

## Проектирование фундаментов зданий согласно Еврокодам

Педро Пинто, профессор, инженер-геотехник, Строительный факультет, Университет Коимбры  
Национальная лаборатория гражданского строительства (LNEC), Лиссабон, Португалия  
Президент Международного общества механики грунтов и геотехнического фундаментостроения  
(2005-2009)

### 1. Введение

В 1975 году Комиссия европейских сообществ (СЕС) начала разработку свода упорядоченных технических норм для строительного и геотехнического проектирования зданий, регулирующих работу инженеров-строителей, согласно статье 95 Европейского договора. На первой стадии эти нормы должны были служить альтернативой для национальных стандартов, применяемых в разных странах-членах, на финальной стадии они должны были заменить их.

С 1975 по 1989 Комиссия с помощью руководящего комитета, куда входили представители стран-членов, разработала программу Еврокодов.

В 1989 г. на основании соглашения между Комиссией и Европейским комитетом по стандартизации Комиссия, страны-члены Евросоюза и Европейской ассоциации свободной торговли решили передать дела по подготовке к публикации Еврокодов Европейскому комитету по стандартизации.

В строительную программу Еврокодов входили следующие стандарты:

EN 1990 Еврокод 0 – Основы проектирования

EN 1991 Еврокод 1 – Воздействия на конструкции

EN 1992 Еврокод 2 – Проектирование бетонных конструкций

EN 1993 Еврокод 3 – Проектирование стальных конструкций

EN 1994 Еврокод 4 – Проектирование композитных 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 сейсмостойчивых конструкций

EN 1999 Еврокод 9 – Проектирование конструкций из алюминиевых сплавов

Впечатляет работа по подготовке Строительных Еврокодов, выполненная Комиссией европейских сообществ, с целью создания свода упорядоченных технических стандартов.

Основной целью являлась подготовка единых норм для разных регионов, но каждая страна могла бы свободно выбирать уровень безопасности, определяемый в Национальном документе – приложении для каждой страны.

Европейский комитет по стандартизации регулярно пересматривает и модернизирует стандарты. В 2015-16 гг. выполнялся системный пересмотр Еврокодов. На его основе было решено подготовить Еврокоды второго поколения.

Второе поколение Еврокодов готовится и координируется согласно строгому графику. Ключевыми датами для подготовки и публикации Еврокодов второго поколения являются: апрель – июнь 2024 г. – март 2026 г. – формальное голосование по EN 1997. Надеемся, что части Еврокода 7 будут готовы к концу 2024 г. – началу 2025. 30 марта 2028 г. – дата прекращения действия существующих Еврокодов. Страны-члены смогут опубликовать Еврокоды с Национальными приложениями, как только они будут готовы. Будет период, когда обе версии Еврокодов будут иметь равную силу, можно будет использовать любую версию.

В данной приглашенной лекции обобщаются основные темы, затрагиваемые в Еврокодах второго поколения ЕС 0, ЕС 1, ЕС 7 и ЕС 8. Кроме того, представлен случай из практики Мейя Прайя, в котором использовались Еврокоды.

Говоря об этих темах, нельзя не вспомнить памятное высказывание Лао Цзы (550 г. до н.э.): «Путешествие в тысячу миль начинается с одного шага».

### 2. Еврокод 0

#### 2.1 Введение

На рис. 1 и 2 показаны основные части и разделы Еврокода 0.



Рис. 1. Структура Еврокода 0. Основные части

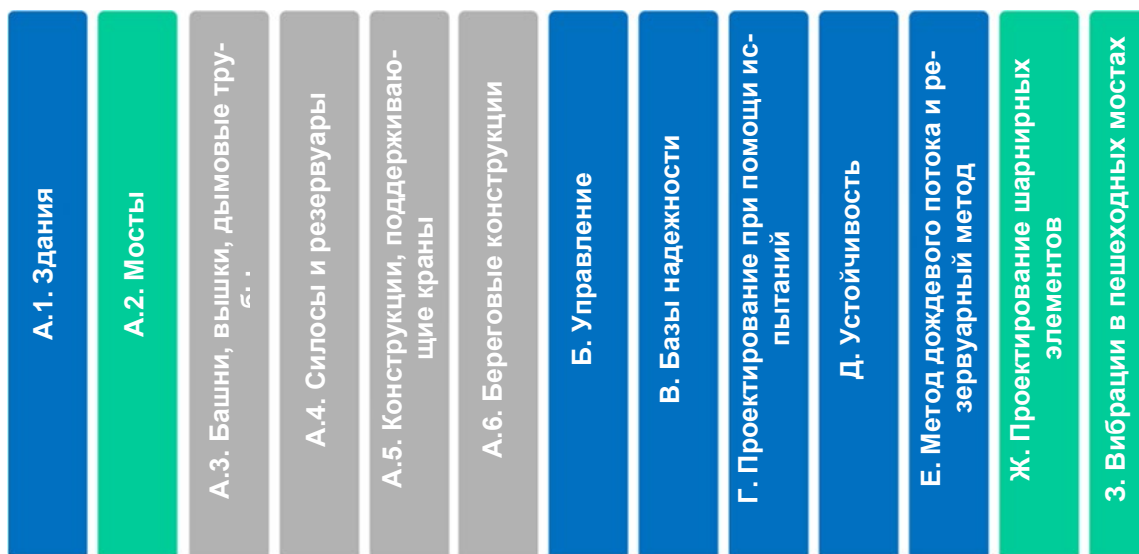


Рис. 2. Еврокод 0 – Основной текст. Подразделы

Выделяются следующие актуальные предельные состояния:

А) EQU: Потеря статического равновесия конструкции или ее части, рассматриваемой как жесткое тело, где:

- небольшие вариации величин или пространственное распределение постоянных воздействий от одного источника;
- прочность строительных материалов или грунта обычно не являются руководящими;

EQU

Б) STR: Внутреннее разрушение или чрезмерная деформация конструкции или конструктивных элементов, включая фундаменты, сваи, цокольные стены и т.д., где ведущую роль играет прочность строительных материалов конструкции;

STR/GEO (B)

В) GEO: Разрушение или чрезмерная деформация грунта, где прочность грунта или скальных пород значимы для обеспечения сопротивления;

STR/GEO (C)

Г) FAT: Усталостное разрушение конструкции или конструктивных элементов;

Д) UPL: Потеря равновесия конструкции или грунта вследствие подъема под давлением воды (плавучесть) или других вертикальных воздействий;

Е) HYD: Гидравлическое пучение, внутренняя эрозия или разрушение гидравлическим давлением грунта под воздействием перепадов гидравлического давления.

Предельные смещения фундаментов показаны на рис. 3.

Класс конструктивной чувствительности	Описание чувствительности	Класс конструктивной чувствительности	Описание чувствительности	Максимальная неравномерная осадка $\Delta s_{Cd, SLS}$
SSC5	наиболее высокая	SSC5	наиболее высокая	10 мм
SSC4	высокая	SSC4	высокая	15 мм
SSC3	нормальная	SSC3	нормальная	30 мм
SSC2	низкая	SSC2	низкая	60 мм
SSC1	самая низкая	SSC1	самая низкая	100 мм

Класс конструктивной чувствительности	Описание чувствительности	Максимальное угловое отклонение $\beta_{Cd, SLS}$
SSC5	наиболее высокая	0,05%
SSC4	высокая	0,075%
SSC3	нормальная	0,15%
SSC2	низкая	0,3%
SSC1	самая низкая	0,5%

Класс конструктивной чувствительности	Описание чувствительности	Максимальный крен $\omega_{Cd, SLS}$
SSC5	наиболее высокая	0,1%
SSC4	высокая	0,2%
SSC3	нормальная	0,3%
SSC2	низкая	0,4%
SSC1	самая низкая	0,5%

Рис. 3. Предельные смещения фундаментов

В Еврокодах нормы проектирования конструкций рассматриваются согласно уровням ответственности СС1 - СС3 (классам последствий).

С целью различия надежности уровни ответственности устанавливаются путем рассмотрения последствий от разрушений или неисправностей конструкции (табл. 1).

Критерием классификации последствий является важность конструкции или конструктивного элемента с точки зрения последствий его разрушения.

Для СС4 могут потребоваться дополнительные положения, для СС0 могут применяться альтернативные стандарты, неконструктивные элементы классифицируются как СС.

Таблица 1. Уровни ответственности

Уровень ответственности	Примерная классификация последствий	
	Риск потери жизни или получения физической травмы	Экономические, социальные или экологические последствия
СС4 – наиболее высокий	Чрезвычайно высокий	Огромные
СС3 – высокий	Высокий	Очень большие
СС2 – нормальный	Средний	Значительные
СС1 – низкий	Низкий	Малые
СС0 – самый низкий	Очень низкий	Незначительные

В табл. 2 приводится классификация проектных ситуаций.

Таблица 2. Еврокод 0- Классификация проектных ситуаций

Проектная ситуация	Условия	Примеры
Постоянная	Нормальное использование и воздействия	Во время ежедневного использования
Временная	Временное использование и воздействия в течение периода более короткого, чем проектный срок эксплуатации конструкции	Во время выполнения работ, ремонта или временного влияния окружающей среды
Аварийная	Исключительные условия и воздействия	Во время наводнения, чрезмерного подъема уровня моря, пожара, взрыва или иного неблагоприятного воздействия, а также локального разрушения
Сейсмическая	Исключительные условия во время сейсмической активности	Во время землетрясения
Усталостная	Условия, вызванные усталостными воздействиями	Вследствие транспортных нагрузок на мост, ветровых вибраций дымовых труб или вибраций, вызванных работой механизмов

## 2.2. Анализ надежности

Анализ надежности представляет собой рациональный метод оценки безопасности конструкции, учитывающий все неопределенности.

