

Типичные ошибки применения Plaxis 2D при расчете котлованов

GOUW Tjie-Liong

*Civil Engineering Department,
Bina Nusantara University, 11480 Jakarta, Indonesia
Email : gouw3183@binus.ac.id*

Аннотация

Развитие компьютерных технологий сделало использование программных комплексов на базе метод конечных элементов (МКЭ) весьма распространенным в инженерной практике. Множество специалистов используют конечно-элементные программы для решения геотехнических задач в своих проектах. Однако, отсутствие опыта и достаточной подготовки может привести к неприятным последствиям – как в случае неопытного пилота, управляющего авиалайнером. Инженеры без должной подготовки в области механики грунтов, получили доступ к программным средствам иногда без четкого понимания проблем, которые могут возникнуть при применении подобных средств. Довольно часто они допускают ошибки, которые могут привести к неоптимальным конструктивным решениям или даже к авариям. Автор статьи, в ходе многих лет изучения и использования геотехнического программного обеспечения, сам допустил множество ошибок. В данной статье на примере геотехнического МКЭ-комплекса Plaxis, приводятся наиболее типичные ошибки при применении данного программного обеспечения при расчете разработки котлованов.

Ключевые слова: метод конечных элементов, Plaxis, глубокие котлованы

1. Введение

Метод конечных элементов (МКЭ) применяется в инженерной практике уже более сорока лет. С 1970-х до середины 1990-х годов данный метод применялся только крупными научными учреждениями, которые в то время могли позволить себе использование ЭВМ. К концу XX века, развитие компьютерных технологий привело к тому, что мощность обычных компьютеров стала достаточной для сложных вычислений и программы МКЭ-анализа стали набирать популярность среди инженеров. Насколько известно автору, специализированное программное обеспечение для геотехнических расчетов стало появляться на массовом рынке с начала 1990-х годов, с появлением таких комплексов как Feadam, Sage-Crisp, Plaxis и другие. Мощность компьютеров стремительно возрастала, поэтому вскоре на рынке появился большой кластер геотехнических комплексов: Plaxis, Phase2, Geo5fem, Gfas, Sigm/w, Midas, Geofea и другие.

Автор начал использовать данное программное обеспечение с 1990-х годов. Начав с использования комплекса Feadam в 1990 году, Sage-Crisp в 1997 году, Plaxis с 1995 года, автор в дальнейшем также применял Phase2, Gfas и Geo5fem. Постепенно, в процессе изучения, преподавания и использования геотехнических программных средств, допустив множество ошибок, автор накопил определенный опыт, частью которого он хотел бы поделиться в данной заметке. В данном случае, акцент будет сделан на применении комплекса Plaxis 2D.

2. Расчет и моделирование разработки котлованов

2.1. Постановка задачи: плоская или осесимметричная (Plane Strain vs Axisymmetry Model)?

Несмотря на то, что разница между этими двумя постановками задачи сравнительно проста для понимания, многие инженеры не всегда улавливают различие между плоской моделью (Plane Strain) и осесимметричной (Axisymmetry Model). Для модели, показанной на рисунке 1, в случае, если выбрана плоская постановка задач (Plane Strain) будет рассчитан котлован, протяженный в плане. В случае же, когда выбрана осесимметричная задача (Axisymmetry Model), будет рассчитан котлован цилиндрической формы.

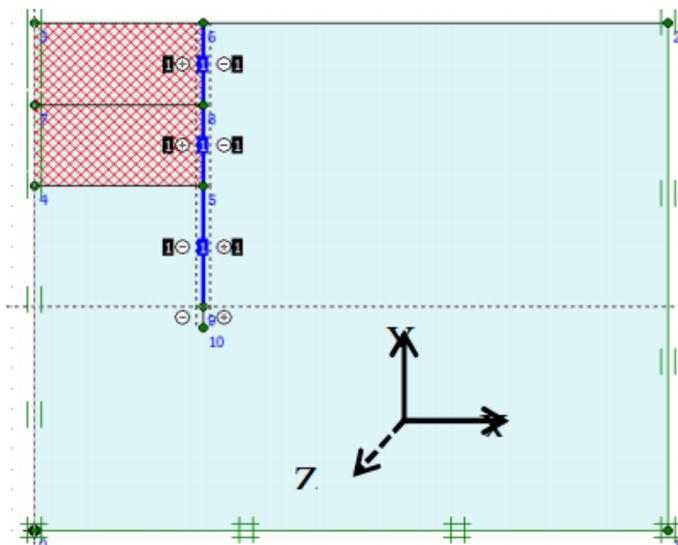


Рисунок 1. Постановка задачи: плоская или осесимметричная

Плоская постановка задачи означает, что деформации происходят в плоскости XY. Из плоскости XY деформации принимаются равными нулю, то есть $\varepsilon_z = 0$. Следовательно, длина выработки должна существенно превышать его ширину.

В осесимметричной модели предполагается, что поперечные, а точнее, радиальные деформации модели равны, то есть $\varepsilon_x = \varepsilon_z$. Как и следует из названия, в этом случае модель симметрична относительно вертикальной оси Y, она образована вращением вокруг оси Y, поэтому модель, показанная на рисунке 1 соответствует котловану, круглому в плане. **Важно помнить**, что в Plaxis ось вращения всегда принимается на левой границе модели.

Естественно, выбор неверной постановки решения задачи приведет к получению неверных результатов.

2.2. Интерфейсы (Interface Element)

Взаимодействие грунта и конструктивного элемента моделируется при помощи *интерфейсов (Interface)*. Данный элемент модели используется для снижения прочностных характеристик грунта на границе между конструктивным элементов и грунтом. Снижение прочностных характеристик производится на величину R_{inter} , который может принимать значения в диапазоне от 0.01 до 1.0. Нижняя граница значения 0.01 означает, что грунт и конструктивный элемент практически не связаны друг с другом. Верхняя граница возможного значения 1.0 означает, что снижения прочностных характеристик грунта на границе с конструктивным элементом не происходит. В таком случае, контакт рассматривается как *жесткий (Rigid)*. Промежуточные

Типичные ошибки применения Plaxis 2D

значения величины R_{inter} означают, что прочностные характеристики грунта на границе с конструктивным элементом снижены пропорционально значению R_{inter} .

Довольно типичной ошибкой при применении *интерфейсов (Interface)* является их назначение по боковой поверхности буроинъекционных анкеров, как показано на рисунке 2.

Свободный участок буроинъекционного анкера, как правило, моделируется элементом *двухузлового анкера (node to node anchor)*. Как следует из названия, данный элемент на обоих концах стыкуется с конструктивными элементами модели, таким образом, тут нет контакта между телом анкера и окружающим грунтом. Следовательно, назначать *интерфейс (Interface)* вдоль длины *двухузлового анкера (node to node anchor)* не требуется.

Заделка буроинъекционного анкера моделируется, как правило, элементом *георешетки (geogrid)*, работающим на растяжение. В ходе установки анкеров, образование заделки выполняется под давлением, таким образом, она находится в полном контакте с окружающим грунтом.

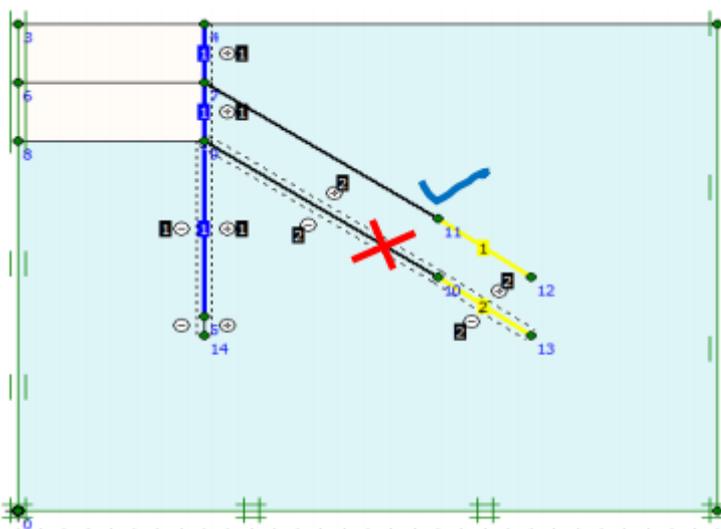


Рисунок 2. Ошибки при моделировании буроинъекционных анкеров

Следовательно, поверхность разрушения при потере несущей способности проходит не по контакту заделки анкера и грунта, а по слоям грунта, которые примыкают к заделанной части анкера. Фактически это означает, что грунт может полностью реализовать свою несущую способность, таким образом, ввод элемента интерфейса в данном случае не требуется. Включение в модель интерфейсов с коэффициентом $R_{inter} < 1.0$ ошибочно.

