

**ЗОНЫ РАЗРУШЕНИЯ ГРУНТА
ПОД КРАЯМИ ФУНДАМЕНТА
К расчету фундаментных плит
Докладчик: к.т.н. В.А. Барвашов
НИИОСП**

Проф. М.И. Горбунов-Посадов:

Через зоны пластических деформаций перемещения передаваться не могут; они передаются лишь через области, остающиеся упругими".

Проф. В.И. Соломин:

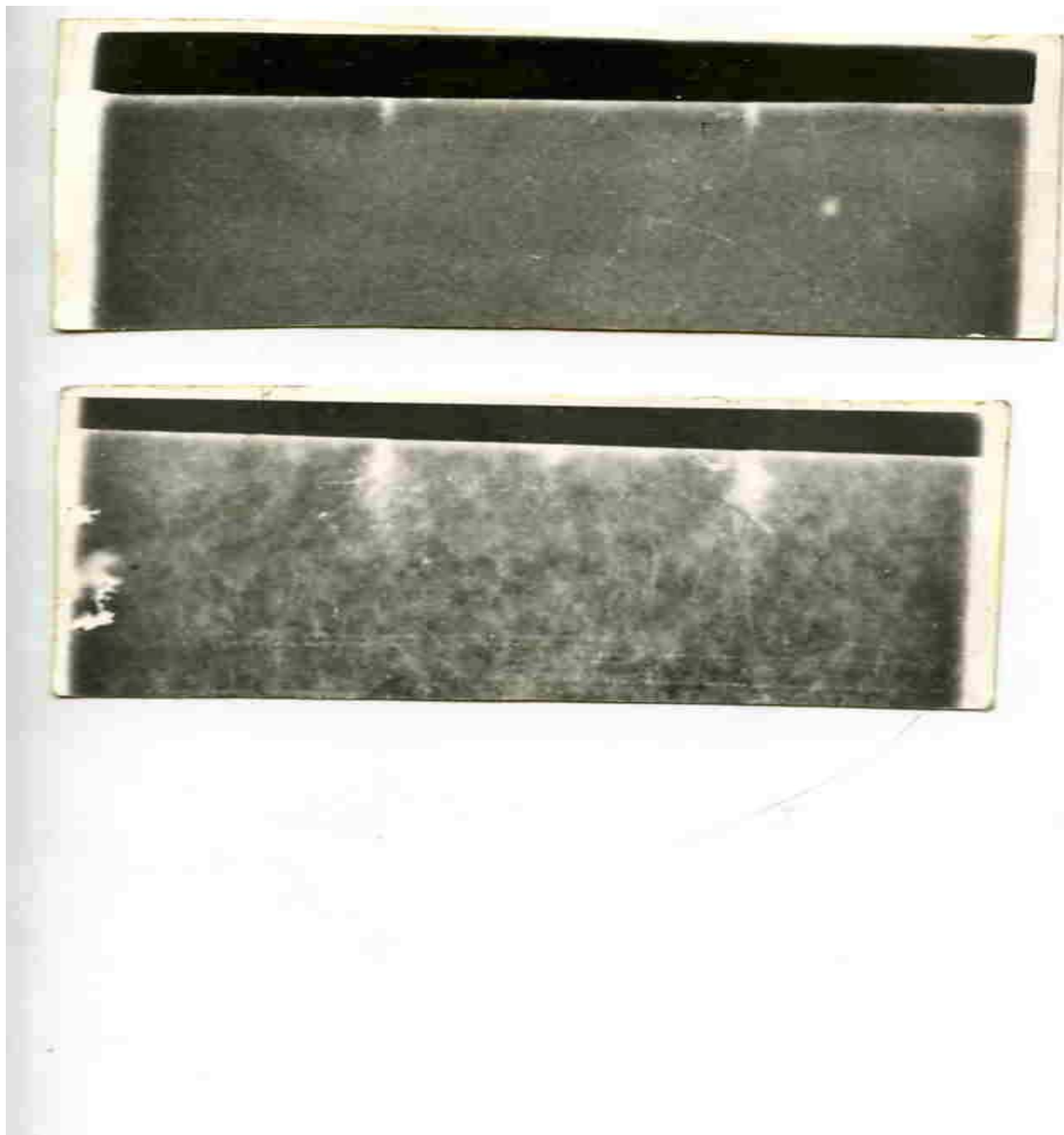
Под краями штампа уже при малых нагрузках зарождается область минимального сопротивления сдвигу, которая с увеличением нагрузки развивается вниз

В книге:

М.И. Горбунов-Посадов, Т.А. Маликова, В.И. Соломин // Расчет конструкций на упругом основании, Стройиздат, М., 1990. стр. 69 и 557.

Пластические зоны практически **ненаблюдаемы**.

Впервые «пластические» зоны стали видны в 1960 г. в опытах со штампом, который вдавливали в специально подготовленный парафин

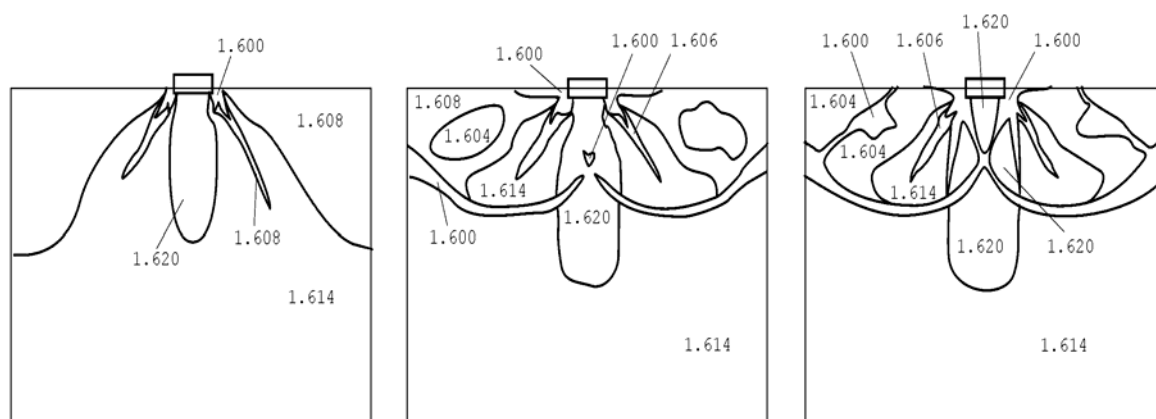


В.В. Михеев, М.И. Смородинов, Р.В. Серебряный.

О зонах пластических деформаций в основании.

Основания, фундаменты и механика грунтов, 1961, №3.