При проектировании на основе надежности обычно рассматриваются три уровня: 1) уровень III – базовые переменные рассматриваются как случайные переменные с полными распределением, вероятность разрушения оценивается на основе критерия работоспособности; 2) уровень II – упрощенная версия уровня III, основные переменные параметры описываются средними величинами, вариантно-стью и ковариантностью, 3) уровень I – необходимый коэффициент запаса сохраняется благодаря применению частных коэффициентов к характеристическим значениям.

Обычные процедуры на уровне II: альтернативное измерение надежности обычно определяется коэффициентом надежности  $\beta$ , который соотносится с  $P_f$  как:

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (1)$$

где  $\Phi$  – кумулятивная функция распределения для стандартизированного нормального распределения.

В табл. 3 приводятся соотношения  $P_f$  и  $\beta$ .

В табл. 4 приводятся целевые величины коэффициента надежности  $\beta$  для разных проектных ситуаций и временных отрезков 1 год и 50 лет. Величины  $\beta$  в табл. 3 соответствуют уровням безопасности для класса надежности RC2.

Таблица 3. Соотношения  $P_f$  и  $\beta$  (в соответствии с EN, 1990)

$P_f$	$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$	$10^{-7}$
$\beta$	1,28	2,32	3,09	3,72	4,27	4,75	5,20

Таблица 4. Целевой коэффициент надежности  $\beta$  для класса конструктивных элементов RC2 (в соответствии с EN, 1990)

Предельное состояние	Целевой коэффициент надежности	
	1 год	50 лет
Предельное (максимальное)	4,7	3,8
Усталостное		1,5 - 3,8
Эксплуатационная пригодность (необратимая)	2,9	1,5
1) см. Приложение В 2) Зависит от степени контролируемости, ремонтпригодности и устойчивости к разрушениям.		

## 2.3. Проектный срок эксплуатации

Необходимо определить проектный срок эксплуатации. В табл. 5 приводятся ориентировочные категории.

Таблица 5. Примерный проектный срок эксплуатации (в соответствии с EN, 1990)

Категория проектных сроков эксплуатации	Примерный проектный срок эксплуатации (год)	Примеры
1	10	Временные сооружения (1)
2	10 - 25	Заменяемые конструктивные элементы, например, подкрановые балки, шарнирные элементы
3	15 - 30	Сельскохозяйственные и подобные сооружения
4	50	Конструкции зданий и другие обычные сооружения
5	100	Монументальные здания, мосты и другие гражданские объекты
.		(1) Конструкции и части сооружений, которые могут быть разобраны с целью повторного использования, не должны рассматриваться как временные

## 2.4. Количественная оценка безопасности

Количественная оценка безопасности для каждого сценария может производиться: (1) методами с общим коэффициентом запаса; (2) методами с частным коэффициентом запаса; и (3) вероятностными методами.

Для методов с общим коэффициентом запаса, например, для анализа устойчивости склонов с использованием методов предельного равновесия безопасность количественно определяется общим коэффициентом запаса, который представляет величину, соотносящуюся с минимизацией сил сопротивления так, чтобы они были равны силам, соотносённым с покатостью поверхности. Этот метод не позволяет выполнять количественную оценку деформаций, но разрешает определять ограничения деформаций.

В Еврокодах представлена концепция проектирования при помощи расчетов с выверкой величин с использованием метода частного коэффициента и предельных состояний (максимальное и по эксплуатационной пригодности).

Данный метод позволяет включить неопределенность в метод анализа, роль безопасности определяется более логичным способом, но определение характеристических величин вызывает некоторые проблемы.

Вероятностные методы предназначены для количественной оценки вероятности сохранения конструкций, если плотность вероятности сопротивления ( $R$ ) выше, чем плотность вероятности нагрузок ( $S$ ) (Borges & Castanheta, 1983).

Существуют три уровня вероятностного коэффициента запаса: полувероятностный, примерно вероятностный и точно вероятностный (рис. 4), уровни 2 и 3 – исследовательские уровни (JCSS, 1981).

Для 1-го уровня параметры безопасности – это обычно частные коэффициенты безопасности, они соотносятся с характеристическими величинами и проектными величинами.

Уровень 2 предназначен для примерного расчета вероятностей разрушения и сохранения конструкции.

Уровень 3 связан с точным расчетом вероятностей разрушения и сохранения конструкции.

В целом вероятностный анализ вызывает большие трудности вследствие нехватки информации для определения распределения функций  $R$  и  $S$ . Несмотря на это, определение безопасности с вероятностной точки зрения помимо теоретического интереса имеет и практическую пользу, способствуя принятию решения, связанных с проектированием.

На рис. 5 показано сравнение между детерминированным и вероятностным методами.

В расчетные модели должны быть включены неопределенности метода анализа и систематические ошибки, связанные с применяемым методом анализа.

Теорема Байеса может сыграть важную роль в решении данной проблемы.

При детерминированном подходе свойства грунта рассматриваются с точными величинами. Данная ситуация неправильна, так как грунтам присуща вариативность, а также неточность испытаний (Lumb, 1975).

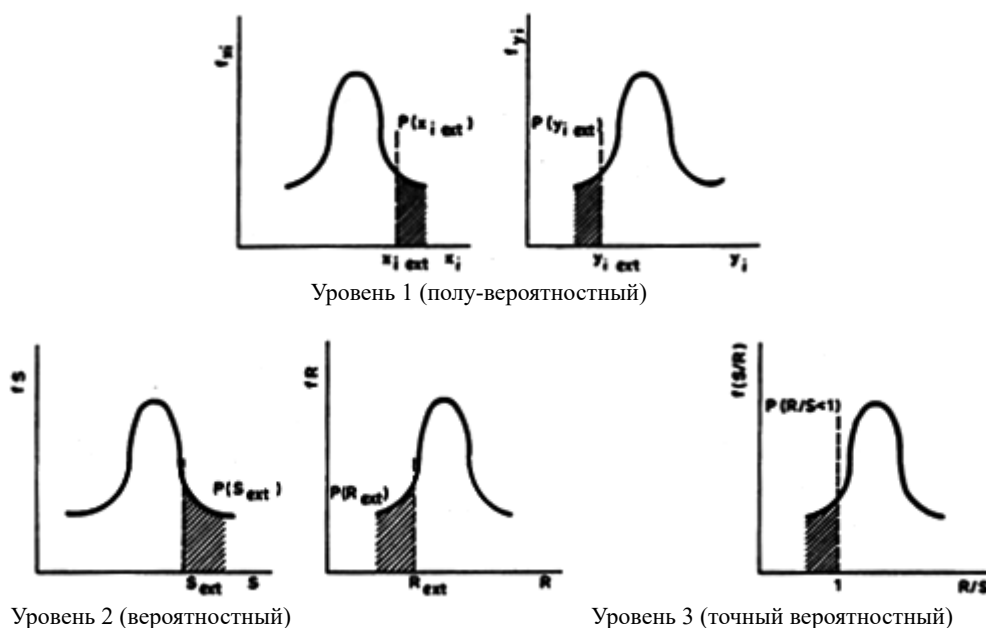


Рис. 4. Схематическое представление уровней безопасности (JCSS, 1981)

Статистический анализ грунтов предполагает нормальное и логарифмически нормальное распределения, хотя некоторые исследования показывают, что общие свойства грунтов значительно отличаются от нормальных и их лучше описывать, используя Бета-распределение.

Для практического применения не нужно, чтобы вся информация содержалась в функции распределения. Средняя величина соотносится с центром вероятностного распределения, и чтобы измерить изменчивость случайной переменной, можно использовать вероятную погрешность, стандартное отклонение и коэффициент вариации.

Следует проектировать и строить сооружения без возникновения ущерба, ограничений использования, стоимость которых будет непропорционально выше по сравнению со стоимостью самого сооружения (Seco e Pinto, 2009).

### 3. Еврокод 1

В Еврокоде 1 описываются различные типы воздействий за исключением сейсмических воздействий (табл. 6).

### 4. Еврокод 7

#### 4.1. Введение

На рис. 6 приводится сравнение между первым и вторым поколением Еврокода 7.

В табл. 7 показаны разделы, которые вошли в EC7-Часть 1 7.

В табл. 8 показан выбор геотехнической сложности.

На рис. 7 представлены геотехнические категории.

