Анализ расчета осадок зданий и сооружений

по методам актуализированных редакций

СНиП 2.02.01-83*(СП 22.13330.2011) «Основания зданий и сооружений»

и СНиП 2.02.03-85(СП 24.13330.2011) «Свайные фундаменты»

Сравнение с методами предшествующих нормативных документов:

СП 50-101-2004 и СП 50-102-2003

- В СП 50-101-2004 и СП 22.13330.2011 для расчета осадок фундамента нужно определить глубину сжимаемой толщи основания *Hc*, которая принимается постоянной (???) по всей площади фундамента. Но условие $\sigma z = k\gamma z$ дает существенно различные *Hc* под различными точками фундамента.
- Если все же принять *Hc=const*, то в какой точке? Для прямоугольных в плане фундаментов эта точка - геометрический центр. Для кольцевого фундамента такой центр лежит вне фундамента. Для фундаментов более сложных форм в плане, а таких становится все больше, вопрос о выборе *Hc* в СП 50-101-2004 и СП 22.13330.2011 не рассматривается.
- А как быть с *Hc* для разновысоких зданий на одной общей плите?
- В СП 22.13330.2011 для разных категорий сооружений введены две разных модели: сжимаемая толща линейно-деформируемого полупространства (СТЛДП), а для предварительных расчетов неответственных сооружений – линейно-деформируемый слой (ЛДС). Между тем, расчеты с использованием этих моделей одинаково трудоемки. А ЛДС более достоверна в случае залегания скалы на небольшой глубине, но этот случай не рассмотрен.

Сейчас в СП 2010 принято k=0.5 при любой ширине фундамента, т.е.

как в СНиП 2.02.02-85. «Основания гидротехнических сооружений»,
Но в СНиП 2.02.02-85– модуль деформации меняется скачком

$$E_i = E'_i \beta_{0,i} m_o \qquad \beta_{o,i} = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu};$$

$$m_0 = m_c m_{pl};$$

m_c – коэффициент, учитывающий размеры фундамента и принимаемый равным 1 для сооружений, имеющих ширину менее 20 м или площадь менее 500 м2; в других случаях коэффициент m_c определяется по формуле

$$m_{c,i} = \left(\frac{A}{A_0}\right)^{\frac{n_i}{2}},$$

Расчет осадок для однородного основания выполняется с использованием осредненного по глубине модуля деформации

$$E_m = \frac{\sum_{i=1}^{n} E_i \alpha_{1,i} h_i}{\sum_{i=1}^{n} \alpha_{1,i} h_i}$$

Нелинейность

1. Неверен термин "линейно-"деформируемый слой (ЛДС) «линейно-" деформируемое» полупространство (ЛДП), т.к. осадки основания зависят от прилагаемой нагрузки нелинейно.

Пример

Сжимаемая толща в одномерной задаче $$H_1 = \frac{p}{k\gamma} \quad (1)$$

p– равномерная нагрузка на основание; ***γ*** – объемный вес грунта; k=0.5

Осадка зависит от нагрузки по квадратичному, т.е. нелинейному закону

$$s_H = \frac{pH_1}{E_0} = \frac{p^2}{k\gamma E_0} \quad (2)$$

где E_0 – модуль деформации основания.

Учет образования зон разрушения грунта под краями фундамента увеличивает нелинейность осадок

Критерий «расчетное сопротивление грунта основания» давно устарел.

Расчетное сопротивление грунта основания *R*

Формула Пузыревского для глубины «пластических» зон

$$p = \frac{\pi(\gamma z_{MAX} + c \cdot ctg\varphi + h)}{ctg\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma h$$

При *Zmax=b/4* получаем *p=R*

Эволюция критерия линейной деформируемости грунтового основания с 1962 по 2010 г.: появление новых коэффициентов и логических условий				
СНиП II-Б.1-62	**СНиП II-15-74**	**СНиП 2.02.01-83**	**СП 50-101-2004**	**СП 0000 2010**
Нормативное давление на основание п. 5.10, (12,13) A, B, D $c^н, \varphi^н, \gamma^н$	Расчетное давление на основание п.3.50 A, B, D h_0 $c_{II}, \varphi_{II}, \gamma_{II}$ m_1, m_2 k_u	Расчетное сопр. грунта основания п.2.34 $M\gamma, Mq, Mc,$ d $c_{II}, \varphi_{II}, \gamma_{II}, \gamma'_{II}$ $\gamma_{c1}, \gamma_{c2},$ k, k_d, k_z	Расчетное сопр. грунта основания п.5.5.8 $M\gamma, Mq, Mc$ d_1, d_b $c_{II}, \varphi_{II}, \gamma_{II}, \gamma'_{II}$ γ_{c1}, γ_{c2} k, k_d k_z=1 если b<10м k_z=8/b+0.2 если $b \geq$10м	Расчетное сопр. грунта основания п.5.6.7 $M\gamma, Mq, Mc$ d_1, d_b $c_{II}, \varphi_{II}, \gamma_{II}, \gamma'_{II}$ γ_{c1}, γ_{c2} k, k_d k_z=1 если b<10м k_z=8/b+0.2 если $b \geq$10м

В СНиП и СП вместо простой формулы Пузыревского дана таблица с 136 значениями коэффициентов *Mγ*, *Mq* и *Mc* и Приложение *Д* с 10 таблицами для определения расчетного сопротивления.

При использовании "ЛДС" и "СТЛДП" не учитывается образование зон разрушения грунта (прорезка) под краями фундамента. В строгих решениях контактные давления, под краями фундамента бесконечны, что затрудняет использование численных методов, приводит к искажению результатов расчета усилий в фундаментах, прогибов, кренов и осадок.

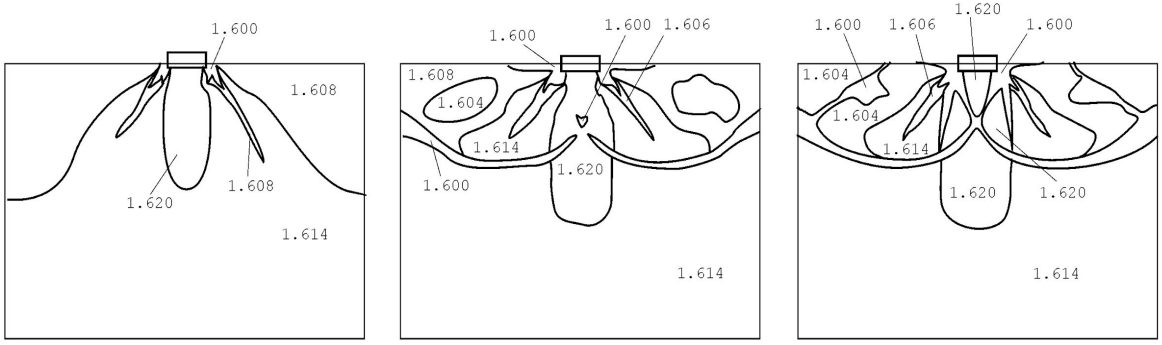
Благодаря прорезке контактные давления под краями фундамента конечны, Прорезка дает свой вклад в нелинейность зависимости «нагрузка-осадка» особенно для оснований, сложенных слабыми грунтами

Прорезка – простейший способ учета образования зон разрушения под краями фундамента

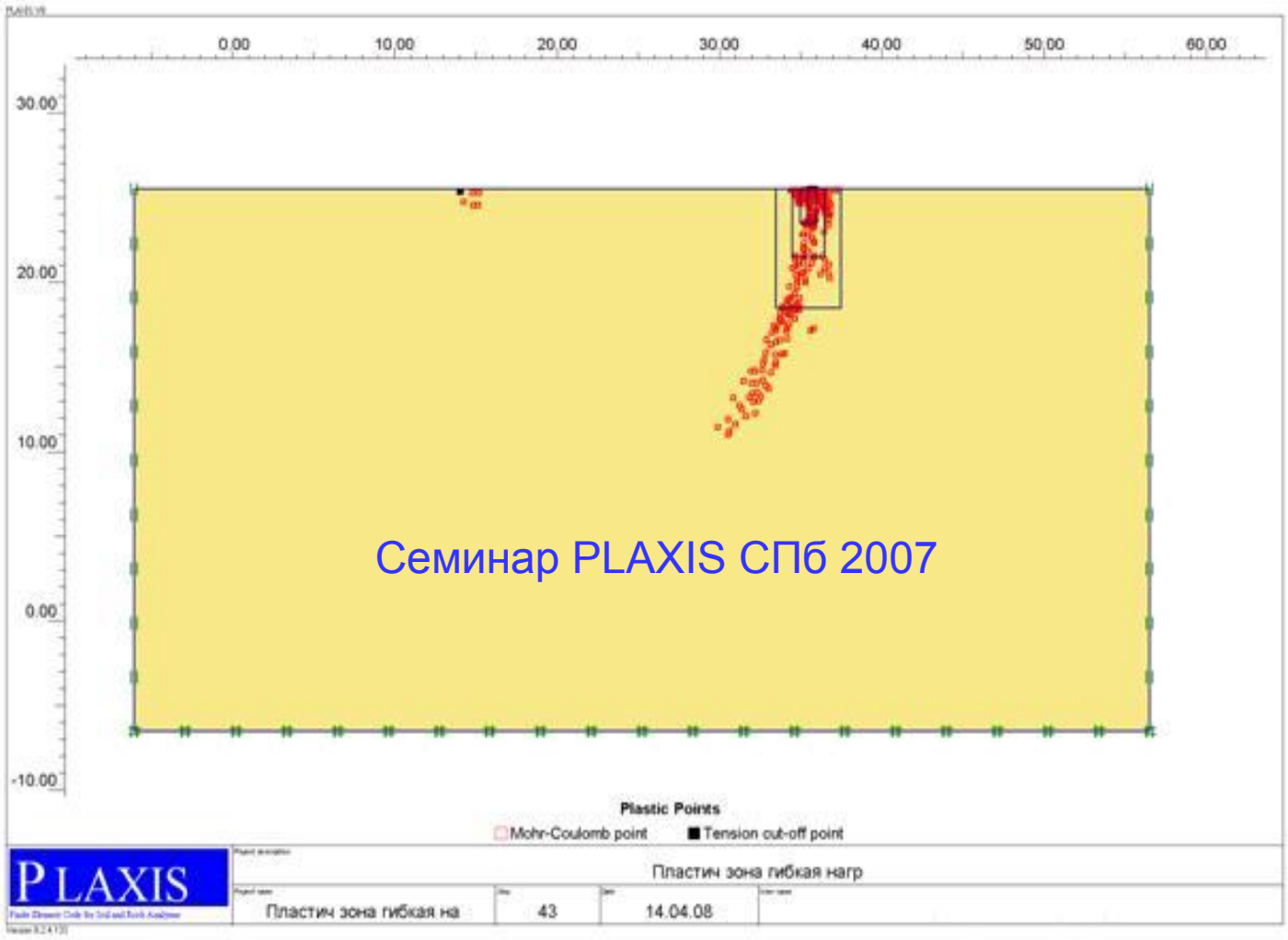
Михеев, Серебряный, Смородинов ОФМГ 1961

