СРАВНИТЕЛЬНАЯ ОЦЕНКА РЕЗУЛЬТАТОВ РАСЧЕТА ФУНДАМЕНТНОЙ ПЛИТЫ РАЗЛИЧНЫМИ МЕТОДАМИ

Болдырев Г.Г., Гордеев А.В.
Пензенский государственный университет архитектуры и строительства

В соответствии с заданием ООО «Управления капитального строительства «Камгэсэнергострой» были выполнены расчеты и конструирование фундаментной плиты 10 этажного 70 квартирного жилого дома 4А-5 серии 10 (141) в 4А микрорайоне п.ГЭС г.Набережные Челны. Проект надземной части и нулевого цикла жилого дома разработан ОАО «Стройпроект» /1/.

Характеристика жилого дома:

1. Каркасно-панельный – поперечные несущие стены, железобетонные, шаг 6 м, 3 м. Перекрытие сборное из пустотелых плит, толщиной 220 мм.
2. Стены наружные – самонесущие. Наружный слой, лицевой кирпич. Внутренний слой – газобетон, плотностью 400 кг/м^3.

В данной статье приведены результаты расчета и конструирования фундаментной плиты с использованием различных расчетных схем деформации грунтового основания.

В табл. 1 приведено сравнение значений модуля деформации, используя результаты выполненных инженерно-геологических изысканий /2/.

Табл. 1. Значения модулей деформации слоев грунта

ИГЭ	Компрессионный модуль деформации (с водонасыщением) E_{sat}, МПа (прилож. 1)	Статическое зондирование (приложение 3) $E_{стат}$, МПа	Статическое зондирование (приложение 2. Среднее значение) $E_{стат}^{среднее}$,МПа	Штамповый модуль деформации $E_{шт}$, МПа	Показатель текучести I_L	Принятые, расчетные значения модуля деформации E, МПа
1	2	3	4	5	6	7
4а	13,0	20,78	19,95		-	20,0
$3_{а/1}$	8,2	21,66	15,3/6,6	26,24 ($m_k = 3{,}2$)	<0	15,3
4	8,5	12,36	17,85		-	15,1
$3_{б/1}$	5,9	7,3	14,4/6,2	17,7 ($m_k = 3{,}0$)	0,17	16,05
3в	5,7	6,1	8,3/1,8		>1,0	6,1
$3_{б/2}$	6,8	8,13	15,6/10,5		1,0	8,13
2г	4,1	3,55	3,2		0,88	4,0
$3_{б/2}$	6,8	8,13	17,0/7,3		1,0	8,1

Примечание. 1. Значения $E_{стат}^{среднее}$ получены с использованием выражений (1, 2). Для супеси в числителе приведены значения по формуле (1), в знаменателе по формуле (2).

2. Значения штампового модуля деформации $E_{шт}$ получены с использованием коэффициента перехода m_k (табл. 5.1 /4/).

Как видно из табл. 1 значения компрессионного модуля деформации (колонка 2), за исключением ИГЭ 2г, менее значений найденных из статических испытаний (колонка 3, 4). Приведенные в колонке 5, значения штампового модуля деформации имеют справочный характер, так как получены с использованием табл. 5.1 (СП 50-101-2004), для сооружений III уровня ответственности. Однако и эти значения модуля деформации более компрессионного модуля деформации.

Используя приложения 2-5 отчета /2/ и полагая, что значения штампового модуля деформации, как правило, более компрессионного модуля деформации, в колонке 7 (табл. 1) приведены принятые в наших дальнейших расчетах значения модуля деформации. Для ИГЭ-2г расчетное значение модуля деформации принято равным компрессионному модулю деформации, так как и лабораторные и статические испытания зондированием показывают практически одинаковые значения.

Значения коэффициента Пуассона в меньшей степени оказывают влияние на результаты расчетов деформации основания и деформации конструкции фундамента и могут быть определены из табл. 1.15 /4/. Для песка и супеси ν = 0,30; для суглинка ν = 0,35.

1. Выбор расчетной схемы основания

Статический расчет фундаментной плиты выполнен с использованием трех расчетных схем основания.

1. Основание в виде неоднородного, слоистого линейно-деформируемого полупространства. Эта расчетная схема используется для определения осадки фундаментной плиты. Результаты расчетов приведены в разделе 3.

2. Основание в виде линейно-деформируемого полупространства /5/, с осредненными в пределах сжимаемого слоя Н коэффициентом Пуассона грунта и модуля деформации грунтов основания $E_{пр}$ с корректирующим множителем m_E, равным:

$$m_E = \omega'_{ср} / \omega_{ср}, \qquad (1)$$

где $\omega_{ср}$ - коэффициент, определяемый по табл. 13 /5/ в зависимости от отношения сторон фундамента $n = l/b$ и толщины сжимаемого слоя основания к полуширине фундамента $m' = 2H/b$; $\omega'_{ср}$ - коэффициент, определяемый по табл. 13 для $m' = \infty$ в зависимости от отношения сторон фундамента $n = l/b$.

Эта расчетная схема используется для определения внутренних усилий в фундаментной плите и последующего ее армирования.