Детерминированный анализ

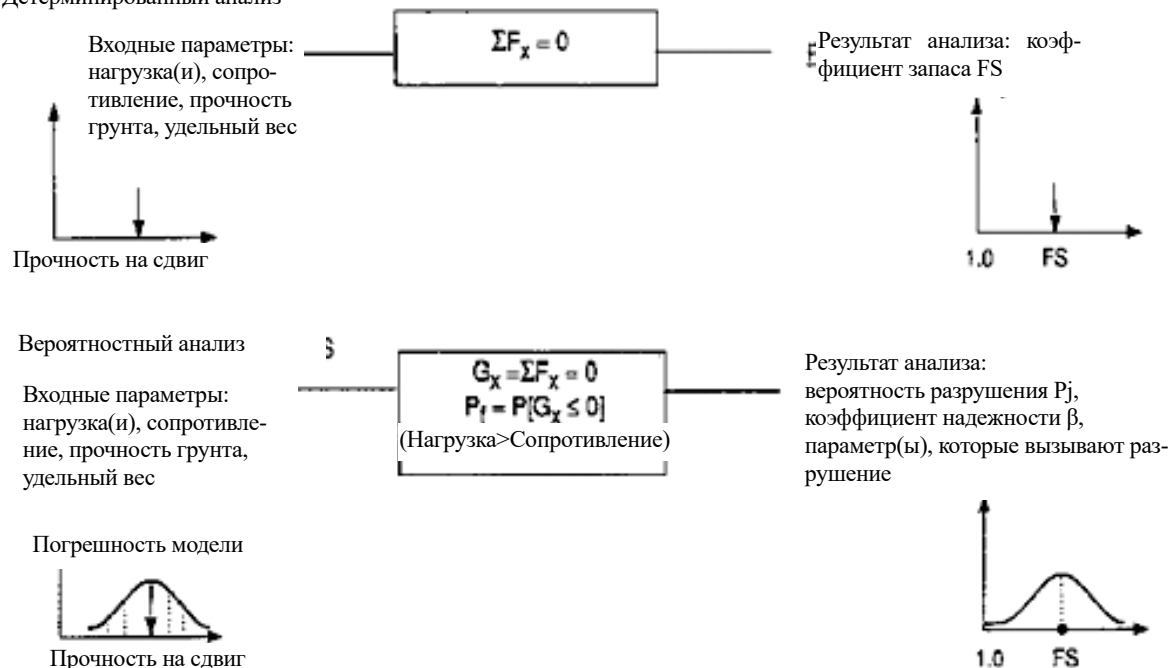


Рис. 5. Сравнение детерминированного и вероятностного методов

Таблица 6. Воздействия на сооружения

#### Часть 1-1:

Часть 1-2: Общие воздействия – Воздействия на конструкции при возгорании

Часть 1-3: Общие воздействия – Снеговые нагрузки

Часть 1-4: Общие воздействия – Ветровые воздействия

Часть 1-5: Общие воздействия – Термальные воздействия

Часть 1-6:

Часть 1-7:

Часть 1-8: Общие воздействия – нагрузки от волн и течений на береговые сооружения

Часть 1-9: Обледенение

Часть 2: Транспортные нагрузки на мосты и другие гражданские сооружения

Часть 4: Силосы и резервуары

В табл. 9 обобщаются соотношения между геотехнической категорией, уровнем ответственности и классом геотехнической сложности.

В табл. 10 показаны уровни ответственности.

В табл. 11 показаны проектные варианты.

В табл. 12 представлены части Еврокода 7-Часть 2.

В табл. 13 приводятся максимальные пролеты (расстояния) и минимальное количество мест испытаний in situ.

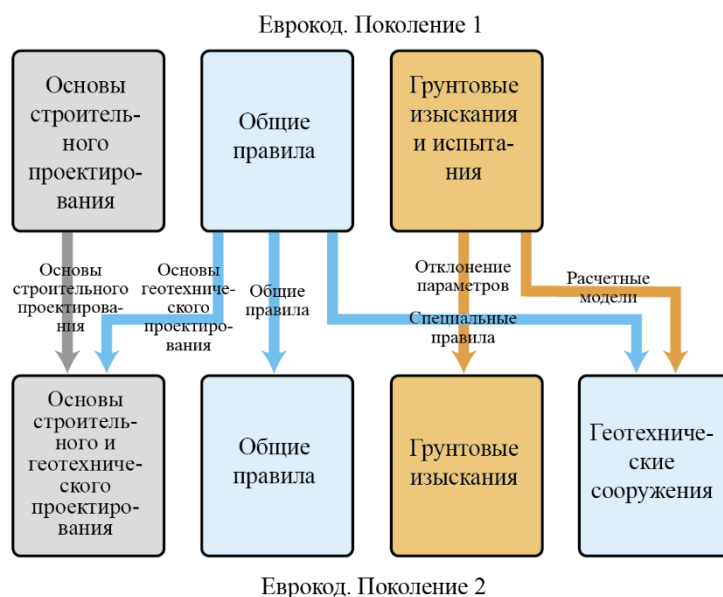


Рис. 6. Еврокод 7 – Геотехническое проектирование

Таблица 7. Еврокод 7 – Часть 1

0. Введение
  1. Предмет исследования
  2. Ссылки на нормативы
  3. Термины, определения и символы
  4. Основы проектирования
  5. Материалы
  6. Грунтовые воды
  7. Геотехнический анализ
  8. Абсолютные предельные состояния
  9. Предельные состояния по эксплуатационной пригодности
  10. Осуществление проектирования
  11. Испытания
  12. Отчеты
- Приложения А, В, D (информативное), Приложение С (нормативное)  
Библиография

Таблица 8. Выбор геотехнической сложности

Класс геотехнической сложности	Сложность	Общие черты
GCC3	Высокая	Может применяться любое из нижеперечисленного: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Значительная неопределенность относительно грунтовых условий</li> <li>• Очень изменчивые или сложные грунтовые условия</li> <li>• Значительная чувствительность к условиям грунтовых и поверхностных вод</li> <li>• Значительная сложность взаимодействия оснований и сооружения</li> </ul>
GCC2	Нормальная	GCC2 применяется, если GCC1 и GCC3 не подходят
GCC1	Низкая	Применяются все из нижеперечисленных условий: <ul style="list-style-type: none"> <li>• незначительная неопределенность относительно грунтовых условий</li> <li>• равномерные грунтовые условия</li> <li>• низкая чувствительность к условиям грунтовых и поверхностных вод</li> <li>• незначительная сложность взаимодействия оснований и сооружения</li> </ul>

Примечание: термины «значительный», «очень» и т.д. относительны, они соотносятся с соответствующим опытом, который существует для определенного геотехнического сооружения, проектной ситуации и грунтовых условий.

Таблица 9. Взаимоотношения между геотехнической категорией, уровнем ответственности и классом геотехнической сложности

Уровень ответственности (CC)	Класс геотехнической сложности (GCC)		
	Низкий (GCC1)	Нормальный (GCC2)	Высокий (GCC3)
Высокий (CC3)	GC2	GC3	GC3
Нормальный (CC2)	GC2	GC2	GC3
Низкий (CC1)	GC1	GC2	GC2

Геотехническая категория = уровень ответственности × класс геотехнической сложности

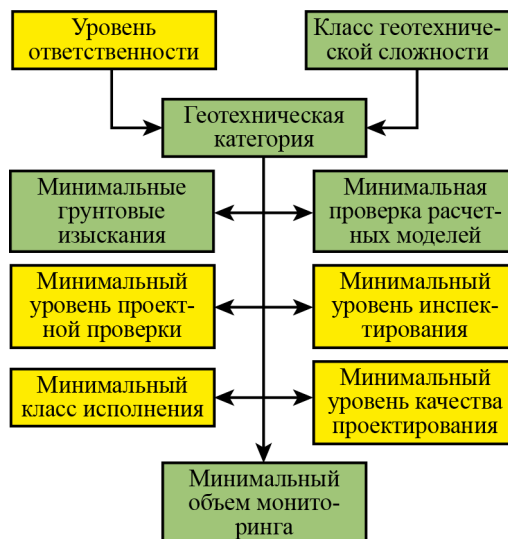


Рис. 7. Геотехнические категории

Табл. 10. Уровни ответственности

Уровень ответственности	Описание	Примеры
CC4	Наивысший	Важные инфраструктурные объекты; Геотехнические конструкции, целостность которых имеет особую важность для гражданской обороны; Зоны со значительной оползневой опасностью.
CC3	Высокий	Подпорные стены и фундаменты, на которые опираются общественные здания, подверженные длительному неблагоприятному воздействию; Рукотворные склоны и выемки, подпорные конструкции, подверженные длительному неблагоприятному воздействию; Главные дорожные или железнодорожные насыпи, фундаменты мостов, отказ которых может вызвать нарушение их работы в чрезвычайных ситуациях; Геотехнические конструкции, первоначальная функция которых – обеспечение навигации; Подземные конструкции с большой загруженностью.
CC2	Нормальный	Все геотехнические сооружения, не рассматриваемые как CC1, CC3 и CC4
CC1	Низкий	Подпорные стены и фундаменты зданий с низкой загруженностью; Рукотворные склоны и выемки, подпорные конструкции в тех местах, где их разрушение не будет оказывать большое влияние на общество; Подземные конструкции с периодической загруженностью.
CC0	Самый низкий	Не применяется к геотехническим сооружениям



Таблица 11. ЕС7-Часть 1 – Случаи из практики проектирования

Воздействие				Частные коэффициенты для проектных случаев 1-4				
Тип	Группа	Обозначение	Конечный результат	Конструкционный	Статическое равновесие и подъем		Геотехническое проектирование	
				DC1	D C2(a)	D C2(b)	DC3	DC4
Постоянное воздействие ( $G_k$ )	Вс	$\gamma_G$	Неблагоприятный/ дестабилизирующий	1,35 $K_F$	1, 35 $K_F$	1, 0	1,0	$G_k$ не измеряется коэффициентом
	Вода	$\gamma_{G,w}$		1,2 $K_F$	1, 2 $K_F$			
	Вс	$\gamma_{G,stab}$	стабилизирующий	Не используется	1, 15		Не используется	
	Вода	$\gamma_{G,w,stab}$			1, 0			
	(Все)	$\gamma_{G,fav}$	благоприятный	1,0	1, 0		1,0	
Предварительное напряжение ( $P_k$ )		$\gamma_P$	См. другие соответствующие Еврокоды					
Переменное воздействие ( $Q_k$ )	Вс	$\gamma_Q$	Неблагоприятный/ благоприятный	1,5 $K_F$	1,5 $K_F$	1,3	1,1	
	Вода	$\gamma_{Q,w}$		1,35 $K_F$	1,35 $K_F$	1,15	1,0	
	(Все)	$\gamma_{Q,fav}$	благоприятный	0				
Эффекты воздействий ( $E$ )	от	$\gamma_E$	Неблагоприятный	Эффекты не измеряются коэффициентом				1,35 $K_F$
		$\gamma_{E,fav}$	благоприятный					1,0