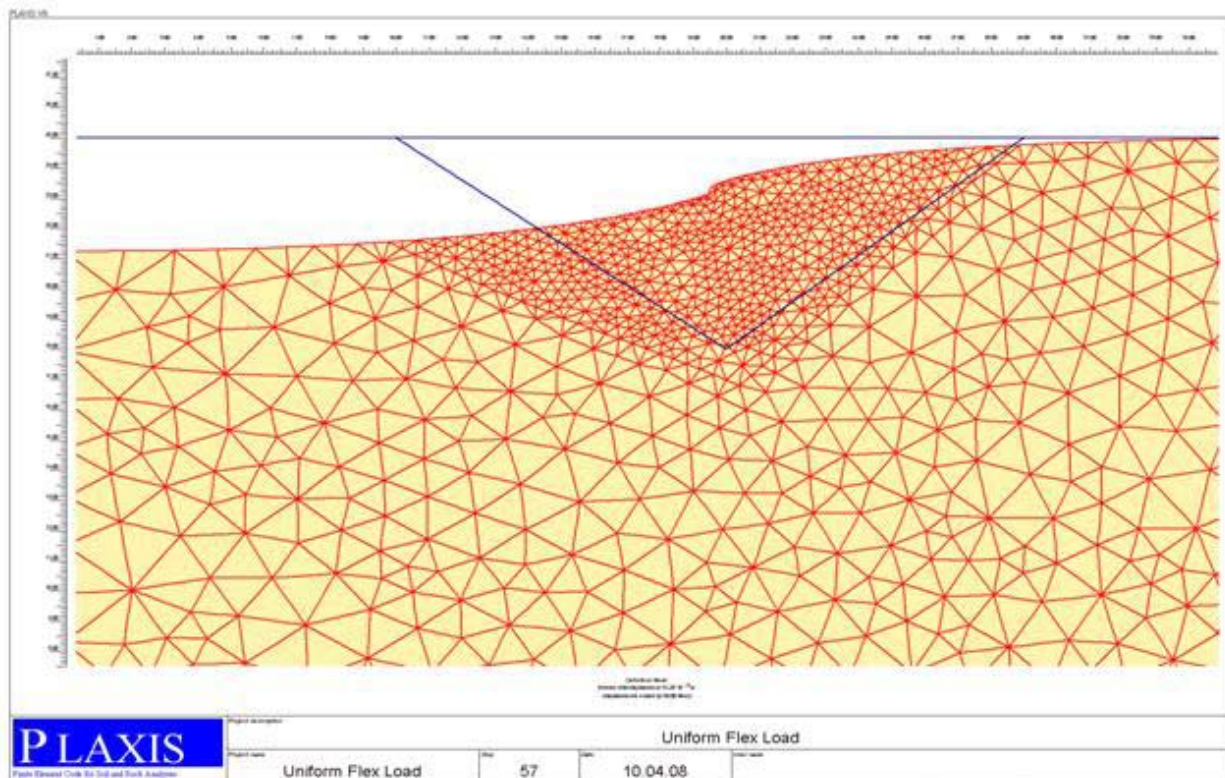
«Прорезка» грунта под краями штампа



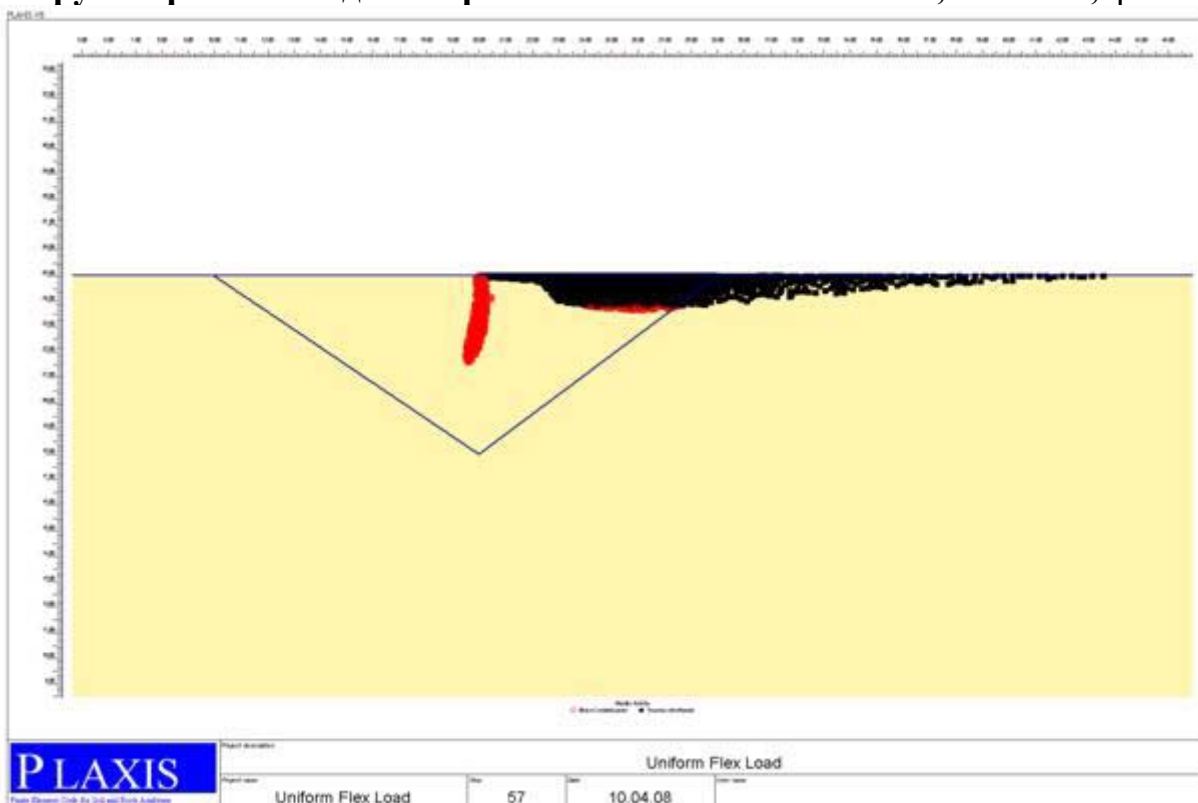
Болдырев Г.Г., Никитин Е.В.

Деформация песка в основании полосового штампа.

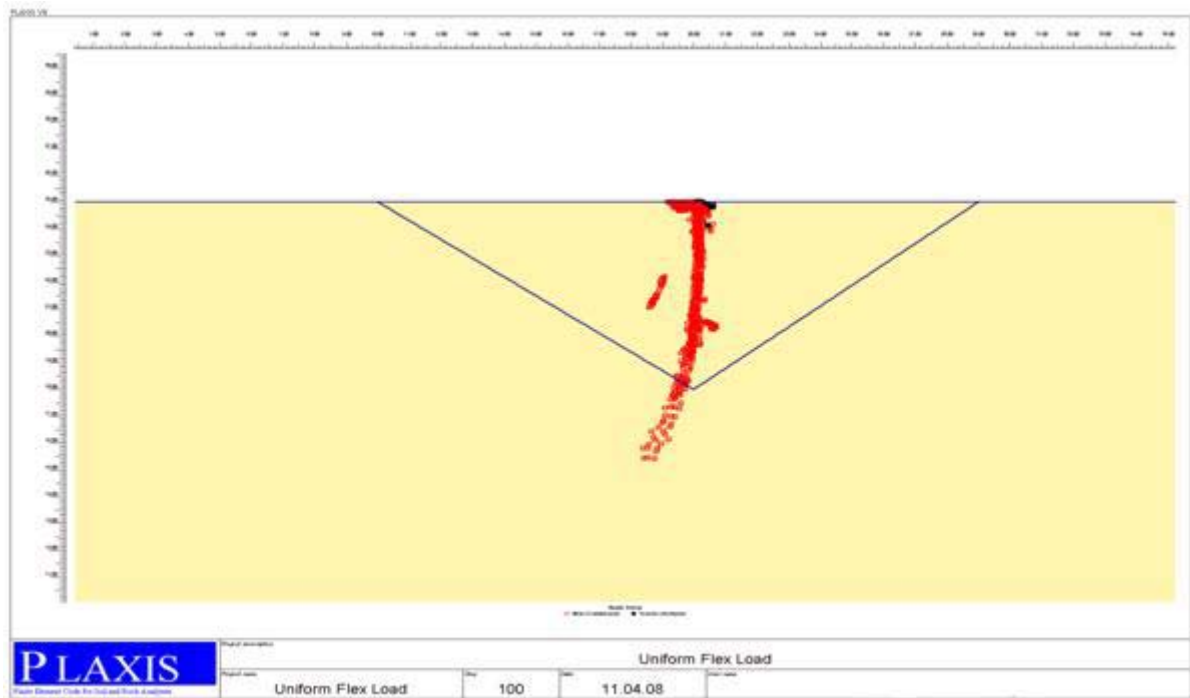
*Основания, фундаменты и механика грунтов, № 1, 1987.
с. 26-28.*



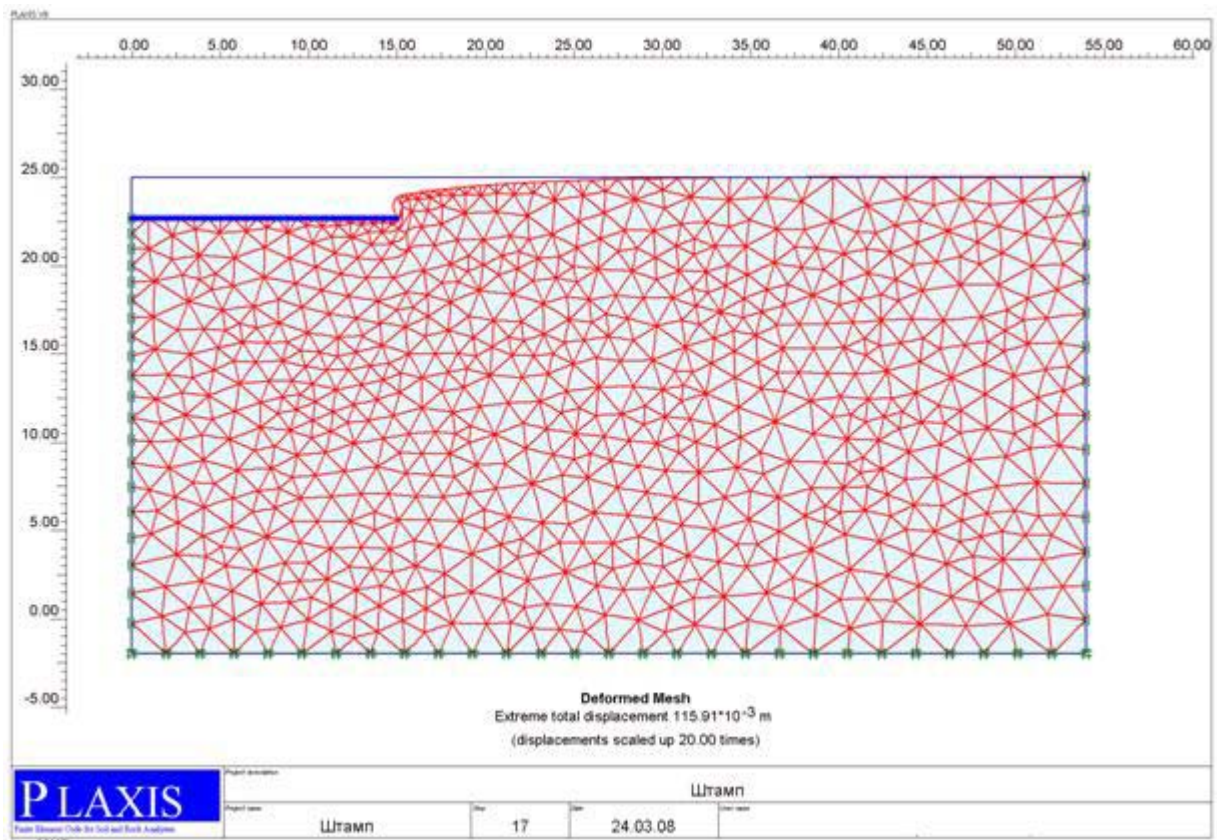
Расчет 1. 3D/ Перемещения поверхности основания. Равномерная нагрузка $q=100$ кПа диаметром 40 м. Песок: $E=25$ МПа, $c=5$ кПа, $\varphi=34^\circ$.



