by means of photofixation in the time of pile driving and loading of the groups. Significant surface warp of indicative strips was detected in process of pile driving.

After driving the pile tops were combined with the raft. Pile groups were subjected to static load. In the first place the high-raft pile foundation (without contact between the raft bed and the soil) were tested. Observational results show slipping of the lateral surface of the piles relative to surrounding ground. Additional minor displacements of the soil were found out only in the immediate vicinity of piles and away from the lateral surfaces were not occurred [4].

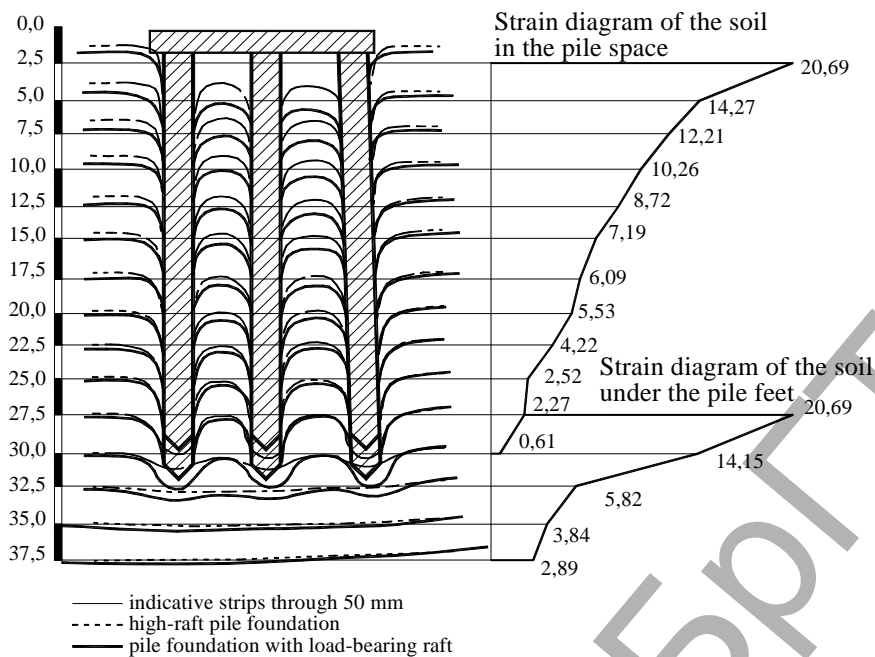
In the case of testing of the pile foundations with load-bearing raft the significant additional displacements of the soil in the pile space were observed. The settlement of the ground layers are diminished with depth similarly to shallow foundation (Fig. 2).

The results of research show that the soil under the raft in the pile space does not settle side by side with a high-raft pile group and can resist a considerable part of the external load.

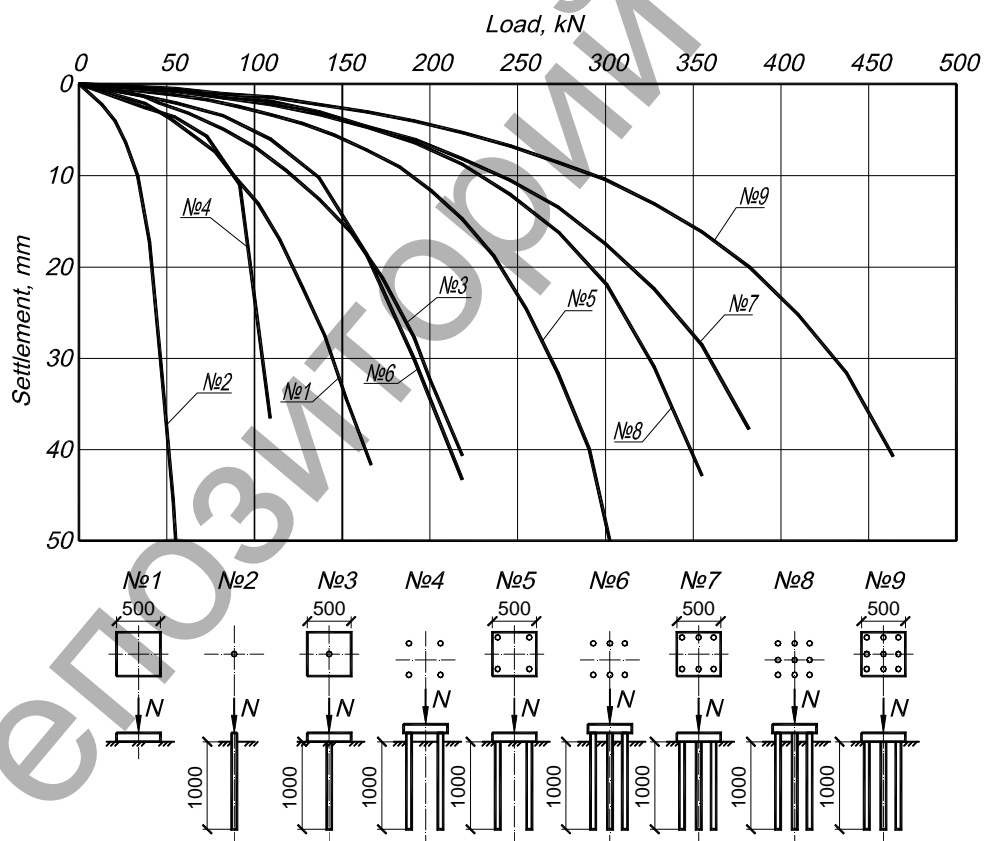
The aim of the large-scale tests is to estimate efficiency of the raft consist of bored piles in sandy soil. Investigations have been performed on the Test Site of Geotechnics of Belorussian National Technical University. The single piles, raft, groups of piles and piled-raft foundations were tested with static load.

The raft was made as rigid square metal stamp ( $b=0,5 \text{m}$ ). Pile foundations consist of 1, 4, 6 and 9 bored piles with length of  $1,0 \text{m}$  and  $2,0 \text{m}$  and diameter of  $0,06 \text{m}$  were tested both with deep and high rafts. The results of pile foundation tests represented in figures 3 and 4.

The large-scale model test results confirm high efficiency of raft-soil interaction in full band of size-shape factors of pile foundation. In case of deep-raft pile foundation (or piled raft foundation) bearing capacity is significantly increased. The major bearing factors influencing the raft interaction are pile length, pile space and settlement on the foundation.

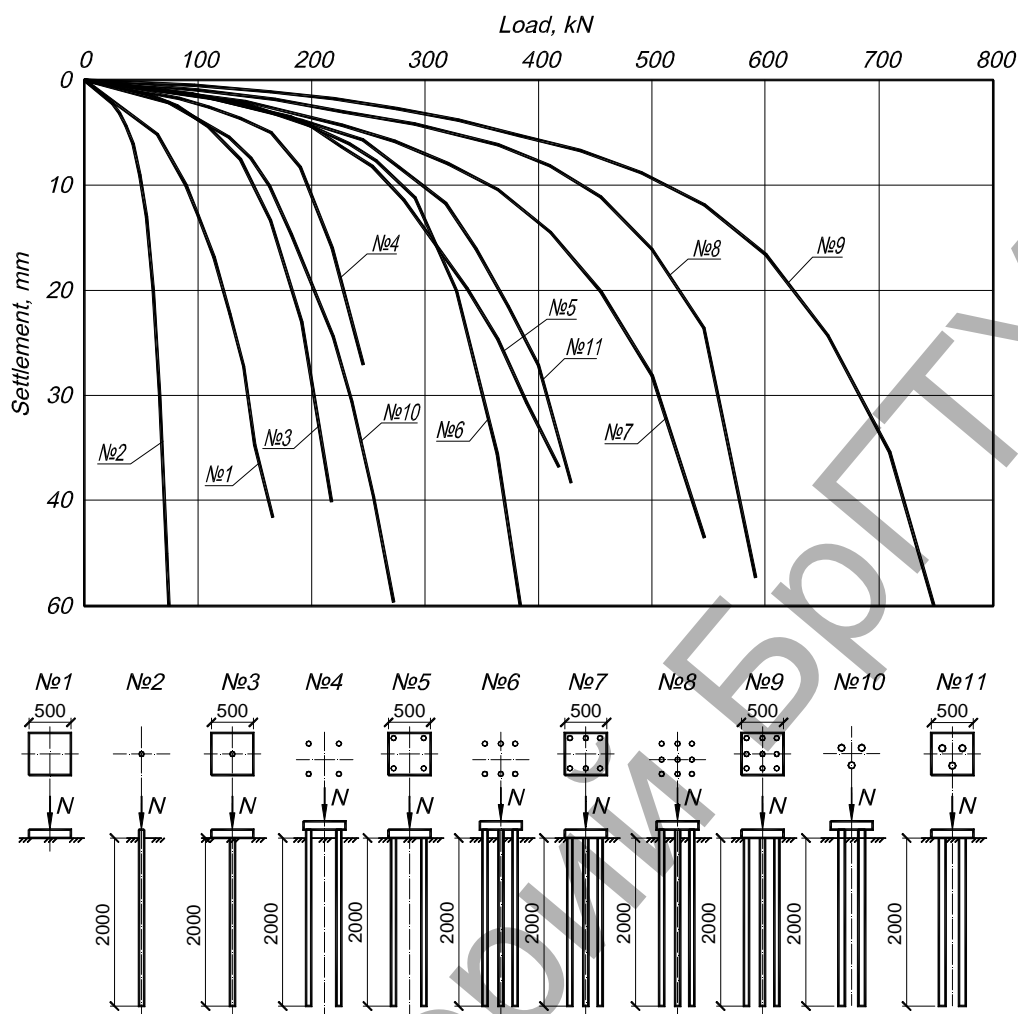


**Figure 2 – Ground deformation in the base of pile foundation**



**Figure 3 – The results of large-scale model tests of high-raft and deep-raft piled foundations consist of bored piles with length of 1000mm**

The load-settlement diagrams presented in fig. 3 and 4 show that minimal increment of bearing capacity of the foundation take place in case of 9 piles with length of 2000mm (by 18%). In other cases bearing capacity increases with pile length shortening, pile space extension and settlement rising.



**Figure 4 – The results of large-scale model tests of high-raft and deep-raft piled foundations consist of bored piles with length of 2000mm**

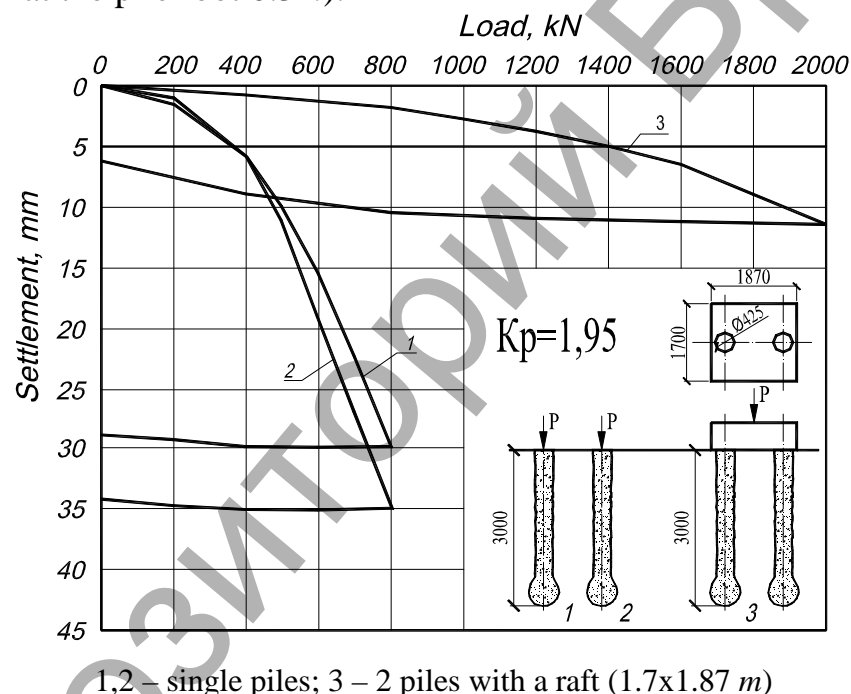
Building sites of Minsk are characterized by complicated geological conditions. Quite often the firm soils are located at the surface but at a depth of 5-10m a soft ground layers occur. Frequently filled-up ground is located at the surface. In these cases conventional long driven piles are used to transmit the load at deep-laid firm soil. The length of such piles could be 20m and more. The alternative foundation in such ground conditions consist of tapered piles with bearing raft. The sloping surfaces of tapered piles compact ground between piles and around the foundation. Bearing capacity of raft and lateral surface of piles considerably increase. Bearing capacity of raft with tapered piles much more than bearing capacity of raft with uniform cross-section piles. Stresses in the base of the foundation with tapered piles are dissipated in the top slices and do not reach soft ground layer at depth.