Таблица 12. Еврокод 7 - Часть 2

0. Введение
1. Общая информация
2. Нормативная база
3. Термины, определения и обозначения
4. Модель грунта
5. Грунтовые изыскания
6. Описание и классификация грунтов
7. Физическое состояние
8. Прочность
9. Жесткость, сжимаемость и уплотнение
10. Циклические и динамические свойства
11. Грунтовые воды и геогидравлические свойства
12. Геотермальные свойства
13. Составление отчетной документации
  - Приложение А (нормативное), Приложения В-С (информативные)
  - Библиография

Полевые изыскания по данной программе должны включать:

- план с указанием расположения точек изысканий и видов изысканий;
- глубину изысканий;
- тип отбираемых образцов (категорию и т.д.) с указанием номера и глубины отбора;
- описание методов измерения уровня грунтовых вод;
- типы используемого оборудования;
- применяемые нормы и стандарты.

Таблица 13. EC7-Часть 2. Максимальное расстояние между точками испытаний in situ и их минимальное количество

Сооружения	Максимальное расстояние $X_{max}$	Минимальное количество <sup>A</sup> $N_{min}$
Малозэтажные сооружения	30 м	3
Высотные сооружения	4–10 этажей	25 м
	11–20 этажей	20 м
	> 20 этажей	15 м
Подъездные дороги, парковки и тротуары	40 м	2
Силосные башни и резервуары	15 м	3
Опоры и устои мостов	1 на сваю или основание	
Линии электропередач	1 на опору	
Ветровые турбины	2 на турбину	
Подпорные конструкции	150 м	-
Склоны и выемки	< 3 м	100 м
	≥ 3 м	50 м
Насыпи и укрепленные насыпные конструкции	< 3 м	200 м
	≥ 3 м	100 м
Эксправации в городских условиях глубиной >5 м от дневной поверхности	25 м	3

<sup>A</sup> Там, где не дано расстояние или количество точек изысканий, их нужно оценивать исходя из конкретных условий проекта  
<sup>B</sup> Подчеркнутые цифры подходят для сложных сооружений

## 4.2. Производные величины, характеристические и проектные величины

### 4.2.1. Производные величины

Производные величины геотехнических параметров можно получить на основе испытаний теоретическим путем, корреляцией или эмпирическим путем. На рис. 8 представлена общая система выбора производных величин.

Алгоритм на рис. 9 показывает взаимосвязь проекта и полевых и лабораторных испытаний. Проектная часть содержится в EN 1997-1; величины параметров – в EN 1997-2.

На рис. 10 показаны риски и соответствующие грунтовые изыскания.

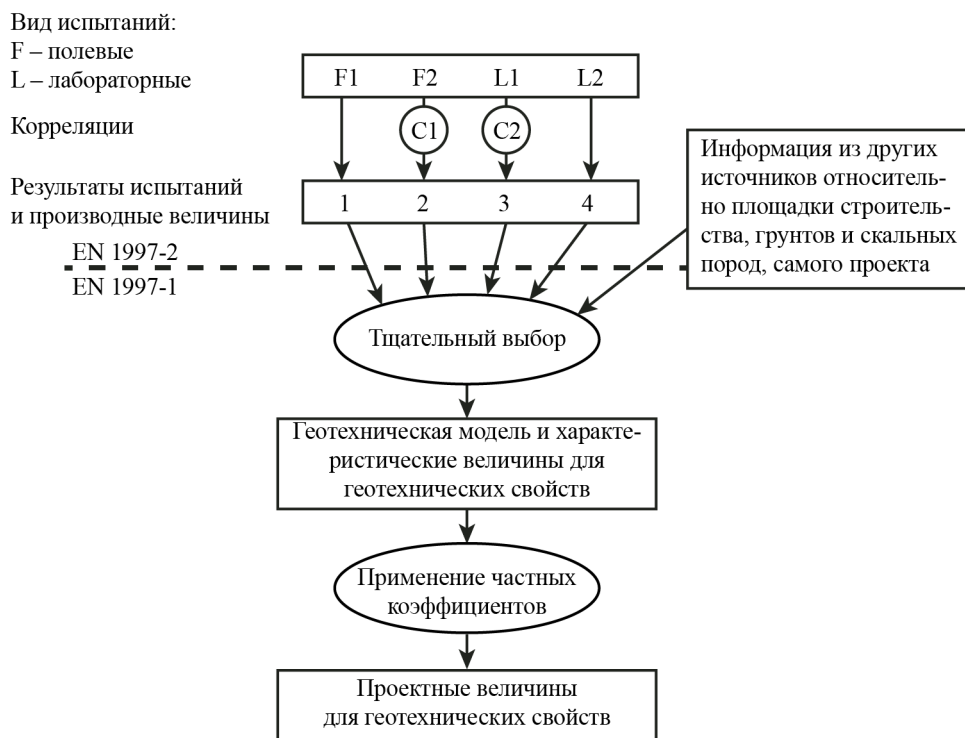


Рис. 8. Общая система выбора производных величин для геотехнических свойств (EN, 1997-2).

### 4.2.2. Характеристические величины

При выведении характеристических величин на основе испытаний необходимо учитывать (EN 1997-1):

- i) разброс данных испытаний;
- ii) статистическую неопределенность, связанную с количеством испытаний;
- iii) предыдущую статистическую информацию.

Можно выделить три основных источника неопределенностей грунтов (Vanmarcke, 1977):

- (i) неоднородность и изменчивость *in situ*, связанные с историей напряжений или колебаниями влажности;
- (ii) ограниченное количество образцов грунта для полевых или лабораторных испытаний;
- (iii) ошибки, связанные с нарушением структуры образца, неправильной процедурой проведения испытаний или человеческим фактором.

Выбор характеристических величин для грунтов или скальных пород должен основываться на производных величинах, полученных в результате лабораторных и полевых испытаний, необходимо учитывать предыдущие проекты, изменчивость свойств грунтов, тип и количество образцов, влияние строительных операций.

При выборе характеристических величин для грунтов можно использовать статистические методы, которые позволят а priori получить информацию о сравнительном опыте испытаний грунтовых свойств для дальнейшего рассмотрения. Характеристические величины должны быть получены таким способом, чтобы расчетная вероятность наихудшего сценария, описывающего наступление предельного состояния, не превышала 5%.

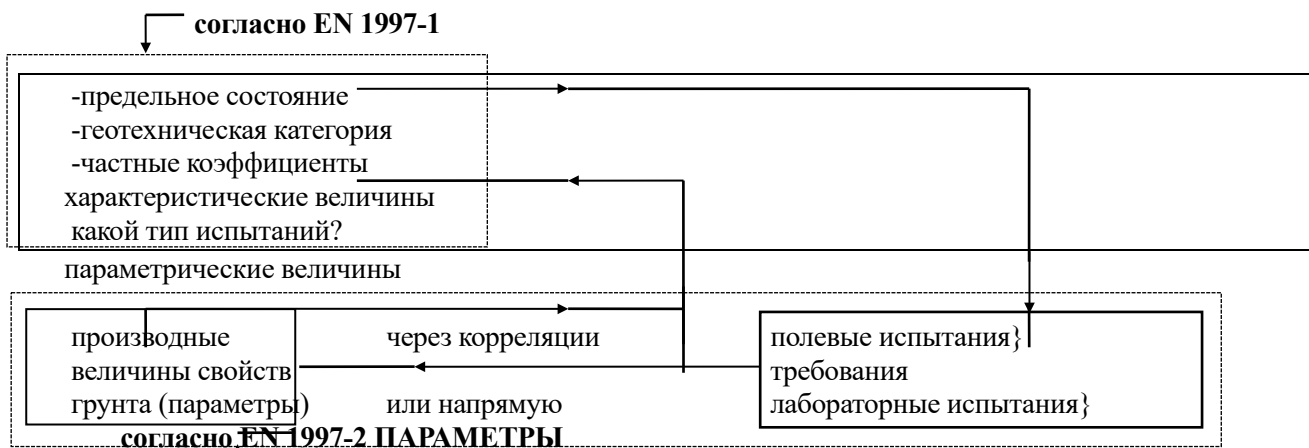


Рис. 9. График, показывающий взаимосвязь проекта и полевых и лабораторных испытаний (EN, 1997-2).



Рис. 10. Риски и полевые изыскания

Определение характеристических величин, если вероятность наступления предельного состояния превышает 5%, возможно только в очень ограниченном числе случаев, таких как контроль качества насыпей, когда определение степени уплотнения и отклонения величины влажности можно рассматривать в рамках статистического подхода.

Характеристическая величина геотехнического параметра должна означать тщательный расчет величины, влияющей на наступление предельного состояния.