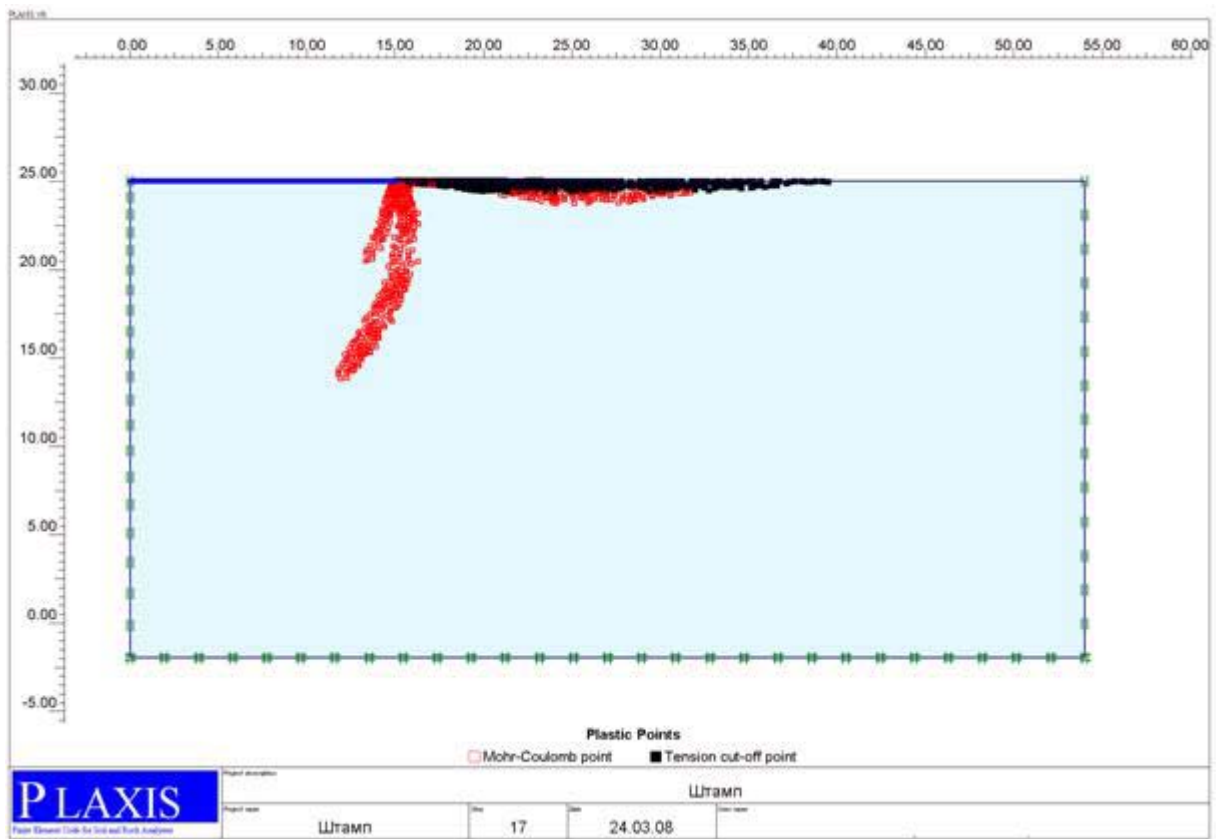
Расчет 1. 3D/ Пластическая зона и зоны разрывов, $q=100$ кПа



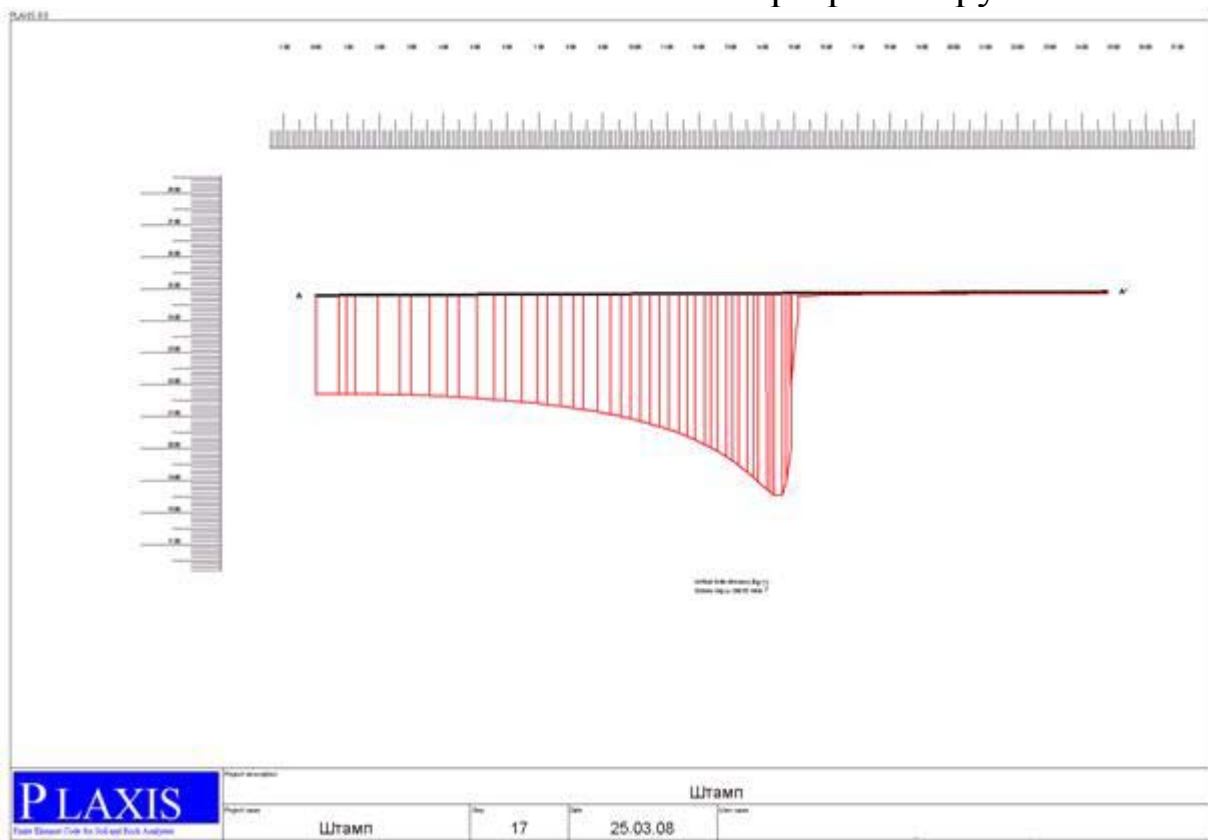
Расчет 1. 3D/ Нагрузка q увеличилась до 250 кПа.



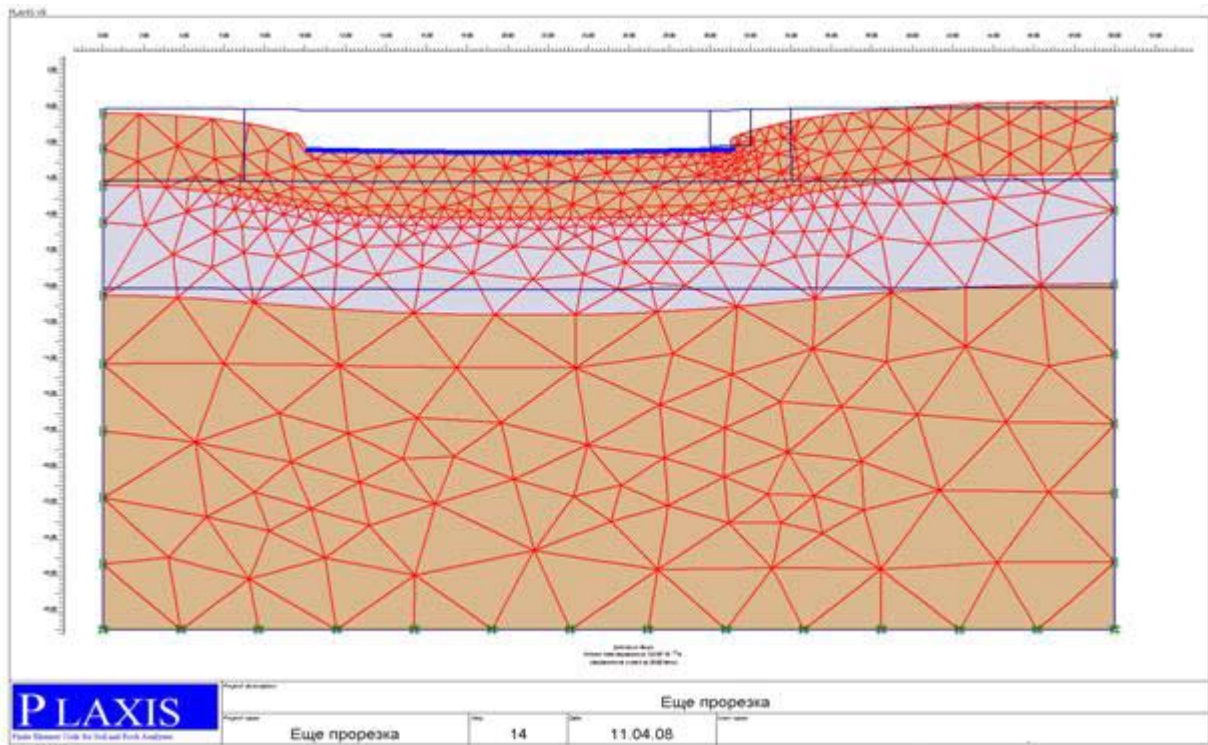
**Расчет 2. 3D/ Круглый штамп диаметром 30 м.
 Песок $E=25$ МПа, $c=3$ кПа, $\varphi=33^\circ$, среднее давление $q=25$ МПа.**



Расчет 2. 3D/ Пластическая зона и разрывы грунта.