«Прорезка» грунта под краями штампа

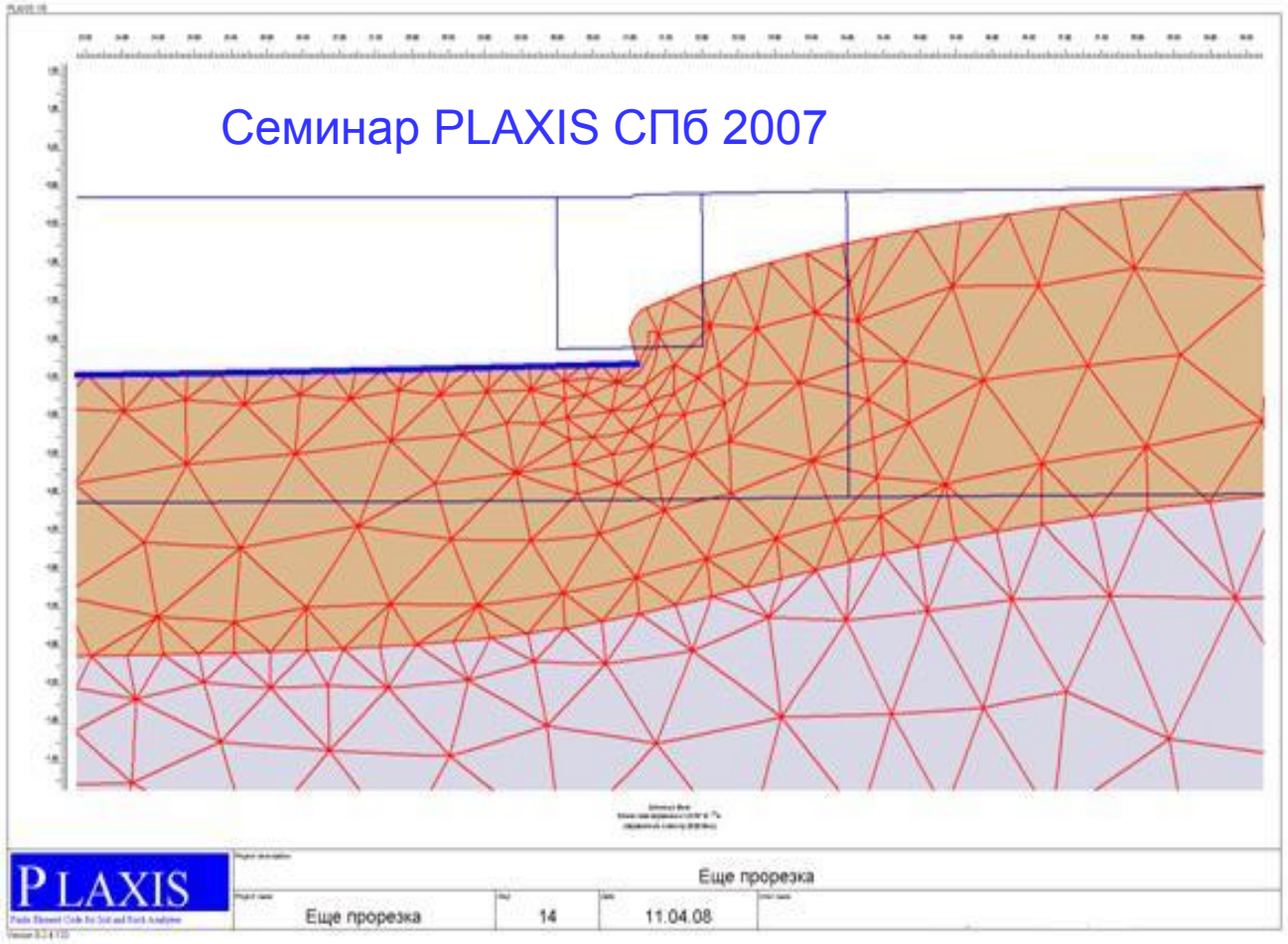
ОФМГ 2007, семинар PLAXIS СПб 2007



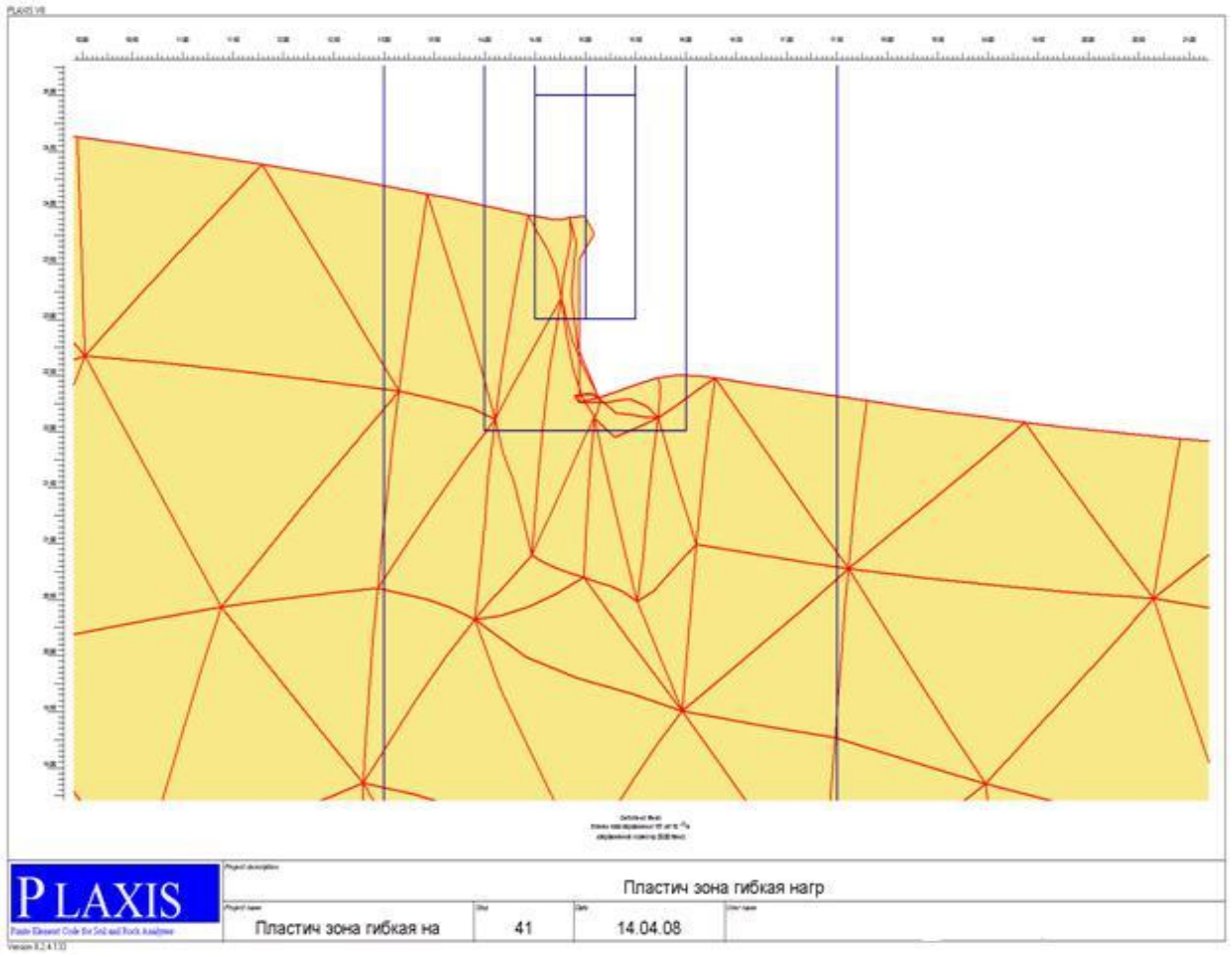
Болдырев и Никитин ОФМГ 1987



Плоская задача, равномерная нагрузка, слева грубое разбиение, а справа мелкое разбиение на МКЭ (вложенные друг в друга кластеры)



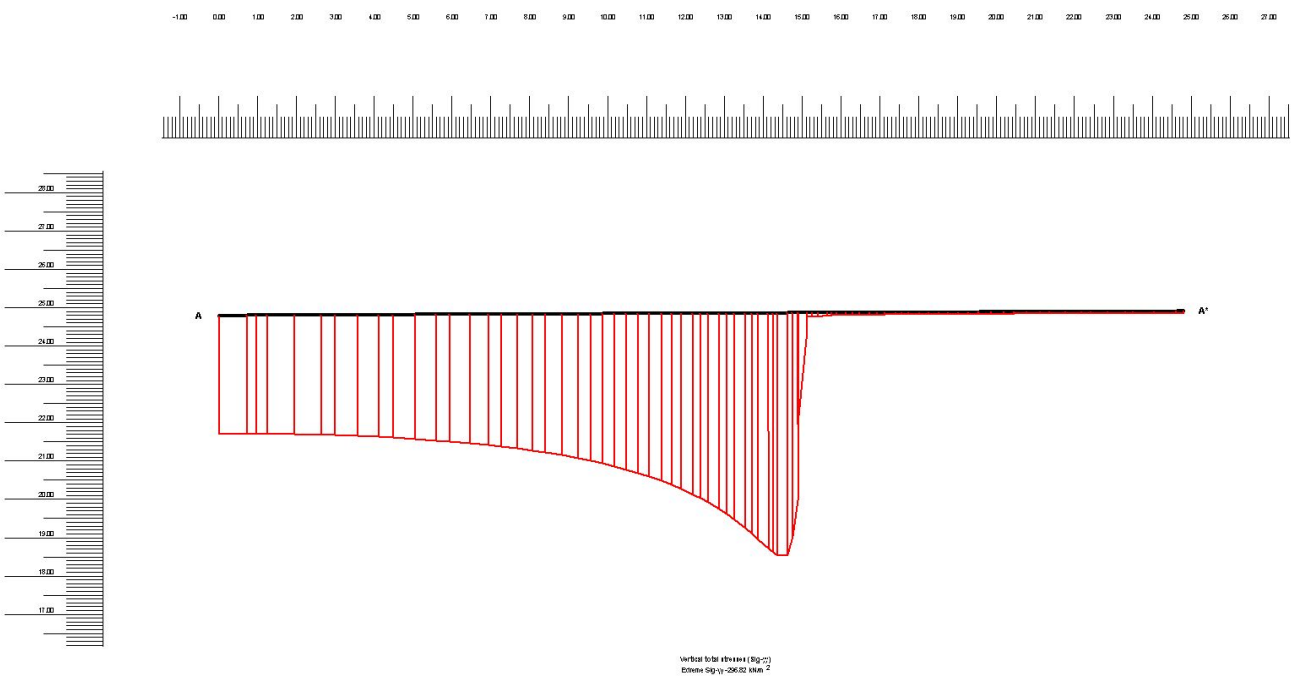
Скачок перемещений поверхности грунта под краем фундамента



Семинар PLAXIS СПб 2007

Край нагрузки. Сетка МКЭ сильно деформирована, разрыв грунт намечается, но не реализуется. Равномерная нагрузка *q*=0.4 МПа.