В Еврокоде 7 (ENV 1994) предлагается следующее уравнение для определения характеристической величины  $X_k$ :

$$X_k = X_m [1 - k_n \cdot V_x] \quad (2)$$

где:

$V_x$  – коэффициент вариации (стандартное отклонение /средняя величина)

$k_n$  – коэффициент, зависящий от вида статистического распределения и количества испытаний.

На основе сравнительных расчетов Schneider (1997) предложил величину  $k_n = 0.5$ .

В таблице 14 приводятся величины коэффициента вариации, предложенные разными исследователями (Seco e Pinto, 2002).

**Таблица 14. Примеры типичных величин коэффициентов вариации**

Свойство грунта	Величины коэффициента вариации (%)	Литература
Удельный вес	0-10	Harr (1984), Kulhawy (1992), ENV7 (1994)
LL	6-11	Singh (1971)
PL	8-18	Singh (1971)
PI	5-40	Singh (1971)
Влажность	6-29	Singh (1971)
Угол трения при эффективном напряжении	5-15	Harr (1984), Kulhawy (1992), ENV7 (1994)
Связность при эффективном напряжении	30-50	ENV 7 (1994)
Модуль сжимаемости	20-70	ENV 7 (1994)
Недренированная прочность на сдвиг	13-40	Harr (1984), Kulhawy (1992), Lacasse and Nadim (1997), Duncan (2000)
SPT (количество ударов)	15-45	Harr (1984), Kulhawy (1992)
SPT (электрическое)	5-15	Kulhawy (1992)
SPT (механическое)	15-37	Harr (1984), Kulhawy (1992)
Сопротивление острiu при дилатометрических испытаниях	5-15	Kulhawy (1992)
Недренированная прочность при сдвиге крыльчаткой	10-20	Kulhawy (1992)

Предписанные величины частных коэффициентов, представленные в нормах, практически не имеют значения, пока не ясно, как величины параметров изначально выбирались в качестве коэффициентов. Эти нормативные параметры называются характеристическими величинами нагрузок, прочностей или сопротивлений в Еврокодах и Геокоде 21 и стандартными величинами AASHTO (Simpson et al., 2009).

В Геокоде 21 характеристическая величина геотехнического параметра в принципе рассматривается как средняя (ожидаемая) величина производных величин. Это более не математическое среднее, но здесь также учитываются погрешности расчетов, связанные со статистическим осреднением (JGS 4001, 2004).

#### 4.2.3. Проектные величины

Получение проектных величин свойства материала, параметра модели или сопротивления по результатам испытаний должно осуществляться одним из следующих способов (EN 0, 1990):

а) оценкой характеристической величины, которая затем делится на частный коэффициент и, возможно, при необходимости, умножается на коэффициент явного преобразования;

б) прямым определением проектной величины, с подразумеваемым или явным учетом преобразования результатов и требуемой общей надежности.

Частный коэффициент, применяемый к характеристической величине, необходимо взять из соответствующего Еврокода, при условии, что существует достаточное сходство между испытаниями и обычным полевым применением частного коэффициента для числовых проверок. Важно проанализировать, зависит ли реакция конструкции или конструкционного элемента, или сопротивления материала от воздействий, не в достаточной степени учитываемых в испытаниях, таких как:

- эффекты времени и продолжительности действия;
- эффекты масштаба и размера;
- разные условия окружающей среды, нагружения и граничные условия;
- эффекты сопротивления.

Тогда данные воздействия при возможности должны учитываться в расчетной модели.

В таблице 14 представлены разделы, входящие в EC7-Часть 3.

Раздел 4. Склоны, выемки, насыпи  
 Раздел 5. Фундаменты на естественном основании  
 Раздел 6. Свайные группы и ростверки  
 Раздел 7. Подпорные конструкции  
 Раздел 8. Анкеры  
 Раздел 9. Усиленные насыпные конструкции  
 Раздел 10. Элементы усиления грунта (грунтовые нагели и штанговые крепи скальных пород)  
 Раздел 11. Улучшение грунта  
 Раздел 12. Контроль грунтовых вод  
 Отчеты

### 4.3. Проектирование свайных фундаментов

В случае свайных фундаментов необходимо выверять каждую ситуацию геотехнического проектирования на предмет возможного превышения соответствующего предельного состояния. Предельные состояния могут возникать в грунте, либо в сооружении, либо возможно совместное разрушение в сооружении и основании. Предельные состояния проверяются одним из следующих методов или их комбинацией: проектирование на основе расчета, проектирование согласно предписываемым мерам, проектирование на основе испытаний на нагрузку, экспериментальных моделей и метода наблюдений (Eurocode 7, 1997).

При проектировании свай необходимо учитывать следующие предельные состояния (Eurocode 7, 1997):

(i) – потеря общей устойчивости; (ii) – нарушение несущей способности свайного фундамента; (iii) – подъем или недостаточное сопротивление на растяжение свайного фундамента; (iv) – разрушение основания вследствие поперечного нагружения свайного фундамента; (v) – разрушение конструкции свай при сжатии, растяжении, изгибе, прогибе или сдвиге; (vi) – совместное разрушение в основании и свайном фундаменте; (vii) – совместное разрушение в основании и сооружении; (viii) – чрезмерная осадка; (ix) – чрезмерное пучение; (x) – чрезмерное боковое смещение грунта; (xi) – недопустимые вибрации.

## 5. Еврокод 8 - Проектирование сейсмостойчивых конструкций

### 5.1. Введение

В Еврокоде 8 (ЕС8) «Проектирование сейсмостойчивых конструкций» описывается проектирование и строительство зданий и проведение гражданских инженерных работ в сейсмоактивных регионах, он состоит из 6 частей.

Часть 1 делится на 10 разделов:

Раздел 1 – Общая информация;

Раздел 2 – Основные требования и критерии соответствия, применяемые к зданиям и гражданским инженерным работам в сейсмоактивных регионах;

Раздел 3 – Правила представления сейсмических воздействий и их комбинаций с другими воздействиями;

Раздел 4 – Общие правила проектирования, применяемые к соответствующим зданиям;

Раздел 5 – Особые правила для бетонных зданий;

Раздел 6 – Особые правила для стальных зданий;

Раздел 7 – Особые правила для сталебетонных композитных зданий;

Раздел 8 – Особые правила для деревянных зданий;

Раздел 9 – Особые правила для кирпичных и каменных зданий;

Раздел 10 – Фундаментальные требования и прочие актуальные аспекты, относящиеся к проектированию и безопасности при изоляции оснований.

Другие части включают:

Часть 2 – Актуальные положения относительно мостов.

Часть 3 – Положения по сейсмическому усилению и ремонту существующих здания.

Часть 4 – Особые положения относительно резервуаров, силосных башен и трубопроводов.

Часть 5 – Особые положения относительно фундаментов, подпорных конструкций и иных геотехнических аспектов.

Часть 6 – Особые положения относительно башен, мачтовых опор и дымовых труб.

В Части 5 ЕС8 прописаны требования, критерии и правила относительно категорий площадок строительства, они дополняют правила Еврокода 7, которые не затрагивают особые требования к сейсмическому проектированию.

Ниже будут рассматриваться темы, содержащиеся в Части 1 – Разделе 1, а именно: сейсмическое воздействие, грунтовые условия и грунтовые изыскания, категории важности, коэффициенты важности и геотехнические категории, а также темы, относящиеся к Части 5, такие как устойчивость склонов, потенциально разжижаемые грунты, грунтовые подпорные конструкции, системы фундаментов, топографические аспекты.

В таблице 15 обобщаются категории площадок.

**Таблица 15. Категория площадки**

Категория площадки	Описание
A	Скальные породы или скалообразный геологический материал очень мелкого заложения, в том числе слои очень плотного, плотного или средне-плотного песка, гравия, очень твердой или твердой глины.
B	Слои, состоящие в основном из очень плотного песка, гравия или очень твердой глины с характерными величинами геотехнических параметров в пределах, определенных в табл. B2 как твердый грунт.
C	Слой среднего заложения, состоящие в основном из плотных песков и песков средней плотности, гравия или твердой глины с характерными величинами геотехнических параметров в пределах, определенных в табл. B2 как средний грунт.
D	Слои среднего заложения, состоящие в основном из рыхлых – средних несвязных грунтов или слабых – твердых связных грунтов с характерными величинами геотехнических параметров в пределах, определенных в табл. B2 как слабый грунт.
E	Слои мелкого заложения, состоящие в основном из аллювиальных грунтов, подстилаемых скалообразными породами, которые описывались в категории A. Характерные величины геотехнических параметров в пределах, определенных в табл. B2 как средний или слабый грунт.
F	Глубинные слои, состоящие в основном из аллювиальных грунтов, с характерными величинами геотехнических параметров в пределах, определенных в табл. B2 как средний или слабый грунт.

## 5.2. Сейсмическое проектирование свай

В целом, для определения взаимодействия оснований и сооружений проектировщик не учитывают кинематический компонент, проводя анализ фиксированного основания сооружений; они поступают так в силу ряда причин: (i) в некоторых случаях можно не учитывать кинематическое взаимодействие; (ii) строительные нормы, не относящиеся сейсмоустойчивости, за исключением Еврокода 8, не упоминают о нем; (iii) эффекты кинематического взаимодействия оценить сложнее, чем инерционные силы.

Существуют веские доказательства, что взаимодействие оснований и сооружений играет важную роль для высотных сооружений и сооружений, основанных на очень слабых грунтах.