2.3. Модели грунтов.

В комплексе Plaxis реализовано большое количество моделей грунтов, в частности: *Mohr-Coulomb model (MC, модель Кулона-Мора)*, *Soft Soil Model (модель слабого грунта)*, *Hardening Soil Model (модель упрочняющегося грунта)*, *Soft Soil Creep (модель слабого грунта с учетом ползучести)*, *Hardening Soil with Small Strain (модель упрочняющегося грунта с учетом жесткости малых деформаций)*, *Modified Cam-clay (модифицированная модель Cam-clay, MCC)* и так далее. Каждая из этих моделей имеет свои достоинства и недостатки. Более подробно будут рассмотрены две модели, наиболее часто применяемые при расчете котлованов.

2.3.1. Mohr-Coulomb (MC) Model (идеальная упруго-пластическая модель Кулона-Мора, MC)

Данная модель является наиболее простой из представленных в Plaxis. Кроме того, большинству инженеров эта модель знакома в рамках программы высшего образования. В

практике расчетов она применяется весьма часто¹, при этом, зачастую без понимания тех ограничений, которые присущи этой модели. Модель Кулона-Мора описывает нелинейное поведение грунта в виде двухлинейной диаграммы, как показано на рисунке 3а.

Это идеальная двухлинейная упруго-пластичная модель, в которой деформационные характеристики грунта, принимаемые как E_{50} , постоянны на всем протяжении упругой работы грунта, вплоть до того момента, когда напряжения в грунте достигают зоны пластических деформации (разрушение). В действительности, грунт всегда ведет себя нелинейно, что означает, что деформационные характеристики грунта не являются постоянной величиной и меняются в зависимости от напряжений в массиве грунта. Вследствие этого, при напряжениях в массиве грунта меньших, чем 50% от предельных, модель Кулона-Мора может завышать деформации основания, тогда как при уровне напряжений более 50% от предельных (то есть, при коэффициенте запаса менее двух), она может опасно занижать деформации (рисунок 3а).

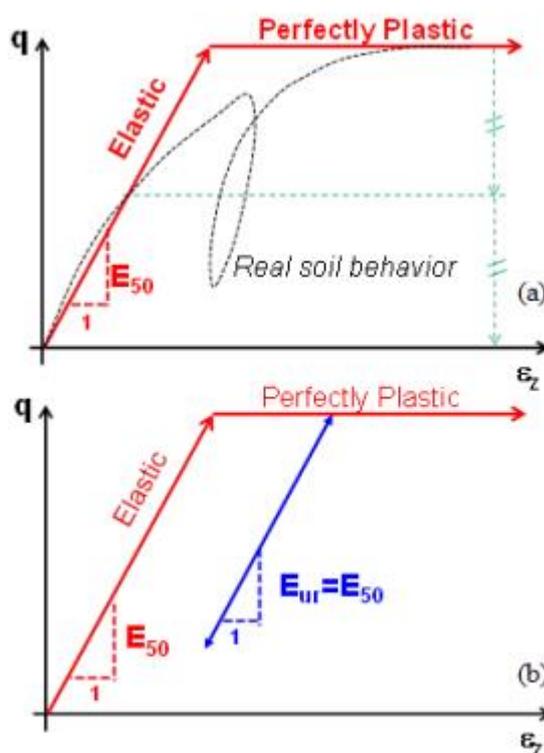


Рисунок 3. Mohr-Coulomb (MC) Model (Модель Кулона-Мора)

Еще одним серьезным недостатком данной модели является то, что в ней модуль деформации грунта при разгрузке и повторном нагружении E_{ur} равен модулю деформации грунта по ветви первичного нагружения E_{50} , то есть $E_{ur} = E_{50}$, как проиллюстрировано на рисунке 3б. В действительности, в условиях разгрузки и повторного нагружения, модуль деформации грунтов имеет существенно большее значение. Разница между значениями данных величин может достигать нескольких раз, то есть $E_{ur} \approx 2...5 E_{50}$. Это означает, что при расчетах котлованов, модель Кулона-Мора может дать завышенные нереалистичные величины поднятия дна котлована. В подобных случаях, при использовании модели Кулона-Мора, может быть предложено использование модуля деформации по вторичной ветви загрузки E_{ur} вместо модуля деформации по первичной ветви загрузки E_{50} ².

¹ В частности потому, что параметры данной модели могут быть получены из любого отчета по инженерно-геологическим изысканиям (примечание переводчика)

² Но делать это рекомендуется весьма осторожно (примечание переводчика)

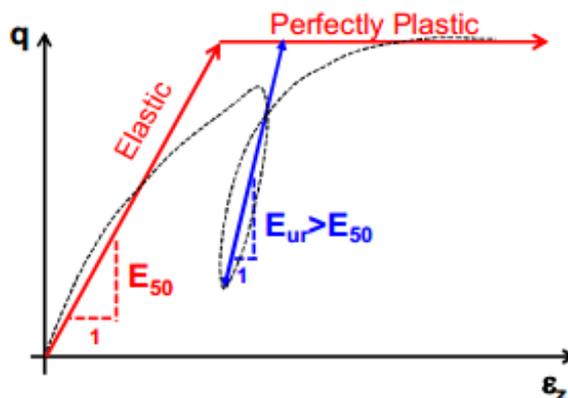


Рисунок 4. Для грунтов характерно повышенное значение модуля деформации при разгрузке и повтором загрузении

Помимо уже указанных недостатков данной модели, касаемых модулей деформации грунта, модель Кулона-Мора имеет определенные ограничения при анализе недренированного поведения грунта. Это будет более подробно рассмотрено в следующем разделе.

2.3.2. Hardening Model (упругопластическая модель с изотропным упрочнением, HS)

Для реальных грунтов характерно нелинейное поведение. При увеличении нагрузки, величина модуля деформации грунта снижается, как показано на рисунке 5.

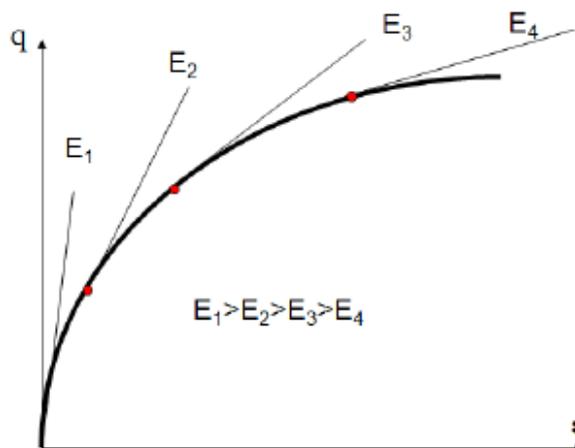


Рисунок 5. Нелинейная диаграмма состояния грунта (кривая девиатор напряжений – деформации) и переменный модуль деформации

Подобное нелинейное поведение грунта может быть описано гиперболической зависимостью, впервые предложенной в работах Duncan и Chang, 1970. В Plaxis подобная модель известна под названием *Hardening Soil Model (HS model, упругопластическая модель с изотропным упрочнением)* и довольно часто применяется при расчете слабых грунтов или в сложных геологических условиях. Вид зависимости деформаций от девиатора напряжений данной модели показан на рисунке 6.

2.3.3. Поведение грунтов при расчете котлованов

На рисунке 7 показана типичная задача при расчете котлованов с графиками истории напряжений, которые испытывает массив грунта в различных точках: ниже уровня дна котлована и за пределами ограждения котлована. По графикам видно, что для грунта в точке В (ниже уровня дна котлована) характерна разгрузка на всех стадиях производства работ, тогда как для грунта в точке А характерны следующие изменения: в *стадии 1 (Stage 1)* он испытывает разгрузку, на *стадии 2 (Stage 2, установка анкеров)* он находится в состоянии повторного нагружения, и на *стадии 3 (Stage 3)* он вновь находится под разгрузкой.