PLAXIS 8.0

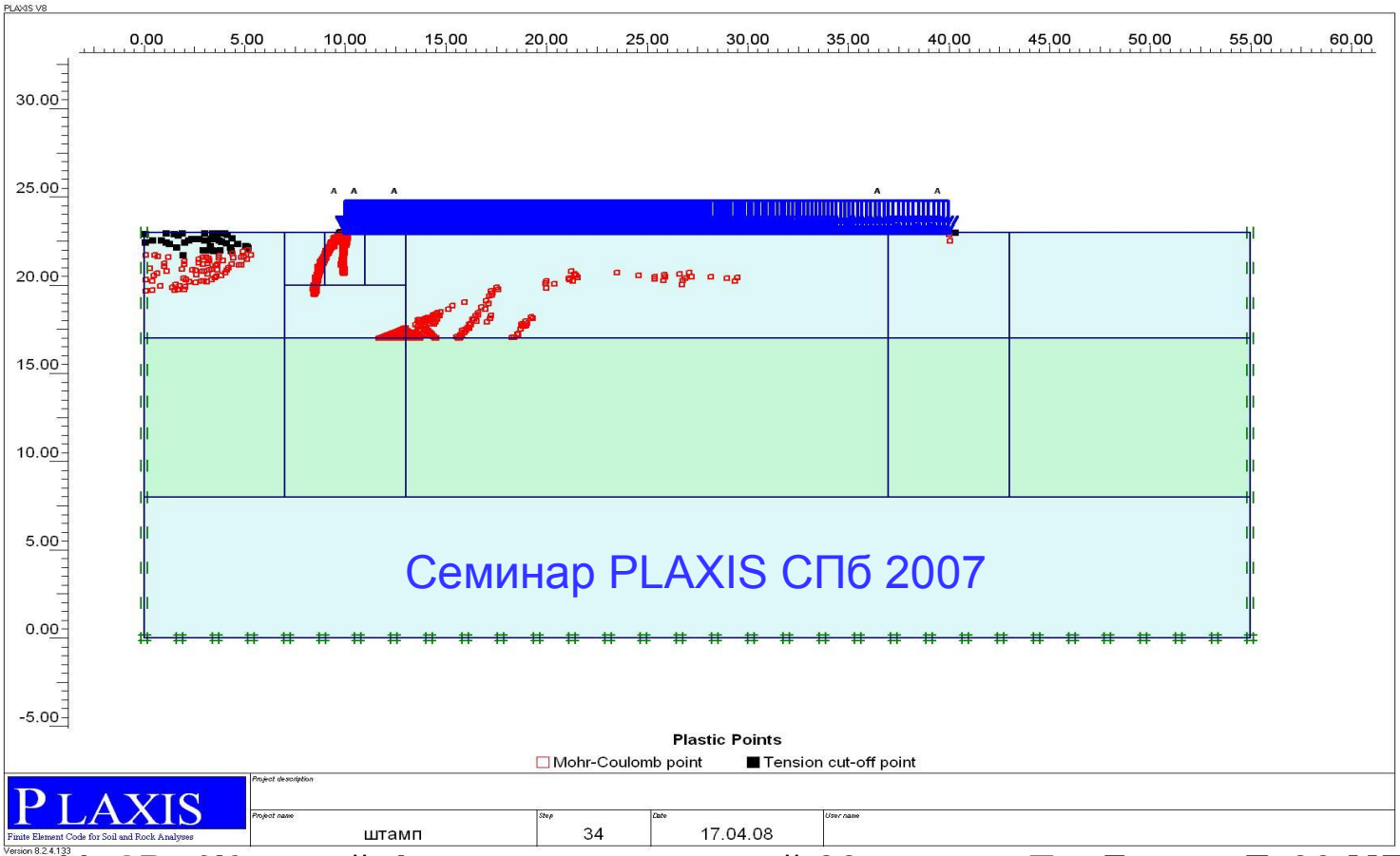


Семинар PLAXIS СПб 2007

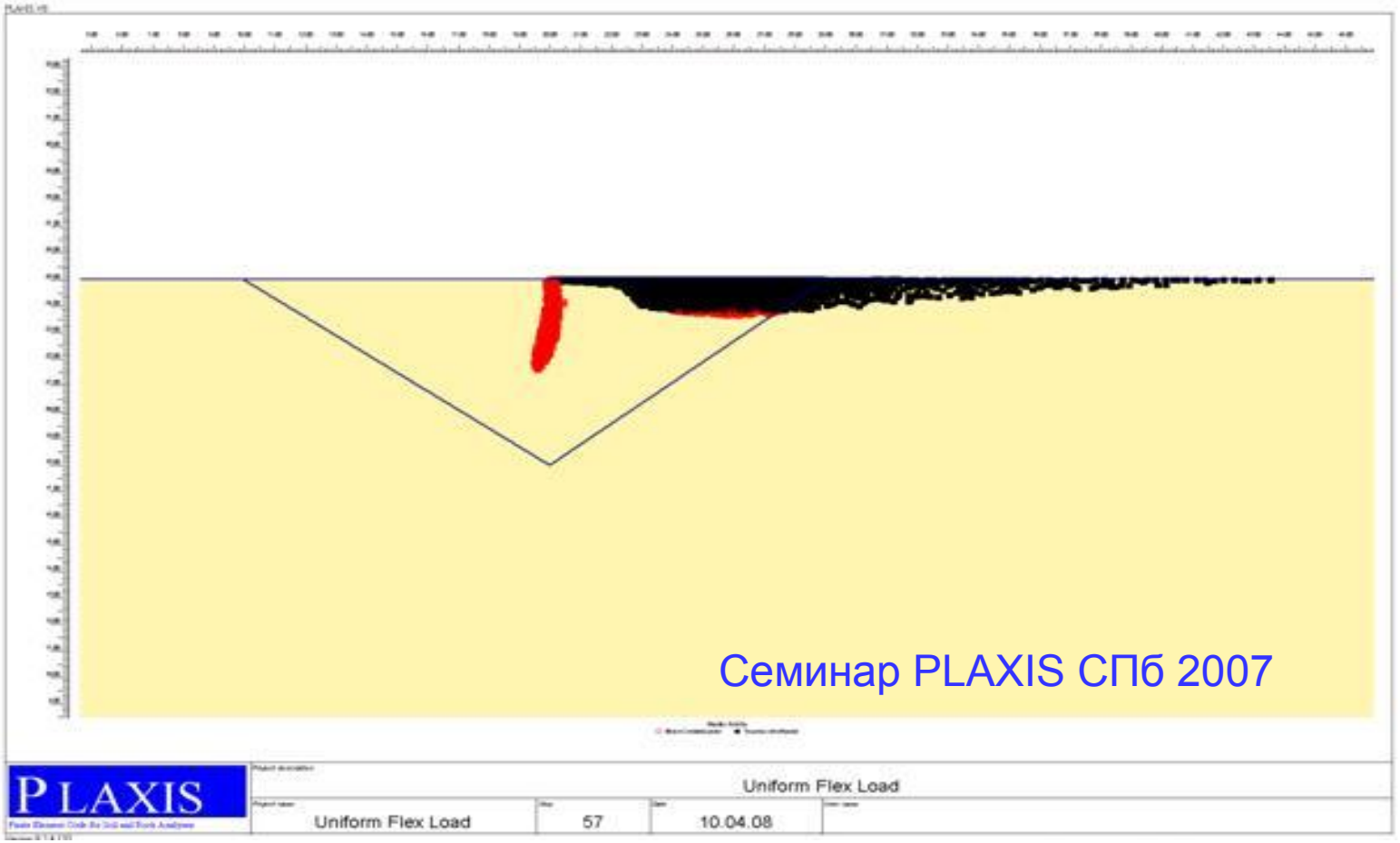
PLAXIS
Finite Element Code for Soil and Rock Analyses
Version 8.2.4.133

Project description			
Штамп			
Project name	Step	Date	User name
Штамп	17	25.03.08	Koxhiyoki Kabuto, Japan

Распределение контактных давлений под штампом в осесимметричной задаче

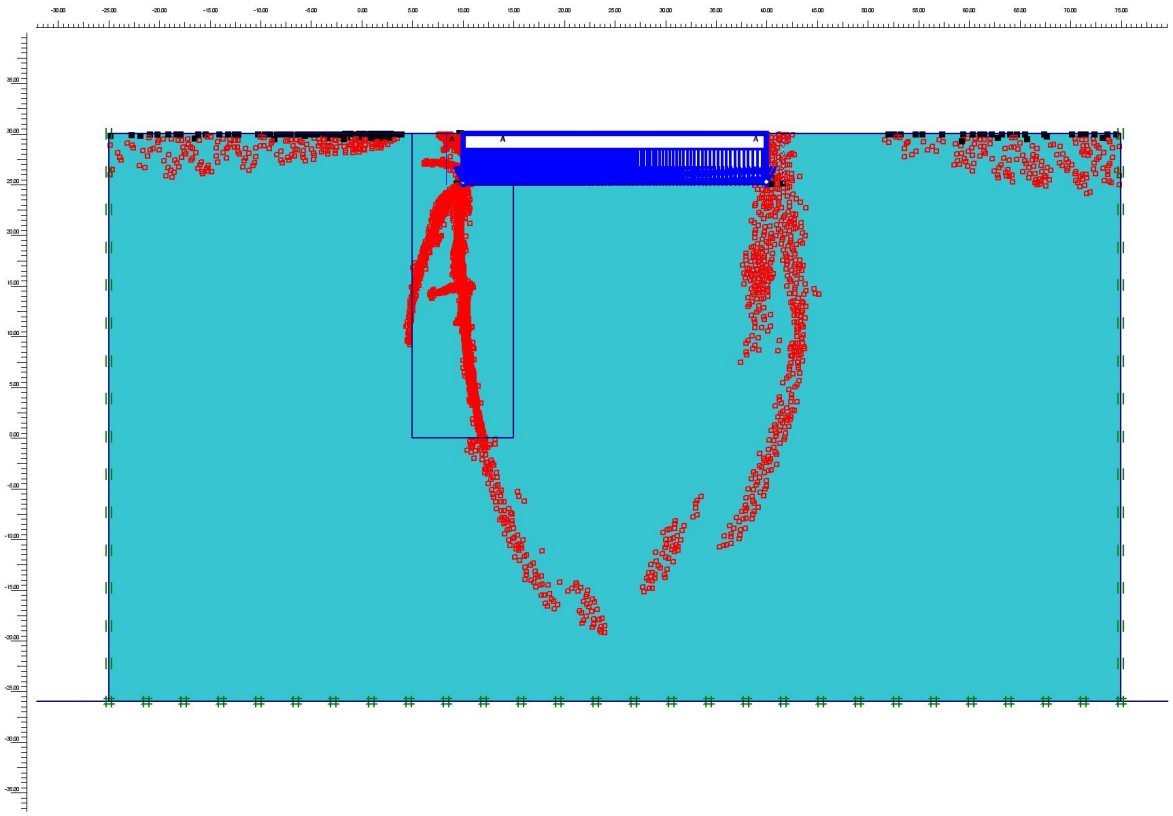


Расчет 11. 2D. Жесткий фундамент шириной 30 м, q=5 кПа, Грунт: E=30 МПа, c=5 кПа, φ=33°. Даже при малой нагрузке возникают пластические зоны, форма которых зависит
от измельчения сетки