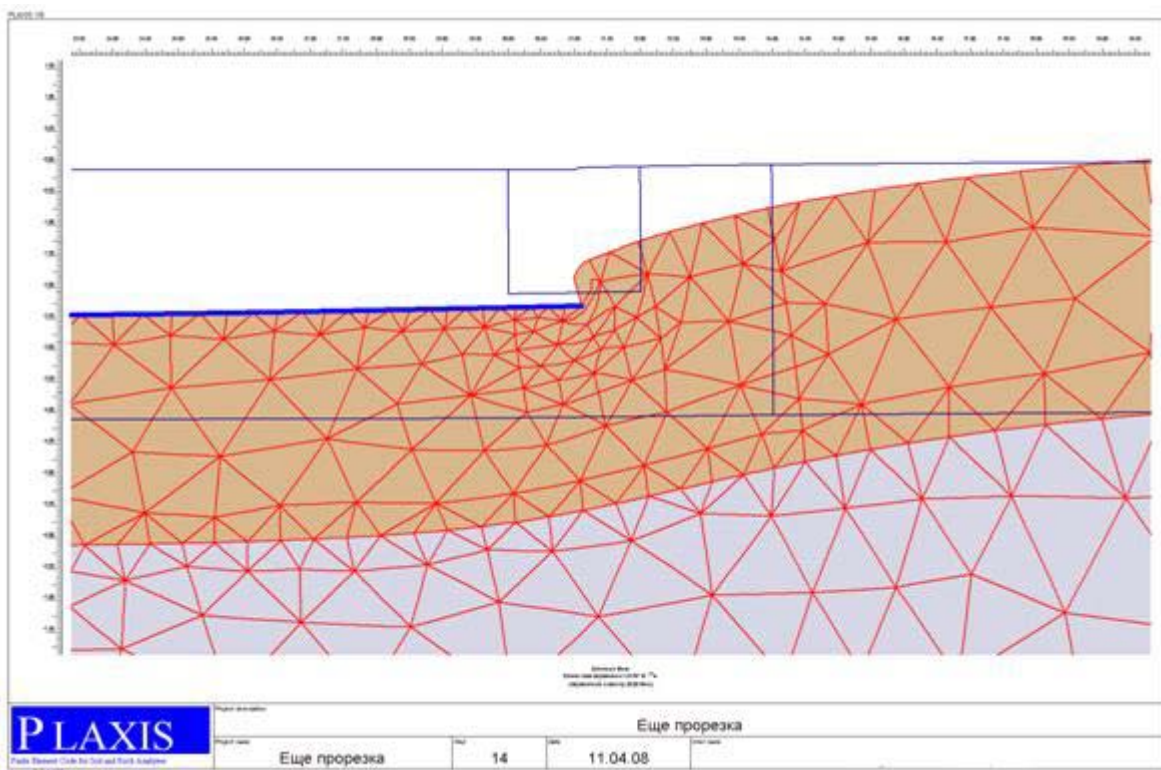
Расчет 2. 3D/ Эпюра вертикальных контактных напряжений под штампом.



Расчет 3. **2D/** Штамп на трехслойном основании.
 Верхний и нижний слой: $E=17$ МПа, $c=70$ кПа, $\varphi=10^\circ$,
 средний слой: $E=15$ МПа, $c=30$ кПа, $\varphi=14^\circ$

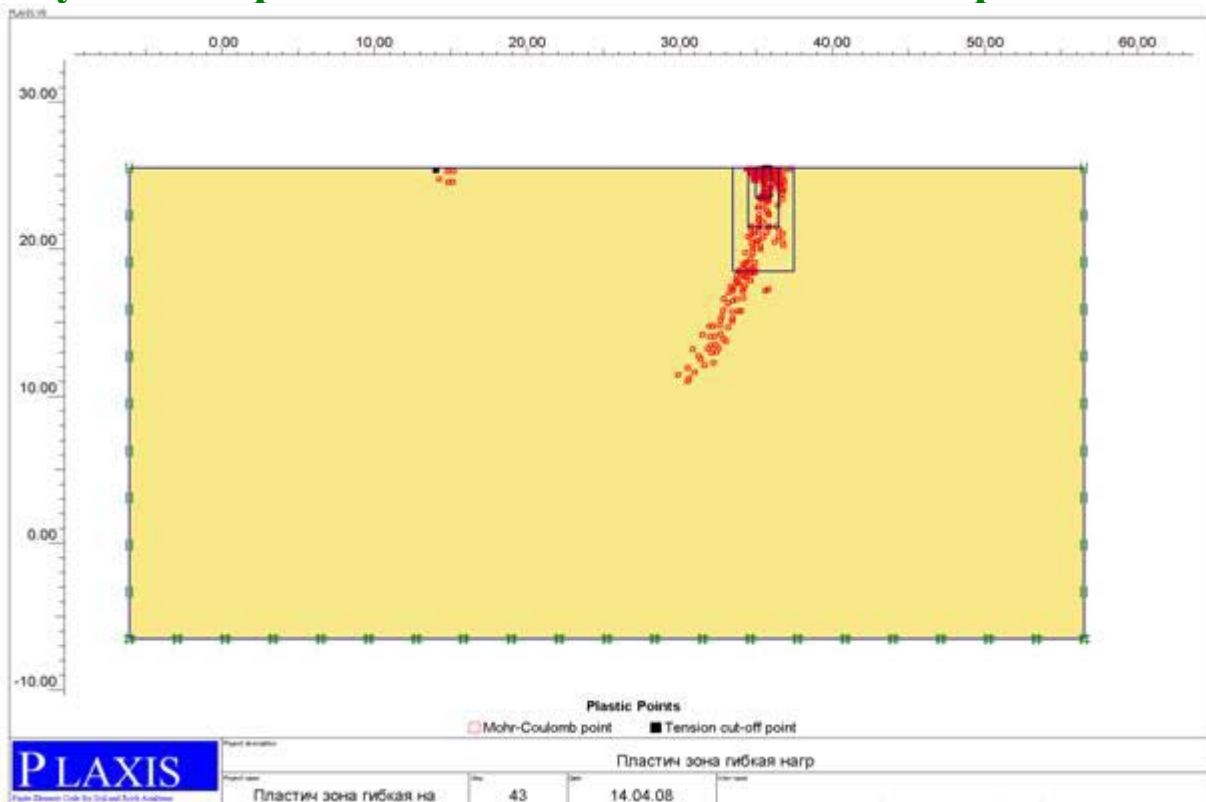


Расчет 3. **2D/** «Двойные» пластические зоны.

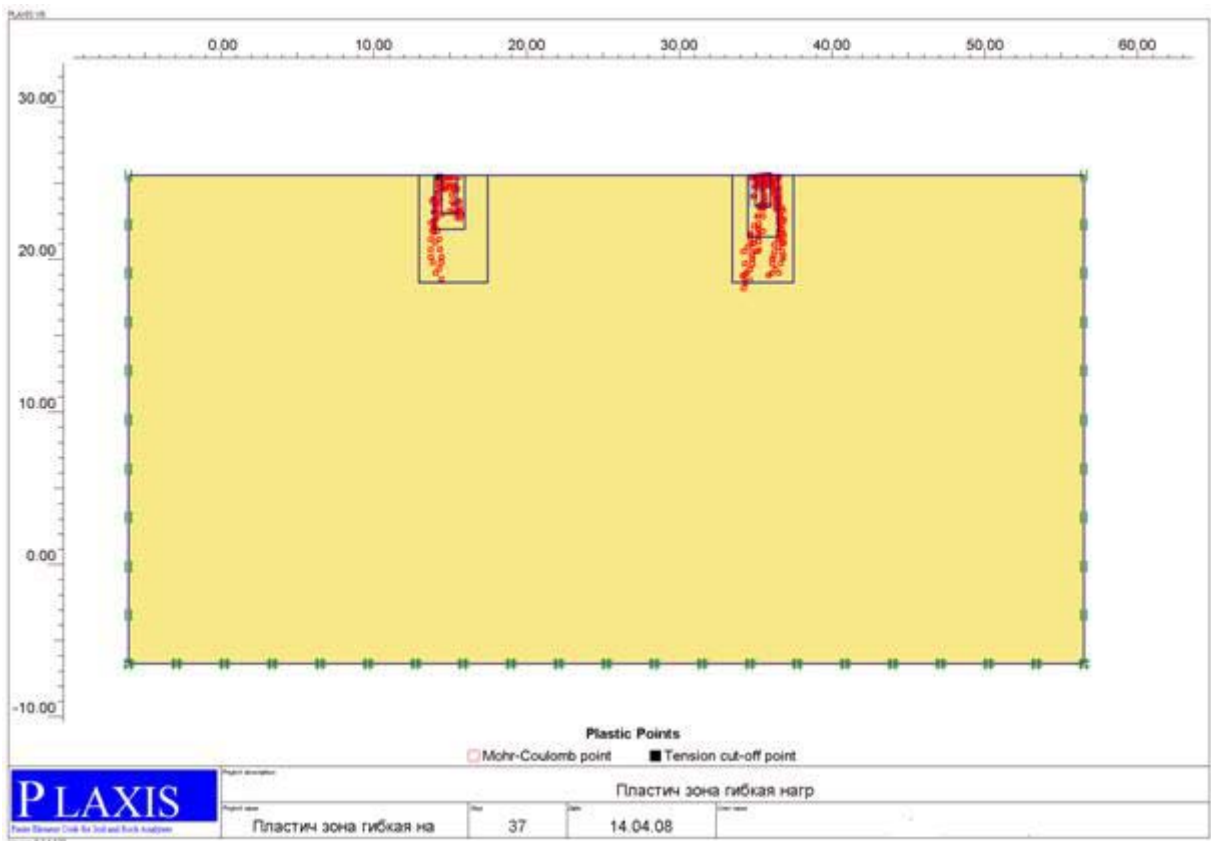


Расчет 3. 3D/ Краевая зона в увеличенном масштабе. 3D
В расчете по МКЭ нельзя учесть локальные разрывы, тем не менее, у края видны «скачки» перемещений.