The results of tests prove efficiency of vibro stamped cast-in-situ tapered piles with bearing rafts when thick layer of filled-up ground is located at the surface. Strength characteristics of filled-up ground considerably improved due to consolidation. Sloping lateral pile faces eliminate negative friction. Compacted filled-up soil becomes the bearing layer both for piles and for rafts.

To estimate efficiency of piled foundations with bearing rafts static tests of single piles and couples of pile with the raft were carried out in different sites of Minsk in various ground conditions [5].

At the site in Belsky street 148 in Minsk firm loam soils were located at the surface but at a depth of 10m and more a soft loam soils with peat layers occurs. There were two alternate versions of foundation. The first was long driven prismatic piles with length of more than 12m to transmit the load at deep-laid firm soil. The second alternate was short vibrostamped cast-in-situ tapered piles ( $L=3-4m$ ) with rammed dry concrete mix at the pile foot and bearing rafts to transmit the load at the surface layer of firm soil. Technical and economic assessment shows that the cost of the second alternate is far less. Bearing capacity of vibrostamped tapered piles was increased by 80% by means of ramming dry concrete mix at the pile foot and then by 30% by means of bearing raft. Raft ratio ( $K_r = F_{pr}/F_p =$  bearing capacity of piled-raft foundation/ bearing capacity of piled foundation) in such case  $K_r=1.30$ .

The subsoil in the site in Pritytzky Street consists of loessial loam, fine sand and peat layers. The first alternate versions of foundation was driven prismatic piles with length up to 20m. The second was vibrostamped cast-in-place tapered piles with widening at the pile feet (the length of the piles is 3 and 4m, diameter at the pile top 0.5m, diameter at the pile foot 0.3m).



1,2 – single piles; 3 – 2 piles with a raft (1.7x1.87 m)

**Figure 5 – The results of tests of single piles and 2 piles with raft in residential quarter of Burdeinogo Street and Jakubovskogo Street**

Single tapered piles and two fragments of foundation were tested with static load. Load-settlement diagram  $S = f(N)$  shows that the raft interacting with subsoil increase bearing capacity of the foundation by 30-103% ( $K_r=1.30\div 2.03$ ). The magnitude of raft ratio  $K_r$  depends on raft area and ground conditions in the base of the piles and the raft [5].

The similar results were obtained in the site in residential quarter of Burdeinogo Street and Jakubovskogo Street. The two single bored piles and the same piles with a raft fragment were tested with static load (fig. 5).

Load-settlement diagram  $S = f(N)$  shows that the bearing capacity of the foundation was increased by 95% ( $K_r=1.95$ ).

### **Methods of analysis of piled-raft foundations**

Analysis of model and field tests carried out in the Laboratory and Test Site of Geotechnics of Belorussian National Technical University as well as various building areas

in Minsk and other cities allows to detect the basic factors which affecting the raft-soil interaction and to determine range of application of pile foundations with load-bearing rafts. Design methods of ultimate vertical load and settlement of piled-raft foundations were developed [6]. The results of theoretical and experimental researches performed by various authors were taken into consideration in development of the methods.

It has been found experimentally that the soil under the raft in the pile space does not settle with a pile group and in spite of traditional design approaches can resist a considerable part of the external load. Experimental total vertical stress diagrams in the base of various deep-raft pile foundations were carried out by Kazachok in the 1970s [3]. Contrastive analysis of experimental data and estimated stress diagrams received with linearly elastic semispace theory show that the experimental curves are similar to theoretical diagrams. Calculating error is not more than 5%. On basis of results of our investigations we can draw a conclusion that stress and depth of compressed layer of the soil in the base of a raft and shallow foundation are similar and can be described with similar methods.

The ultimate vertical load carried by pile foundations with bearing raft is calculated:

$$N=N_r+N_{pf} \quad [1]$$

$$N=g_{cr} p_r A_r \quad [2]$$

Were  $N_r$  = ultimate vertical load carried by pile group,  $N_{pf}$  = ultimate vertical load carried by the raft,  $p_r$  = average contact pressure under the raft bed depends on ground conditions and the assumed settlement of pile group,  $A_r$  = raft area without total cross-sectional area of the underlying piles,  $g_{cr}$  = factor depends on ground surface preparation under the raft bed:

$g_{cr} = 1.0$  for compacted stone bed,

$g_{cr} = 0.9$  for compacted sandy soil,

$g_{cr} = 0.8$  for compacted clay soil,

The settlement of pile foundations with bearing raft is calculated:

$$S_{pf}=S_p+S_{add} \quad [3]$$

$S_p$  = settlement of pile group under the load  $N_r$ ,  $S_{add}$  = additional settlement of pile group arise from additional vertical stress under the pile feet in case of  $H_c > L$  ( $H_c$  = compressed layer of the soil,  $L$  – pile length).

Detailed description of computing methods of pile foundations with bearing rafts, range of application, test and control methods are given in the article [6].

The experience of use vibro stamped tapered piles was adopted in the site of Orthodox Church in Sukharevo district in Minsk.

Ground conditions under the raft:

1) - dust clay sand ( $E=18MPa$ ,  $h=4m$ );

2) - soft sandy clay ( $E=6MPa$ ,  $h=2m$ );

3) - sandy clay with organic residues ( $E=10MPa$ ,  $h=1,5m$ );

4) - peat ( $E=3MPa$ ,  $h=2,5m$ );

5) - firm sand ( $E=25MPa$ ).

The first alternate was foundation consist of 480 driven prismatic piles with length of  $14m$  and cross sections  $0.3m \times 0.3m$  and  $0.35m \times 0.35m$ .

The most reasonable decision in such ground conditions is load transfer onto relatively firm upper layers of base. Calculation of the foundation according to [3] has

shown that the raft transmits 40% of the load onto the base and the rest part of the load is transmitted by vibro stamped tapered piles with length of 3m, top diameter 0.5m and foot diameter 0.3m. The foundation consists of 285 tapered piles and 32 driven prismatic piles made before.

The cost foundation was reduced almost in two times by means of use short vibro stamped tapered piles with bearing raft.

### Conclusions

1. The pile-pile interaction in sand significantly increases bearing capacity of the pile in a group.

2. The raft has significant influence on mode of deformation of the base. The large volume of the soil take part in the work and increase bearing capacity of the base about 10 – 100% depending on size and shape of foundation and ground conditions of the site. The large reserve of bearing capacity of the base has not investigated sufficiently.

3. When load is increased the settlement of piled-raft foundation take place more uniformly than piled foundation. On the graphical char  $K_p=f(N)$  there is no pronounced critical point and sudden loss of bearing capacity.

4. The basic factors which affect the work of the raft in foundation are ground conditions, quality and consolidation of soil under the raft, size and shape of the foundation (type of piles, pile length and space, width of the raft); load on the foundation.

5. Application of short vibro stamped tapered piles with widening at the pile foots and bearing rafts is more effective than conventional foundations consist of driven prismatic piles. Compressing stress transmits into ground along the whole length of lateral pile faces without negative friction and by the raft. Upper layers of filled-up soil are compacted by means of sloping lateral pile faces and bearing capacity of this soil increasing considerably.

6. Application of our investigation results in construction practice shows that taking into account soil-raft interaction can reduce the cost of pile foundation in certain cases in 30-50%.

### References

1. Бартоломей, А. А. Прогноз осадок свайных фундаментов / А. А. Бартоломей, И. М. Омельчак, Б. С. Юшков. – М. : Стройиздат, 1994. – 384 с.

2. Голубков, В. Н. Исследование процесса формирования зоны деформации в основаниях одиночных свай / В. Н. Голубков, Ю. Ф. Тугаенко, Б. О. Хуторянский // Республ. межвед. науч.-техн. сб. – Киев : Будівельник, 1971. – Вып. 4: Основания и фундаменты. – С. 9–13.

3. Козачок, Л. Д. Исследование распределения вертикальных напряжений в основании кустов висячих свай с низким ростверком: дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Л. Д. Козачок. – Л., 1979. – 174 л.

4. Сернов, В. А. Исследование напряженно-деформированного состояния грунта в межсвайном пространстве / В. А. Сернов // Геотехника Беларуси : наука и практика : сб. статей Междунар. науч.-технич. конф., Минск, 20-22 мая 2008 г. / БНТУ; редкол.: М. И. Никитенко [и др.]. – Минск, 2008. – 239–246 с.

5. Сернов, В. А. Эффективные конструкции свайных фундаментов с несущими ростверками / В. А. Сернов // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: сб. науч. трудов XVI Междунар. науч.-методич. семинара, Брест 28-30 июня 2009 г. : в 2 ч. / БрГТУ; редкол.: А. А. Борисевич [и др.]. – Брест, 2009. – Ч. II. – С. 174–178.

6. Сернов, В. А. Расчет осадки свайного фундамента с учетом сопротивления грунта в основании ростверка / В. А. Сернов // Строительная наука и техника. – Минск, 2011. - №2(35). – С. 27–33.

## ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ МНОГОЭТАЖНЫХ И ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ В СЛОЖНЫХ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ

*Пойта П. С., д.т.н., профессор,  
Клебанюк Д. Н., магистр технических наук,  
Шведовский П. В., к.т.н., профессор*

### Введение

Массовое строительство многоэтажных и высотных зданий на неоднородных основаниях, сложенных слабыми грунтами, грунтами с неравномерной сжимаемостью и в стесненных условиях, обуславливает необходимость поиска и перехода от традиционных плитных к более эффективным конструктивным решениям фундаментов [1].

Как показывает практика, плитные фундаменты (ПФ) на естественном основании эффективны только на грунтах средней сжимаемости, с локализованными в плане неоднородностями, так как они способны, из-за собственной жесткости, перераспределять на основания значительные вертикальные нагрузки.

Однако от жесткости фундаментов не зависит формирование ни общей осадки, ни общего крена, которые очень важны с точки зрения нормальной эксплуатации многоэтажных и высотных зданий, что и обуславливает необходимость перехода к плитным фундаментам на свайном основании, т. е. плитно-свайным (ПСФ), у которых сваи являются элементами повышения жесткости основания.

При этом степень эффективности применения ПСФ будет определяться совместностью работы плитной и свайной составляющих, зависящих от 3 условий:

- непосредственным опиранием плиты ростверка на грунт;
- определенной податливостью свай, позволяющей давать осадку свай под нагрузкой;
- наличием участков, достаточно удаленных от свай, в зоне расположения которых формируются «осадочные воронки».