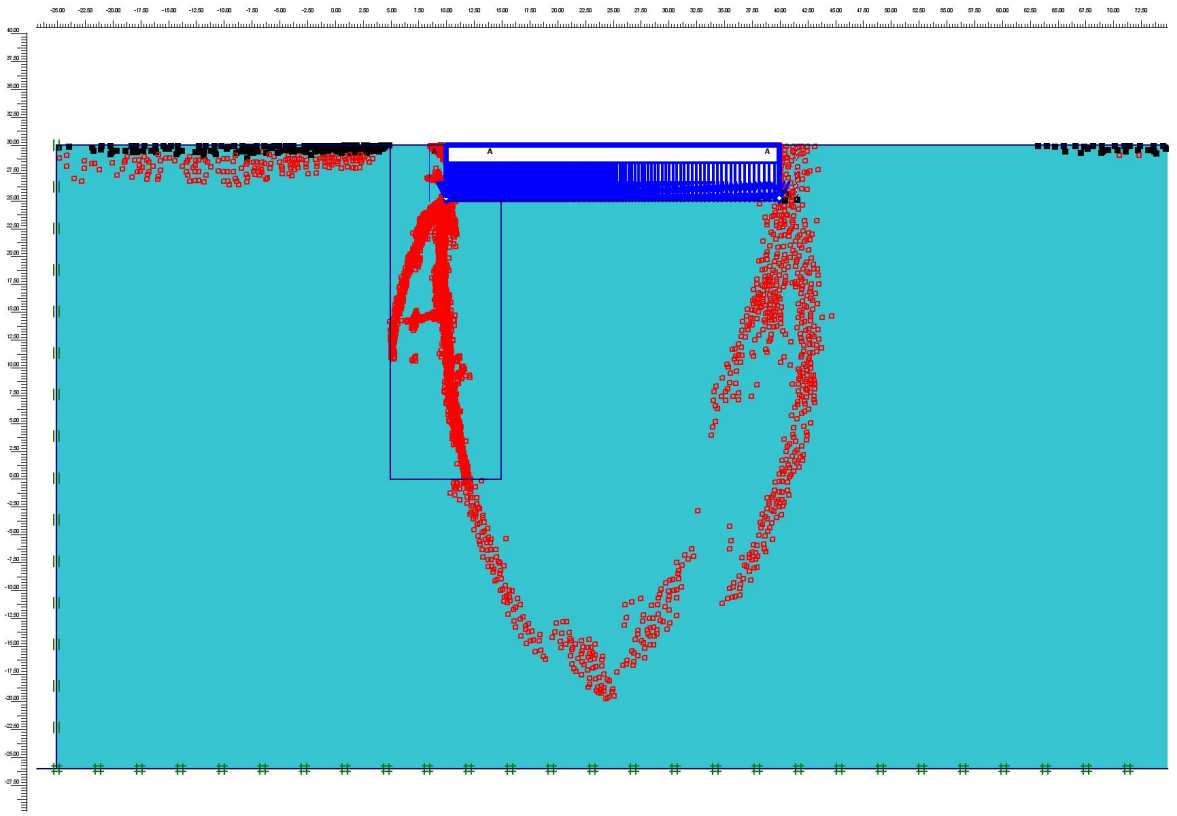
Осесимметричная задача. Равномерная нагрузка.
Пластическая зона Кулона-Мора под краем штампа и растяжение за пределами нагруженной зоны

Fi=38° c=0.2 тс/м^2 R_0=222.5 тс/м^2



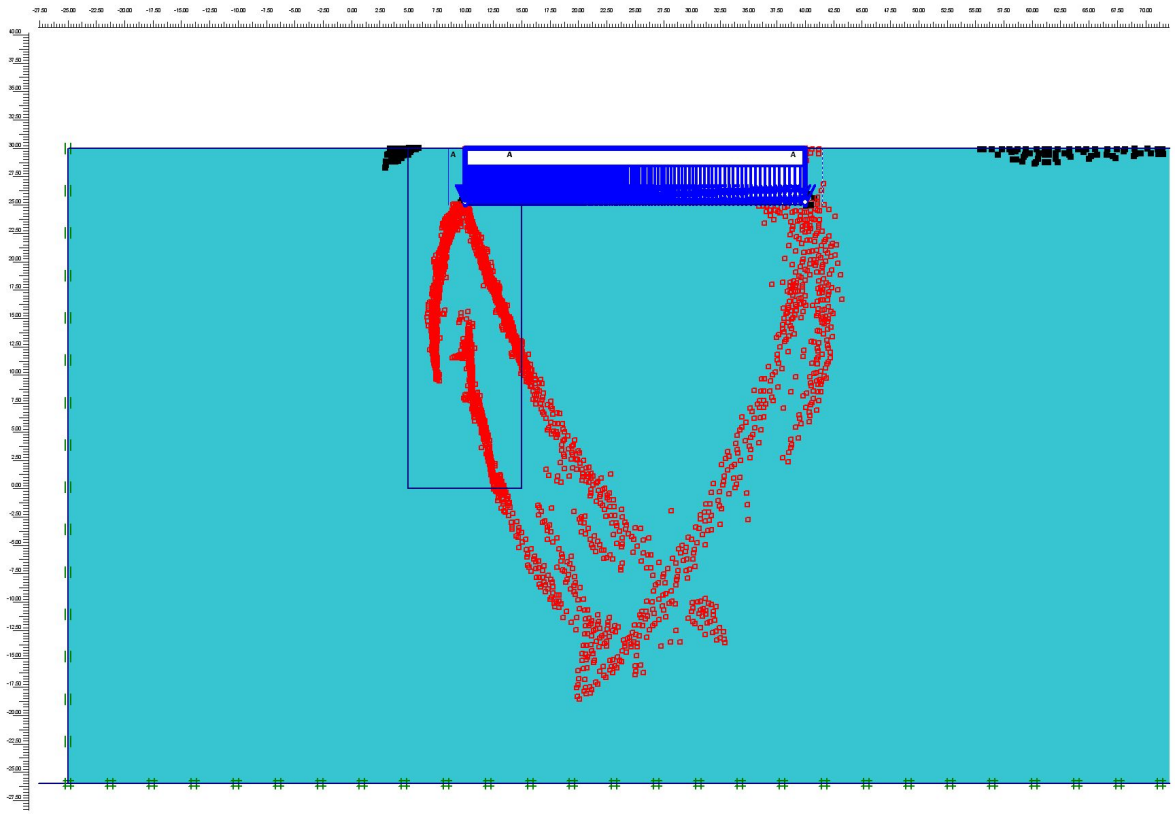
PLAXIS. Пластические зоны от равномерной нагрузки, равной *R* - расчетному сопротивлению грунта основания

Fi=36^{o} c=0.4 тс/м^{2} R_{0}=194,6 тс/м^{2}



PLAXIS. Пластические зоны от равномерной нагрузки, равной расчетному сопротивлению грунта основания

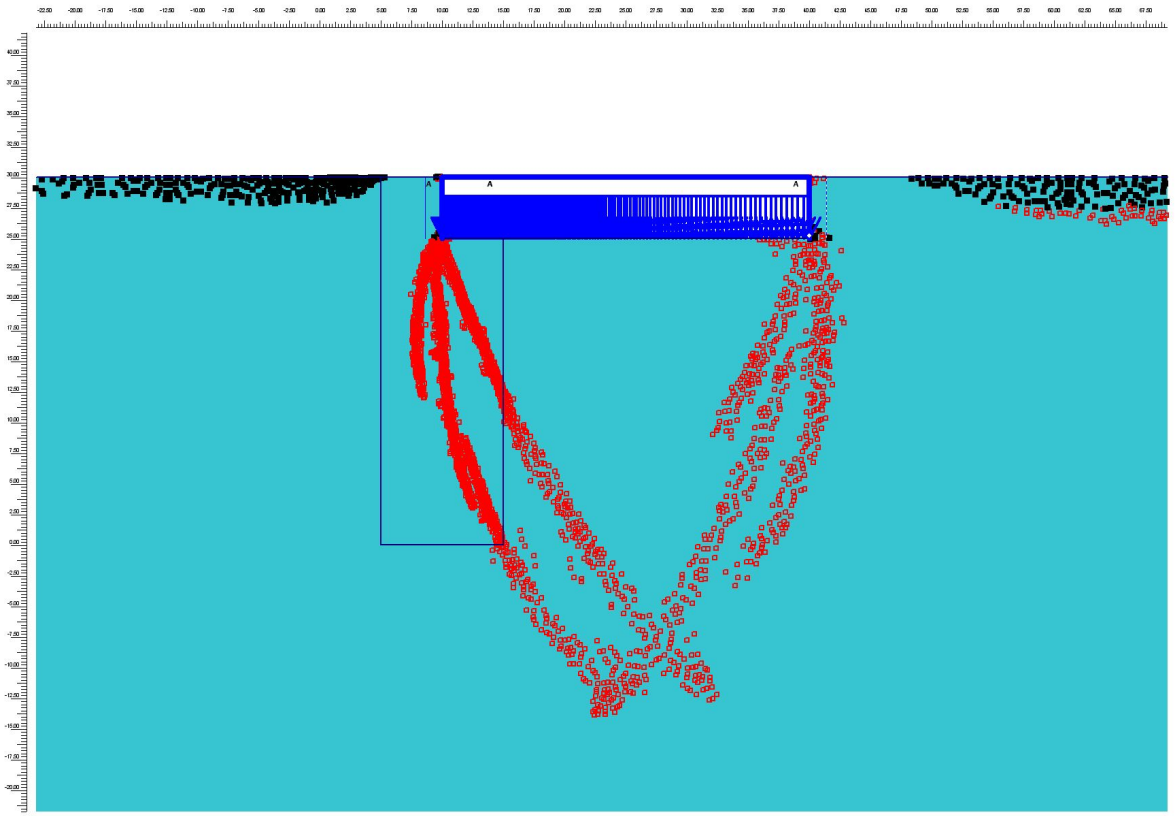
Fi=27^{o} c=1,5 тс/м^{2} R_0=111,6 тс/м^{2}



PLAXIS. Смыкание пластических зон под равномерной нагрузкой, равной расчетному сопротивлению грунта основания R_0.