Графики изменения напряженного состояния четко иллюстрируют необходимость использования различных параметров деформации грунта. Ожидаемое поведение грунта в различных зонах модели при расчете типичного котлована, показано на рисунке 8 (Brinkgrève, R.B.J., Shen, R.F., 2011).

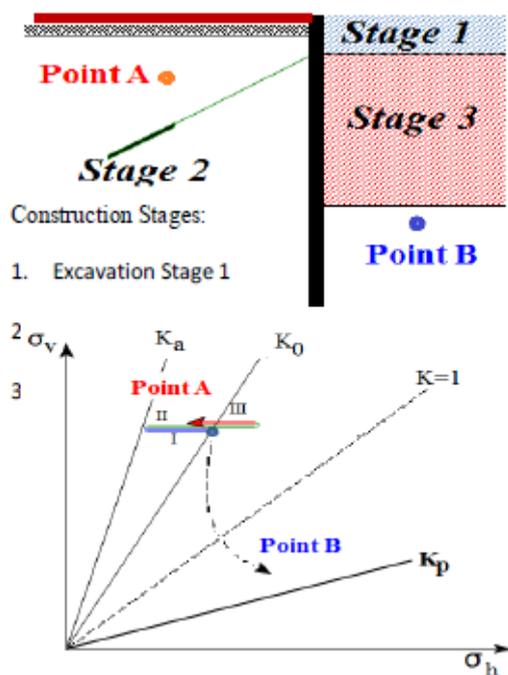


Рисунок 7. Графики изменения напряженного состояния грунта при типичном расчете котлована

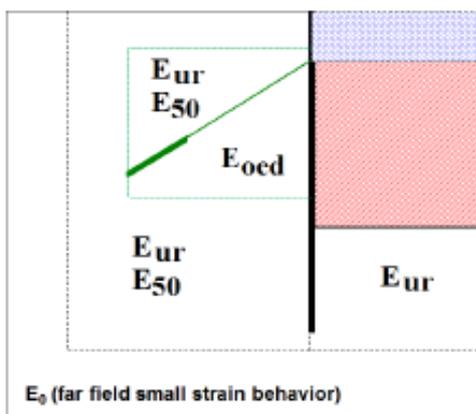


Рисунок 8. Ожидаемое поведение грунтов при расчете котлована (Brinkgrève, R.B.J., Shen, R.F., 2011)

Так как модель Кулона-Мора оперирует только одной величиной модуля деформации E , она не дает возможности оценить сложное поведение грунта в различных зонах модели. Это может привести к тому, что результатом расчета окажутся нереальные деформации, завышенный подъем

дна котлована, а также нереальный подъем грунта за пределом ограждающей конструкции. Для массива грунта ниже отметки дна котлована характерен деформационный параметр E_{ur} , тогда как для массива грунта за ограждающей конструкцией характерна промежуточная величина между E_{ur} и E_{50} . Использование модуля E_{50} представляется слишком консервативным.

Деформационные характеристики грунта в условиях изотропного нагружения, сдвига, разгрузки и повторной загрузки, могут автоматически учитываться при использовании *Hardening Soil model* (упругопластической модели с изотропным упрочнением). Как следствие, по результатам расчета величины деформации ограждающей конструкции, выпора грунта и осадки за ограждением будут более соответствовать реальным величинам.

В Plaxis также реализована улучшенная версия HS модели - *Small Strain Hardening Soil Model* (упруго-пластическая модель с изотропным упрочнением с учетом жесткости малых деформаций), которая реалистичнее отображает поведение грунта для малых деформаций. Данная модель может дать результаты, которые еще больше будут соответствовать реальности.

2.4. Параметры недренированного поведения (Undrained Parameters)

Традиционно³, расчет недренированного поведения глинистых грунтов выполняется с использованием сопротивления недренированному сдвигу, S_u или c_u , $\phi=0$ и недренированными/полными деформационными параметрами, E_u , а также недренированным коэффициентом Пуассона, $\nu_u=0.5$. Тем не менее, во многих МКЭ программах, расчет недренированного поведения производится исходя из эффективных напряжений. Причина этого в математической зависимости между дренированным и недренированным сопротивлением сдвигу, которая показана в выражении (8) и на рисунке 9.

В Plaxis доступно три типа для описания поведения недренированного поведения грунтов, которые представлены в таблице 1.

Plaxis автоматически добавляет объемную жесткость воды, когда выбран недренированный тип поведения материала, таким образом, если полные деформационные параметры назначаются согласно общепринятым правилам механики грунтов, то жесткость при недренированном поведении будет существенно более высокой, чем она должна быть. В результате, это может привести к неверному определению деформаций.

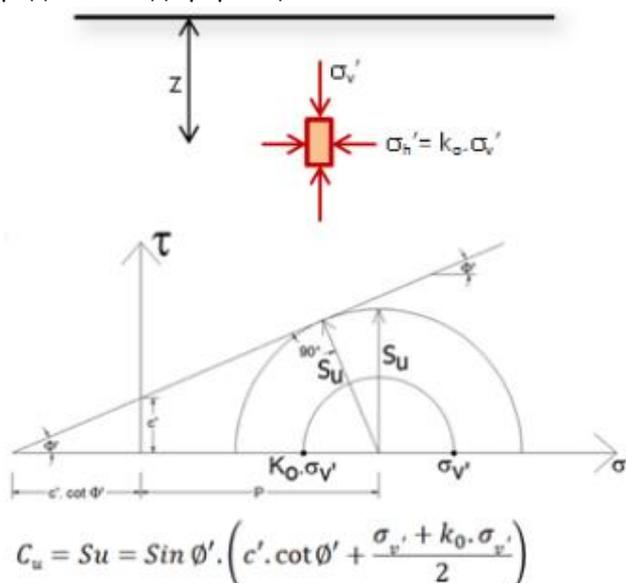


Рисунок 9. Зависимость недренированного сопротивления сдвигу от эффективных напряжений

³ Применительно к западной практике, а также допускается согласно последнему абзацу п. 5.7.5 СП 22.13330.2011 (примечание переводчика)

Таблица 1. Недренированные типы поведения грунтов

UNDRAINED A	<p>Расчет по эффективным напряжениям Тип поведения материала: недренированный Эффективные параметры прочности грунта c', ϕ', ψ' Эффективные деформационные параметры грунта E_{s0}', ν'</p>
UNDRAINED B	<p>Расчет по эффективным напряжениям Тип поведения материала: недренированный Полные параметры прочности грунта $c = c_u, \phi = 0, \psi = 0$ Эффективные деформационные параметры грунта E_{s0}', ν'</p>
UNDRAINED C	<p>Расчет по полными напряжениям Тип поведения материала: не пористый/дренированный Полные параметры прочности грунта $c = c_u, \phi = 0, \psi = 0$ Недренированные деформационные параметры грунта $E_u, \nu_u = 0.495$</p>

Так как поведение грунта всегда определяется эффективными напряжениями, тип поведения Undrained A является предпочтительным для расчета недренированного поведения глинистых грунтов. Он может довольно точно спрогнозировать избыточное поровое давление, а также увеличение сопротивления сдвигу во время консолидации. Однако, для модели Кулона-Мора (Mohr Coulomb soil model), следует очень внимательно применять данный тип поведения, так как он может завязать величину сопротивления сдвигу (см. рисунок 10).