### Экспериментальная часть

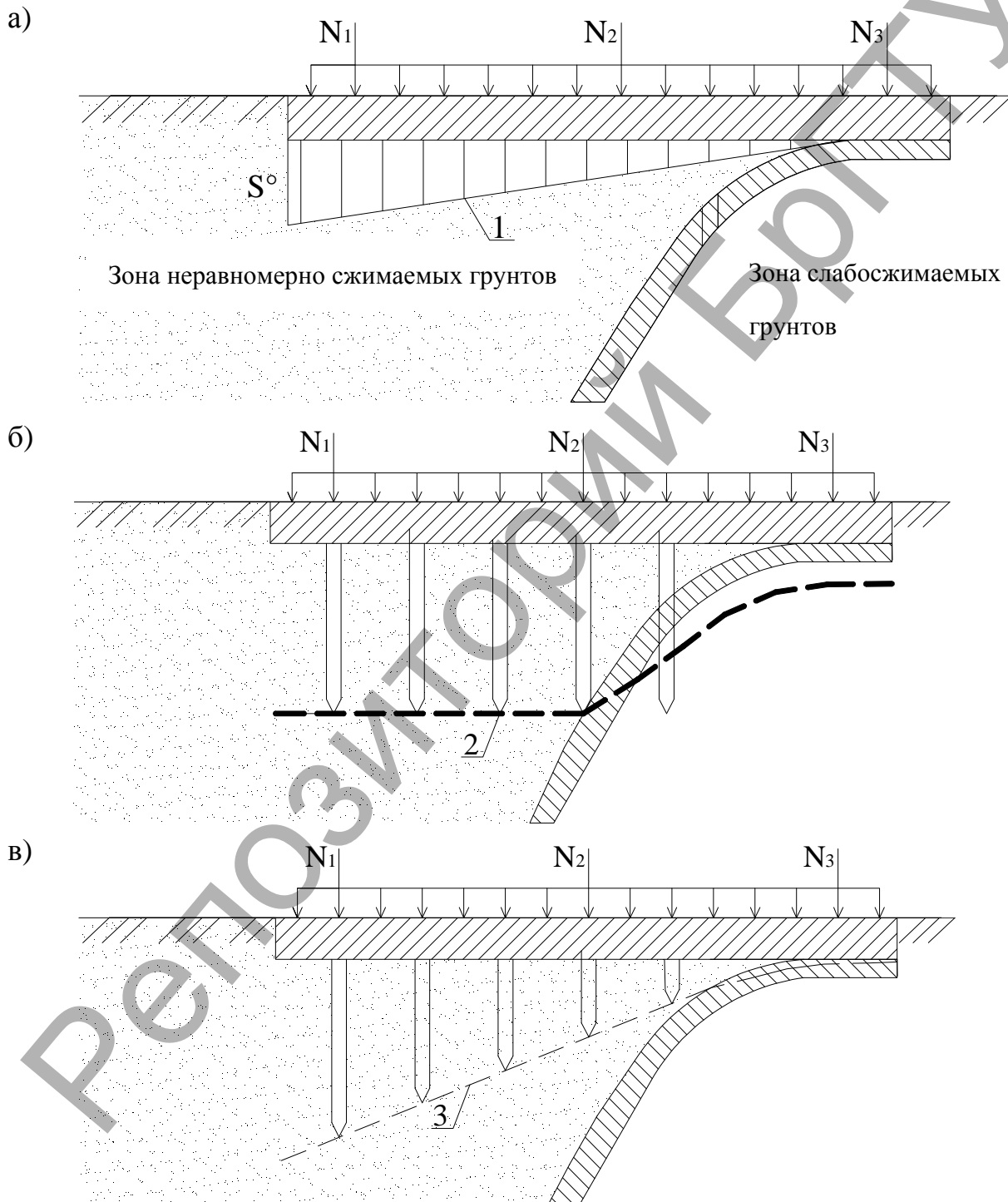
Наиболее оптимальным, исходя из вышеотмеченных условий, будет размещение свай в опорных зонах несущих колонн и стен (рисунок 1), что приурочивает работу плитной компоненты к пролетным, а не к межсвайным участкам и соответственно не ограничивает долю нагрузки, воспринимаемой плитой ростверка [2].

Отсюда, расчеты ПСФ должны проводиться как ПФ на неоднородном по сжимаемости основании с искусственно создаваемой (полезной) неоднородностью [1]. При этом количество свай и их параметры должны определяться условием восприятия нагрузки ( $\Phi_i$ ), которую необходимо перераспределить с плитной составляющей на свайную, и соответственно



$$\left. \begin{aligned} \Phi_i^1 &= N_i \left( 1 - K_\alpha \cdot S_{ult} / S^0 \right); \\ \Phi_i^2 &= N_i - K_\alpha \cdot A_i \cdot R \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

где  $\Phi_i^1$  – нагрузка, обеспечивающая ограничение величины общей осадки, а  $\Phi_i^2$  – давления по подошве плиты;  $N_i$  – полная нагрузка на расчетном участке;  $A_i$  – площадь участка;  $S_{ult}$  и  $S^0$  – соответственно предельно допустимая и средняя расчетная осадки;  $K_\alpha$  – коэффициент уменьшения опорной площади плиты.



а – плитный; б – плитный на свайном поле; в – плитно-свайный

1 – эпюра осадок; 2 – поверхность равной несущей способности;

3 – поверхность с несущей способностью, обеспечивающей равномерную осадку

**Рисунок 1 – Особенности работы ПФ и ПСФ на неоднородных грунтовых основаниях**

Анализ схемы работы ПФ на свайном поле (рисунок 1б) позволяет отметить, что таким образом в некоторой мере решается проблема допустимой осадки, но проблема выравнивания неравномерных осадок плиты не решается вообще. Поэтому вместо свайных полей целесообразно проектировать систему подкрепляющих свай с параметрами и схемой расположения (рисунок 1в), обеспечивающей удовлетворение требованиям по неравномерности деформаций.

При этом подкрепляющие сваи должны рассчитываться на нагрузку

$$\Delta N_i = N_i - N_i^{red}, \quad (2)$$

где  $N_i$  – полная нагрузка на расчетный участок;  $N_i^{red}$  – суммарный отпор грунта под подошвой плиты на расчетном участке и

$$N_i^{red} = K_\alpha \cdot S_{i,a} \cdot C_{z,i}, \quad (3)$$

где  $S_{i,a}$  – допустимая (желаемая осадка);  $C_{z,i}$  – коэффициент постели естественного основания расчетного участка.

Отсюда следует, что одним из определяющих этапов в проектировании ПФ является определение местоположения поверхности равной несущей способности (рисунок 1в), т. е. глубины погружения поддерживающих свай.

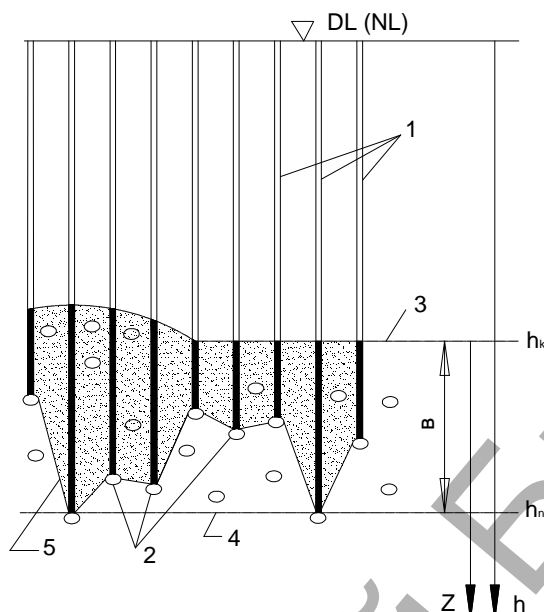
Единственной основой для определения глубины погружения поддерживающих свай являются данные инженерно-геологических изысканий, дающие относительно достоверные сведения только в тех точках, где производился отбор проб или методами зондирования определялись расчетные характеристики грунтов. Во всех остальных точках грунтового полупространства свойства грунтов обычно устанавливаются интуитивно или методами математической интерпретации.

Отсюда, решение проблемы требует понимания, что не только неоднородное, но и любое другое грунтовое основание объективно является стохастической средой, т. е. пространственная неоднородность и стохастическая природа – это фундаментальное свойство любой грунтовой среды и для адекватного описания распределения его физико-механических свойств необходимо применение вероятностных методов, позволяющих разработать вероятностную модель грунтового основания, адекватно отражающую его неоднородность и способную компенсировать неполноту инженерно-геологической информации.

В основу вероятностной модели в соответствии с [4, 5, 6] положены понятия «препятствие» и «несущий слой». Препятствием может быть любая точка внутри грунтового массива, ниже которой погружение свай конструктивно нецелесообразно, так как в ней выполняются все требования по несущей способности сваи и осадке. Физическая природа препятствия при этом не имеет значения, так как общим у них является расчетный отказ сваи при достижении препятствия.

Основными видами препятствий могут быть любые точки в грунтовой толще, при достижении которых глубина погружения свай отвечает всем условиям расчетов. Феноменологическая модель распределения препятствий в грунте имеет вид (рисунок 2).

Количественной мерой препятствия является глубина его расположения в грунтовом массиве от естественной поверхности или от любой другой поверхности, являющейся началом координат, например планировочной отметки.



1 – сваи; 2 – препятствия, случайно распределенные в несущем слое;  
3 – верхняя граница несущего слоя (кровля); 4 – нижняя граница несущего  
слоя (подошва); 5 – реализация случайной функции  $Z(i)$

**Рисунок 2 – Феноменологическая модель стохастического грунтового основания**

Несущим слоем является слой грунта, в котором распределены препятствия и его положение определяется расположением в грунтовом массиве его верхней и нижней границ. При этом верхняя граница – это плоскость, параллельная поверхности и проходящая над препятствием, имеющим наименьшую глубину заложения, а нижняя – горизонтальная плоскость, проходящая под препятствием с наибольшей глубиной заложения.

Следует отметить, что в современной практике фундаментостроения под несущим слоем понимают инженерно-геологический элемент (ИГЭ), в который погружается свая на глубину  $(2-3)d$ . Однако практически всегда несущий ИГЭ не имеют четких границ раздела. И даже в случаях, когда ИГЭ разделены четко определяемой поверхностью, остаются неопределенными кривизна и положение этой поверхности в пространстве между точками изысканий.

Принятое определение несущего слоя принципиально отличается от традиционного, так как он определяет тот интервал глубин, в котором все сваи достигают требуемой несущей способности, и при этом напрямую не привязан к выделенным ИГЭ.

В детерминированной постановке задачей проектировщика является определение глубины месторасположения препятствий в каждой точке погружения сваи, что практически нереально.

В вероятностной же постановке задача может быть сформулирована следующим образом: установить вероятностное распределение препятствий в грунтовом массиве и выделить границы несущего слоя.

Как видно из рисунка 2, глубина погружения свай до встречи с первым препятствием является случайной величиной. Ломаная, проведенная через нижние концы свай, представляет собой одну из реализаций случайной функции глубины погружения свай в стохастическое неоднородное основание. За начало координат для этой функции удобно принять верхнюю границу несущего слоя (ось Z), эта функция определена на отрезке  $i \in [1, \dots, N]$ , длина которого численно равна числу свай в фундаменте, поэтому его длина всегда является целым числом "N", равным числу свай в фундаменте. Текущее значение аргумента  $i$  всегда целочисленное, равное номеру сваи. То есть множество значений аргумента является конечным множеством целых чисел от 1 до N, а множество значений функции является непрерывным на отрезке  $Z \in [0, b]$ . При этом для данной модели не имеет значения ни порядок нумерации свай, ни их расположение на плане, так как их изменение приводит только к фиксации других реализаций случайной функции  $Z(i)$ , без изменения вероятностных характеристик самой функции.

Глубины заложения верхней и нижней границ несущего слоя выбираются с учетом выполнения следующих условий

$$S \leq S_n \quad \text{при } h \geq h_k ; \quad (4)$$

$$P_1[R \geq R_p] \quad \text{при } h_k + Z_i \leq h \leq h_n , \quad (5)$$

где  $S$  и  $S_n$  – расчетная и предельно допустимая величины осадок свайного фундамента;  $P_1[R \geq R_p]$  – вероятность того, что при погружении в несущий слой свая достигнет расчетной несущей способности.

Условие (4) исключает опирание свай на тонкие прослойки или линзы плотного грунта, лежащие выше несущего слоя. Оно требует, чтобы все без исключения сваи были погружены не менее, чем до верхней границы несущего слоя. Промежуточные плотные прослойки и линзы, при достижении которых сопротивление сваи может даже превзойти расчетное значение несущей способности, в принятой модели не относятся к препятствиям. Препятствиями являются только те точки, которые находятся в границах несущего слоя и в которых сопротивление сваи не менее расчетной несущей способности.

Соответственно толщина несущего слоя  $b = h_n - h_k$ , где  $h_n$  – наибольшая глубина погружения свай, при которой выполняется условие (5), а  $h_k$  – наименьшая глубина, ниже которой вероятность обнаружения препятствия  $P_1[R > R_n]$ .

Количественной же мерой распределения препятствия в грунтовом массиве, а значит его неоднородности, является интенсивность распределения препятствий. Приняв за интенсивность распределения препятствий в вертикальном направлении среднее количество препятствий на единичном отрезке величина интенсивности может быть описана следующей зависимостью

$$\lambda(Z) = \frac{1}{k} \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{l_i} , \quad (6)$$

где  $\lambda(Z)$  – интенсивность препятствий по направлению  $Z$ ;  $\kappa$  – количество отрезков;  $l_i$  – длина отрезков;  $n_i$  – количество препятствий на  $i$ -м отрезке;  $i=1, 2, \dots, \kappa$  – номер отрезка.

Сегодня основным практическим методом обнаружения препятствий является статическое и динамическое зондирование. Однако они способны установить глубину залегания только самого верхнего препятствия. Поэтому в формуле (6) величина  $n_i=1$ , и она принимает вид

$$\lambda(Z) = \frac{1}{\kappa} \sum_{i=1}^{\kappa} \frac{1}{Z_i}, \quad (7)$$

где  $Z_i$  – глубина  $i$ -го препятствия, отсчитываемая от кровли несущего слоя (рисунок 2).