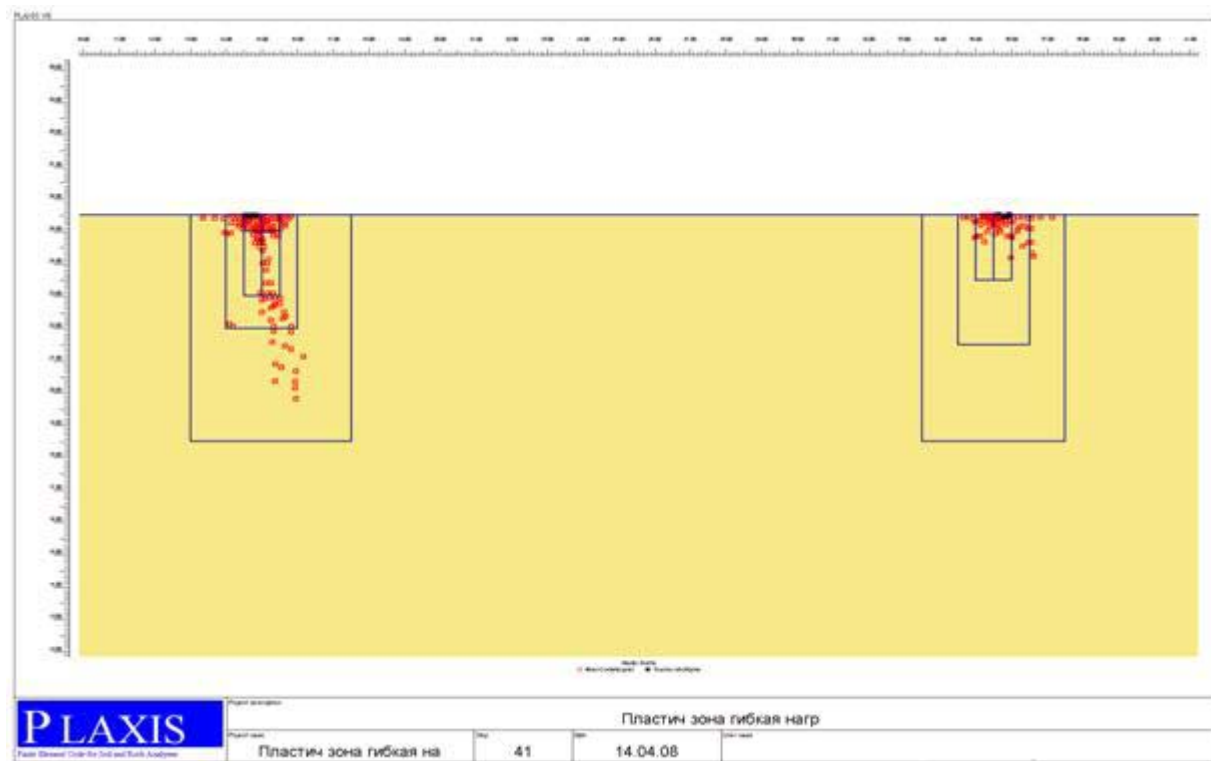
Результаты расчета по МКЭ зависят от дискретизации!



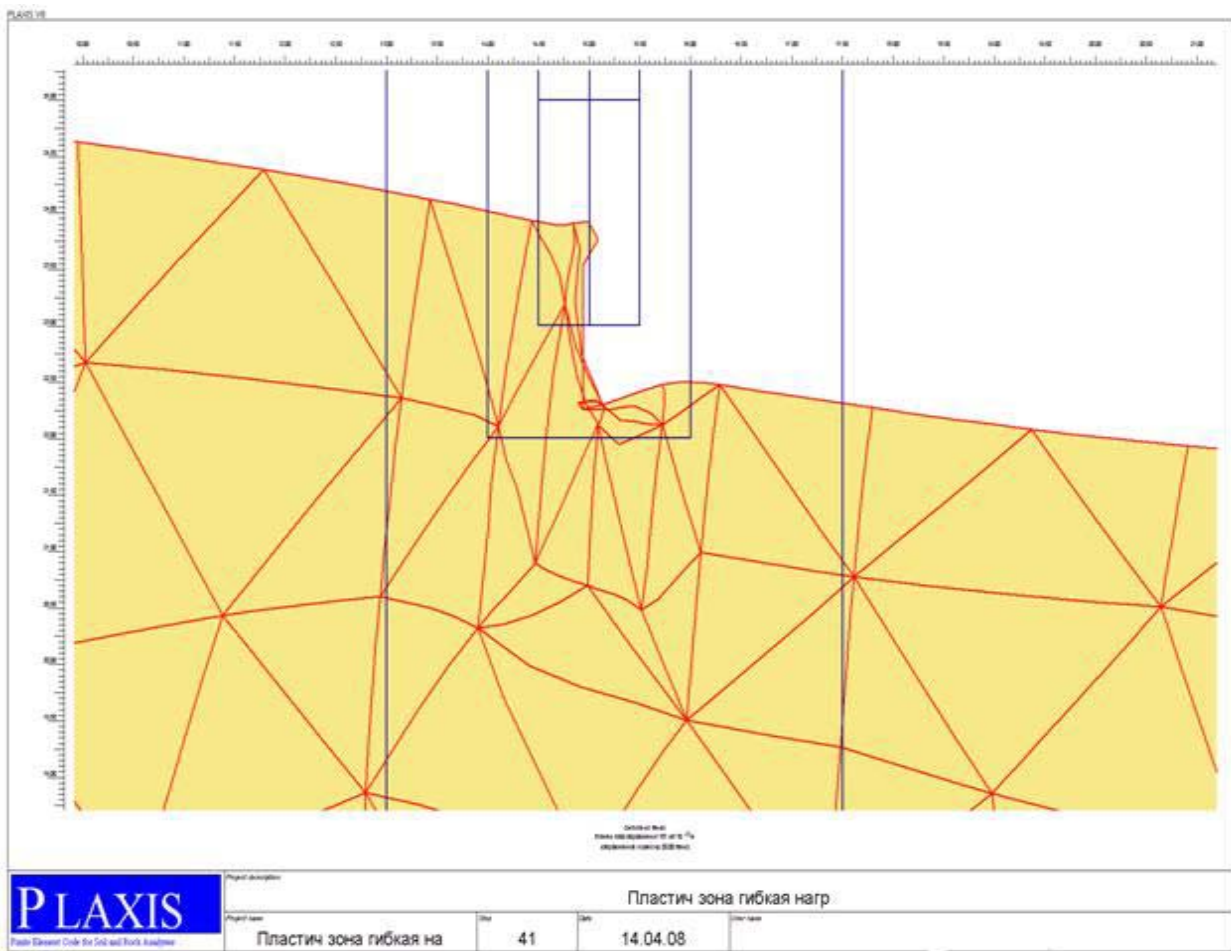
Расчет 4. 2D/Под правым краем сетка сгущена, $q=0.4$ МПа



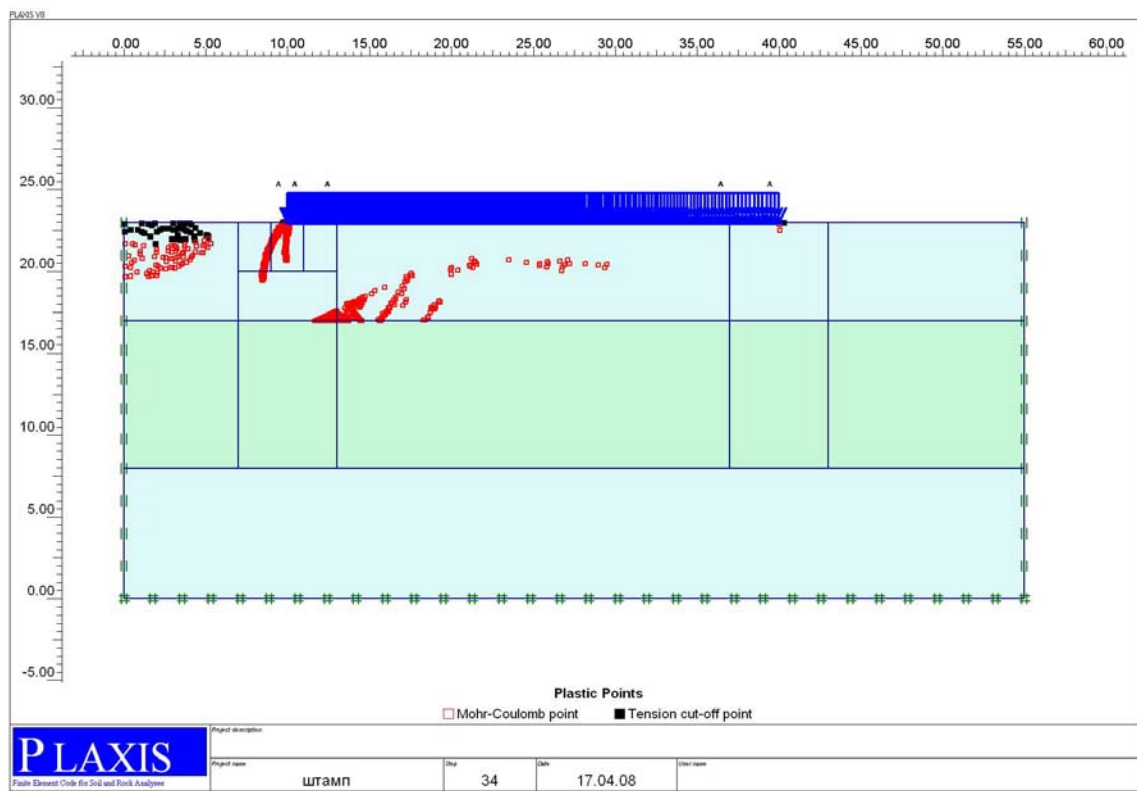
Расчет 4. **2D/** Сетка сгущена под краями, пластические зоны меньше, справа введен интерфейс, отсюда небольшая асимметрия, $q=0.4$ МПа



Расчет 4. **2D/** Под левым краем сетка мельче. Асимметрия пластических зон. $q = 0.4$ МПа



Расчет 4. 2D/ Край нагрузки. Сетка МКЭ сильно деформирована, но среда остается сплошной, поэтому разрыва нет. Равномерная нагрузка $q=0.4$ МПа.