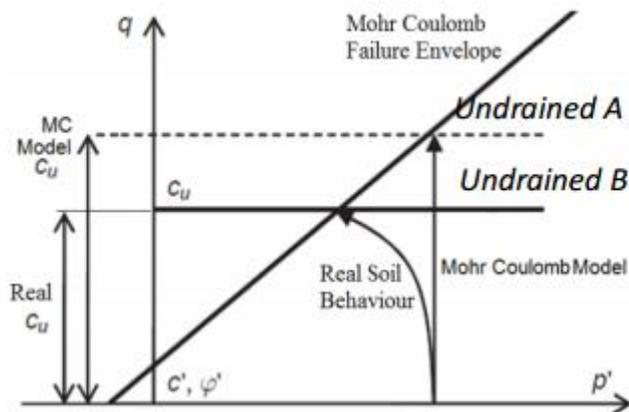


Рисунок 10. Завышение сопротивления сдвигу в модели Кулона-Мора

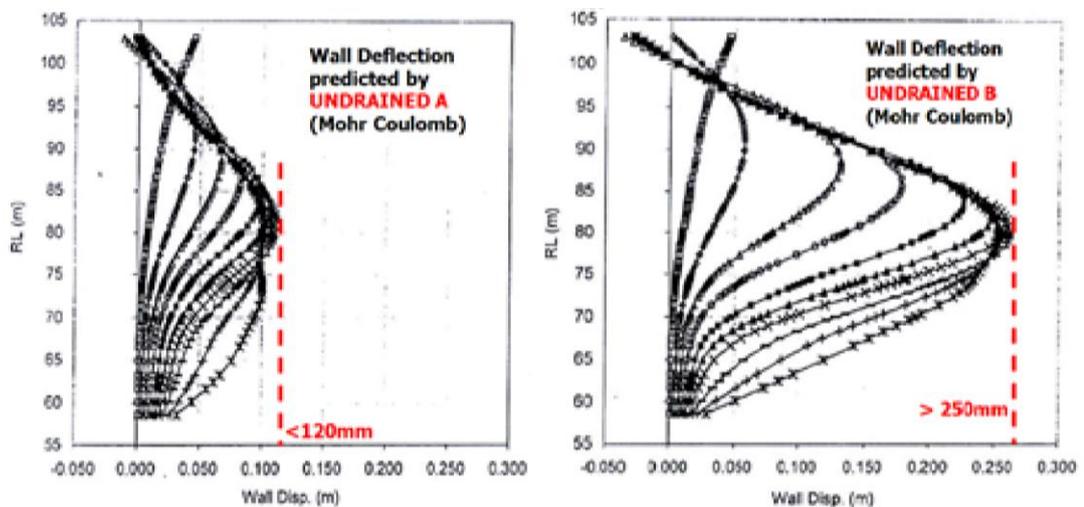


Рисунок 11. Перемещения подпорной стены, определенные с типом поведения Undrained A и Undrained B (Richard Magus, et al 2005)

Авария на площадке строительства автомагистрали Nicoll в Сингапуре, произошедшая 21 апреля 2004 года, послужила весьма ценным уроком в вопросе моделирования недренированного поведения слабых глинистых грунтов. В отчете об аварии была подчеркнута важность анализа обоих типов поведения *Undrained A* и *Undrained B* (Magus et al, 2005), как показано на рисунках 11 и 12, где приводится сравнение перемещений и изгибающих моментов для ограждающей конструкции котлована. В данном случае, при расчете автомагистрали Nicoll, тип поведения *Undrained B* дал более критичные результаты. Были сделаны следующие выводы: несмотря на то, что в общем случае дренированные условия обеспечивают корректность расчета глубоких котлованов, когда основания сложены слабыми глинистыми грунтами, очень важно проверить также недренированное поведение этих грунтов (как *Undrained A*, так и *Undrained B*).

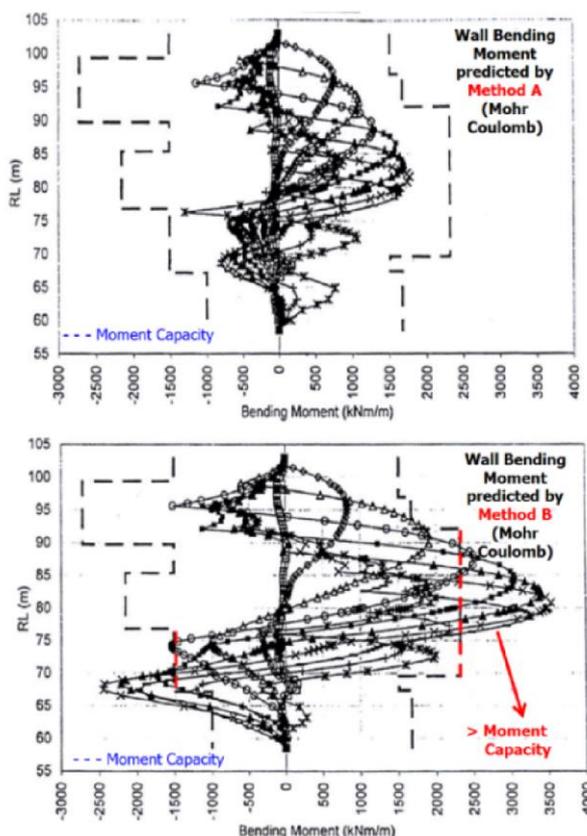


Рисунок 12. Изгибающие моменты, определенные при расчетах *Undrained A* и *Undrained B*.

3. Процесс расчета

3.1. Начальные условия (Initial Condition)

Изначально, когда создана конечно-элементная модель, определены параметры грунтов и создана сетка конечных элементов, вес массива грунта, то есть природные напряжения в модели, отсутствуют. Для вычисления природных напряжений в массиве грунта применяется специальная процедура. Данные напряжения действуют на исходную модель, когда присутствует только исходный массив грунта, следовательно, все остальные элементы модели, такие как – засыпки, выемки, конструктивные элементы, а также изменение уровня грунтовых вод (например, в результате строительного водопонижения) должны быть деактивированы.

Инженеры, иногда без понимания теоретических основ, часто используют так называемую *K₀-процедуру* (*K₀-procedure*) для вычисления природного давления воды и грунта. *K₀-процедура* (*K₀-procedure*) определяет природные напряжения в грунте по следующей простой формуле:

$$\sigma_{h0}' = k_0 \sigma_{vo}' \quad (9)$$

Типичные ошибки применения Plaxis 2D

- где σ_{ho}' — горизонтальная составляющая давления грунта в покое;
 k_0 — коэффициент бокового давления грунта в покое;
 σ_{vo}' — вертикальное напряжение от собственного веса грунта

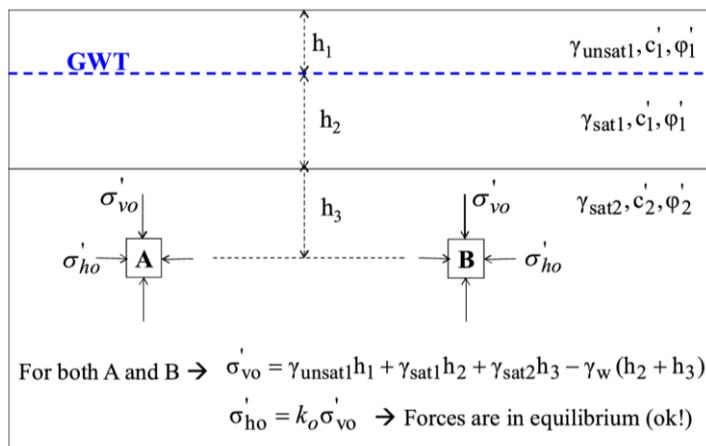


Рисунок 13. K_0 -процедура (K_0 -procedure) для горизонтально-ориентированной геометрии расчетной схемы

Данная процедура дает корректный результат только в тех случаях, когда вся геометрия модели, включая поверхность грунта, напластование слоёв геологических элементов, а также уровень грунтовых вод ориентированы горизонтально (рисунок 13).

Когда же поверхность грунта, напластование геологических элементов по глубине или уровень грунтовых вод не горизонтальны, применение данной процедуры ведет к тому, что на начальной стадии силы, действующие внутри массива грунта, не находятся в равновесии, что, очевидно, неправильно. В подобных случаях, для того, чтобы уравновесить эти силы, в массиве грунта должны присутствовать касательные напряжения. Поэтому, в подобных ситуациях, вместо применения K_0 -процедуры (K_0 -procedure) требуется использовать *gravity loading procedure* (процедура гравитационного нагружения), в которой производится расчет касательных напряжений.