Однако определенная таким образом интенсивность распределения препятствий является постоянной величиной только в пределах несущего слоя. В реальных же инженерно-геологических условиях она находится в зависимости от глубины погружения в несущий слой. Используя процедуру разбиения толщины несущего слоя на интервалы с учетом того, что на интервале  $\Delta Z_j$  обнаружено несколько препятствий средняя величина интенсивности на интервале будет равна

$$\lambda(Z_j) = \frac{1}{m_j} \sum_{i=1}^{\kappa} \frac{1}{Z_{ij}}. \quad (8)$$

Переходя к пределу  $j \rightarrow \infty$ ;  $\Delta Z_j \rightarrow 0$ , можно получить сглаженную функцию  $\lambda(Z)$ .

Проанализируем способы поиска функции  $\lambda(Z)$  для ПСФ с  $N$  числом свай. Ожидаемое число свай, встретивших препятствие на глубине  $Z$

$$N_1(Z) = N \cdot P_1(Z), \quad (9)$$

а ожидаемое число свай, не встретивших препятствие до глубины  $Z$ ,

$$N_0(Z) = N \cdot [1 - P_1(Z)]. \quad (10)$$

Частоту, с которой сваи будут достигать препятствия, определим дифференцированием

$$\frac{dN_1(Z)}{dZ} = N \cdot q(Z), \quad (11)$$

где  $q(Z)$  – функция плотности вероятности.

Отношение частоты встречи свай с препятствиями к ожидаемому числу свай, не встретивших препятствия, равно интенсивности распределения препятствий

$$\lambda(Z) = \frac{q(Z)}{1 - P_1(Z)}. \quad (12)$$

Отсюда интенсивность распределения препятствий может быть определена как условная плотность вероятности встречи сваи с препятствием на глубине  $Z$  при условии, что до глубины  $(Z - dZ)$  встречи не произошло. При этом функция  $\lambda(Z)$  является статистическим показателем неоднородности всей грунтовой толщи, а не только в пределах несущего слоя. Все это позволяет при проектировании через препятствие определить взаимодействие сваи с грунтовой толщей, формирующей ее несущую способность, а через несущий слой и интенсивность – степень и характер неоднородности этого взаимодействия в пределах всей строительной площадки.

Отсюда, основной задачей инженерно-геологических изысканий будет являться не только определение координат экстремальных точек поверхности равной несущей способности в плане и по глубине, но и поверхности с несущей способностью, обеспечивающей равномерную осадку.

В соответствии с теорией вероятности определить местоположение этих точек из бесконечного множества, при относительно ограниченном числе точек изысканий, близко к нулю, т. е. выявить их практически невозможно. А так как сегодня основным методом определения сопротивления свай на различных глубинах является статическое или динамическое зондирование грунтов, данные по которым наилучшим образом коррелируются с результатами статических испытаний свай, то проблема оптимизации количества точек зондирования и выбор их месторасположения являются существенными и актуальными [6, 7].

Бесспорно, что для получения представительной выборки значений глубины залегания этих поверхностей необходимо, чтобы точки зондирования были расположены равномерно по всей площади объекта.

При разбивке площадки изысканий на конечное число участков вероятность определения участка с экстремальной точкой будет равна

$$P(h_k) = P(h_n) = \frac{1}{n}, \quad (13)$$

где  $P(h_k)$  – вероятность выявления участка, содержащего точку поверхности с минимальной глубиной заложения, соответствующей кровле несущего слоя ( $h_k$ );  $P(h_n)$  – то же для участка, содержащего точку с максимальной глубиной заложения, соответствующей подошве несущего слоя ( $h_n$ );  $n$  – количество участков, на которое разбита поверхность.

Точность определения  $h_k$  и  $h_n$  зависит от количества испытаний  $n$ , их равновероятности и независимости, т. е. точки испытаний должны располагаться в узлах регулярной прямо- или треугольной сетки по всей площадке.

Так как форма этих поверхностей неизвестна, то целесообразно использовать последовательную процедуру испытаний [7, 8], приняв на нулевом шаге, при параметре неоднородности  $\alpha=1$ , глубину погружения свай

$$\bar{h}_0 = h_k + \frac{b}{2}, \quad (14)$$

где  $b$  – мощность несущего слоя и  $b = h_n - h_k$ .

Эти значения соответствуют равномерному распределению вероятности встречи с поверхностью, в виде наклонной плоскости, и несущей способностью, обеспечивающей равномерную осадку, в диапазоне глубин  $h_k \leq h \leq h_n$  (рисунок 2).

Учитывая, что параметр неоднородности  $\alpha$  определяет размах интервала изменения глубины заложения его середины, то естественно предположить, что чем выше его величина, тем больше диапазон изменения длин погружаемых свай в пределах строительной площадки.

При этом чем меньше относительный диапазон изменения длины свай, тем слабее отразится повышение точности определения вероятностных параметров  $\bar{Z}$ ,  $\bar{h}$  и  $d$  на расчетное значение объема свайных работ и стоимость фундамента. Отклонение истинного значения  $\bar{h}$  от имеющегося на нулевом шаге  $\bar{h}_0$  находится в пределах

$$\bar{h}_0 - \frac{b}{2} \leq \bar{h} \leq \bar{h}_0 + \frac{b}{2}. \quad (15)$$

В более общем виде это неравенство можно записать так

$$\bar{h}_0 - \xi \cdot b \leq \bar{h} \leq \bar{h}_0 + \xi \cdot b. \quad (16)$$

Отклонение истинной величины средней глубины погружения свай от  $\bar{h}_0$

$$\bar{h}_0 - \bar{h} = \xi \cdot b. \quad (17)$$

и соответственно максимальный диапазон изменения коэффициента  $\xi$ , как следует из (17)  $-\frac{1}{2} \leq \xi \leq \frac{1}{2}$ , при среднем значении  $-0,25 \leq \xi \leq +0,25$ .

Чем меньше величина степени неоднородности, тем меньший вклад в общую величину средней глубины погружения свай дает уточнение  $\bar{h}$ . Так при  $\alpha$ , равном 0,1, отклонение истинного значения глубины от  $\bar{h}_0$ , полученной на нулевом шаге, составит 2,5%, т. е. результат, полученный на нулевом шаге, вполне удовлетворителен. При толщине несущего слоя сравнимой с  $\bar{h}_0$  ( $b = \bar{h}_0$ ) –  $\alpha = 1$ , а  $\bar{\delta} = 25\%$  от  $\bar{h}_0$ .

Как показывает анализ, граничным значением достоверности для нулевого шага является параметр неоднородности в пределах ( $\alpha > 0,25$ ).

Совсем по-другому эту проблему необходимо решать при высокой степени неоднородности грунтов ( $\alpha > 0,25$ ). Чтобы вычислить среднее значение функции, которой является поверхность препятствий относительно поверхности грунта, нужно точки зондирования размещать равномерно по всей площадке таким образом, чтобы каждому значению функции  $\varphi(x, y)$  можно было приписать равную площадь поверхности. Тогда соответственно

$$\bar{h} = \frac{1}{2(n+1)} \left( h_k + h_n + 2 \sum_{i=1}^n y_i \right), \quad (18)$$

где  $i=1, 2, \dots, n$  – количество промежуточных точек зондирования;  $h_i$  – глубина залегания плоскостей в  $i$ -й точке зондирования.

В соответствии с расчетами достаточно достоверно значение средней глубины залегания плоскостей можно иметь при минимизации точек зондирования от 5 до 9, включая полученные на нулевом шаге. Большее число зондировочных точек приводит к увеличению величины  $\bar{h}$  не более, чем на 3-5%, что несущественно с практической точки зрения.

## **ЗАКЛЮЧЕНИЕ**

Как показывает практика, устройство плитных фундаментов приводит только к уменьшению абсолютных величин осадок зданий, что однако не означает уменьшения их неравномерности или избежания возможных кренов здания.

Расчет осадок многоэтажных и высотных зданий должен выполняться на основе нелинейных моделей механики грунтов, используя стохастическую модель грунтового массива, адекватно отражающего его неоднородность и способную компенсировать неполноту инженерно-геологической информации.

Эффективным решением плитно-свайных фундаментов является устройство вместо свайного поля подкрепляющих свай, размещаемых в опорных зонах несущих колонн и стен, с глубиной их погружения до поверхности с несущей способностью, обеспечивающей равномерную осадку и недопущение крена здания.

## **СПИСОК ЦИТИРУЕМЫХ ИСТОЧНИКОВ**

1. Оржеховский, Ю. Р. Плитно-свайные фундаменты как способ решения сложных геотехнических проблем / Ю. Р. Оржеховский, В. В. Лушников, Р. Я. Оржеховская, А. С. Ярдяков // Академ. вестник УралНИИпроект РААСН: Строительные науки. – 2013. – № 4. – С. 83-86.
2. Оржеховский, Ю.Р. Оптимизация решений плитных фундаментов на неоднородном основании / Ю. Р. Оржеховский, В. В. Лушников // Геотехнические проблемы строительства на рубеже XXI века. – Темиртау, 2006. – Т. 2. – С. 109-118.
3. Пойта, П. С. К особенностям учета неоднородности грунтовых условий при проектировании свайных фундаментов / П. С. Пойта, П. В. Шведовский, Д. Н. Клебанюк // Вестник БрГТУ. – 2006. – 2 1. – С. 110-118.
4. Сирожиддинов, З. Расчет и проектирование свайных фундаментов на основе теории надежности / З. Сирожиддинов // МГСУ. – М., 1993. – 260 с.
5. Абрамов, В.Е. Теоретические основы устройства свайных фундаментов на неоднородном грунтовом основании / В.Е. Абрамов // ДальНИИС, Владивосток, 1998. – 250 с.
6. Шведовский, П.В. Особенности учета изменчивости грунтов в процессе погружения забивных свай на их несущую способность / П. В. Шведовский, П. С. Пойта, А. Ю. Дроневиц // Вестник БрГТУ, 2012. – № 1(73). – С. 77-81.
7. Бондарик, Г. К. Основы теории изменчивости инженерно-геологических свойств горных пород / Г. К. Бондарик. – М.: Недра, 1971. – 198 с.
8. Шейнин, В. И. Определение статистических характеристик осадок системы фундаментов на неоднородном основании / В. И. Шейнин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – М., 1980. – Вып. 66. – С. 28-37.
9. Шведовский, П. В. Особенности оптимизации геотехнических аспектов инженерной подготовки оснований в сложных грунтовых условиях / П. В. Шведовский, Д. Н. Клебанюк, П. С. Пойта // Теория и практика исследований и проектирования в строительстве с применением САПР: сб. ст. МНТК. – Брест: БрГТУ. – С. 71-77.



## ПРЕДВАРИТЕЛЬНОЕ НАПРЯЖЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА В СБОРНЫХ СПЕЦИАЛЬНЫХ ФОРТИФИКАЦИОННЫХ СООРУЖЕНИЯХ

*Курлапов Д. В., к.т.н., доцент,*

*Лапшин Г. А., к.т.н., доцент ВИ(ИТ) ВА МТО г.Санкт-Петербург*

**Введение.** Сборные фортификационные сооружения широко применяются в практике инженерного оборудования позиций и при создании стационарных защищённых объектов.

Сборные конструкции обладают рядом существенных достоинств по сравнению с монолитными и сборно-монолитными. Это в первую очередь большая скорость возведения сооружений, за счёт переноса изготовления конструкций в заводские условия, где производительность труда значительно выше, чем на строительной площадке. Для фортификационных сооружений сборные конструкции остаются безальтернативными.

Но наряду с достоинствами, сборные сооружения более дорогие, по сравнению с монолитными, и имеют большое количество швов и стыков, что ограничивает область их применения. Из сборных конструкций целесообразно делать сооружения только группы индивидуальной защиты. Соединения сборных элементов в специальных фортификационных сооружениях при воздействии современных средств поражения не обеспечивают гарантированно нормируемой герметичности.

Одним из возможных способов повышения жёсткости фортификационных сооружений может служить предварительное напряжение сооружения в целом.

Способ предварительного натяжения арматуры применяют как в сборных, так и в монолитных конструкциях и сооружениях. В монолитном исполнении с предварительным натяжением арматуры бетонируют пролетные строения мостов, большепролетные балки и плиты перекрытий, контурные элементы оболочек и куполов, резервуары, высотные сооружения и многие другие конструкции.

Предварительно напряжённый железобетон - это железобетон (конструкция, каркас), в котором до приложения внешней нагрузки искусственно создают внутренние напряжения, чаще всего, противоположные по знаку тем напряжениям, которые будут возникать при действии внешней нагрузки.

Преимущества преднапряжённого железобетона (железобетонного каркаса) перед обычным – это, прежде всего, его высокая трещиностойкость конструкций, повышенная жесткость конструкций и сооружения в целом, а также лучшее сопротивление динамическим нагрузкам, коррозионная стойкость, долговечность и определенный экономический эффект, достигаемый применением высокопрочной арматуры.