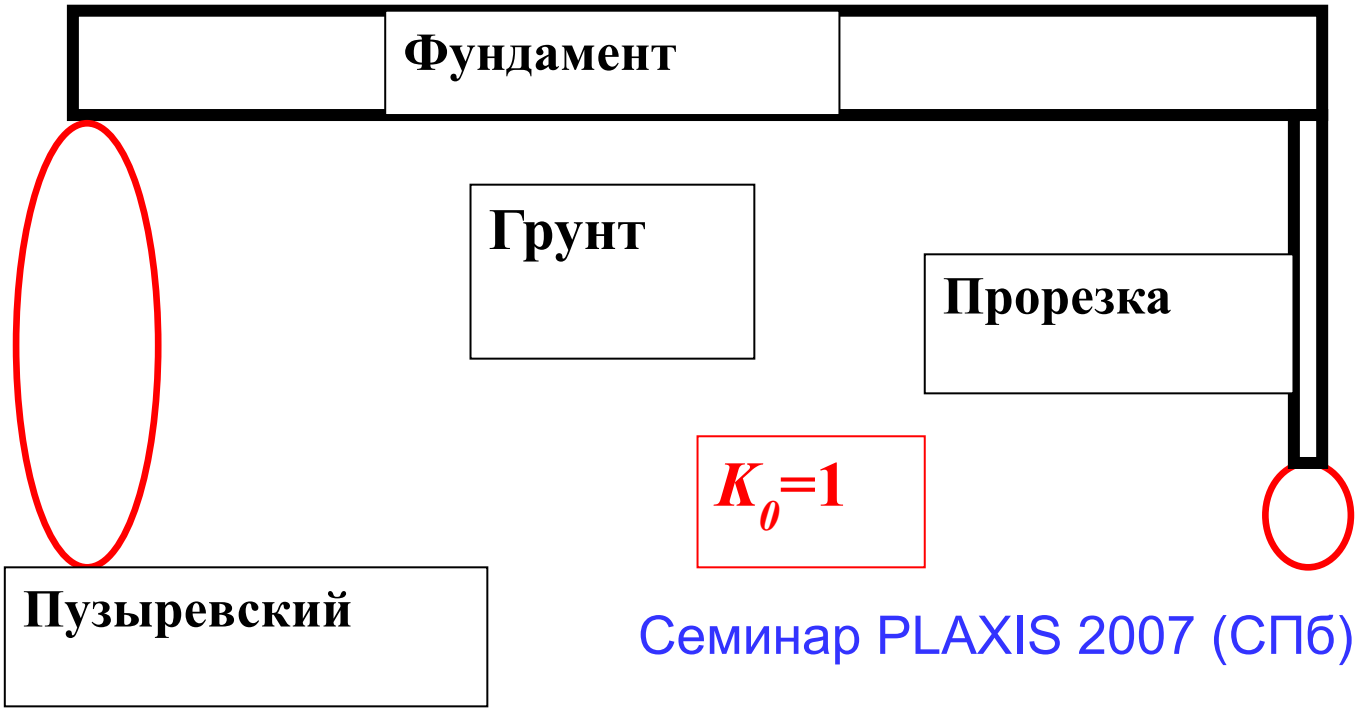
Под левым краем нагрузки мелкая, а под правым - крупная сетка КЭ.

Fi=24^{o} c=1,3 тс/м^{2} R_{0}=90.1 тс/м^{2}



PLAXIS. Пластические зоны от равномерной нагрузки, равной расчетному сопротивлению грунта основания. Под левым краем фундамента мелкая сетка КЭ

Определение глубины прорезки



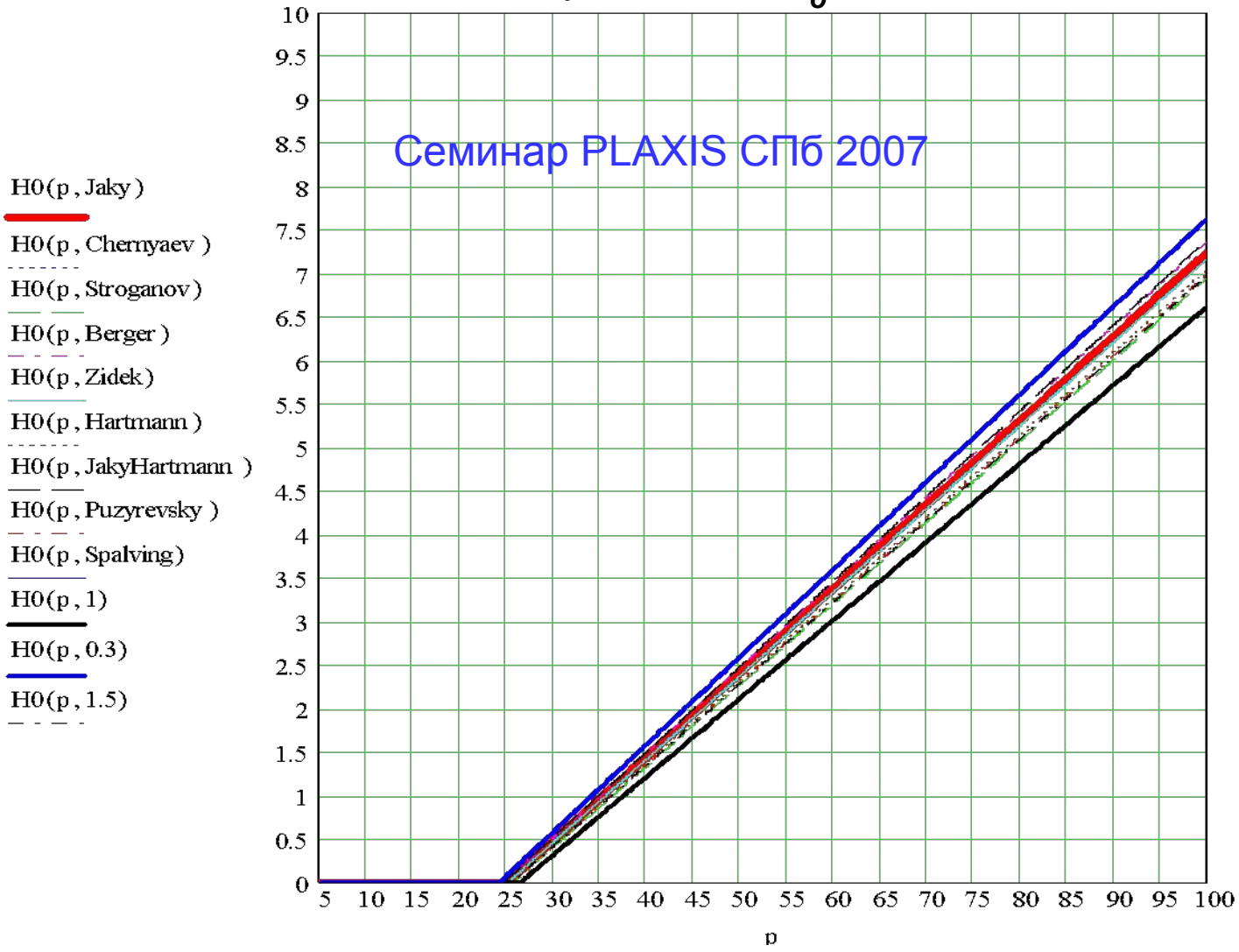
Семинар PLAXIS 2007 (СПб)

Замена «пластической» зоны Пузыревского на прорезку с точечной пластической зоной на нижнем конце.

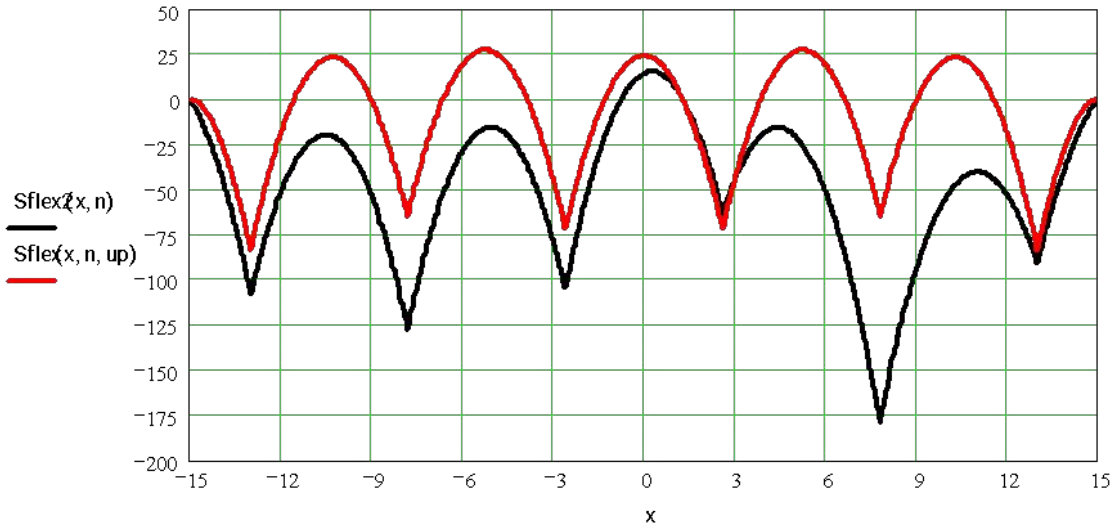
Глубина «ПЗ» Пузыревского ≤ глубина реальной ПЗ ≤ глубина прорезки, т.е «ПЗ» Пузыревского=глубина реальной ПЗ=глубина прорезки

Без прорезки нельзя. Математическое моделирование показало, что усилия в фундаменте искажаются, если не учитывать прорезку.