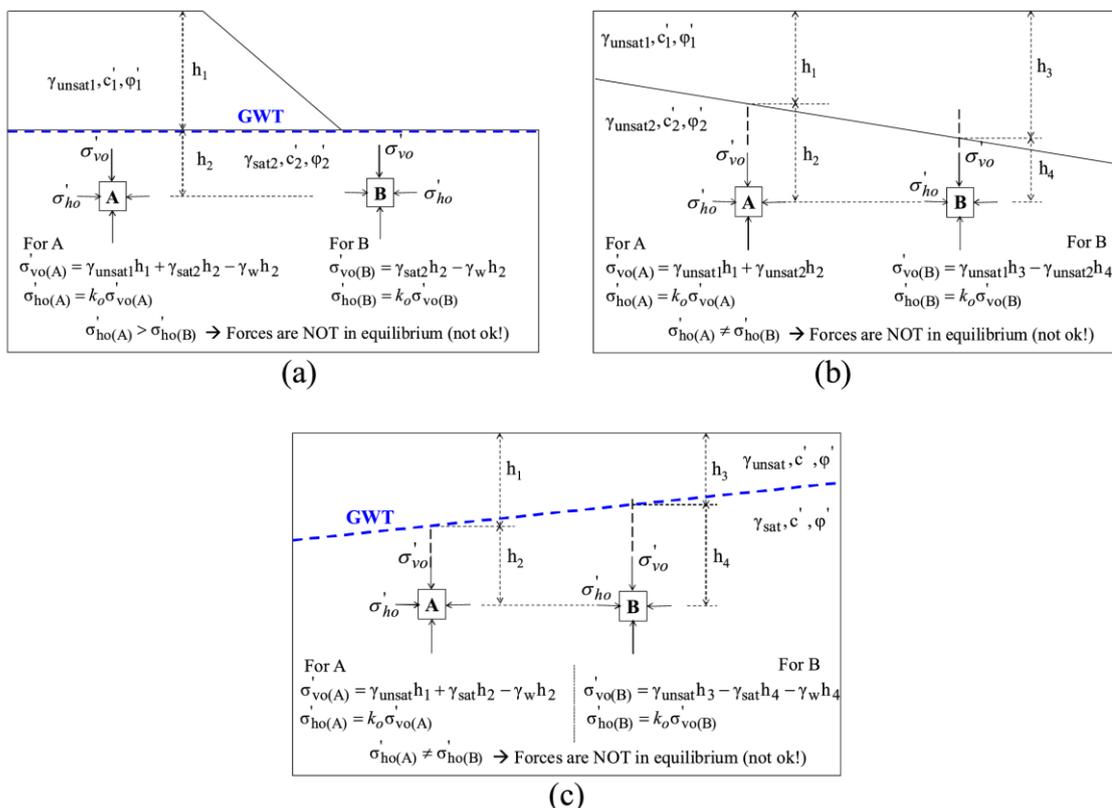


Рисунок 14. Случаи, в которых применение K_0 -процедуры (K_0 -procedure) некорректно

Возможность выбора между *процедурой гравитационного нагружения (gravity loading)* и *K₀-процедурой (K₀-procedure)* на начальной стадии (*initial phase*) появилась в Plaxis 2D начиная с версии v2011. Для Plaxis 2D версий 9 или ниже, *стадия гравитационного нагружения (gravity loading)* должна быть выполнена с помощью пропуска *K₀-процедуры (K₀-procedure)*. Для этого, на начальной стадии (*initial phase*) для *K₀-процедуры (K₀-procedure)* устанавливается $\Sigma Mweight=0$. В таком случае, природные напряжения в массиве грунта не будут определены. Расчет природных напряжений будет выполнен с помощью выбора первой (следующей) стадии как *plastic* в *type расчета (Calculation Type)*, при этом, если какой-либо из слоёв замоделирован как *недренированный (Undrained)*, требуется активация опции *Игнорировать недренированный тип поведения (Ignore undrained behavior)* во вкладке *Параметры (Parameters)*. Таким образом, учитывается то, что пока не приложена внешняя нагрузка или геометрия не изменилась, весь грунт находится в консолидированном состоянии. В разделе *Loading input*, должна быть выбрана опция *Total multiplier* и во вкладке *Multipliers* должно быть указано значение $\Sigma Mweight=1$. Далее моделирование производится обычным порядком.

3.2. Давление грунтовых вод

Gouw (2012) подчеркивал важность определения уровня грунтовых вод и учёта фильтрационных сил, которые действуют во время разработки котлована. Эффект фильтрации подземных вод в сторону котлована зачастую игнорируется или некорректно моделируется неопытными инженерами или подрядчиками, и в некоторых случаях это может вести к серьезным последствиям, таким, как потеря устойчивости ограждений котлованов.

Для корректного расчета фильтрации подземных вод при расчете глубоких котлованов, инженеры должны в первую очередь понимать, может ли вода проходить через ограждающую конструкцию котлована или ограждающая конструкция является противофильтрационной завесой (ПФЗ). Для выработок с непроницаемыми ограждениями котлованов, например, для стены в грунте или буросекущихся свай, в тех случаях, когда нижняя отметка ограждения расположена в относительно проницаемом грунте, ограждение будет являться несовершенной ПФЗ. Это означает, что в процессе строительного водопонижения и экскавации грунта, будет происходить фильтрация подземных вод в котлован через водопроницаемый слой под ограждением котлована, как показано на рисунке 15. Данное движение грунтовых вод создает фильтрационные силы, которые увеличивают вертикальное природное давление с «активной» стороны и в то же время, снижают вертикальные напряжения с «пассивной» стороны ограждающей конструкции. Это означает, что увеличивается активное давление на подпорную стену и снижается пассивное давление. Значительные фильтрационные силы могут существенно снизить вертикальное эффективное напряжение от собственного веса грунта и, как следствие, привести к гидравлическому разрушению водонасыщенного грунта, сопровождаемого суффозией.

Рисунок 16 показывает последовательность действий в Plaxis в случае, когда ограждающая конструкция является несовершенной противофильтрационной завесой. В режиме *гидрогеологических условий (water condition)* на соответствующей стадии расчета, на первом шаге требуется активировать интерфейсы вдоль ограждения котлована. Важно помнить, что активация интерфейсов в режиме задания *поэтапного возведения (staged construction)* и в режиме *гидрогеологических условий (water condition)* независимы друг от друга. Активация интерфейса в режиме *поэтапного возведения (staged construction)*, не означает, что он будет активен для *гидрогеологических условий (water condition)* и наоборот.

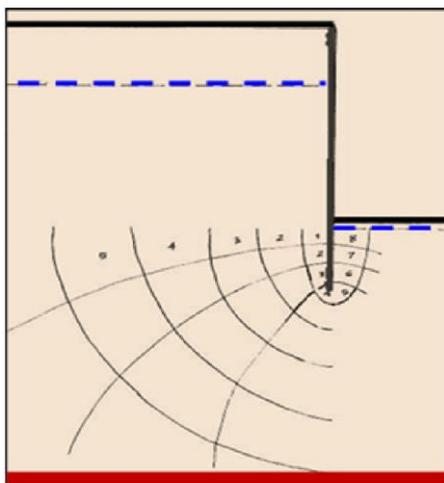


Рисунок 15. Несовершенная ПФЗ и фильтрация грунтовых вод в котлован

В режиме *поэтапного возведения (staged construction)*, активация интерфейса приводит к снижению прочностных свойств на контакте грунта и конструктивного элемента, а в режиме *гидрогеологических условий (water condition)* активация интерфейса приводит к тому, что ограждение котлована становится водонепроницаемым (и водопроницаемым в случае деактивации).

Второй шаг – это задание уровня подземных вод, или так называемый *z-метод (z-method)*. На примере, показанном на рисунке 16, требуется провести горизонтальную линию из левой границы модели на любую точку, находящуюся между левой границей модели и ограждающей конструкцией котлована, но не на само ограждение. Затем, требуется провести наклонную линию на точку, расположенную на ограждающей конструкции на отметке планируемого уровня грунтовых вод со стороны котлована, а затем провести горизонтальную линию на правую границу модели (на планируемом уровне грунтовых вод). Plaxis автоматически рассчитает депрессионную кривую на той части модели, где экскавация грунта не осуществляется.