В изгибаемых элементах специальных фортификационных сооружений напряжённый бетон будет предположительно уменьшать откольное явление при воздействии обычных средств поражения. Так же вследствие уменьшения де-

формативности конструкции уменьшится уровень звукового давления, возникающий при колебаниях конструкций при воздействии современных средств поражения. Для определения конкретных результатов влияния предварительного обжата бетона на вышеприведенные параметры нужно проводить дополнительные исследования.

Создание предварительного напряжения бетона достигается двумя способами: натяжение арматуры на упоры и натяжение арматуры на готовый бетон. Известно, что натяжение на упоры является более индустриальным способом и находит применение в заводском производстве. Натяжение на бетон применяется главным образом для крупноразмерных конструкций, создаваемых непосредственно на месте их возведения. За последние годы в странах Европы и США все большее развитие получает использование предварительного напряжения с натяжением на бетон (постнатяжения), позволяющее эффективно преднапрягать монолитные конструкции. Данная технология получила распространение при строительстве монолитных путепроводов и мостов, в специальном же строительстве применяется крайне редко. Отчасти это связано с отсутствием норм и рекомендаций по расчету и конструированию подобных конструкций и сооружений.

Как правило, в промышленно-гражданском строительстве применяется система предварительного напряжения с использованием канатной арматуры. Существуют две принципиальные схемы систем преднапряжения: система предварительного напряжения со сцеплением (система с «восстановленным сцеплением») напрягаемой арматуры с бетоном и система преднапряжения без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном. Каждая из систем имеет свои достоинства и недостатки, которые определяют диапазон эффективного применения этой системы.

Одним из используемых вариантов натяжения на бетон с восстановлением сцепления является вариант с использованием металлических гофр в качестве каналобразователей (рисунок 1).



*Рисунок 1 – Каналообразователь*

В процессе арматурных работ в конструкции укладывается каналобразователь из гофрированной стали толщиной 0,2...0,3 мм диаметром, необходимым для размещения требуемого количества канатов. Каналообразователи – это герметические гофрированные стальные трубы, изготавливаемые из стальной полосы методом вальцовки. Гофры изготовлены в виде двухзаходной резьбы, что позволяет соединять каналобразователи муфтами. Секции каналобразо-

вателей соединяют муфтами 300 мм из отрезков следующего из ряда диаметра. После установки каналобразователей производят проталкивание в них канатов. После полного монтажа конструкций производят натяжение канатной арматуры, например домкратом-натяжителем «EVOLUTION», с давлением 70МПа (рисунок 2) и инъектированием – заполнением каналов цементным расширяющимся раствором под давлением 0,8 МПа.



*Рисунок 2 – Домкрат-натяжитель «EVOLUTION» арматурного каната с давлением 70МПа и насосная станция*

Система с «восстановленным сцеплением» в промышленно-гражданском строительстве может получить большее распространение, если в качестве раствора для заполнения каналов для арматуры (канатов) будут использоваться смеси химических анкеров, например фирмы Hilti. В этом случае конструкция будет работать как единое целое.

Система предварительного напряжения без сцепления арматуры с бетоном подразумевает отсутствие сцепления напрягаемой арматуры с бетоном в течение всего срока эксплуатации. Как правило, используются канаты диаметром от 12 до 15,7 мм, где каждый канат имеет индивидуальную пластиковую оболочку со смазкой. Данная схема каната получила название «моностренд». Передача осевых усилий на бетон осуществляется за счет установки на торцах отрезка каната анкерных устройств. За счет наличия смазочного состава достигается минимальный коэффициент трения каната о стенки оболочки и соответственно минимальные потери от трения. Также за счет пластиковой оболочки и смазки напрягаемая арматура надежно защищена от коррозии на протяжении всего срока эксплуатации конструкции.

Канаты, выполненные по монострендовой технологии, сами по себе являются металлоконструкциями. Основу стренда составляют высокопрочные гальванизированные проволоки диаметром 5 мм каждая. Канаты включают в себя несколько прядей (стрендов). Расчетное сопротивление проволок может состав-

лять до 1860 МПа. Защитная оболочка стренда выполнена из высокоплотного полиэтилена и обладает стойкостью к воздействию ультрафиолетовых лучей и окружающей среды.

Доказано, что канаты без оболочки предпочтительно применять в заводских условиях при натяжении на упоры (с прямолинейным натяжением канатов). Способ натяжения этих канатов на бетон целесообразно применять в построечных условиях, для армирования длинномерных конструкций и каркасов. Наиболее выгодным вариантом следует считать способ натяжения канатов в оболочке на бетон, что уменьшает прогиб и позволяет применять их в построечных условиях для длинномерных конструкций и каркасов.

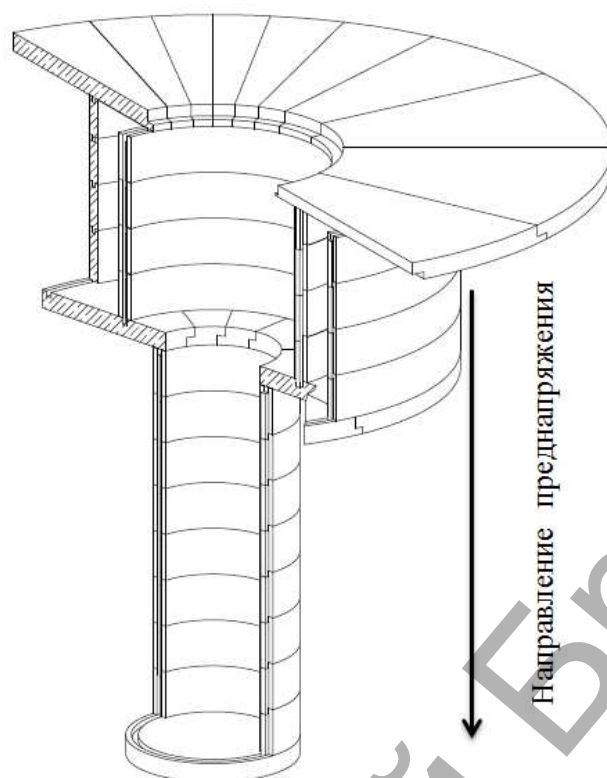
Распространение канатов защищенных и в оболочке еще не получили широкого применения в России. Пока не имеется общепризнанных государственных стандартов и строительных норм и правил в этой области, но, тем не менее, использование этих канатов для предварительного напряжения имеет большие преимущества, например для длинномерных и неразрезных конструкций и каркасов зданий и сооружений.

При создании специальных фортификационных сооружений нужно отдать предпочтение системе с «восстановлением сцепления». СФС при расчёте на общее воздействие специальных средств, боеприпасов объёмного взрыва, обычных средств поражения загружается полностью, и канаты без сцепления с арматурой начинают работать, не разрушаясь до заданного предельного состояния. СФС при местном воздействии обычных средств поражения могут разрушаться только в локальной области. В этом случае возможен разрыв каната, и вся система «рассыпается» удерживаясь только на сцеплении связующих растворов и бетонов.

Поэтому для фортификационных сооружений необходимо использовать систему с «восстановлением сцепления». В заполненных каналах растворами с расширяющимся цементом, составом для химических анкеров возникает монолитное сцепление, которое можно посчитать так же как анкеровку арматурных стержней в бетоне для совместной работы. Однако в процессе производства сборных панелей на заводе железобетонных конструкций каналы для канатов, изготовленные методом штока, необходимо прогрунтовать. Эта операция может быть совмещена с грунтовкой наружной поверхности сборных элементов при её гидроизоляции.

На кафедрах ВИ(ИТ) ведётся поиск рациональных конструктивно-компоновочных схем специальных фортификационных сооружений для размещения современной военной техники и вооружения. Одним из направлений этого поиска является создание быстровозводимых железобетонных СФС с предварительным напряжением арматуры каркаса.

В качестве примера специального фортификационного сооружения из сборных железобетонных элементов **шахтного типа** (вертикальное расположение элементов) можно привести разработанное сооружение командного пункта (рисунк 3). Сооружение собирается из колец, полуколец и плоских фундаментных плит и плит покрытия. Напряжение арматуры осуществляется вдоль ствола сооружения.



**Рисунок 3 – Сборное СФС шахтного типа с предварительным напряжением арматуры на бетон вдоль ствола**

При натяжении арматуры на бетон сборные железобетонные элементы изготавливаются на заводе. Предварительное напряжение в продольном направлении осуществляется после монтажа всех железобетонных элементов на строительной площадке.

Напрягаемую арматуру располагают в специально устраиваемых каналах в сборных элементах. Каналы имеют диаметр на 5...15 мм больше диаметра арматуры. Выполняют их при бетонировании элемента на заводе железобетонных конструкций путем укладки гофрированных стальных трубок (оболочек) или с помощью пустотообразователей (стальных спиралей и металлических штоков, трубок из кровельной стали, резиновых шлангов и т. д.), извлекаемых из свежеуложенного бетона. При натяжении арматура не имеет сцепления с бетоном колец, но каналы, для обеспечения совместной работы колец и предварительно напряжённой арматуры, могут потом быть заполнены раствором. Обжатие бетона происходит в процессе натяжения арматуры. Напряжения в арматуре контролируют после окончания обжатия бетона. Один конец арматурного стержня, пучка или каната, снабженный анкером, например клиновым стаканного типа, закрепляют на фундаментной плите и натягивают. При этом происходит обжатие бетона. После натяжения арматуры до заданного напряжения ее анкеруют со стороны расположения домкрата, в верхнем элементе сооружения.

Для предварительно напряженных железобетонных конструкций СФС и сооружения в целом следует предусматривать бетоны следующих классов по прочности на сжатие: В25; В30; В35; В40; В45; В50; В55; В60.

В качестве продольной напрягаемой арматуры рационально использовать горячекатаную и термомеханически упрочненную периодического профиля

классов А600 (А-IV), А800 (А-V) и А1000 (А-VI), холоднодеформированную периодического профиля классов от Вр1200 до Вр1500 (Вр-II) и канатную 7- и 19-проволочную классов К1400, К1500 (К-7, К-19).

Все элементы сооружения изготавливаются на заводе с нанесением на внешнюю поверхность проектной гидроизоляции. При монтаже стыки могут заполняться, например, расширяющейся смесью Вайтмикс НСТ с использованием гидрофильного резинового профиля для герметизации швов и стыков Гидротайт (hydrotite sj). Названные материалы для гидроизоляции имеют высокую скорость твердения, значительные прочностные характеристики после твердения, высокую гидроизоляционную способность, высокое значение коэффициента линейного расширения при твердении, как в воздухе, так и в воде. В настоящее время есть много гидроизоляционных материалов для стыков, способных в условиях низких температур обеспечивать герметизацию сооружения (Пенетрон, Эталон, Waterplast и др.).

Арочные сооружения, массово построенные в 60–80-е годы прошлого века в качестве СФС различного назначения, могли бы быть преднапряжены в продольном направлении с восстановлением сцепления с целью увеличения герметичности и гидроизоляционных свойств.

В качестве примера специального фортификационного сооружения из сборных железобетонных элементов горизонтально типа (наземное обсыпное) можно привести разрабатываемое следующий вариант сооружения.

Сооружение выполнено из сборных железобетонных рам пролетом 4,5 м, устанавливаемых вертикально на бетонную подготовку. На железобетонные рамы на заводе нанесена проектная наружная гидроизоляция, на стыки наклеен набухающий профиль из гидрофильной резины «Гидротайт СиДжей». Для заделки стыков возможно применение смеси заполнения гидроизоляционной расширяющейся смесью «Вайтмикс НСТ», которая достаточно быстро затвердевает и при этом за счет пространственного расширения полностью заполняет собой стык.

Рамы после монтажа предварительно напрягаются на конструкции (на бетон) металлическими канатами в продольном направлении.

Напрягаемые канаты пропускают через специально устраиваемые каналы в рамах. При натяжении арматура не имеет сцепления с бетоном рам. Надо восстановить сцепление с арматурой. Для обеспечения совместной работы рам и предварительно напряжённой арматуры каналы должны быть заполнены раствором. Обжатие бетона происходит в процессе натяжения арматуры. Натяжения в арматуре контролируют после окончания обжатия бетона. Один конец арматурного стержня, пучка или каната, снабженный анкером, например клиновым стаканного типа, закрепляют на торцевой стене и натягивают. При этом происходит обжатие бетона. После натяжения арматуры до заданного напряжения ее анкеруют со стороны расположения домкрата, в другой торцевой стене.

После восстановления сцепления арматуры и бетона сооружение работает как единое целое, как монолитная конструкция.

#### ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В результате предварительного напряжения конструкций сборных фортификационных сооружений увеличивается их стойкость к воздействию совре-

менных средств поражения, повышается трещиностойкость конструкций, герметичность и гидроизоляционные свойства сооружений, улучшаются эксплуатационные параметры герметизации и защиты сооружения от обводнения.

#### **СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ**

1. Свод правил. «Предварительно напряжённые железобетонные конструкции»: СП 52-102-2004. – М., 2005.
2. Курлапов, Д. В. Железобетонные и каменные конструкции: учебник для курсантов и студентов/ Д. В. Курлапов, В. В. Тюкаев. – СПб.: ВИ(ИТ) ВАМТО, 2015.
3. Методическое пособие по расчёту предварительно напряжённых железобетонных конструкций: МСЖКХ. –М., 2015.
4. Портаев, Д. В. Расчет и конструирование монолитных преднапряженных конструкций гражданских зданий. АСВ. – М., 2011.

УДК 624.15+69.05:378.2

### **ОСОБЕННОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ ПРОГРАММНОГО КОМПЛЕКСА «КОНСТРУКТОР ЗДАНИЯ» ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОБЪЕКТОВ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ BIM-ТЕХНОЛОГИИ**

*Сливка Д. Н., директор ОДО НПП «БрестКАД»*

ОДО НПП «БрестКАД» более тридцати лет занимается успешной разработкой и внедрением программного обеспечения в области строительства. На данный момент основная задача ОДО НПП – разработка современного программного обеспечения для всей строительной отрасли республики.

Следует отметить, что процесс формирования расчетной модели объектов требует перехода от реальной конструкции к идеализированной расчетной схеме, которая отражает фактическую работу элементов объекта только с определенной долей приближения, что и определяет необходимость поиска новых подходов.

Тем более бурное развитие информационных технологий обусловило появление принципиально нового подхода в строительном проектировании, заключающемся в создании компьютерной модели объекта, несущей в себе все сведения о нём, т. е. информационного моделирования объектов.

Подход к проектированию объектов через их информационное моделирование предполагает прежде всего сбор и комплексную обработку в процессе проектирования всей архитектурно-конструкторской, технологической, экономической и иной информации со всеми ее взаимосвязями и зависимостями, когда проектируемый объект и все, что имеет к нему отношение, рассматриваются единым целым.

Главное отличие нового подхода от прежних методов проектирования заключается в том, что возникающий объем этой технической работы, выполняемой компьютером, носит принципиально иной характер, и человеку самому с ним уже не справиться.

Такой подход к проектированию объектов получил название Информационное моделирование зданий, или сокращенно BIM (от принятого в английском языке термина Building Information Modeling).

Понятие информационной модели объекта было впервые предложено профессором Технологического института Джорджии Чаком Истманом в 1975 году.

Если перейти к внутреннему содержанию термина, то сегодня существует несколько его определений, которые в основной своей смысловой части совпадают, при этом отличаясь нюансами.

Это, очевидно, вызвано в первую тем, что разные специалисты приходили к концепции информационного моделирования зданий разными путями, поэтому одни понимают под BIM модель как продукт, для других – это процесс моделирования. Некоторые определяют и рассматривают BIM с точки зрения практической реализации или вообще определяют это понятие через его отрицание.

Сформулируем определение, которое в большей степени соответствует сегодняшнему подходу к BIM компании Autodesk и нашей точке зрения.

Информационная модель (BIM) – это хорошо скоординированная, согласованная и взаимосвязанная, поддающаяся расчетам и анализу, имеющая геометрическую привязку, пригодная к компьютерному использованию, допускающая необходимые обновления числовая информация о проектируемом объекте.

Полученная информация может использоваться для: принятия конкретных проектных решений, создания высококачественной проектной документации, предсказания эксплуатационных качеств объекта, составления смет и строительных планов, заказа и изготовления материалов и оборудования, управления возведением здания, управления и эксплуатации самого здания и средств технического оснащения в течение всего жизненного цикла, проектирования и управления реконструкцией или ремонтом здания, иных связанных со зданием целей.

Схематически информация, относящаяся к BIM, поступающая в модель и получаемая из модели, приведена на рисунке 1.



**Рисунок 1 – Информационная схема BIM**

Применение информационной модели объекта существенно облегчает работу и имеет массу преимуществ перед прежними формами проектирования.



Прежде всего, оно позволяет в виртуальном режиме собрать воедино, подобрать по предназначению, рассчитать, состыковать и согласовать создаваемые разными специалистами и организациями компоненты и системы будущего сооружения, «на кончике пера» заранее проверить их жизнеспособность, функциональную пригодность и эксплуатационные качества, а также избежать самого неприятного для проектировщиков - внутренних нестыковок (коллизий).

В отличие от традиционных систем компьютерного проектирования, создающих геометрические образы, результатом информационного моделирования здания обычно является объектно-ориентированная цифровая модель, как всего объекта, так и процесса его строительства.

Чаще всего работа по созданию информационной модели объекта ведется как бы в два этапа. Сначала разрабатываются блоки (семейства) – первичные элементы проектирования, соответствующие как строительным изделиям, так и элементам, что имеет непосредственное отношение к зданию, но производится вне рамок стройплощадки и при возведении объекта не делится на части.

Второй этап – моделирование того, что создается на стройплощадке: фундаменты, стены, крыши, фасады и т. д.

Таким образом, логика информационного моделирования объектов сегодня вопреки опасениям скептиков ушла из непонятной для проектировщиков и строителей области программирования и соответствует обычному пониманию реализации проекта на практике.

Построенная информационная модель проектируемого объекта становится основой и активно используется для создания рабочей документации всех видов, разработки и изготовления строительных конструкций и деталей, комплектации объекта, заказа и монтажа технологического оборудования, экономических расчетов, организации возведения самого здания, а также решения технических и организационно-хозяйственных вопросов последующей эксплуатации.

Такой подход в проектировании, когда объект рассматривается не только в пространстве, но и во времени, то есть «3D плюс время», часто называют 4D, а «4D плюс информацию» принято обозначать уже 5D. Хотя, с другой стороны, в ряде публикаций под 4D могут понимать «3D плюс спецификации».

При этом общепризнанными формами вывода и передачи содержащейся в BIM информации об объекте относятся: чертежная 2D рабочая документация и чертежные 3D-виды моделей; плоские 2D-файлы и объемные 3D-модели для использования в различных CAD-программах; таблицы, ведомости, спецификации; файлы для использования в интернете; файлы с инженерными заданиями на изготовление входящих в модель изделий и конструкций; файлы-заказы на поставку оборудования и материалов; результаты специальных расчетов; видеоматериалы, отражающие моделируемые процессы; файлы с данными для расчетов в других программах; файлы презентационной визуализации и анимации модели; виды объемных разрезов и других полных или не полных фрагментов проектируемого объекта; файлы для трехмерной печати; любые другие виды предоставления информации, которые потребуются при проектировании, строительстве и эксплуатации объекта.

Все это многообразие форм выводимой информации обеспечивает универсальность и эффективность BIM как нового подхода в проектировании объектов и гарантирует ему определяющее положение в строительной отрасли в ближайшем будущем.

Технология BIM уже сейчас показала возможность достижения высокой скорости, объема и качества строительства, а также значительную экономию бюджетных средств. Повсеместное внедрение технологии BIM в проектную практику в настоящее время находится на своей начальной стадии, так как еще не выработан единый стандарт для файлов программных систем, создающих информационные модели объектов, или обмена данными между ними.

Очевидно, должно пройти еще какое-то время, чтобы сообщество проектировщиков выработало общепризнанные «шаблоны» для BIM, унифицирующие правила передачи, хранения и использования информации.

Возможно, решение этого вопроса необходимо искать по аналогии с CAD-системами.

*Разработанный нами программный комплекс «Конструктор здания»* предоставляет возможности моделирования и расчета объектов, начиная от концепции и заканчивая выпуском рабочих чертежей и спецификаций.

Так как современное проектирование зданий и сооружений не может обойтись без расчетов на прочность и деформативность отдельных элементов или всей конструкции, то такие задачи решаются программами, использующими метод конечных элементов. В связи с этим возникает необходимость двухсторонней связи модели, с которой работает архитектор, с моделью инженера-конструктора, использующих разные программные комплексы для решения своих задач. В первую очередь такая связь позволяет уменьшить затраты времени и избежать возможных ошибок при переносе информации в расчетные программы. Так же сокращается время на изменение аналитической модели в случае изменения геометрических или физических параметров и характеристик несущих элементов конструкции.

Обмен данными между аналитическими моделями объектов и моделями, используемыми в программных комплексах, является важной проблемой проектирования зданий и сооружений. В расчетный комплекс «Конструктор здания» передается аналитическая модель здания, дорабатывается либо корректируется там (в случае необходимости), после чего генерируется конечно-элементная сетка, выполняются все необходимые расчеты с последующей выдачей чертежей и спецификаций.

Целью программного комплекса «Конструктор здания» является предоставление возможности редактирования аналитической модели, созданной в программах Revit, AutoCAD, Renga и др. – для дальнейшего импортирования ее в расчетные комплексы, использующие МКЭ (Stark ES, Lira Soft, SCAD, SOFiSTiK), обработка результатов расчетов, конструирование и выпуск готовой проектной документации.

Эти программные разработки имеют сертификат соответствия РФ (с 1992 года), реализуют принципы проектирования в соответствии с требованиями ТНПА РБ, РФ и Евронорм.

Использование современного программного обеспечения и BIM-технологий позволяет ООО «БрестКАДпроект» выполнять проекты быстро, с оптимальным расходом материалов и высоким качеством, в полной мере учитывать пожелания инвесторов и подрядчиков.

Выполнение проектов – отель «Hampton by Hilton» в г. Бресте; 16-этажных монолитных железобетонных домов ЮЗМР-3; работы, выполняемые для заказчиков из Польши и Чехии – показывает правильность выбранного пути в реализации процесса максимальной автоматизации проектных работ.

## ОСОБЕННОСТИ УСТРОЙСТВА НАМЫВНЫХ ОСНОВАНИЙ (НА ПРИМЕРЕ ЗАПАДНОГО РЕГИОНА РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ)

*Пойта П. С., д.т.н., профессор,  
Шведовский П. В., к.т.н., профессор*

Анализ балансов земель многих городов Беларуси, выполненный еще проф. Винокуровым Е. Ф. [1], показал, что для них характерно наличие огромных пойменных территорий, составляющих порой 40% всей городской площади, которые мало использовались для застройки ввиду сложных инженерно-геологических условий, а с другой стороны, они не представляли большой сельскохозяйственной ценности (таблица 1).

Таблица 1 – Соотношение пойменных территорий в балансе городских земель некоторых городов Республики Беларусь

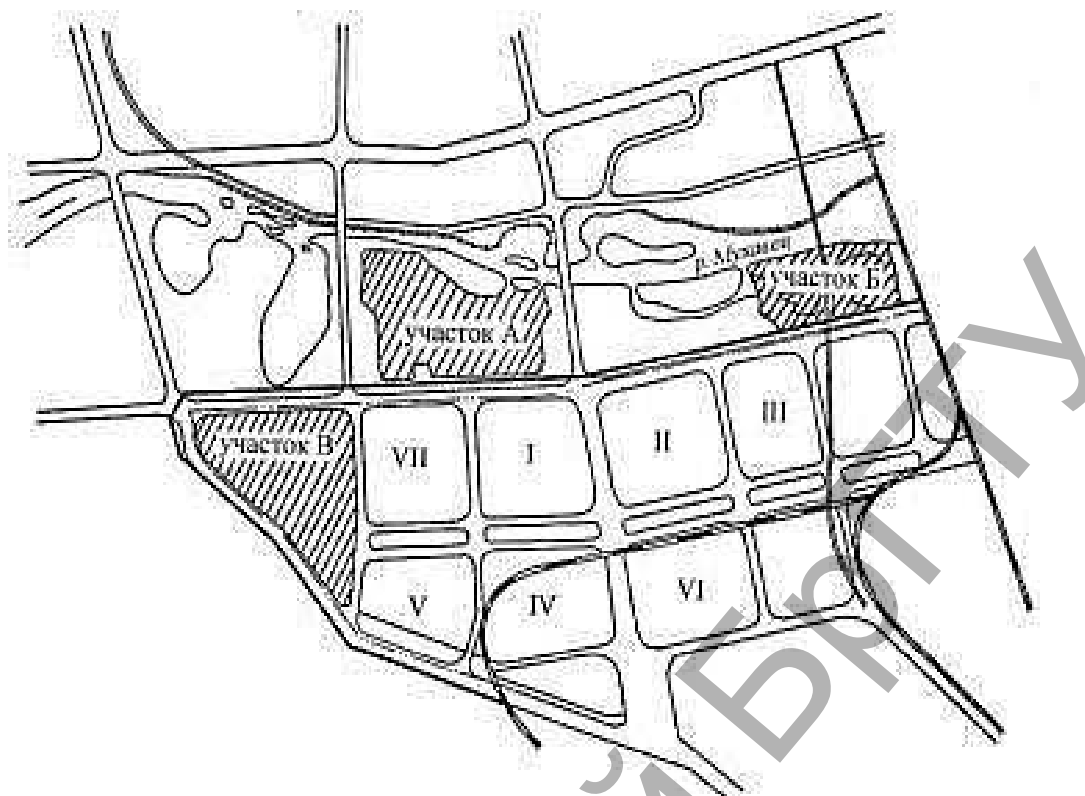
Город	Территория, га		Отношение пойменной территории к общей, %
	общая	поймы	
Гомель	8 200	2 300	27,0
Могилев	6 500	1 300	20,0
Пинск	3 200	1 320	42,0
Бобруйск	6 040	1 150	19,0
Брест	3 530	850	24,0

Для таких территорий характерна значительная изменчивость мощности отдельных слоев грунта, линзообразное залегание, наличие торфа и заторфованных слоев, илистых грунтов. Весьма высокой является изменчивость физико-механических свойств грунтовой толщи как в целом, так и в пределах отдельных слоёв, а так же значительная неоднородность и водонасыщенность пород.