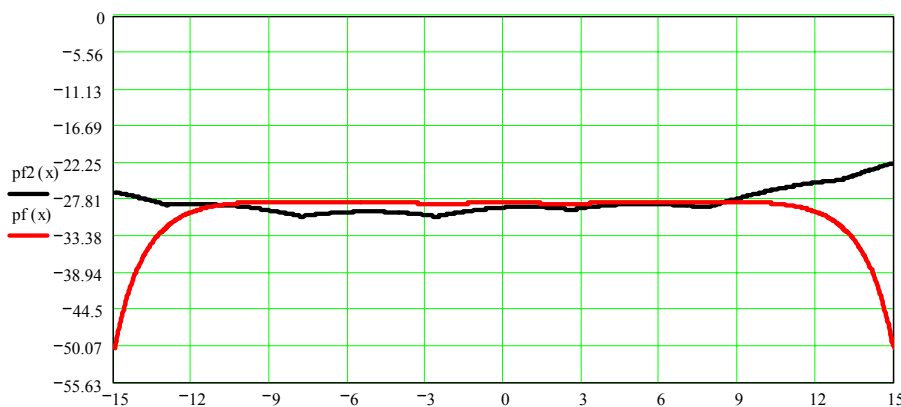
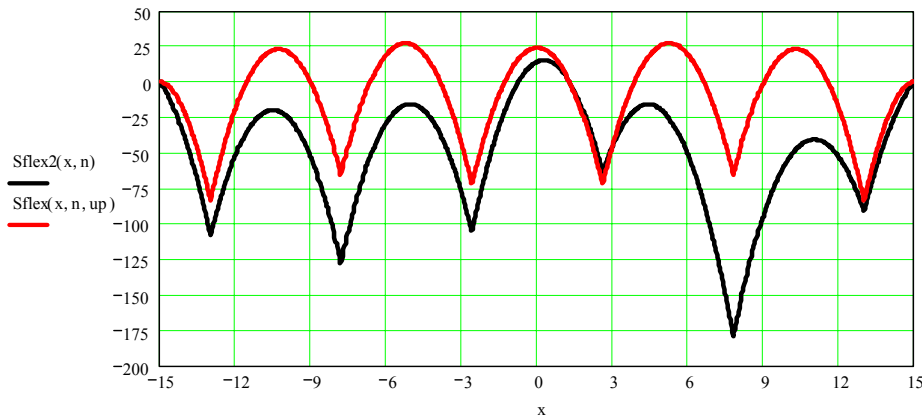
Расчет 5. 2D/ Жесткий фундамент шириной 30 м, $q=5$ кПа, Грунт: $E=30$ МПа, $c=5$ кПа, $\varphi=33^\circ$

СС – двухпараметрическая контактная модель основания
(Власов, Пастернак, Филоненко-Бородич)

ССС – трехпараметрическая контактная модель основания
(Штаерман, Сеницын, Черкасов, Клейн, Барвашов-Федоровский)

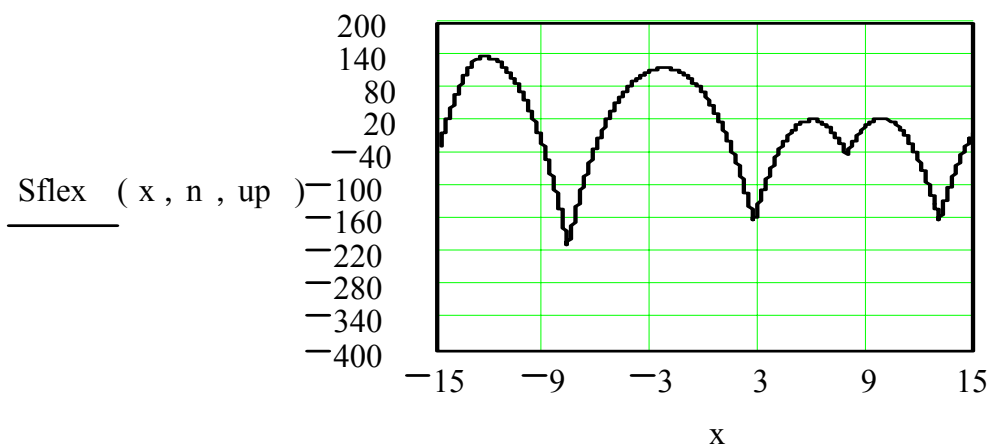
Точные решения в системе MathCad.

Неучет прорезки приводит к асимметрии и вырождению разрешающей системы уравнений результатов, хотя в MathCad точность представления чисел составляет 10^{-301} с 15-значной мантиссой



Расчет 5. 2D/ В СС нет прорезки, поэтому графики асимметричны, Невозможность учета краевых особенностей

В ССС прорезка учитывается, поэтому графики симметричны, Видны краевые концентрации контактных напряжений



Расчет 5. 2D/ Искажение эпюры моментов. Прорезка глубиной 0.1 м



icescraping new.wmv

Известно, что под краями фундамента возникают зоны разрушения грунта с разрывом перемещений. Эти зоны можно увидеть на фотографиях, полученных в уникальных экспериментах [1] со штампом, который вдавливался в прозрачный парафин (рис. 1). В этих зонах задолго до общего выпора возникают разрывы вертикальных перемещений грунта [2], глубина которых увеличивается с ростом нагрузки, что является основной причиной нелинейного характера зависимости нагрузка-осадка. Это подтверждается экспериментами, проведенными многими исследователями. критерий линейности/нелинейности осадок (расчетное сопротивление грунта основания [3]),

В нормативных документах нет рекомендаций по учету этих разрывов перемещений. Вместо этого вводится искусственный который ограничивает глубину распространения зон предельного равновесия определяемую с помощью решения проф. Н.Г Пузыревского [5].

Решение проф. Н.Г. Пузыревского [5] дает замкнутую кривую - геометрическое место точек, в которых выполняется условие предельного равновесия (пластичности) Кулона-Мора при коэффициенте природного бокового давления $K_0=1$. Кривая ограничивает зону, внутри которой условие предельного равновесия превышает (грунт перенапряжен), что физически невозможно, т.е. глубина зоны, где условие предельного равновесия выполняется точно, должна быть больше. Кроме того, в природе чаще всего $K_0 < 1$, что также увеличивает глубину этой зоны. *Следовательно, решение проф. Н.П. Пузыревского преуменьшает реальную глубину зоны разрушения грунта под краем фундамента.*

Зоны разрушения грунта под краями фундамента влияют на поведение системы основание-фундамент-сооружение (ОФС). Проф. М.И. Горбунов-Посадов [4] изучал эту проблему в течение многих лет, пытаясь решить "смешанную" (упруго-пластическую) задачу. Но только с появлением мощных компьютеров и современных численных методов такая возможность появилась и стала общедоступной.

Тем не менее условный критерий-ограничение применимости линейной теории остается в отечественных (и только в отечественных) нормативных документах (СП 50-101-2004, СНиП 2.02.01-83, СНиП II-15-74 и т.д. в прошлое) десятки лет, хотя в расчетах не участвует и на результаты расчета не влияет. Но этим влиянием нельзя пренебрегать, т.к. модели основания, практически используемые в расчетах (упругое полупространство и слой, двухпараметрическая модель В.З. Власова – П.Л. Пастернака и др.), дают особенности контактных напряжений под краем фундамента, что сказывается на величине расчетных усилий в фундаменте.

Казалось бы, этого недостатка нет в контактной модели Винклера. Однако в [3] закон распределения коэффициента постели рекомендуют определять "... на основе линейной или нелинейной модели основания" без каких-либо указаний относительно разрывов перемещений, т.е. в точном решении расчетный коэффициент постели под краем фундамента должен быть равен бесконечности, но эта сингулярность сглаживается случайным образом при использовании численных методов, что приводит к неоправданной концентрации расчетных контактных напряжений под краем фундамента и к искажению расчетных усилий в фундаменте.

Метод определения глубины зон разрушения грунта под краем фундамента.

В книге [4] проф. М.И. Горбунова-Посадов наметил путь практического решения этой проблемы "Через зоны пластических деформаций перемещения передаваться не могут; они передаются лишь через области, остающиеся упругими".

Там же [4] этот вывод фактически подтверждает проф. В.И. Соломин: "Под краями штампа уже при малых нагрузках зарождается область минимального сопротивления сдвигу, которая с увеличением нагрузки развивается вниз ...".