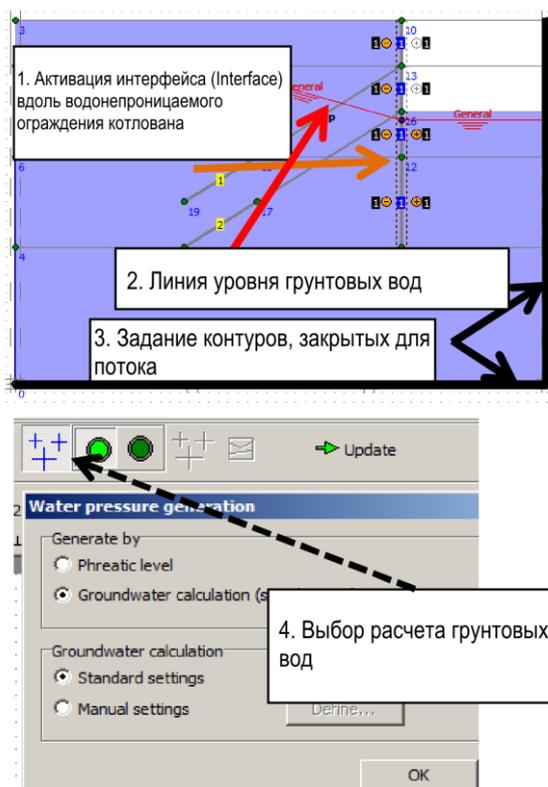


Рисунок 16. Задание данных для моделирования несовершенной ПФЗ и фильтрации в котлован

Третий шаг - это создание граничных условий для потока грунтовых вод на границах модели. Данная операция осуществляется с помощью выбора *closed flow boundary* (закрытый для потока контур) в Plaxis v8 или v9 (кнопка с толстой черной вертикальной линией) или кнопкой *closed boundary* (закрытый контур) в Plaxis v2011 или выше (наклонная черная толстая линия). В данном случае, слева поток грунтовых вод не ограничивается, так как оттуда подступают подземные воды. Нижняя граница модели должна быть закрыта, так как в данном случае, поток воды не пересекает нижнюю границу модели. Правый контур модели является осью симметрии (так как в модели представлена лишь половина котлована), здесь не будет потока грунтовых вод, пересекающих границу модели, следовательно, он также должен быть закрыт. Последний шаг – это выбор *groundwater calculation (расчет грунтовых вод)* в Plaxis v8 или v9 или выбор *steady state groundwater flow (установившийся поток грунтовых вод)* в Plaxis v2011 или выше. Пример результатов расчета показан на рисунке 17. Необходимо отметить важность задания корректных величин водопроницаемости для геологических элементов в модели.

Бывают случаи, когда ограждение котлована водопроницаемое, например, устроенное из отдельных свай с зазором, через который может осуществляться фильтрация грунтовых вод (рисунок 18). Тогда, в режиме *гидрогеологических условий (water condition)*, интерфейс вдоль стены должен быть отключен, как показано на рисунке 19. В этом случае, результат расчета показан на рисунке 20. Сравнивая рисунки 17 и 20, можно заметить, что водопроницаемое ограждение котлована вызывает более заметное понижение уровня подземных вод на стороне, где экскавация грунта не производится. Также стоит помнить, что Plaxis не определяет, возможна ли в данном случае суффозия частиц грунта через ограждение или нет.

Если водонепроницаемое ограждение «заделано» в водонепроницаемый слой грунта и/или время экскавации относительно короткое по отношению к скорости фильтрации воды подземных вод, на ограждение котлована с разных сторон действуют различные величины давления грунтовых вод, как показано на рисунке 21. В данном случае, ограждение котлована является совершенной противофильтрационной завесой и шаги по моделированию представлены на рисунке 22.

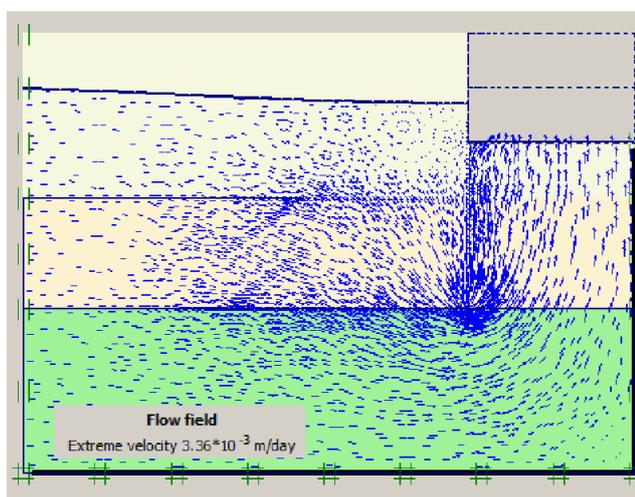


Рисунок 17. Вычисленный поток грунтовых вод при инфильтрации в котлован

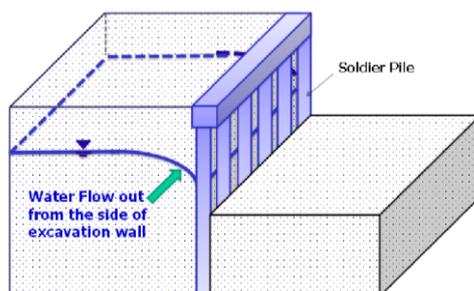


Рисунок 18. Моделирование водопроницаемого ограждения

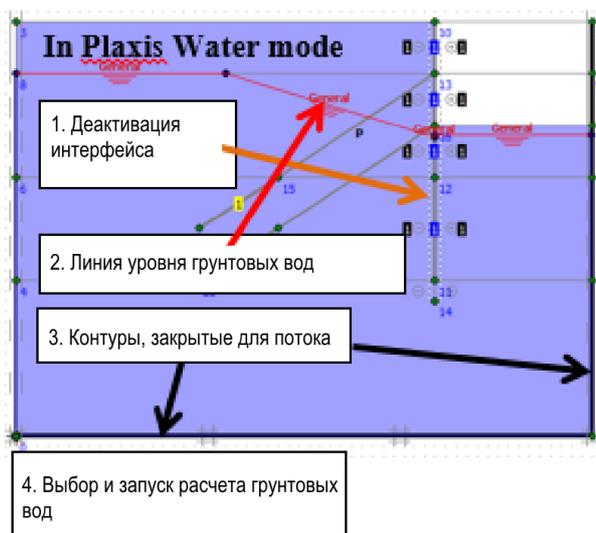


Рисунок 19. Моделирование водопроницаемого ограждения котлована

В случае, если ограждение котлована выступает в роли совершенной ПФЗ, потока грунтовых вод не будет и, следовательно, активация или деактивация интерфейсов в *гидрогеологическом режиме (water condition)* не имеет значения. В таком случае, расчет давления воды может быть выполнен на основе *уровня грунтовых вод (phreatic level)*, а не на основании расчета *потока (groundwater flow)*. После того, как расчет будет выполнен, можно проверить сгенерированные эпюры давления, нажав на интерфейс вдоль ограждения котлована (рисунок 23).

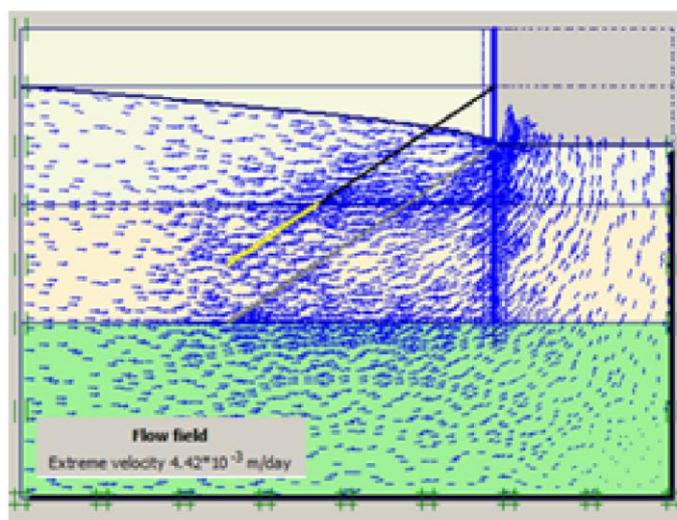


Рисунок 20. Поток грунтовых вод через водопроницаемое ограждение.