Все эти факторы усложняют выбор оптимальных типов оснований и применение обычных типов фундаментов.

Использование таких территорий под строительство зданий и сооружений возможно только после проведения мероприятий по инженерной подготовке. Во многих случаях требуется отсыпка грунта мощностью от 3,0 до 10,0 м. Практикой отечественного и зарубежного опыта доказано, что в таких случаях весьма эффективным является использование гидромеханизированной инженерной подготовки территорий, позволяющей объединить процесс разработки грунта в карьере, его транспортировку и укладку на карте намыва [1].

Схема расположения предполагаемых карьеров, также проектируемых микрорайонов в г. Бресте показана на рисунке 1.

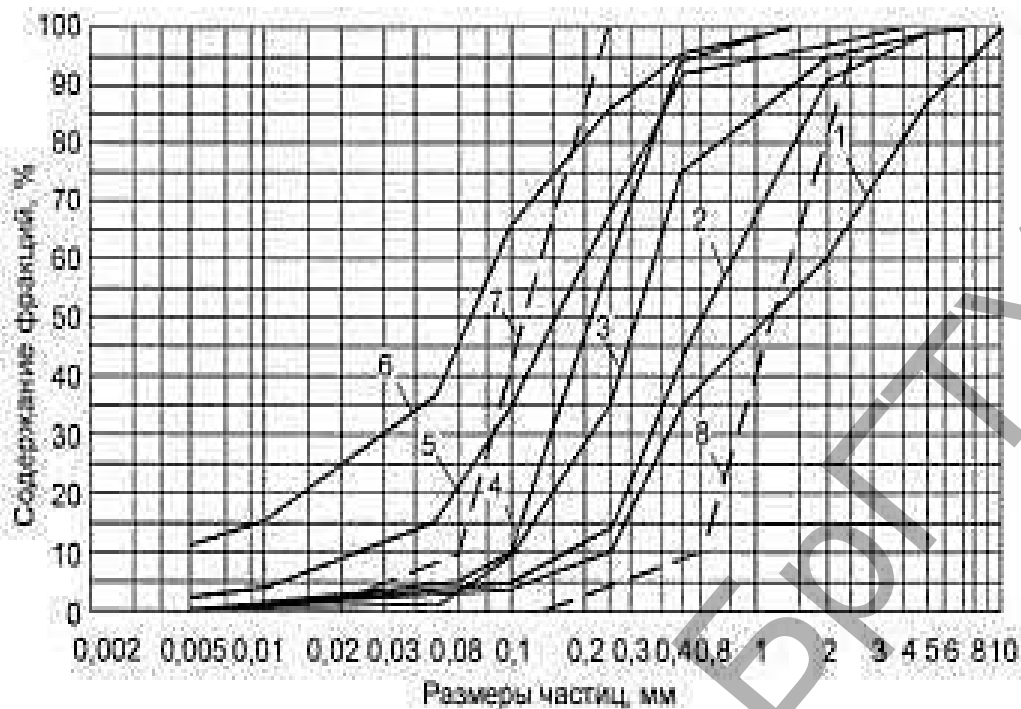


I-VII – проектируемые микрорайоны  
**Рисунок 1 – Схема Южного района г. Бреста**

Состав карьерного грунта является основной предпосылкой высокого качества намывного грунта. Кривые гранулометрического состава и физико-механические характеристики карьерных грунтов приведены соответственно на рисунке 2 и в таблице 2.

**Таблица 2 – Физико-механические характеристики карьерных грунтов**

Наименование грунтов	Плотность грунта $\rho$ , т/м <sup>3</sup>	Плотность частиц грунта $\rho_s$ , т/м <sup>3</sup>	Естественная влажность $W$ , %	Плотность сухого грунта $\rho_d$ , т/м <sup>3</sup>	Коэффициент пористости $e$	Влажность на границе текучести $W_L$ , %	Число пластичности $I_p$ , %	Показатель текучести $I_L$	Угол внутреннего трения $\phi$ , град.	Удельное сцепление $C$ , МПа	Модуль общей деформации $E$ , МПа	Влажность на границе раскатывания $W_p$ , %
Песок гравелистый	2,08	2,66	22,0	1,70	0,56	-	-	-	39,0	-	56,0	-
Песок крупный	2,06	2,66	21,0	1,70	0,56	-	-	-	38,0	-	48,0	-
Песок средней крупности	2,04	2,66	24,0	1,65	0,61	-	-	-	34,0	0,001	44,0	-
Песок мелкий	1,97	2,66	27,0	1,55	0,72	-	-	-	30,0	0,002	23,0	-
Песок пылеватый	1,94	2,66	29,0	1,50	0,77	-	-	-	28,0	0,004	17,0	-
Супесь	2,01	2,67	21,0	1,66	0,61	22,0	4,0	0,75	23,0	0,005	13,0	18,0
Суглинок	1,96	2,70	21,0	1,62	0,67	31,0	12,0	0,167	22,0	0,27	17,0	19,0
Глина	1,93	2,72	26,0	1,53	0,78	44,0	20,0	0,1	19,0	0,045	18,0	24,0



1 – песок гравелистый; 2 – песок крупный; 3 – песок средней крупности; 4 – песок мелкий; 5 – песок пылеватый; 6 – супесь; 7, 8 – линии, ограничивающие область применения карьеров для намыва территорий для жилищного строительства

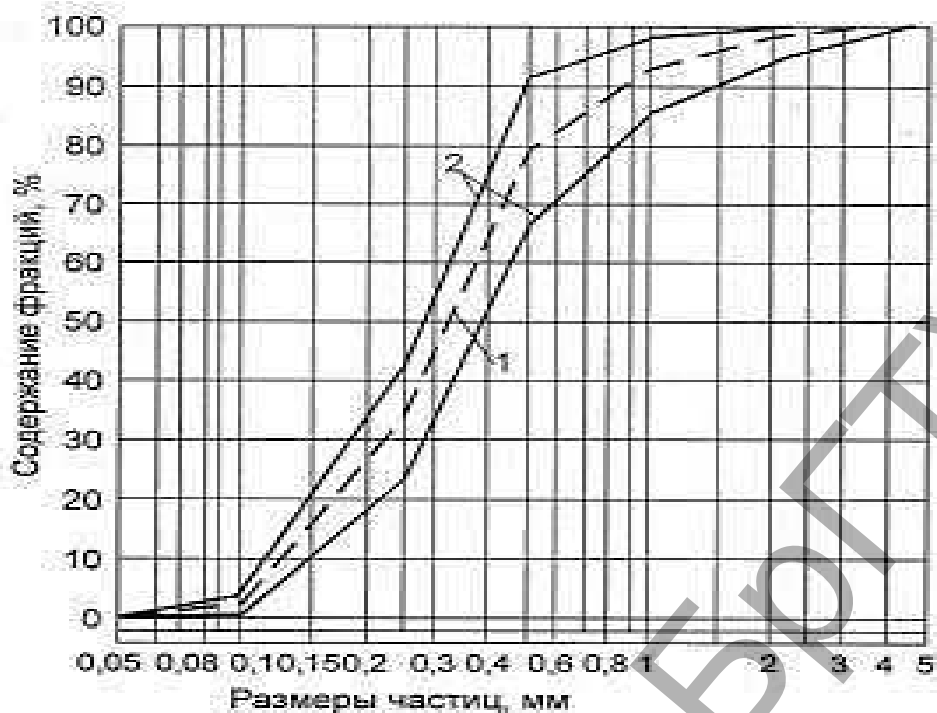
**Рисунок 2 – Кривые гранулометрического состава карьерных грунтов**

Анализ полученных результатов показал, что содержание в карьерных грунтах глинистых и пылеватых фракций диаметром менее 0,05 мм составляет не более 10%, что дало основание считать карьеры пригодными для разработки при намыве площадей и применять наиболее простые схемы безэстакадного пионерного способа [2].

Показателями свойств грунта, на основе которых можно оценить качество намыва, принято считать плотность сложения, степень неоднородности и гранулометрический состав. Следует отметить, что исследования гранулометрического состава намывных грунтов, их плотности, влажности, фракционирования, окатанности частиц, механических показателей грунтов и их изменение во времени в большом объеме выполнены сотрудниками кафедры геотехники и транспортных коммуникаций БрГТУ (рисунки 3, 4, 5; таблица 3).

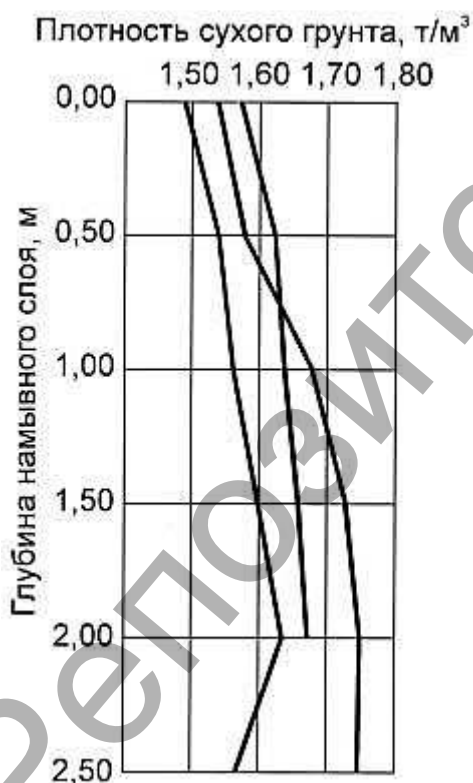
**Таблица 3 – Физико-механические характеристики намывных грунтов**

Наименование грунта	Плотность грунта, г/см <sup>3</sup>	Плотность сухого грунта, г/см <sup>3</sup>	Влажность, %	Коэффициент пористости	Модуль деформации, МПа		
					$E_k$ , (0,1-0,2)	$E_k$ , (0,2-0,4)	$\frac{E_{min} \dots E_{max}}{E_{cp}}$
Песок средней крупности	<u>1,83...2,16</u> 2,03	<u>1,69...1,82</u> 1,75	<u>17,3...22,1</u> 19,9	<u>0,45...0,57</u> 0,53	15,7	25,6	<u>30,0...42,5</u> 35,0
Песок средней крупности	<u>1,68...1,89</u> 1,85	<u>1,59...1,67</u> 1,62	<u>2,8...8,3</u> 5,0	<u>0,60...0,70</u> 0,67	10,1	17,0	<u>15,7...26,6</u> 22,2
Песок мелкий	<u>1,71...2,03</u> 1,89	<u>1,61...1,77</u> 1,70	<u>4,8...16,1</u> 10,2	<u>0,62...0,70</u> 0,64	12,7	14,4	–

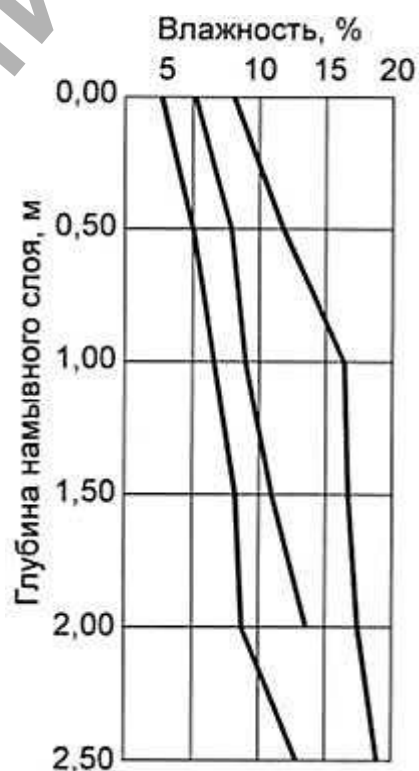


1 – средний; 2 – границы изменения

**Рисунок 3 – Гранулометрический состав намывных грунтов**



**Рисунок 4 – Изменение плотности сухого грунта по глубине намывного слоя**



**Рисунок 5 – Изменение влажности грунта по глубине намывного слоя**

Были также проведены натурные испытания фундаментов мелкого заложения и свайных на опытных площадках Бреста и Гомеля и разработаны расчетные схемы расчленения пойменно-намывных оснований в зависимости от инженерно-геологических условий конкретных площадок, что позволило предло-

жить унификацию конструктивных решений фундаментов, в основу которой положены наиболее рациональные способы производства работ с учетом возможностей строительной базы, так и экономические соображения, выраженные в укрупненных стоимостных показателях.