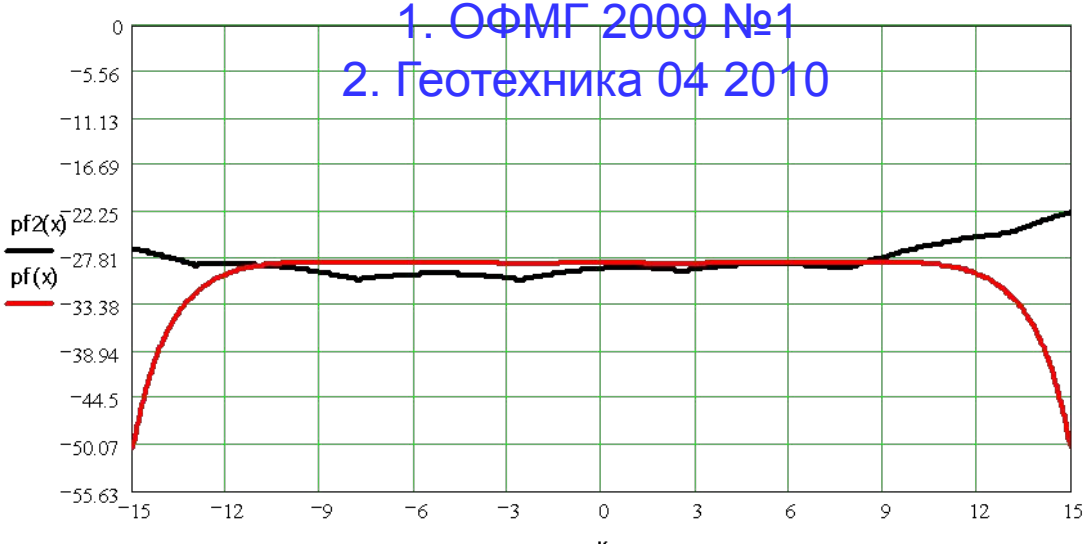
Зависимость глубины прорезки при разных способах определения K_o



Сб. 75 лет НИИОСП 2006

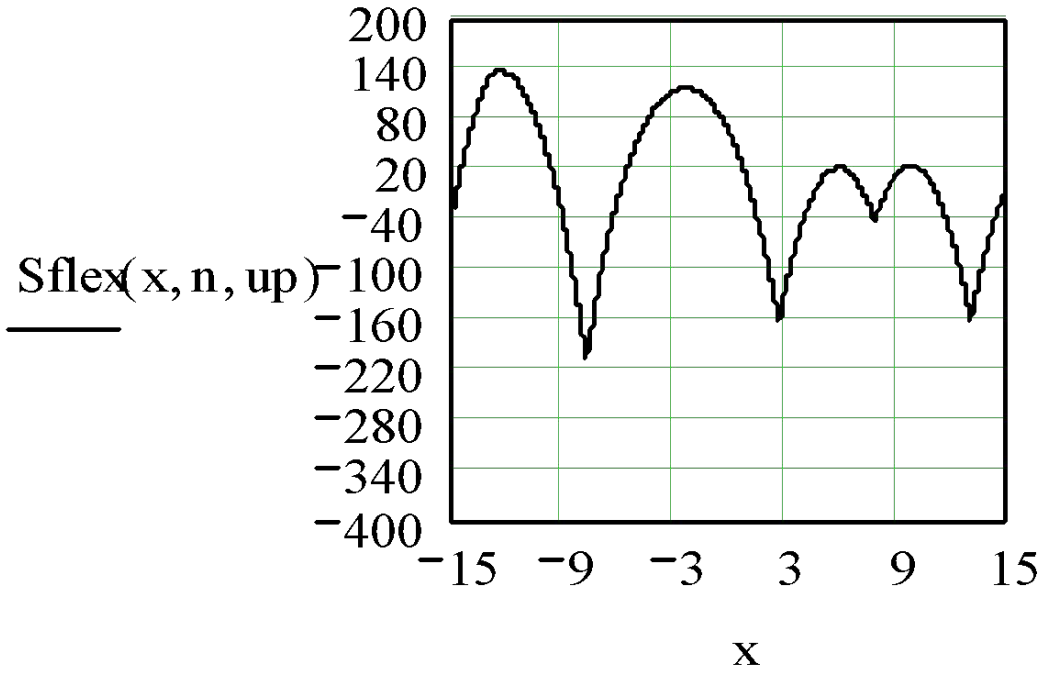


1. ОФМГ 2009 №1
2. Геотехника 04 2010



$pf(15) = -50.628$

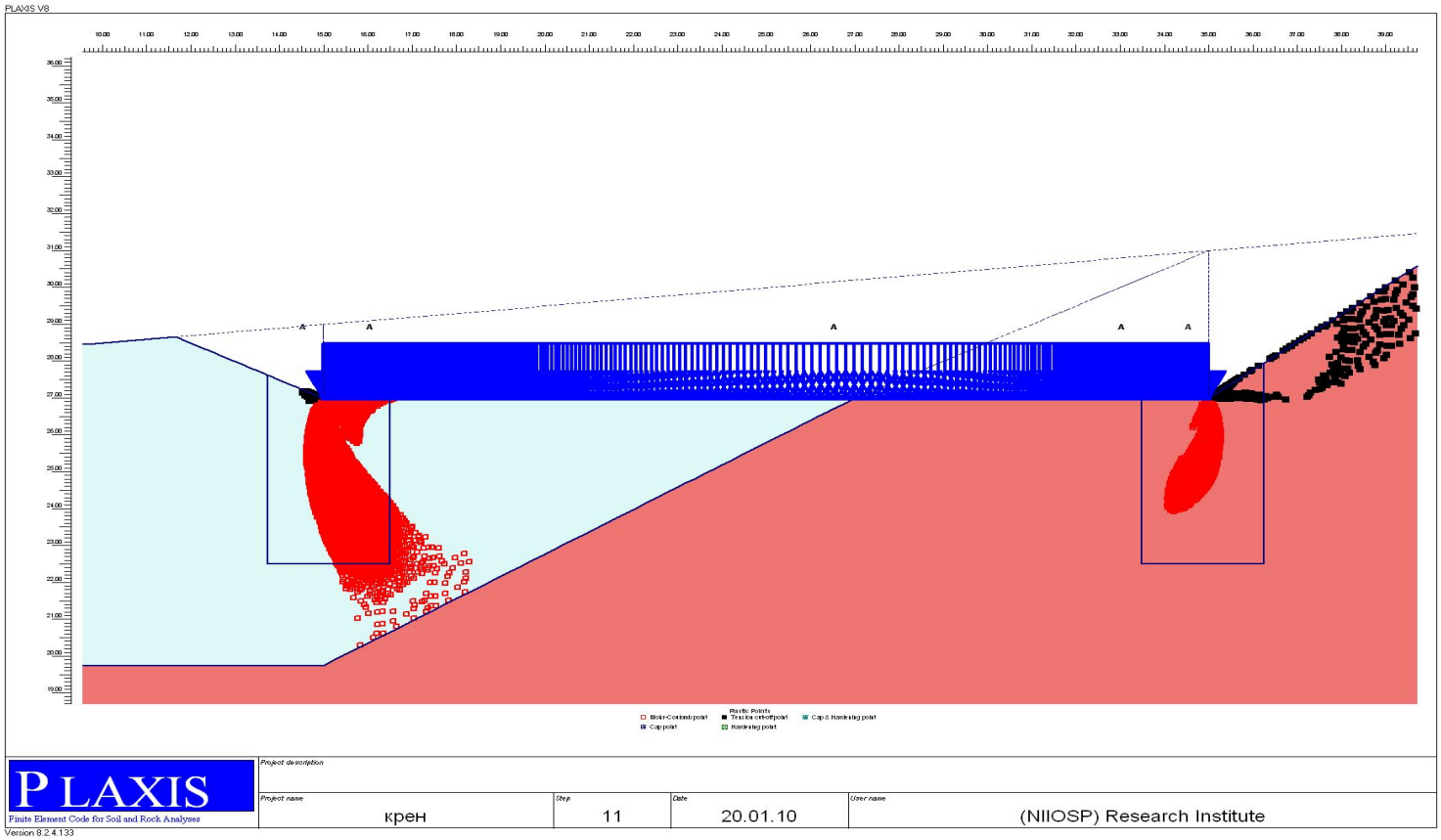
Неучет прорезки (черная эпюра) искажает результаты расчета



Расчет 13. 2D. Искажение эпюры изгибающих моментов в фундаменте при незначительной глубине прорезки - 0.1 м. При нулевой прорезке система разрешающих уравнений коллапсирует

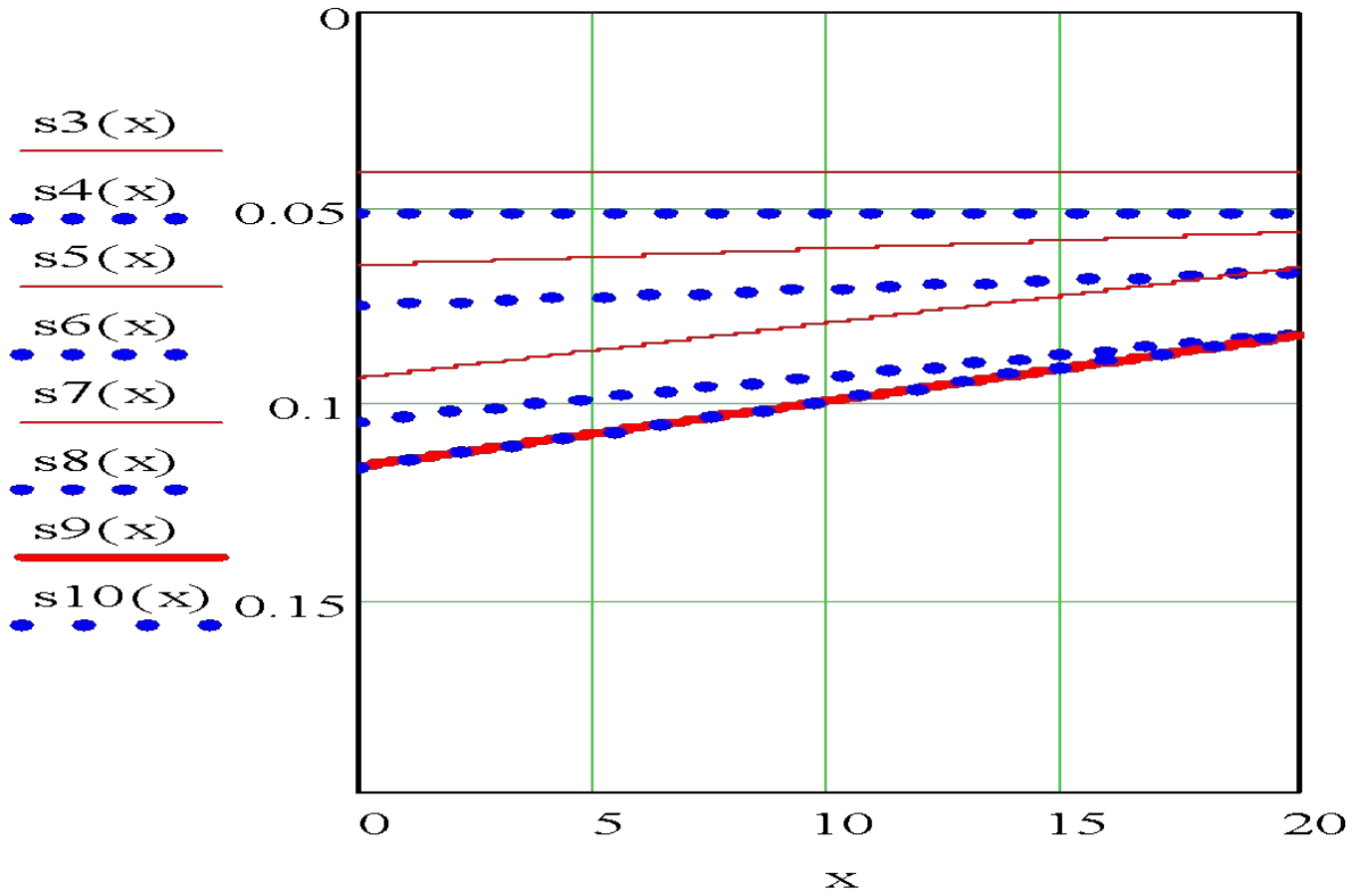
ОФМГ 2009 №1 и ранее

При различных значениях *c* и *φ* под краями фундамента возникают крены. Здесь различия *c* и *φ* были взяты по разбросу из инж-геол отчета