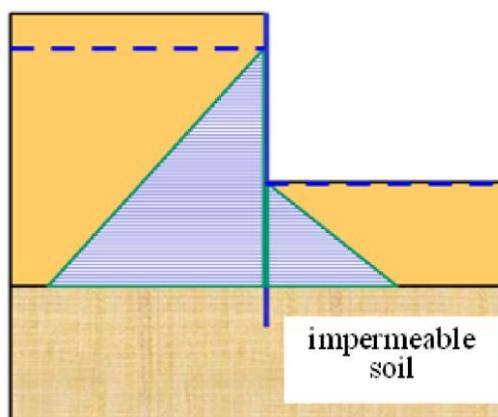


Рисунок 21. Эпюры давления грунтовой воды в случае совершенной противofiltrационной завесы

Для того, чтобы получить равномерную эпюру давления воды в зоне котлована, на этапе создания геометрии модели (*input stage*) рекомендуется построить горизонтальную линию, которая будет проходить через нижнюю точку (острие) ограждения котлована. Также, довольно часто забывают активировать свойство *интерполяции по соседним кластерам* (*interpolate from adjacent cluster*). В подобных случаях, вычисленное давление грунтовых вод может начинаться не с нулевого значения, что, конечно, неверно (рисунок 24).

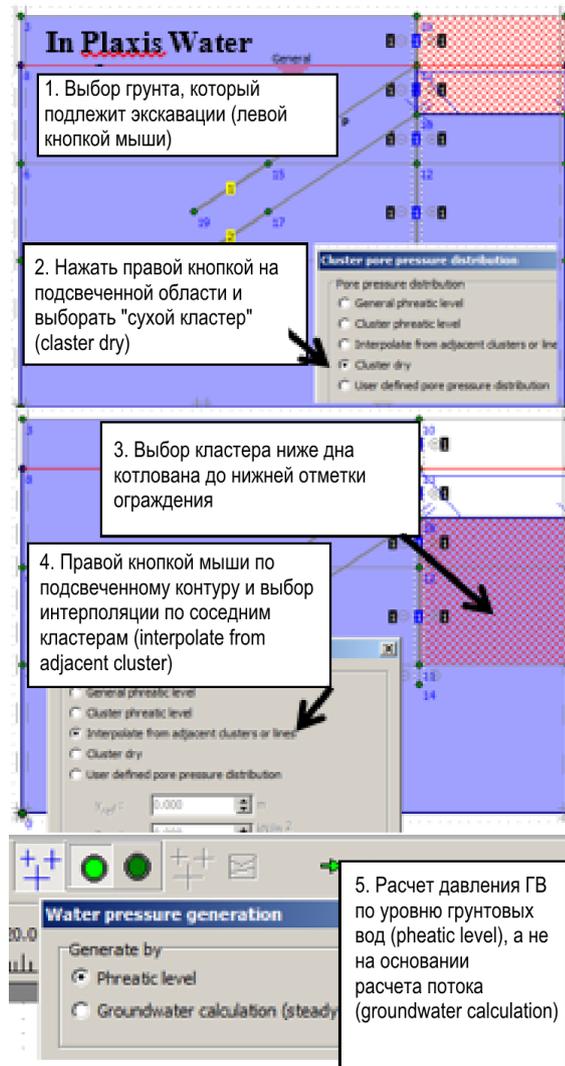


Рисунок 22. Последовательность действий в случае когда ограждение котлована является совершенной ПФЗ

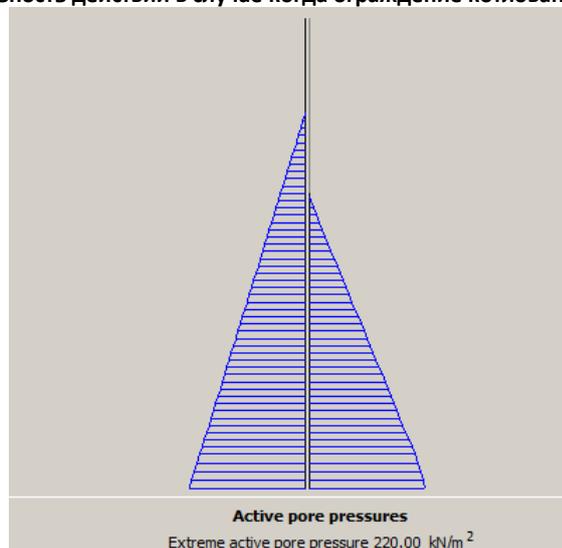


Рисунок 23. Эпюры гидростатического давления в случае совершенной ПФЗ

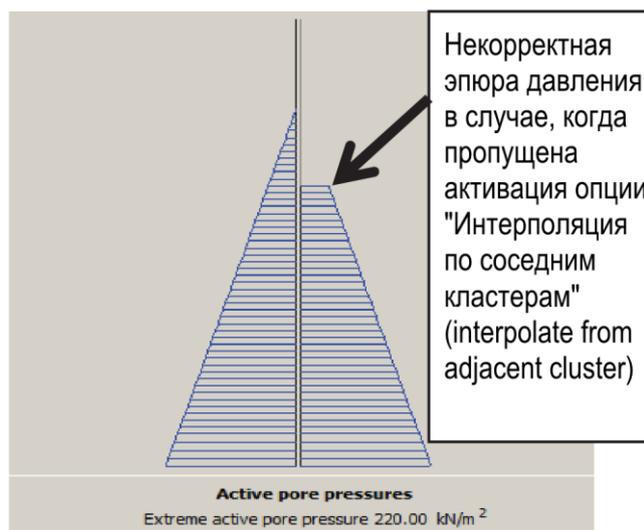


Рисунок 24. Некорректная эпюра гидростатического давления подземных вод

3.3. Параметры грунтов

Процедура корректного задания свойств грунтов очень важна, так как не следует забывать принцип «Garbage in – garbage out». В данном разделе будут показаны некоторые эффекты влияния свойств грунтов на работу ограждений котлованов.

3.3.1. Параметр удельного сцепления: c' или c_u (Cohesion Parameter, c' or c_u).

Базовые выражения для расчета давлений грунта на ограждение котлована, зависят от величины сцепления грунта, как показано в формулах ниже:

$$P_a = k_a \sigma'_v - 2c' \sqrt{k_a} \quad (10)$$

$$P_p = k_p \sigma'_v + 2c' \sqrt{k_p} \quad (11)$$

где P_a – величина активного давления на конструкцию;

P_p – величина пассивного давления на конструкцию;

k_a – коэффициент активного давления;

k_p – коэффициент пассивного давления;

σ'_v – вертикальное эффективное напряжение;

c' – сцепление грунта

Величина сцепления c' в формулах выше снижает активное давление грунта и с другой стороны, она увеличивает пассивное давление грунта, следовательно, завышенная величина c' может привести к расчету «не в запас». Как правило, в слабых консолированных грунтах $c' \approx 0$, и даже в случае, когда по результатам трехосных испытаний присутствует определенная величина удельного сцепления, что нормально для ненасыщенных образцов, предлагается принимать $c' = 0$.

В случаях расчета по полным напряжениям, когда определяющим является сопротивление недренированному сдвигу c_u , величины k_a и k_p для слабых глинистых водонасыщенных грунтов имеют одинаковое значение, так как недренированный угол внутреннего трения $\phi_u = 0$. Обратите внимание, что в отчетах по геологическим изысканиям часто приводится величина $\phi_u > 0$, это происходит потому, что образцы испытываются в условиях неполного водонасыщения; степень водонасыщения отобранных образцов грунтов снижается в условиях отбора и транспортировки, тогда как в природных условиях грунты в общем случае могут быть полностью насыщены водой.

3.3.2. Коэффициент бокового давления грунта в покое, k_0

Величина коэффициента бокового давления грунта влияет на величины изгибающих моментов, действующих в конструкции ограждения котлована. Большее значение k_0 приводит к большей величине горизонтальной составляющей напряжений грунта, и, следовательно, к большим величинам изгибающих моментов.

3.3.3. Параметр интерфейса R_{inter}

Численные эксперименты показывают следующую закономерность – чем меньшая R_{inter} принята в расчете, тем больше величина изгибающего момента возникает в ограждающей конструкции. Следовательно, довольно важно задавать обоснованно «правильное» значение коэффициента снижения прочности R_{inter} . В таблице 2 приводятся предлагаемые величины коэффициентов R_{inter} согласно Brinkgrvee and Shen, 2011.