В Еврокоде 8 (1998b) написано: «Изгибающие моменты, развивающиеся вследствие кинематического взаимодействия, следует рассчитывать только когда одновременно совпадают два или несколько следующих условий: (i) профиль основания относится к классу D, S<sub>1</sub> или S<sub>2</sub> и содержит соседние слои с кардинально различной жесткостью; (ii) область относится к среднему или высокому классу сейсмоактивности,  $\alpha > 0.10$ ; (iii) поддерживаемое сооружение относится к категории важности I или II.

Следует проектировать сваи и опоры, чтобы они могли сопротивляться следующим воздействиям: (i) инерционным усилиям от наземного сооружения; и (ii) кинематическим усилиям, возникающим в результате деформации окружающего грунта вследствие распространения сейсмических волн.

Полноценный анализ в 3D постановке занимает очень много времени и не соответствует целям проектирования. Разделение задачи на шаги включает (Gazetas & Mylonakis, 1998): i) кинематическое взаимодействие, в том числе реакцию ускорения основания системы, при том, что в данном рассмотрении масса наземного сооружения равна нулю; (ii) инерционное взаимодействие, которое включает расчет динамических импедансов на уровне фундаментов и динамической реакции наземного сооружения.

Для расчета инерционных усилий вдоль свай, а также отклонения и вращения оголовника свай можно использовать как дискретную (на основе пружинной модели Уинклера), так и непрерывную модель.

Не следует учитывать боковое сопротивление слоев грунта, восприимчивого к разжижению.

В целом, допускается линейная работа грунта.

## 6. Случай из практики. Мейя Прайя

### 6.1. Введение

Ниже приводится случай из практики в Мейя Прайя, расположенном на юге Португалии. Описывается площадка изысканий, геотехническое проектирование согласно ЕС7 в соответствии с принципом проектирования на основе расчетов, а также испытание свай на нагрузку. Кроме того, рассматривается оценка разжижения на основе испытаний *in situ*.

### 6.2 Полевые изыскания

Геотехническая характеристика площадки включала 3 серии, первая – 17 скважин глубиной 12.0 - 36.0 м, вторая - 7 скважин глубиной 19.50 - 34.5 м, 4 испытания СPTU, 4 сдвиговых испытания крыльчаткой, третья - 4 скважины глубиной 28.5 - 33.0 м, 7 испытаний СPTU, 12 сейсмических рефракционных испытаний.

Образцы отбирались из скважин для выполнения следующих лабораторных испытаний:

- a) образцы нарушенной структуры для классификационных испытаний;
- b) Одометрических испытаний;
- c) Испытаний на прямой сдвиг.

Рассматривались следующие инженерно-геологические элементы:

Насыпные грунты мощностью 2.0 м с включением песков и глин.

Шламовые глины со случайными прослоями и линзами песка, темно-серые, толщиной 3.0 - 13.5 м.

Средний – крупный (иногда мелкий) песок, желтовато-коричневый до серого, с мелким – крупным гравием (от круглого до неокатанного). Иногда с ракушечником и фрагментами ракушек, толщиной 7.5 - 24.0 м.

Плейстоценовые красные пески (P)

Глины с содержанием песка и гравия, толщиной 3 - 5.5 м.

Миоценовые отложения (M)

Пески под глинами, желтые и серо-желтые.

Пылеватые грунты с включениями глины и песков.

### 6.3. Геотехническое проектирование на основе расчетов

Выбор характеристических величин геотехнических параметров должен основываться на производных величинах, полученных в ходе лабораторных и полевых испытаний, а также на обширном опыте работ.

Характеристические величины геотехнических параметров должны выбираться при тщательной оценке величин, влияющих на возникновение предельных состояний.

Были рассмотрены следующие предельные состояния:

- a) – Проектирование по общему предельному состоянию
  - потеря общей устойчивости – нарушение несущей способности свайного фундамента;
  - подъем или недостаточное сопротивление на растяжение свайного фундамента;
- разрушение основания вследствие поперечного нагружения свайного фундамента;
  - совместное разрушение в основании и свайном фундаменте.
- b) - Проектирование по предельному состоянию по эксплуатационной пригодности:
  - чрезмерные деформации;
  - чрезмерное пучение;
  - недопустимые вибрации.

## 6.4. Проектирование на основе испытаний на нагрузку и экспериментальных моделей

Когда для обоснования проекта используются результаты испытаний на нагрузку или моделей большого или малого масштаба, необходимо учитывать следующие характеристики:

- различия в грунтовых условиях при испытаниях и на реальной строительной площадке;
- эффекты времени, особенно, если продолжительность испытания гораздо меньше, чем продолжительность нагружения при реальном строительстве;
- эффекты масштаба, особенно при использовании малых моделей. Следует учитывать влияние уровней напряжения, а также влияние размера частиц.

Можно проводить испытания на образцах на реальной строительной площадке или использовать полномасштабные или малые модели.

### Испытания свай на нагрузку

#### *Введение*

Испытания свай на нагрузку рекомендуются для следующих целей:

- i) определения реакции репрезентативной сваи и окружающего грунта на нагрузку, с точки зрения осадки и предельной нагрузки;
- ii) проверки работы отдельных свай и вынесения суждения относительно целого свайного фундамента;
- iii) оценки целесообразности метода строительства.

Результаты испытаний на нагрузку должны использоваться для калибровки проектных параметров и, таким образом, оптимизации предложенных величин длины свай только на основе интерпретации полевых изысканий и результатов лабораторных и полевых испытаний.

#### *Испытания свай на вертикальную нагрузку*

Для испытаний свай на вертикальную нагрузку было предложено следующее оборудование: 8 электрических датчиков смещений, 2 механических циферблатных измерительных прибора, 2 ленты переносных тензометров LCPC с разрешением  $10^{-6}$ , 1 температурный датчик, 1 высокоточный датчик давления, 1 гидравлический насос, 4 гидравлических домкрата и 1 оптический уровень.

Программа нагружения предполагала достижения 1.25 от рабочей нагрузки на сваю с 8 приращениями нагрузки.

#### *Испытания свай на горизонтальную нагрузку*

Для испытаний свай на горизонтальную нагрузку было предложено следующее оборудование для измерения следующих параметров: (i) – горизонтального смещения; (ii) - тензодатчик; (iii) – деформации вдоль ствола сваи с использованием мессдоз; (iv) – смещения по вертикали с использованием инклинометров; (v) - температуры.

Программа нагружения состояла из 10 приращений нагрузки.

*«О, если б было мне дано*

*Свершить желание одно»*

*Шекспир, «Генрих V».*

## 6.5 Оценка разжижения

### 6.5.1 Сейсмическое воздействие

Согласно Португальским строительным нормам (RSA, 1983), под сейсмическим воздействием понимается стохастический гауссовский стационарный векторальный процесс (два горизонтальных ортогональных компонента и один вертикальный компонент). Территория Португалии находится под влиянием двух сейсмо-тектонических источников: (i) ближний источник, который представляет собой землетрясение умеренной магнитуды с небольшим расстоянием до очага землетрясения продолжительностью 10 секунд; (ii) дальний источник, который представляет собой землетрясение большей магнитуды с большим расстоянием от очага землетрясения продолжительностью 30 секунд.

Сейсмическое воздействие типа 1 и сейсмическое воздействие типа 2 были проанализированы относительно коренной породы грунтового типа А.

На рис. 11 показаны зоны на карте Португалии, относящиеся к сейсмическим воздействиям 1 и 2 типа.



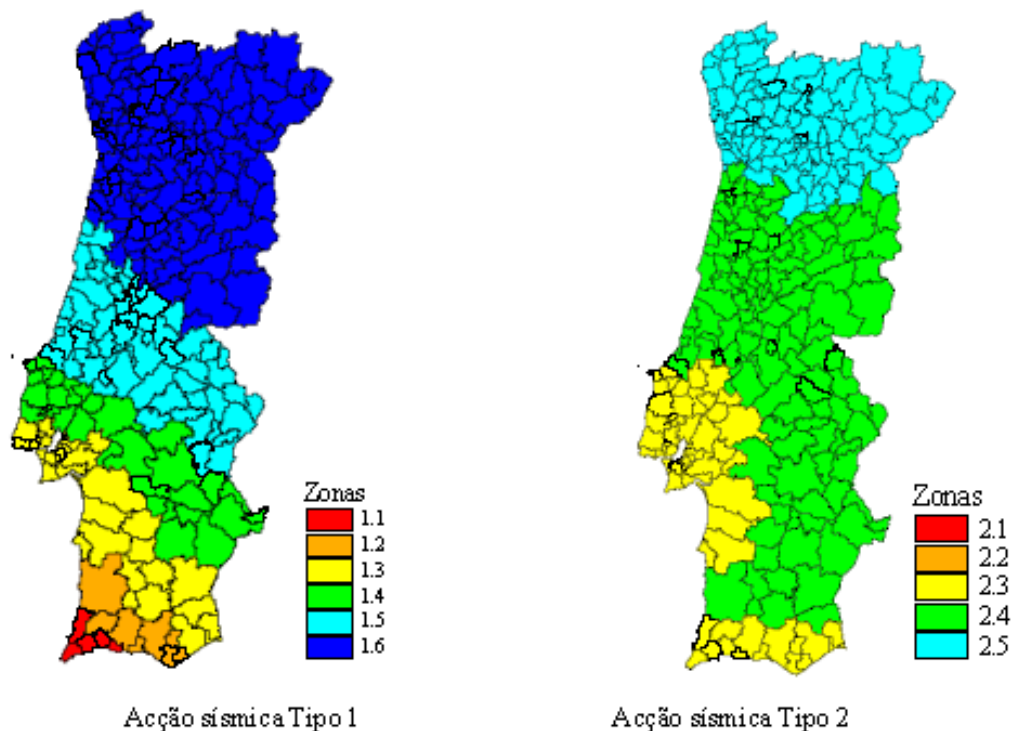


Рис. 11. Карта сейсмических зон Португалии

Сейсмическое воздействие Тип 1		Сейсмическое воздействие Тип 2	
Сейсмическая зона	$a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )	Сейсмическая зона	$a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )
1.1	2,5	2.1	
1.2	2,0	2.2	
1.3	1,5	2.3	
1.4	1,0	2.4	
1.5	0,6	2.5	
1.6	0,35	–	

### 6.5.2 Оценка разжижения

Согласно разделу 4.1.3. (2)- части 5- Еврокода 8 «Следует проводить оценку подверженности разжижению, когда грунты оснований фундаментов включают толстые слои и большие линзы рыхлого песка при наличии или отсутствии мелких частиц ила или глины ниже уровня грунтовых вод, или когда этот уровень находится близко от дневной поверхности».