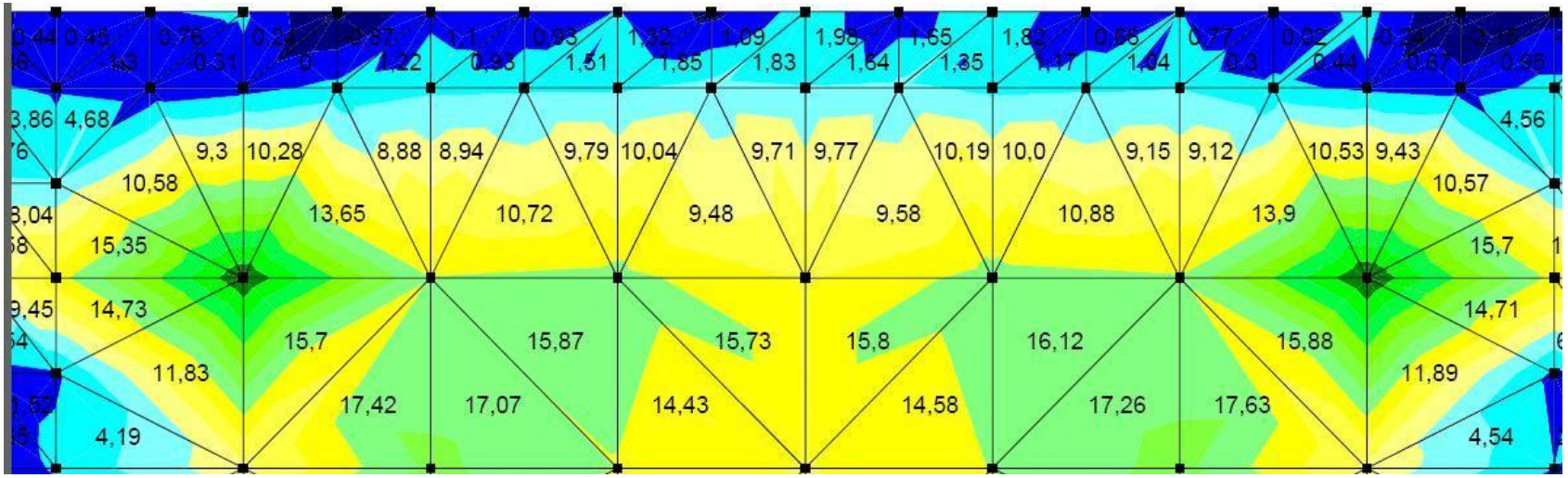
GeoMos 2010

Крены фундамента из-за разброса *c* и *φ* по данным изысканий

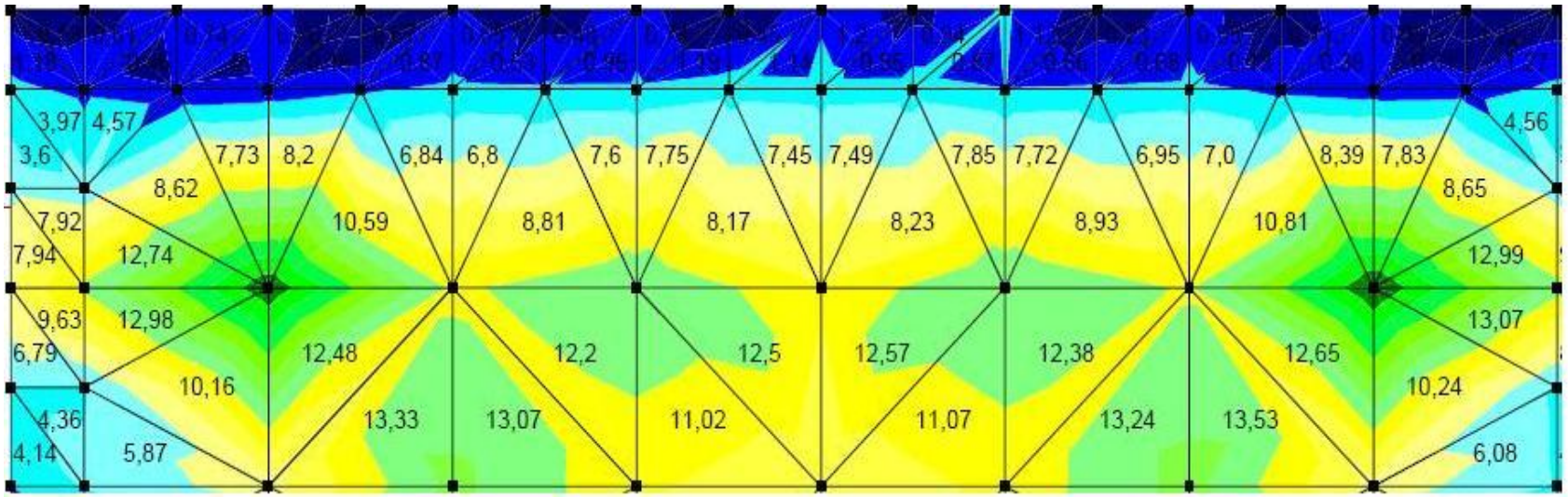


GeoMos 2010

Полоса у верхнего края плиты Сб. НИИОСП 2008 г.

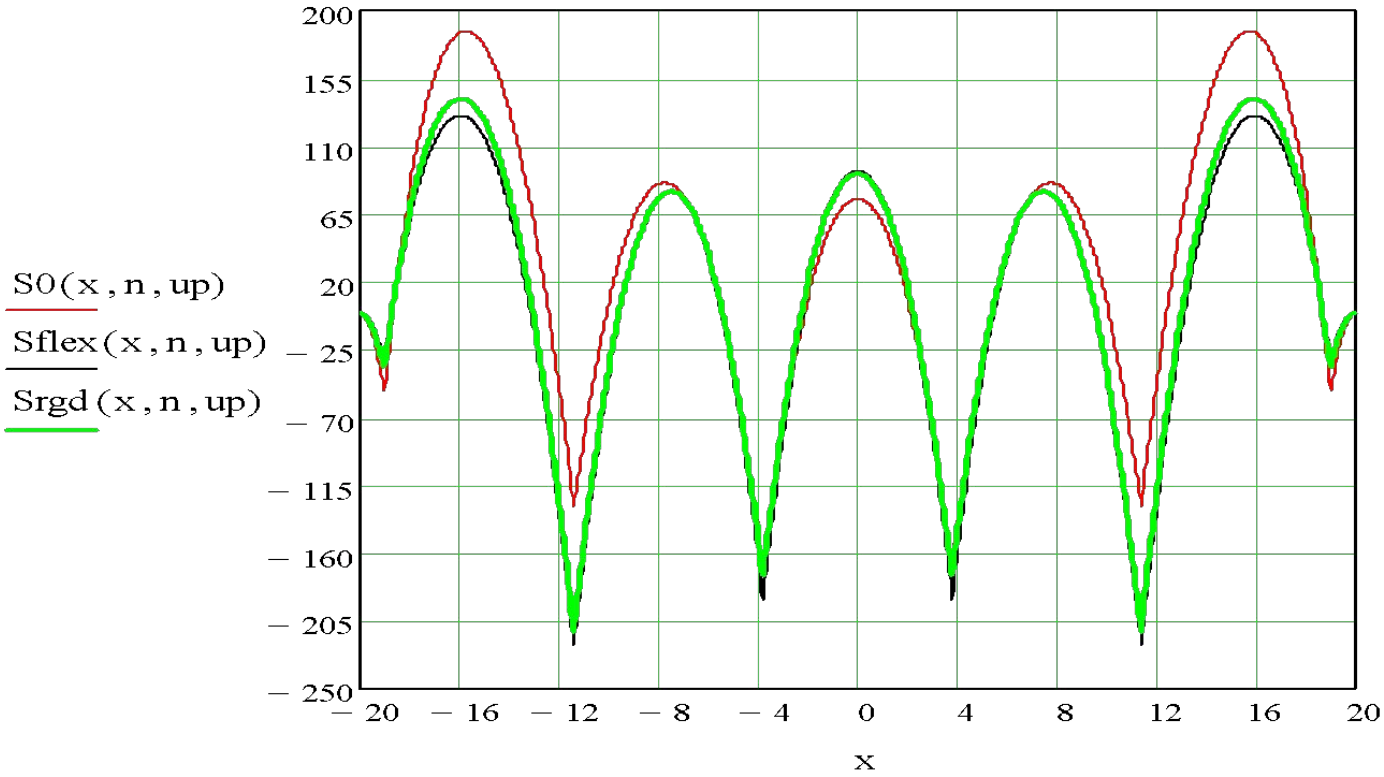


Фрагмент изополей M_x **без учета прорезки**



Фрагмент изополей M_x с учетом прорезки
(семинар SCAD Москва)

Влияние прорезки больше,
чем влияние величины жесткости сооружения. Консоль 1 м



«Геотехника 04» 2010

_____ без верхнего строения нагрузки на опоры одинаковы

_____ верхнее строение конечной жесткости

_____ верхнее строение бесконечной жесткости

Предлагается заменить

модель «сжимаемой толщи линейно-деформируемого полупространства»

на полупространство с модулем деформации $E(z)=E_o(1+Az)^2$

где $A=\gamma/(3p)$ из условий одномерной задачи

Если СТЛДП достоверна (откалибрована по данным мониторинга осадок),

то достоверна и эта модель, т.к. они дают очень близкие значения осадок

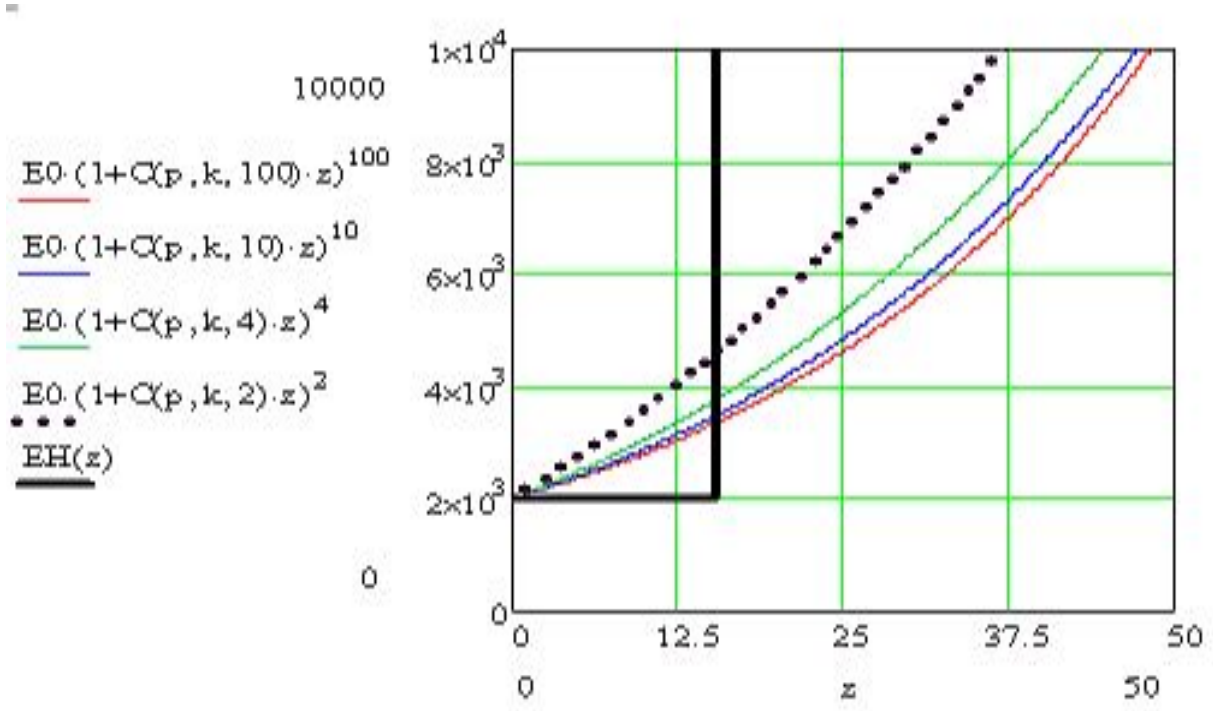
Тогда формула послойного интегрирования будет выглядеть так:

$S=(1-\nu^2)S_0$, где

$$s_0 = \int_{h+H_0}^{\infty} \frac{[\sigma_z - (1-\frac{1}{n})\sigma_{z\gamma}]dz}{E(z)(1+Az)^2} + \int_{h}^{H_0+h} \frac{pdz}{E(z)(1+Az)^2}$$

h – заглубление фундамента, H_o – глубина прорезки, $n=E/E_e$

∞ заменяется на большую величину, например на $4b$


10000
E0·(1+C(p, k, 100)·z)^100
E0·(1+C(p, k, 10)·z)^10
E0·(1+C(p, k, 4)·z)^4
E0·(1+C(p, k, 2)·z)^2
EH(z)
0
1×10^4
8×10^3
6×10^3
4×10^3
2×10^3
0
0
12.5
25
37.5
50
0
z
50

SS =

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	1.05	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	1.03	1.03	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	1.03	1.02	1.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	1.03	1.01	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	1.03	1.01	1	0.99	0.99	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0	0	1.04	1.02	1	0.99	0.98	0.98	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0	0	1.04	1.02	1	0.99	0.98	0.98	0.98	0	0	0	0	0	0	0
9	0	0	1.04	1.02	1.01	0.99	0.98	0.98	0.97	0.97	0	0	0	0	0	0
10	0	0	1.05	1.03	1.01	0.99	0.98	0.97	0.97	0.96	0.96	0	0	0	0	0
11	0	0	1.05	1.03	1.01	1	0.98	0.98	0.97	0.96	0.96	0.96	0	0	0	0
12	0	0	1.05	1.04	1.02	1	0.99	0.98	0.97	0.96	0.96	0.96	0.95	0	0	0
13	0	0	1.06	1.04	1.02	1	0.99	0.98	0.97	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96	0	0
14	0	0	1.06	1.04	1.03	1.01	0.99	0.98	0.97	0.97	0.96	0.96	0.96	0.96	0.95	0
15	0	0	1.06	1.05	1.03	1.01	1	0.98	0.98	0.97	0.96	0.96	0.95	0.95	0.96	0.96

Таблица 1. Отношения расчетных осадок S_2/S_H при следующих исходных данных: нагрузка p=0.5 МПа, заглубление h=9м, E_0=20МПа, c=40кПа, φ=12°, γ=20кН/м^3 ; размеры площадок: по горизонтали – длина L=1,5,10, …, 70,75 м; по вертикали – ширина B=1,5,10,…, 70,75 м. Прочный грунт - прорезки нет. k=0.35

SS =

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	1.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	1	0.98	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0.99	0.98	0.97	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	1	0.97	0.96	0.96	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	1	0.98	0.96	0.95	0.95	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0	0	1.01	0.98	0.96	0.95	0.94	0.94	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0	0	1.02	0.99	0.97	0.95	0.94	0.94	0.93	0	0	0	0	0	0	0
9	0	0	1.02	0.99	0.97	0.95	0.95	0.94	0.93	0.94	0	0	0	0	0	0
10	0	0	1.03	1	0.98	0.96	0.95	0.94	0.93	0.93	0.93	0	0	0	0	0
11	0	0	1.03	1	0.98	0.96	0.95	0.94	0.94	0.94	0.93	0.94	0	0	0	0
12	0	0	1.03	1.01	0.99	0.97	0.95	0.94	0.94	0.93	0.94	0.93	0.94	0	0	0
13	0	0	1.04	1.01	0.99	0.97	0.96	0.95	0.94	0.94	0.94	0.93	0.94	0.94	0	0
14	0	0	1.04	1.01	0.99	0.98	0.96	0.96	0.95	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.95	0
15	0	0	1.04	1.02	1	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94	0.95	0.94	0.94	0.95	0.94	0.95

Таблица 2. *p*=0.3 МПа, а *h*=2м, остальные данные такие, как в табл.1. Расчетная глубина прорезки 2.43 м. *k*=0.35

SS =

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0	1.02	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	1.02	0.99	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	1.04	1	0.97	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	1.04	1.02	0.97	0.97	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	1.04	1.04	0.99	0.98	0.98	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	1.04	1.05	1	0.99	0.99	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	1.04	1.06	1.02	1.01	1.01	1.02	1.04	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	1.04	1.06	1.03	1.02	1.03	1.02	1.04	1.07	0	0	0	0	0	0	0	0
8	1.04	1.07	1.04	1.02	1.03	1.04	1.06	1.06	1.05	0	0	0	0	0	0	0
9	1.04	1.07	1.04	1.03	1.04	1.05	1.06	1.08	1.07	1.02	0	0	0	0	0	0
10	1.04	1.07	1.05	1.04	1.05	1.07	1.07	1.09	1.08	1.04	1	0	0	0	0	0
11	1.04	1.07	1.05	1.05	1.06	1.07	1.08	1.11	1.09	1.05	1.01	0.97	0	0	0	0
12	1.04	1.07	1.05	1.05	1.06	1.08	1.09	1.12	1.1	1.06	1.02	0.98	0.94	0	0	0
13	1.04	1.07	1.06	1.05	1.07	1.09	1.09	1.12	1.11	1.07	1.03	0.99	0.95	0.96	0	0
14	1.04	1.07	1.06	1.06	1.07	1.07	1.1	1.13	1.12	1.07	1.03	0.99	0.96	0.97	0.97	0
15	1.04	1.07	1.06	1.06	1.07	1.08	1.11	1.14	1.12	1.08	1.04	1	0.96	0.97	0.98	0.99

Табл. 3. То же, что в табл.1, но при p=0.1 МПа и h=2м. Прочный грунт – прорезки нет. k=0.35

SS =

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0	0	0.99	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0	0	0.99	0.98	0	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0	0	0.98	0.98	0.97	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0	0	0.98	0.97	0.97	0.97	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0	0	0.98	0.97	0.96	0.96	0.96	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0	0	0.98	0.97	0.96	0.96	0.95	0.95	0	0	0
13	0	0	0	0	0	0	0	0.98	0.97	0.96	0.96	0.95	0.95	0.95	0	0
14	0	0	0	0	0	0	0	0.98	0.97	0.96	0.96	0.95	0.95	0.95	0.94	0
15	0	0	0	0	0	0	0	0.98	0.97	0.96	0.96	0.95	0.95	0.94	0.94	0.94

Табл. 4. p=0.5 МПа, c=40 кПа, φ=15°, h=2 м. Глубина прорезки 13.06 м. Видно, что расчетное сопротивление превышается для B<55 м. k=0.35

SzHxy =

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	2.06	1.59	1.48	1.43	1.41	1.41	1.41	1.43	1.48	1.59	2.06
1	1.54	1.16	1.1	1.07	1.06	1.06	1.06	1.07	1.1	1.16	1.54
2	1.44	1.11	1.05	1.02	1.01	1.01	1.01	1.02	1.05	1.11	1.44
3	1.41	1.09	1.03	1.01	1	1	1	1.01	1.03	1.09	1.41
4	1.39	1.09	1.03	1.01	1	1	1	1.01	1.03	1.09	1.39
5	1.39	1.09	1.03	1.01	1	0.99	1	1.01	1.03	1.09	1.39
6	1.39	1.09	1.03	1.01	1	1	1	1.01	1.03	1.09	1.39
7	1.41	1.09	1.03	1.01	1	1	1	1.01	1.03	1.09	1.41
8	1.44	1.11	1.05	1.02	1.01	1.01	1.01	1.02	1.05	1.11	1.44
9	1.54	1.16	1.1	1.07	1.06	1.06	1.06	1.07	1.1	1.16	1.54
10	2.06	1.59	1.48	1.43	1.41	1.41	1.41	1.43	1.48	1.59	2.06

Таблица 5. Отношения осадок

Исходные данные: L=40 м, B=30 м, p=0.5 МПа, c=40 кПа, φ=15^{o}, h=2 м, k=0.35.

Уровень подземных вод (УПВ)

Установившийся УПВ при нейтральном поровом давлении в грунте не влияет на глубину сжимаемой толщи и на осадки фундаментов.

Изменения УПВ – это крупномасштабное явление, которое влияет на большую территорию, увеличивая осадки всех фундаментов на этой территории на одну и ту же величину

Выталкивающие архимедовы силы, вызывают разгрузку основания, но соответствующие деформации незначительны, т.к. модуль деформации при разгрузке имеет большую величину.

Колебания УПВ могут изменить свойства грунтов, но сжимаемая толща здесь не при чем.

Напорные воды ниже слоя водоупора могут воспринимать всю внешнюю нагрузку (тогда фундамент всплывает) или ее часть (тогда из внешней нагрузки нужно вычесть поровое давление). Способ определения СТ в этом случае не

О расчете осадок свайных фундаментов

- Если принять, что свайное поле - это свайное основание, то подошва фундамента – это подошва ростверка, и для достаточно длинных свай нижняя граница сжимаемой толщи по СП 50-102-2003 может оказаться выше нижних концов свай, тогда сжимаемая толща принимается равной регламентируемой глубине изысканий, проводимых для определения расчетного сопротивления грунта основания по СП 50-101-2004:
  $Hc=b/2$ при $b<10$ м и $Hc=4+0.1b$ при $b \geq 10$ м. Почему?
- Если рассматривать свайный фундамент как единой целое, то его подошва находится на уровне нижних концов свай, и при определении сжимаемой толщи вес фундамента включает вес межсвайного грунта. Может получиться, что, чем длинее сваи, тем глубже сжимаемая толща и больше осадки.
- При использовании предлагаемой модели таких парадоксов нет.