Таблица 2. Величины понижающих коэффициентов R_{inter} (Brinkgrvee and Shen, 2011)

Контакт песок/металл	= $R_{inter} \approx 0.6 - 0.7$
Контакт глинистый грунт/металл	= $R_{inter} \approx 0.5$
Контакт песок/бетон (железобетон)	= $R_{inter} \approx 1.0 - 0.8$
Контакт глинистый грунт/бетон (железобетон)	= $R_{inter} \approx 1.0 - 0.7$
Контакт грунт/георешетка (заделка буроинъекционного анкера) (интерфейс не требуется)	= $R_{inter} \approx 1.0$

3.4. Прочие факторы

3.4.1. Упругие или упруго-пластичные характеристики материалов плитных элементов (Elastic vs Elastoplastic Plate Element)

В задачах расчета ограждений котлованов, плитные элементы используются для моделирования подпорных стен, буросекующихся свай, стен в грунте и стен подвалов. Есть два способа задания свойств материалов плитных элементов. Первый способ – назначение упругого материала, другой способ – назначение упруго-пластичного материала. В случае, если материал задан упругим, то необходимо ввести только изгибную жесткость EI и осевую жесткость EA (примечание: E – модуль упругости материала ограждения, I – момент инерции сечения на один метр, A – площадь поперечного сечения на один метр). В случае же, когда материал задается упруго-пластичным, требуются два дополнительных параметра – величина предельной продольной силы и величина предельного изгибающего момента. На рисунке 25 приводится сравнение этих двух опций. Как можно видеть, в случае упругого материала, он продолжает работать и за границами несущей способности. Следовательно, когда есть возможность, лучше задавать упруго-пластичные свойства материала⁴.

3.4.2. Вес плитных элементов

Вес плитных элементов это не полный вес данных конструкций, а вес конструкций за вычетом веса грунта. Brinkgrvee & Shen, 2011, предложили подход, представленный на рисунке 26 для случая, когда плитный элемент находится полностью в грунте и для случая, когда отрывка котлована осуществляется лишь с одной стороны.

⁴ С другой стороны, область несущей способности представлена в виде «ромба», что не совсем корректно, в частности для ж/б сечений. Поэтому в любом случае, рекомендуется всегда дополнительно проверять ограждения по нормам проектирования соответствующих конструкций (примечание переводчика).

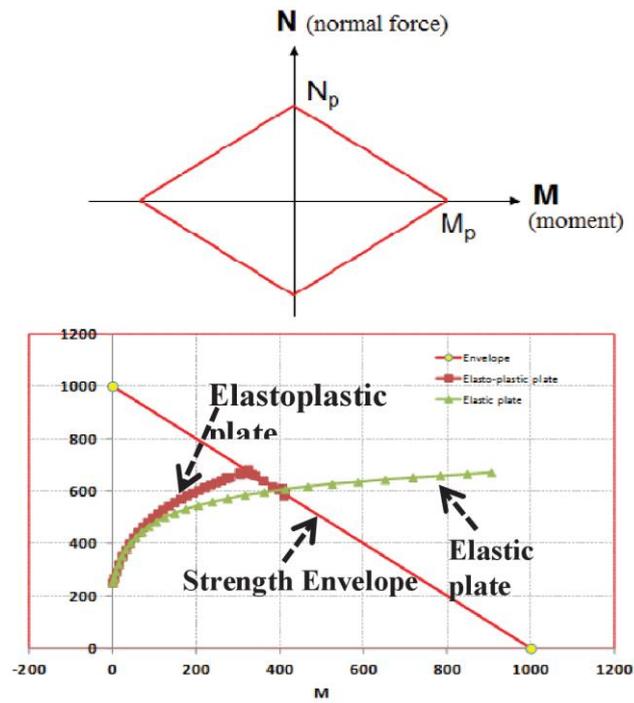


Рисунок 25. Сравнение упругой и упруго-пластичной модели материалов (Brinkgreve & Shen, 2011)

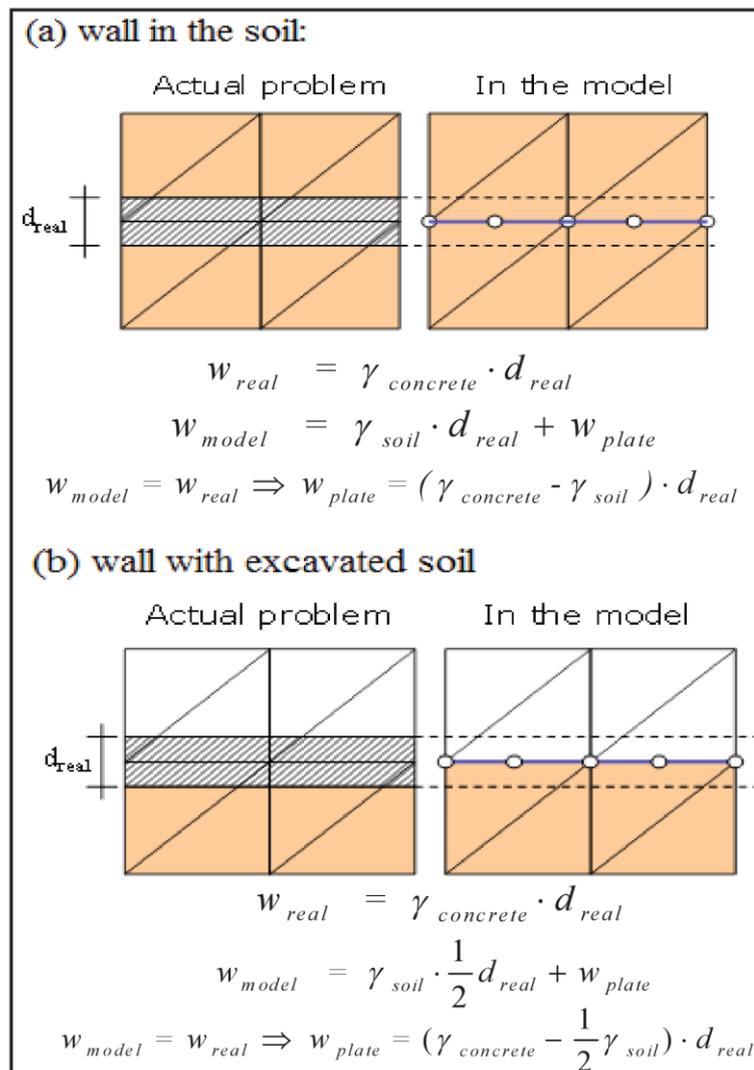


Рисунок 26. Вес плитных элементов

4. Заключение

Развитие компьютерных технологий и доступность программного обеспечения, использующего МКЭ, позволило инженерам применять продвинутое средства анализа в решении геотехнических задач. Однако, как и случае неквалифицированного пилота, управляющего современным авиалайнером, неправильное использование подобного рода средств может привести к катастрофе. Автор статьи в ходе долгих лет изучения и использования геотехнического программного обеспечения, сам допустил множество ошибок. Некоторые из ошибок встречаются наиболее часто и пути их решения приведены в данной статье. В любом случае, успешное применение МКЭ комплексов при решении геотехнических задач зависит в первую очередь от хорошего знания механики грунтов, поведения грунтов, работы конструкции и лишь в последнюю очередь от программного обеспечения. Если кратко: Treat the soil as a lady and the comfort is yours! Treat the soil as step children, the revenge is waiting for you!

Список литературы

- [1] Brinkgreeve, R.B.J., Shen, R.F.(2011). Structural Elements & Modelling Excavations in Plaxis, *Power Point Presentation File*, Delf, the Netherlands.
- [2] Brinkgreeve, R.B.J., Engin, E., Swolfs, W.M.(2012). Plaxis 2D version 2012 manual, Delf, the Netherlands.
- [3] Duncan, J.M. and Chang, C.Y. (1970). "Nonlinear analysis of stress and strain in soils." *Journal of Soil Mech. and Foundation Division, ASCE*, pp. 1629-1653.
- [4] Gouw, Tjie-Liong.(2012)."Deep Excavation Failures, Can They Be Prvented." *Proc. International Symposium on Sustainable Geosynthetics and Green Technology for Climate Change, SGCC2011, Retirement Symposium for Prof. Dennes T. Bergado, 20 - 21 June 2012, Bangkok, Thailand.*, pp. 259-272
- [5] Potts, D.M, and Zdravkovic L. (1999). *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering.*, Thomas Telford, London.
- [6] Richard Magus. (2005). *Report of the Committee of Inquiry into the incident at the MRT Circle Line Worksite that led to the Collapse of the Nicoll Highway on 20 April 2004, Singapore.*