Снижение распределительной способности усиливается за счет растягивающих напряжений, порождающих разрыв сплошности ("закол", "прорезка") под краем фундамента. Это, в частности, подтверждается тем, что армирующий геотекстильный материал, уложенный под фундаментом, испытывает растяжение вблизи края фундамента. В неармированном грунте это растяжение приводит к разрыву вертикальных перемещений грунта.

Все это означает, что слой основания ниже подошвы фундамента, ограниченный глубиной зон разрушения, не обладает распределительной способностью и находится в условиях близких к одномерной компрессии, т.е. нагрузка, приложенная к поверхности основания, передается без изменения на нижележащий слой.

Описание поведения грунта под краем фундамента весьма сложно даже при применении современных численных методов, т.к. эта задача физически и геометрически нелинейна, а гипотеза о сплошности среды в данном случае неприменима. В то же время выводы, приведенные выше, дают возможность получить простое практическое решение этой задачи.

Можно предположить, что в окрестности точки внизу на конце "прорезки", грунт находится в предельном состоянии, которое можно описать условием Кулона-Мора (или любым другим условием предельного равновесия). При росте нагрузки эта "разрушающая" точка перемещается вниз, образуя разрыв, по берегам которого трение либо отсутствует, либо мало. В "верхнем" слое под фундаментом в пределах глубины "прорезки" H_0 грунт находится в условиях, близких к компрессионному сжатию, и давление от фундамента передается на "нижний" слой без изменения. Поэтому для учета "прорезки" надо к пригрузке от заглубления фундамента h добавить пригрузку на глубине "прорезки" H_0 . Глубину H_0 можно определить, если воспользоваться формулой проф. Н.П. Пузыревского [5] для критической нагрузки p , которая вызывает предельное состояние только в единственной краевой точке. При этом пригрузка равна $\gamma(H_0+h)$, а нагрузка с учетом веса "верхнего" слоя равна $p+\gamma H_0$. Преобразовав формулу проф. Н.П. Пузыревского, получаем формулу для глубины "прорезки" H_0 при $K_0=1$:

$$H_0=(p-\gamma h)(\operatorname{ctg}\phi+\phi-\pi/2)/(\pi\gamma)-c/(\gamma\operatorname{tg}\phi)-h, \quad (1)$$

$$H = \frac{q-\gamma h}{\pi\gamma} \left(\operatorname{ctg}\phi + \phi - \frac{\pi}{2} \right) - \frac{c}{\gamma \cdot \operatorname{tg}\phi} - h$$

Поскольку в приведенной схеме в пределах "прорезки" предполагается разрыв перемещений грунта, то глубина "прорезки" должна быть больше, чем глубина зоны предельного равновесия. Следовательно, при условии $K_0=1$ формула (1) может только преувеличить глубину зоны разрушения грунта.

В то же время формула проф. Н.П. Пузыревского [5] для глубины зоны предельного равновесия и формула (1), определяющая глубину "прорезки" тождественны. А эти два выражения определяют нижнюю и верхнюю границы зоны разрушения грунта. Следовательно, формула (1) дает точную величину этой зоны при $K_0=1$.

Если $K_0 \neq 1$, то нужно решать более общую задачу. Для этого рассмотрим напряжения в грунте ниже "прорезки" в малой окрестности "разрушающей" точки на глубине z . В этом случае, как и выше, пригрузка γh от заглубления фундамента дополняется пригрузкой γz на искомой глубине прорезки z . Воспользовавшись предельным переходом в формулах напряжений под равномерно распределенной нагрузкой, приложенной к полуплоскости [5], получаем следующие формулы этих напряжений вблизи "разрушающей" точки:

$$\sigma_x=Q(\alpha+\sin\alpha \cos\alpha)+K_0\gamma(h+z); \quad \sigma_z=Q(\alpha-\sin\alpha \cos\alpha)+\gamma(h+z); \quad \tau_{xz}=Q\sin\alpha, \quad (2)$$

где σ_x , σ_z , τ_{xz} нормальные и касательные напряжения;

$$Q=(p-\gamma h)/\pi;$$

p - краевое давление;

γ - объемный вес грунта; h - заглубление фундамента;

α - угол между поверхностью основания и направлением из точки на край нагрузки.

Подставляя формулы (2) в уравнение предельного равновесия $(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau_{xz}^2 = (\sigma_x + \sigma_z + 2c \cdot \text{ctg} \phi)^2 \sin^2 \phi$ при $K_0 \neq 1$ получаем квадратное уравнение относительно функции $z=z(\alpha)$. Решение этого уравнения дает выражение для функции $z=z(\alpha)$ в замкнутом виде, а максимум этой функции соответствует глубине "прорезки". Предельное равновесие в точке возникает, если корни уравнения действительные. Максимум $z=z(\alpha)$ ищется по стандартной программе решения нелинейного уравнения.

Влияние природного напряженного состояния основания на глубину зон разрушения грунта под краем фундамента

Природное напряженное состояние грунта связывают с величиной коэффициента K_0 , который входит в формулы (2). Формулы и таблицы для определения K_0 в зависимости от прочностных характеристик грунтов предложены многими авторами. Вот лишь некоторые из этих авторов (ссылки на их работы здесь не приводятся для краткости изложения): И.В. Федоров и М.В. Малышев, М.Н. Голубцова, В.Ф. Черняев, J. Berger, J.A. Яку (Яки), F. Hartmann, Н.П. Пузыревский, Г.И. Покровский, Г.А. Спальвинг, Л. Прушка, А.С. Строганов, А.А. Мустафаев и Я.А. Зюбов, F.A. Tavenas, L. Vjerrum, А.М. Загов и др.

Определение K_0 в натуре, представляет большие трудности из-за возмущений, вносимых в грунтовую среду средствами измерений. В то же время очень важна оценка влияния вариаций K_0 (т.е. природного напряженного состояния) на глубину развития краевых зон разрушения грунта H_0 . Для оценки этого влияния было проведено сравнительное численное моделирование зависимостей $H_0=H_0(p)$ при различных значениях K_0 , определяемых по формулам приведенных выше авторов. Исследовался весь диапазон прочностных характеристик грунта согласно [3]. Сравнение проводилось наложением графиков $H_0=H_0(p)$, полученных при различных значениях K_0 . Пример одного такого семейства графиков приведен на рис. 1.

Результаты численного моделирования показали следующее:

- 1) При любых нагрузках и для любого грунта глубина "прорезки" H_0 разрушения практически не зависит от реальных значений K_0 .
- 2) Если нагрузка меньше некоторой величины, зависящей от вида грунта и пригрузки, то $H_0=0$, а при превышении этой величины - меняется линейно при росте нагрузки.
- 3) Для практических расчетов можно принять, что $K_0=1$, т.е. использовать точную аналитическую формулу (1).
- 3) Величина H_0 зависит только от краевого значения нагрузки и не зависит от закона распределения этой нагрузки, т.к. предельное состояние достигается в малой окрестности "разрушающей" точки.
- 5) Формула (1) дает точную величину глубины зоны разрушения грунта ("прорезки") при $K_0=1$ и хорошее приближение для $K_0 \neq 1$ в случае однородного основания.

- 6) Формулу (1) можно использовать и для определения глубины "прорезки" слоистого основания. Если по расчету "разрушающая" точка попадает в два или более слоев, то выбирается наихудший вариант.
- 7) Использование формулы (1) значительно упрощает расчет нелинейных осадок фундамента. На рис. 2 приведен пример такого расчета на основе точного решения.

Закон распределения коэффициента жесткости (постели) основания

Учет зон разрушения грунта под краями фундамента позволяет не только уточнить, но и значительно упростить расчет закона распределения коэффициента постели $W=W(x,y)$ под фундаментом системы ОФС. При учете этих зон эпюра контактных напряжений у краев фундамента сглаживается и практически не зависит от жесткости фундамента и всей системы ОФС в целом. Поэтому, как показали численные эксперименты, для определения закона $W=W(x,y)$ достаточно принять фундамент системы ОФС абсолютно жестким, не меняя его форму. При таком подходе необходимость в проведении итераций, рекомендуемых в [3] отпадает. На рис. 3 показано, что расчетные величины коэффициента постели под *эталоном* - балками конечной и бесконечной жесткости совпадают с погрешностью менее 4%. При этом для увеличения этой погрешности намеренно не учитывалась жесткость надфундаментного строения, а глубина зоны разрушения была значительно преуменьшена по сравнению с реальной. В качестве модели основания была принята контактная модель ССС.

На практике часто определяют $W=W(x,y)$ по осадкам основания от равномерно распределенной нагрузки. Численные эксперименты показали, что при таких расчетах погрешность $W=W(x,y)$ и для расчетных изгибающих моментов может составлять до 20% (рис. 4)

5. Выводы по результатам численного моделирования

1. Как показали численные эксперименты, вариации природного напряженного состояния практически не влияют на развитие зон разрушения грунта под краями фундамента. Поэтому для всех оснований можно принимать, что коэффициент бокового давления грунта $K_0=1$ и использовать формулу (1).
2. Зоны разрушения грунта уменьшают концентрацию контактных напряжений под краями фундамента. Поэтому неучет этих зон может привести к значительной погрешности расчетных значений изгибающих моментов в фундаменте, особенно в случае малой жесткости надфундаментного строения. Целесообразно ввести в [3] рекомендации по учету этих зон в расчетах.
3. При определении закона распределения коэффициента постели согласно [3] необходимо учитывать образование зон разрушения под краями фундамента. Метод такого расчета, реализованный в виде компьютерной программы, описан в [9].
4. Предлагаемый метод может быть обобщен и на трехмерный случай. Но приведенное решение для плоской задачи, вполне приемлемо для определения глубины зон

разрушения. В 90-х гг. этот метод использовался автором для расчета нелинейных осадок с учетом фактора времени для ответственных сооружений: здание Президиума РАН на Воробьевых горах, Балаковская, Костромская АЭС и др.