Сейсмическое сдвиговое напряжение  $\tau_e$  можно рассчитать на основе упрощенного выражения:

$$\tau_e = 0.65 \alpha_{gr} \gamma_f S \sigma_{vo} \quad (3)$$

где  $\alpha_{gr}$  – проектный коэффициент ускорения грунта,  $\gamma_f$  – коэффициент важности сооружения,  $S$  – параметр грунта,  $\sigma_{vo}$  - общее избыточное давление. Данное выражения нельзя применять для глубин более 20 м. Уровень сдвига следует умножать на коэффициент запаса из [1.25].

Коэффициенты корректировки магнитуды в EC8 приняты согласно предложению Ambraseys (1988) и отличаются от коэффициентов NCEER (1997).

На рис. 12 показано новое предложение Cetin et al. (2001) для анализа разжижения. Оно более сложное по сравнению с предыдущими, так как включает: (i) данные о недавних землетрясениях; (ii) корректировки вследствие наличия мелкозернистых частиц; (iii) опыт относительно лучшей интерпретации испытаний SPT; (iv) местные влияния; (v) случаи из практики относительно более чем 200 землетрясений; (v) теорию Байсиана.

Для оценки разжижения песков используются два метода: на основе лабораторных испытаний и на основе полевых испытаний. Применяются следующие виды лабораторных испытаний: (i) трехосные циклические испытания; (ii) циклические испытания на простой сдвиг; (iii) циклические испытания на сдвиг при кручении. Ввиду сложности отбора высококачественных образцов ненарушенной струк-

туры в основном применяются следующие полевые испытания: SPT, CPT и сейсмические испытания конусом.

В EC8 используются коэффициенты корректировки, предложенные Ambraseys (1988), на основе полевых испытаний, которые отличаются от величин, предложенных Seed & Idriss (1982), а также от величины, предложенные в NCEER (1997) на основе лабораторных испытаний.

Оценка потенциального разжижения выполнялась только в ходе полевых испытаний с учетом нарушения структуры, которое происходит при отборе песчаного материала.

В данном анализе внимание уделялось SPT и CPT, поскольку сейсмические испытания проводились, когда грунт содержал частицы гравия.

Величины сдвига рассчитывались на основе модели общих напряжений с использованием кодекса "SHAKE 2000", дающего весьма консервативную оценку.

В качестве примера на рис. 13 показаны различия между моделью общих напряжений и анализом эффективных напряжений с использованием программы DYNAFLOW для моста Васко да Гама через реку Тежу с тем же видом аллювиального грунта.

Корректировки для результатов SPT для учета влияния глубины и оборудования делались согласно рекомендациям EC8 (1998b).

#### Анализ площадки 53

#### Испытания SPT

Величина сдвигового напряжения для сейсмического типа 1 (RSA) определялась с учетом величины  $\tau_d$  0,9.

Величины SPT для S4A были скорректированы с учетом величин  $C_N$ .

Величина напряжения сдвига была увеличена на коэффициент 1.25 на основе Еврокода 8- Части 5.

Учитывая, что % мелких частиц составляет 10%, согласно предложению Seed, может возникнуть разжижение.

Согласно предложению Cetin, вероятность возникновения разжижения составляет 100%.

Величина сдвигового напряжения для сейсмического типа 2 (RSA) определялась с учетом величины  $\tau_d$  0.9.

Величины SPT для S4A были скорректированы с учетом величин  $C_N$ .

Величина напряжения сдвига была увеличена на коэффициент 1.25 на основе Еврокода 8- Части 5.

Учитывая, что % мелких частиц составляет 10%, согласно предложению Seed, может возникнуть разжижение.

Согласно предложению Cetin, вероятность возникновения разжижения составляет 100%.

#### Испытания CPTU

Величина сдвигового напряжения для сейсмического типа 1 (RSA) определялась с учетом величины  $\tau_d$  0.9.

Величины CPT для CPTU 4A были скорректированы с учетом величин  $C_Q$ .

Величина напряжения сдвига была увеличена на коэффициент 1.25 на основе Еврокода 8- Части 5.

Учитывая, что % мелких частиц составляет 10%, согласно предложению Seed, может возникнуть разжижение.

Величина сдвигового напряжения для сейсмического типа 1 (RSA) определялась с учетом величины  $\tau_d$  0.9.

Величины СРТ для СРТУ 3А были скорректированы с учетом величин  $C_Q$ .

Величина напряжения сдвига была увеличена на коэффициент 1.25 на основе Еврокода 8- Части 5.

Учитывая, что % мелких частиц составляет 10%, согласно предложению Seed, может возникнуть разжижение.

На рис. 14 и 15 показана оценка потенциального разжижения на основе испытаний SPT и СРТ.

#### Анализ разжижения на основе $V_s$

Учитывая, что величины  $V_s$ , полученные в ходе СРТУ 6В, находятся в пределах 214 - 306 м/с (за исключением величины 167.9 м/с на уровне 7 - 8 м и 154 м/с на уровне 9 - 10 м), и величины  $V_s$ , полученные в ходе СРТУ 4В, находятся в пределах 204 - 367 м/с (за исключением величины 137.7 м/с на уровне 9 - 10 м и 174 м/с на уровне 13-14 м), разжижение не произойдет.

#### 6.5.3. Оценка осадок

В ЕС8 упоминается склонность грунтов основания к уплотнению и чрезмерным осадкам, тем не менее, оценка ожидаемого разжижения, вызванного деформацией, заслуживает более детального внимания.

Обобщив коэффициент циклического сдвигового напряжения и нормализованные величины  $N$  из SPT, Tokimatsu & Seed (1987) предложили соотношения с деформацией сдвига (рис. 16).

Для оценки осадки грунта вследствие разжижения песчаных отложений, на основе данных о коэффициенте запаса в осях против разжижения и относительной плотности, преобразованной в величину  $N_1$ , Ishihara (1993;1996) предложил следующий график (рис. 17).

Учитывая рис. 16 и 17, а также модифицированные величины SPT для сейсмического типа 1 и коэффициента повышения 1.25, была получена величина смещения 90 мм, при том, что толщина слоя составляла 5 м.

Для сейсмического типа 2 эта величина составила 95 мм с учетом толщины слоя 5 м.

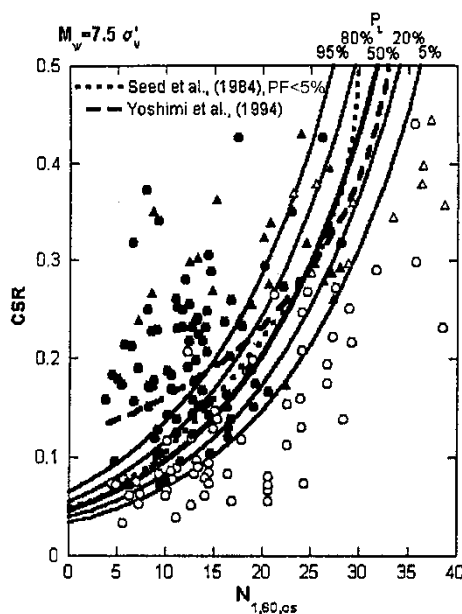


Рис. 12. Вероятностный подход к анализу разжижения (Cetin et al., 2001)

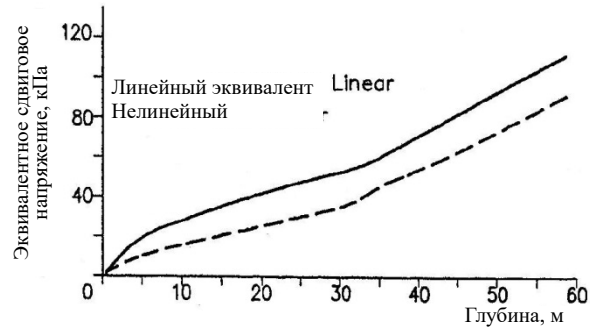


Рис. 13. Эквивалентные сдвиговые напряжения, рассчитанные по кодексам SHAKE и DYNAFLOW (Seco e Pinto & Oliveira, 1998)