Следует отметить, что наибольшее распространение имеют инженерно-геологические разрезы, характеризующиеся наличием в отложениях с дневной поверхности различных видов песчаных грунтов с незначительной мощностью растительного слоя.

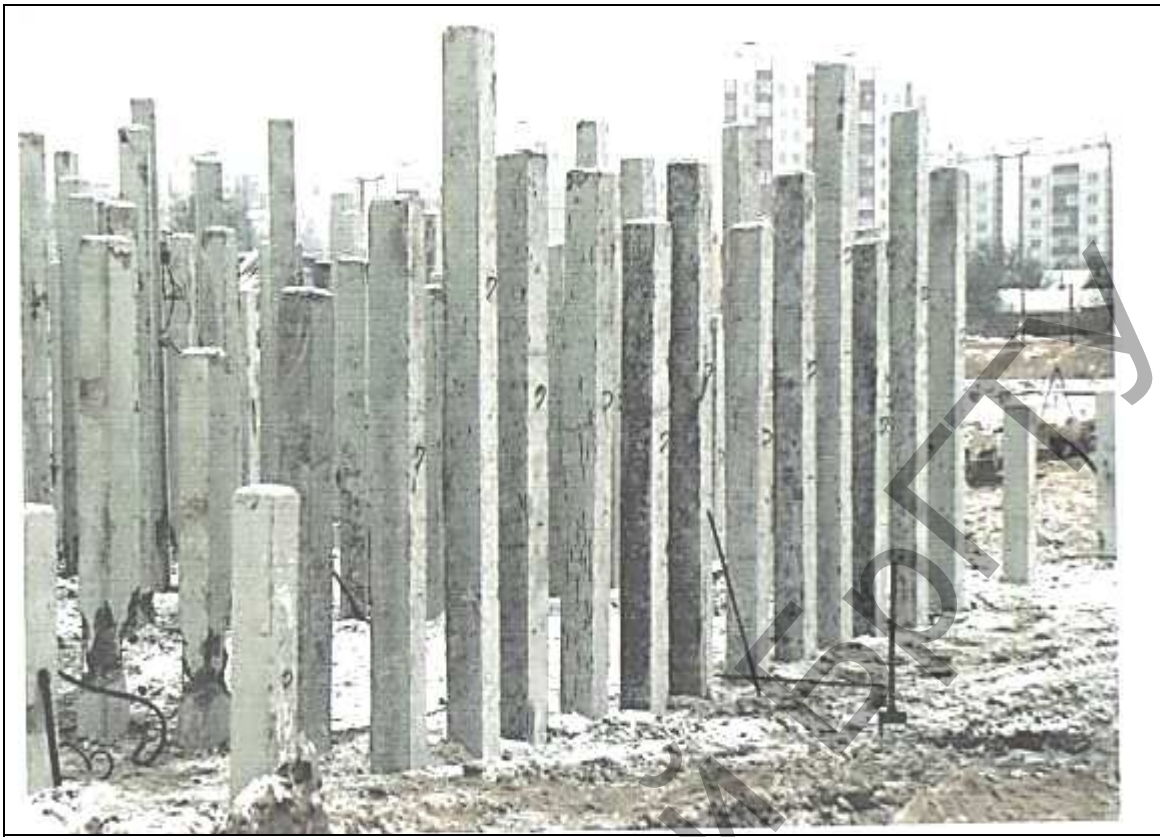
Строительные свойства грунтов этого типа разреза позволяют осуществлять строительство зданий как на фундаментах мелкого заложения, так и на свайных. В то же время, с учетом физических процессов, происходящих при забивке свай в песчаные грунты, применение таких фундаментов должно быть достаточно обоснованным, так как исследованиями ряда авторов [1, 2, 3] установлено, что намывные грунты с течением времени увеличивают прочность и уменьшают деформируемость. В соответствии с [1, 2, 3] стабилизированное состояние намывных грунтов наступает после 4, 5 лет. Как отметил Денисов Н. Я. [4], в намывных грунтах после стабилизации уплотнения продолжают нарастать водно-коллоидные и кристаллизационные структурные связи, которые были названы «сцеплением упрочнения».

В настоящее время намывная территория в г. Бресте, площадью более 130 га, практически застроена полностью зданиями различной этажности. В качестве фундаментов использованы, как правило, забивные железобетонные сваи.

Очевидно, погружение свай на пойменно-намывных территориях в ряде случаев оказалось затруднительным, и их значительную часть приходилось срубывать (рисунок б). В отдельных случаях погружение свай было возможно только с применением подмыва. Естественно, возникает закономерный вопрос: «Чем объяснить возникшие проблемы при погружении забивных свай в инженерно-геологических условиях пойменно-намывных территорий р. Мухавец?». Основной причиной возникших проблем при погружении забивных свай, на наш взгляд, является не соблюдение технологии инженерной подготовки пойменных территорий.

В соответствии с проектом, разработанным Укргипрорегтрансом (Украина), перед началом намыва необходимо было произвести удаление растительного слоя, имеющего мощность от 10 см до 70 см, и в местах наличия заторфованных грунтов и торфов обязательно предусматривалась полная замена слабых грунтов.

Однако, ввиду заболоченности осваиваемых территорий, эти работы не были выполнены и укладка намывного грунта осуществлялась на гумусированный слой. Более проблемным фактором было наличие торфа, достигшего мощности до 5,0 м, и практически не было предусмотрено какого-либо технического решения по удалению слабых сильносжимаемых грунтов. Укладка намывного грунта осуществлялась на слабые заторфованные и торфяные слои. Мощность намывного грунта составляла в основном до 3,0 м, в отдельных случаях до 5,0 м.







*Рисунок 6 – Общие виды свайных полей на строительных площадках в застраиваемых микрорайонах г. Бреста*

Вторым фактором, повлиявшим на выбор варианта свайных фундаментов, явились ошибки строителей при определении уровня поверхности намытой территории. В связи с этим был допущен переувлажнение на всей территории на 1,5...2,0 м. Лишний грунт был удален в результате отрывки глубоких траншей с помощью экскаваторов типа драглайн, с последующей их частичной засыпкой различным мусором, в том числе и строительным, и окончательной засыпкой намывным грунтом, мощностью до 1,5 м.

#### **ЗАКЛЮЧЕНИЕ**

При намыве больших площадей для жилищного строительства наиболее эффективной является «мозаичная схема», позволяющая существенно снизить неоднородность гранулометрического состава по площади и сечениям, однако приводящая к образованию пониженных участков на пляже намыва, где осаждаются мелкие частицы. В связи с этим очень важное значение имеют места выпуска пульпы последующих ярусов, которые должны назначаться в зависимости от состава карьерного грунта, что также далеко не всегда выполнялось.

При передаче динамических воздействий на намывные грунты (забивка свай) происходит разрушение структурных связей, что ведет к снижению прочности и повышению деформируемости оснований. Этот момент очень важно учитывать при строительстве фундаментов мелкого заложения.

Таким образом, допущенные нарушения в производстве работ по инженерной подготовке пойменно-намывных территорий, а также не учет особенностей намывных грунтов приводит к весьма существенным издержкам при строительстве фундаментов зданий и сооружений.

### СПИСОК ЦИТИРУЕМЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Винокуров, Е. Ф. Строительство на пойменно-намывных основаниях / Е. Ф. Винокуров, А. С. Карамышев. – Минск: Вышэйшая школа, 1980. – 208 с.
2. Каминская, В.И., Новиков, М.Ф. Исследование технологии намыва территорий под строительство: тр. ВНИИГС. Л., 1975. – № 41.
3. Пойта, П. С. Об уплотнении намывных территорий / П. С. Пойта, В. Н. Дедок // Повышение эффективности строительства животноводческих и производственных зданий и сооружений: тезисы докл. Республик. научно-практич. конф. – Брест, 1981. – С. 234-235.
4. Денисов, Н. Я. Влияние некоторых физико-химических процессов на прочность грунтов / Н. Я. Денисов, Б. Ф. Рельтов // Междунар. конгресс по мех. грунтов и фундаментостроению: доклады. – М., 1961.

## ОГЛАВЛЕНИЕ

<b>РОЖЕ ФРАНК</b> ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ ЕВРОКОДА 7 «ГЕОТЕХНИЧЕСКОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ».....	3
<b>НИКИТЕНКО М. И.</b> ОСОБЕННОСТИ НАЦИОНАЛЬНЫХ ТРЕБОВАНИЙ В ОБЛАСТИ ГЕОТЕХНИКИ КАК ПРИЛОЖЕНИЕ К ЕВРОКОДАМ .....	21
<b>PEDRO S. SÊCO E PINTO</b> DESIGN OF GEOTECHNICAL STRUCTURES FOLLOWING EUROCODE 8.....	30
<b>PEDRO S. SÊCO E PINTO</b> GENERAL PRESENTATION OF EUROCODE 8 – «DESIGN OF STRUCTURES FOR EARTHQUAKE RESISTANCE» .....	48
<b>VJACHESLAV SERNOV</b> PECULIARITIES OF DESIGNING PILED-RAFT FOUNDATIONS FOR MULTI-STOREY AND HIGH-RISE BUILDINGS .....	61
<b>ПОЙТА П. С., КЛЕБАНЮК Д. Н., ШВЕДОВСКИЙ П. В.</b> ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ МНОГОЭТАЖНЫХ И ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ В СЛОЖНЫХ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ.....	72
<b>КУРЛАПОВ Д. В., ЛАПШИН Г. А.</b> ПРЕДВАРИТЕЛЬНОЕ НАПРЯЖЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА В СБОРНЫХ СПЕЦИАЛЬНЫХ ФОРТИФИКАЦИОННЫХ СООРУЖЕНИЯХ.....	81
<b>СЛИВКА Д. Н.</b> ОСОБЕННОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ ПРОГРАММНОГО КОМПЛЕКСА «КОНСТРУКТОР ЗДАНИЯ» ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОБЪЕКТОВ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ BIM-ТЕХНОЛОГИИ .....	87
<b>ПОЙТА П. С., ШВЕДОВСКИЙ П. В.</b> ОСОБЕННОСТИ УСТРОЙСТВА НАМЫВНЫХ ОСНОВАНИЙ (НА ПРИМЕРЕ ЗАПАДНОГО РЕГИОНА РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ).....	91

Научное издание

**Сборник статей Международного  
научно-технического семинара  
по геотехнике в рамках ISSMGE**

**Теория и практика внедрения Еврокодов  
по геотехнике в европейских странах  
и Республике Беларусь**

27-28 апреля 2018 года

Ответственный за выпуск: Шведовский П.В.  
Редактор: Боровикова Е.А.  
Компьютерная вёрстка: Соколюк А.П.  
Корректор: Никитчик Е.В.

ISBN 978-985-493-421-1



Издательство БрГТУ.  
Свидетельство о государственной регистрации  
издателя, изготовителя, распространителя печатных  
изданий № 1/235 от 24.03.2014 г., № 3/1569 от 16.10.2017 г.  
Подписано в печать 24.04.2018 г. Формат 60x84 <sup>1</sup>/<sub>16</sub>.  
Бумага «Performer». Гарнитура «Times New Roman».  
Усл. печ. л. 5,81. Уч. изд. л. 6,25. Заказ № 573.  
Тираж 45 экз. Отпечатано на ризографе учреждения  
образования «Брестский государственный технический  
университет». 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.