Литература.

1. В.В. Михеев, М.И. Смородинов, Р.В. Серебряный. О зонах пластических деформаций в основании // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1961, №3.
2. Болдырев Г.Г., Никитин Е.В. Деформации песка в основании полосового штампа. // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1987, №1
3. СП 50-101-2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. М., 2005.
4. М.И. Горбунов-Посадов, Т.А. Маликова, В.И. Соломин // Расчет конструкций на упругом основании, Стройиздат, М., 1990. С. 69 и 557.
5. Н.А. Цытович. Механика грунтов // Высшая школа", М. 1979.
6. Барвашов В.А., Федоровский В.Г. Трехпараметрическая модель грунтового основания и свайного поля, учитывающая необратимые структурные деформации грунта // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1978, № 4. С.17-20.
7. СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений. Госстройиздат, М., 1985.
8. Барвашов В.А., Болтянский Е.З., Чинилин Ю.Ю. Исследование поведения системы основание-фундамент-верхнее строение различной жесткости методами математического моделирования на ЭВМ (дополнение статьи того же названия в №3 за 1987 г.) // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1990, №6.
9. Барвашов В.А. Геометризация слоистых грунтовых массивов // Основания, фундаменты и механика грунтов, 2006, (в печати).

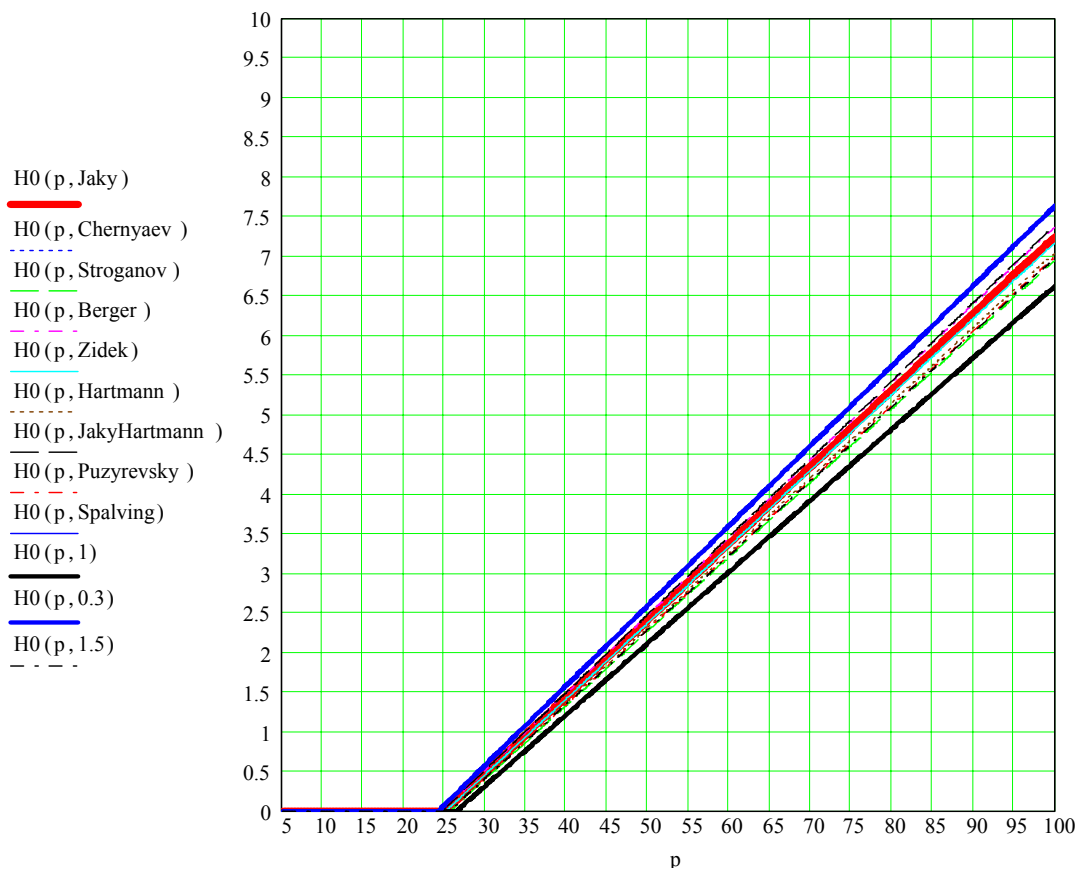


Рис. 1. Графики зависимости глубины краевой зоны разрушения H_0 от краевой нагрузки p (в т/м^2 , ось абсцисс) для грунта с характеристиками: $c=3 \text{ т/м}^2$, $\phi=20^\circ$, $\gamma=1.65 \text{ т/м}^3$, при глубине заложения фундамента $h=2 \text{ м}$. Последний параметр в списке аргументов соответствует либо значениям K_0 , вычисленным по формулам приведенных авторов формул, либо указанным значениям.

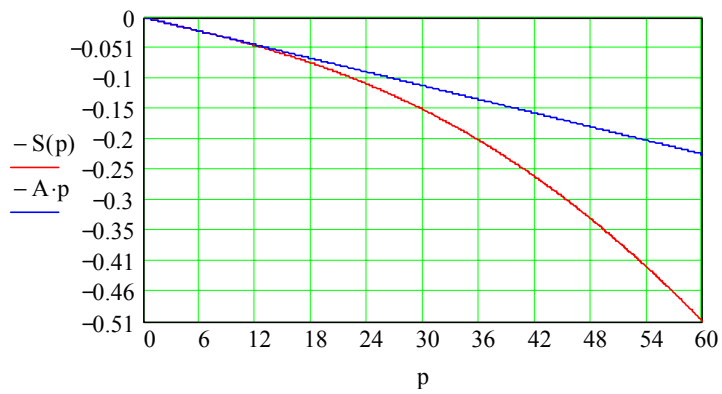


Рис. 2. Пример графика нелинейных осадок фундамента (в метрах) в зависимости от среднего давления по подошве фундамента в т/м^2 (точное решение для абсолютно жесткой балки на основании в виде нелинейной трехпараметрической модели ССС). Прямолинейный график соответствует отсутствию зон разрушения грунта.

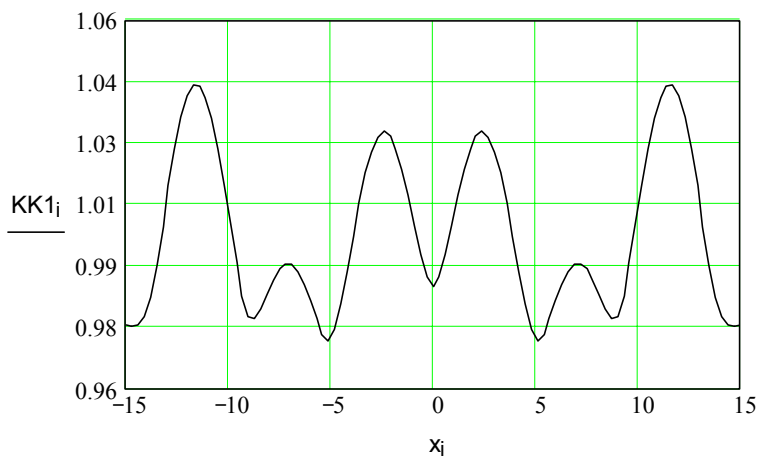


Рис. 3. Отношение функций распределения коэффициента постели под фундаментами длиной $L=30$ м, нагруженных сосредоточенными силами. Толщина одного фундамента 0.5 м, а другой имеет бесконечную жесткость. Глубина зоны разрушения $H_0=1.5$ м. Видно, что функции различаются менее, чем на 4%.

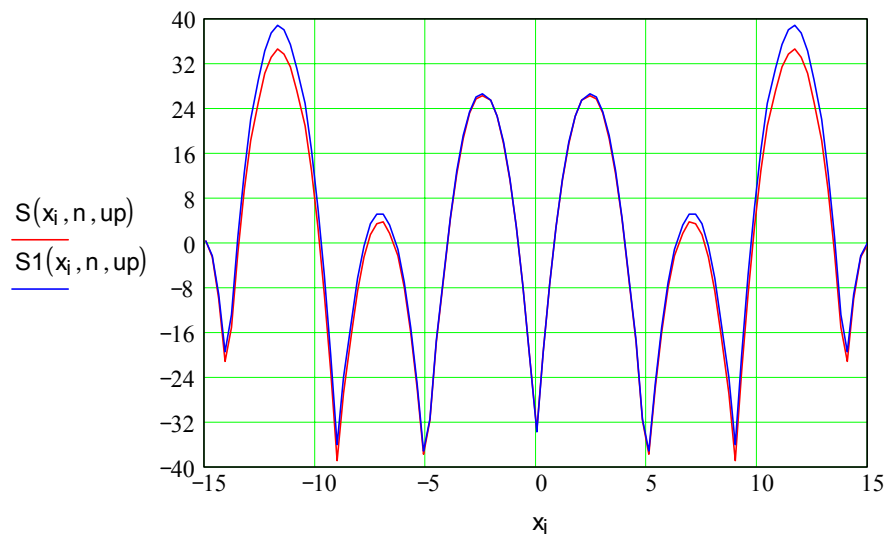


Рис. 4. Погрешности расчетных эпюр изгибающих моментов при определении распределения коэффициента постели по осадкам от равномерно распределенной нагрузки

Барвашов Валерий Александрович

Кандидат технических наук

Ведущий научный сотрудник лаборатории механики грунтов