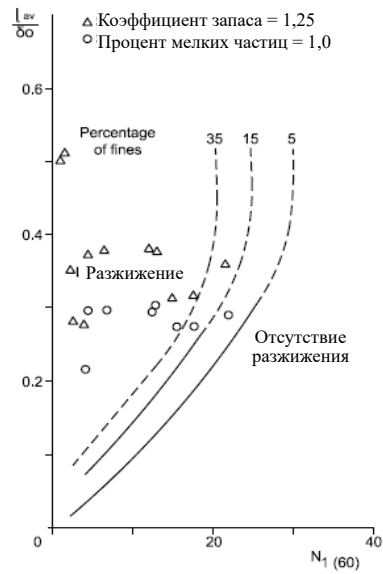


Рис. 14. Оценка потенциального разжижения на основе испытаний SPT



Рис. 15. Оценка потенциального разжижения на основе испытаний SPT

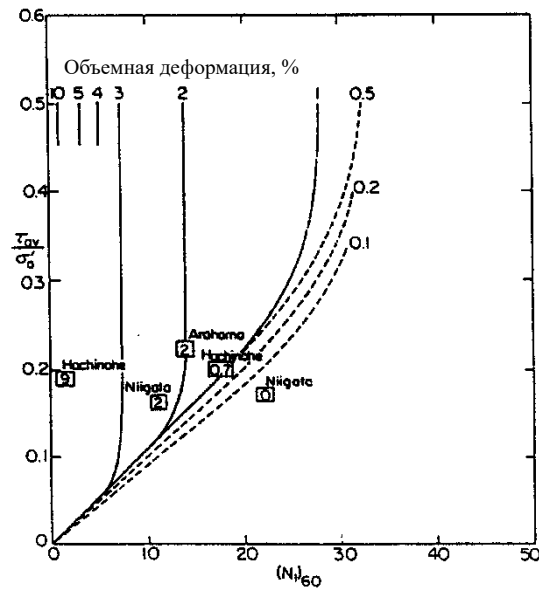


Рис. 16. Корреляция между объемной деформацией и SPT (Tokimatsu & Seed, 1987)

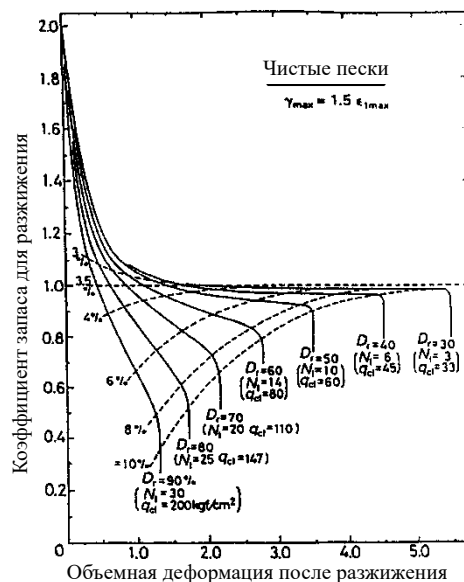


Рис. 17. Кривые циклической объемной деформации после разжижения по результатам CPT и SPT (Ishihara, 1993)

## 7. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Впечатляет работа по подготовке «Конструктивных Еврокодов», выполненная Комиссией Европейских сообществ (СЕС) с целью введения свода согласованных технических правил.

Землетрясения представляют собой очень сложные и опасные природные явления, которые происходят в изначально известных сейсмических зонах, однако серьезные землетрясения происходят и за пределами этих зон, в областях, которые считаются устойчивыми с геологической точки зрения. В результате создающие нормы ведомства принимают более строгие требования для обеспечения адекватной сейсмической устойчивости, а проектировщики в свою очередь разрабатывают более жизнеспособные подходы, чем ранее. Таким образом, в последние годы наблюдалось значительное изменение в интересе и отношении к этому аспекту проектирования.

Основную проблему представляет необходимость создания экономичных эффективных методов усовершенствования здания путем разработки новых специальных технологий для фундаментов. Таким образом, все большее внимание получает цель уменьшения воздействия землетрясения путем его передачи с наземной конструкции на фундамент, что достигается посредством развития инновационных строительных технологий улучшения и усиления грунта.

Необходимо обсудить очень важные вопросы: (i) каким должен быть детальный сейсмический кодекс?; (ii) какое потребуется время, чтобы разработать и принять свод согласованных технических

правил для проектных и строительных работ? (iii) как улучшить отношения между соответствующими властями, заказчиками и проектировщиками? и (iv) как реализовать на практике то, что в нормах могут детально не описываться все возможные проектные ситуации и может потребоваться специальное инженерное суждение и опыт?

Думая над этим, мы всегда должны помнить строки из поэмы «Все ради любви» Джона Драйдена: «Наши промахи, заблуждения, Как соломка плавают на поверхности, Но кто бы жемчуг искал, он бы глубже нырял.».

## ЛИТЕРАТУРА

- Ambraseys, N. N. (1998) "Engineering seismology". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 17, pp. 1-105.
- Borges, J. F. and Castanheta, M. (1983) "Structural Safety", Course n° 101, 3rd edition, LNEC, Lisboa.
- Cetin, K.O e Seed, R.B, and Kiureghion. (2001) "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.
- Duncan, J. (2000) "Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 126, N° 4, .307-316.
- ENV 1994 Eurocode 7 – "Geotechnical Design". Part 1.
- EN 1990 Eurocode 0 – "Basis of Structural Design".
- EN 1991 Eurocode 1 – "Actions on Structures".
- EN 1997 Eurocode 7 – "Geotechnical Design".
- EN 1998 Eurocode 8 – "Design of Structures for Earthquake Resistance".
- Gazetas, G. and Mylonakis, G (1998) "Seismic Soil Structure Interaction: New Evidence and Emerging Issues". *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, ASCE II, pp 1119-1174.
- Harr, M.E. (1984) "Reliability-based Design in Civil Engineering", Henry M. Shaw Lecture. North Carolina State University.
- Idriss, I. M. (1990) "Response of Soft Soil during Soil Earthquakes". *Proc. H. Bolton Seed Memorial Symposium*, pp.273-290.
- Idriss, I.M. and Boulanger, R.W. (2004) "Semi-empirical Procedures for Evaluation Liquefaction Potential during Earthquakes". *Proc. Of the Fifth Case Histories in Geotechnical Engineering Conference*, New York, Ny, SOAP, pp.16. INA (International Navigation Association). (2001). "Seismic Design Guidelines for Port Structures". A.A. Balkema Publishers.
- Ishihara, K. (1996). *Soil Behaviour in Earthquakes Geotechnics*. Clarendon Press. Oxford.
- Ishihara, K. (1993). "Liquefaction and Flow Failure during Earthquakes", 33<sup>rd</sup> Rankine Lecture. *Geotechnique* 43(3), pp 351-415.
- JCSS (Joint Committee on Structural Safety) (1981) "General Principles. General Principles on Quality Assurance for Structures; General Principles on Reliability for Structural Design". IABSE; AIPC; IVBH.
- JGS (2004) "Foundation Design Guideline ". The Japanese Geotechnical Society.
- Kulhawy, F.H. (1992) "On the Evaluation of Soil Properties". *ASCE. Geotech. Spec. Publ.*, N° 31, pp 95-115.
- Lacasse, S. and Nadim, F. (1997) "Uncertainties in Characterization Soil Properties", *ASCE Geotech. Spec. Publ.* N° 31, 95-115.
- Lumb, P.(1975) "Soil Variability and Engineering Design". *Proc. 2<sup>nd</sup> ICASPSSE, Aachen*, Vol. 1, pp.383-397.
- NCEER. (1997). *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.
- RSA (1983). "Portuguese Safety and Actions Code for Buildings and Bridges" (in portuguese).
- Schneider, H.R. (1997) "Definition and Determination of Characteristics Soil Properties". *Proc. 12 ICSMFE, Hamburg*, Vol. 4, pp2271-2274.
- Sêco e Pinto, P.S. (2002) "Some Reflections about Risk analysis of Geotechnical Structures". *Proc. of 12th Danube- European Conference Geotechnical Engineering, Passau* pp. 41-46.
- Sêco e Pinto, P.S. (2009). "Seismic Behaviour of Geotechnical Structures-Past, Present and Future". *Proc. of Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo*, Editors T. Kokusho, Y. Tsukamoto & M. Yoshimine. pp- 341-349.
- Sêco e Pinto, P.S. & Oliveira, R. (1998). A Recent Difficult Foundation Problem: The Case of the New Tagus Bridge. *Proc. 4<sup>th</sup> International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis*,

USA.

- Seed, H. B. and I. M. Idriss. (1982). "Ground Motions and Soil Liquefaction during Earthquakes". Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California.
- Simpson, B., Morrison, P., Yasuda, S., Townsend, and Gazetas, G. (2009) "Analysis and Design" SOA 2, Proc. of the 17<sup>th</sup> ICSMGE, Vol.4, pp. 2873-2929. Edited by M. Hamza, Shahien, M. and El-Mossallamy, Y.
- Singh, A. (1971) "How Reliable is the Factor of Safety in Foundation Engineering?" Proc. 1st ICASPSSE. Hong Kong, Vol. 1, pp. 390-424.
- TC4 (ISSMGE). (2001). "Case Histories of Post-Liquefaction Remediation". Committee on Earthquake Geotechnical Engineering. Technical Committee for Earthquake Geotechnical Engineering,
- Tokimatsu, K and Seed, H. B. (1987). "Evaluation of Settlements in Sands due to Earthquake Shaking", JGE, ASCE, 113, pp. 861-878.
- Vanmarke, E.H (1977) "Probabilistic Modeling of Soil Properties". JGED, ASCE, Vol. 103, N° GT 11, pp.1227-1246.
- Youd, T. L. & S. D. Gilstrap (1999). "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.

ВИДЕО