Результаты расчетов приведены в разделе 4.

3. Основание (Винклера – Фусса), подчиняющееся гипотезе постоянного коэффициента постели /5/, с коэффициентом постели, определяемым по формуле

$$C_1 = \frac{P}{S_{cp}} = \frac{11291\ /\ 912}{0{,}0447} = 276{,}96\ \text{т/м}^3, \qquad (2)$$

где P – среднее фактическое давление на грунт под подошвой фундамента; $S_{ср}$ – средняя осадка, определяемая по формуле (5.17) СП 50-101-2004.

Вычисление коэффициента постели выполнено с использованием программы SCAD, модуль КРОСС. Среднее значение коэффициента постели, равно 267,59 т/м^3. Как видим, это значение практически равно значению, найденного из выражения (2), так как в знаменателе находится величина средней осадки, определенная по модулю КРОСС.

Результаты расчетов с использованием программ SCAD и ADAPT приведены в разделе 5.

2. Определение предварительных размеров фундамента

Для варианта фундамента в виде плиты размером в плане 24х38 м среднее давление на грунт основания равно P = 123,80 кПа. Вес надземных конструкций равен 9239 тн, собственный вес плиты, толщиной 900 мм, равен 2052 тн. Полна нормативная нагрузка, равна 11291 тн. Абсолютная отметка заложения подошвы плиты – 87,01 м (- 3,490). Отметка дневной поверхности 89,60 м. Глубина заложения – 2,59 м.

Определим расчетное сопротивление грунта при ширине подошвы b = 24 м. При этом используются прочностные характеристики ИГЭ-3а ($\varphi = 20^0$, c = 4 кПа) и учитывается прогнозируемое снижение удельного веса грунта при возможном повышении уровня грунтовых вод:

R=(1,1х1,0/1,0)[0,51х0,53х24,0х9,6+3,06х2,59х9,6+ 5,66х4,0] = 177,08 кПа.

Условие P < R , удовлетворяется.

В связи с тем, что определяющим является осадка фундамента, найдем ее для плитного фундамента по расчетной схеме линейно деформируемого полупространства с использованием программы SCAD, модуль КРОСС. Среднее значение осадки равно 4,47 см, что менее предельного значения в 12 см (см. табл. Е.1, приложения Е /3/).

Расчет осадки жесткого фундамента выполним с использованием метода послойного суммирования с расчетной схемой в виде линейно деформируемого полпространства /3/. Расчетная схема приведена на рис. 1. С целью упрощения, дополнительные напряжения и напряжения от собственного веса грунта определялись только на границах ИГЭ.

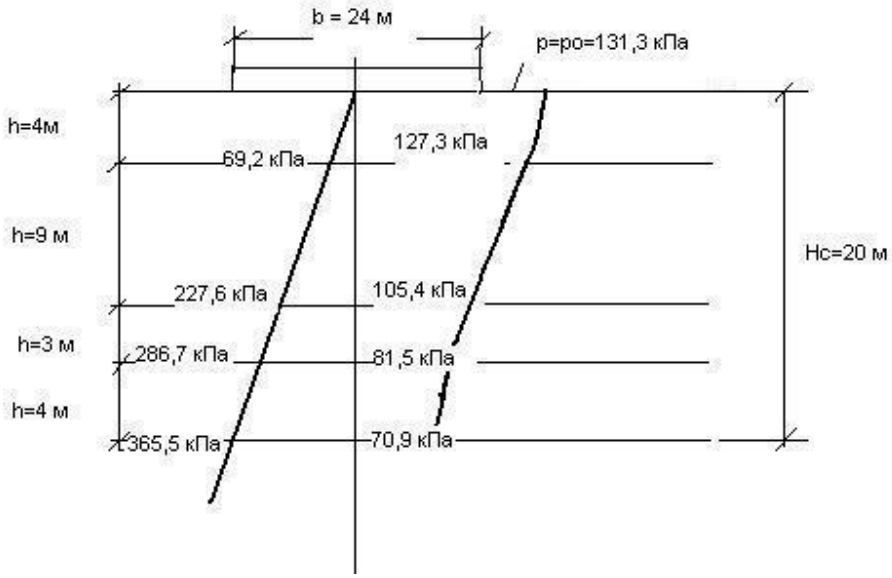

Рис. 1. К расчету предварительной осадки фундаментной плиты

Осадку находим из выражения:

$$s = \beta \sum_{i=1}^{n} \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_i} = 27{,}11 \text{ см.} \qquad (3)$$

Как видим это значение, оказалось значительно больше осадки, найденной методом КРОСС, несмотря на то, что в обоих случаях используется схема линейно-деформируемого полупространства.

3. Численный расчет с использованием программы ANSYS

Представленные ниже расчеты этого раздела выполнены с использованием программы «ANSYS 9,0» (www.cadfem.ru), которая основана на методе конечных элементов. Задачи решались в трехмерной постановке. Расчеты выполнены с использованием двух схем: неоднородного и условно однородного основания. В первом случае, оценивается осадка фундамента и прогиб плиты. Во втором случае, определяются внутренние усилия, которые используются при конструировании фундаментной плиты. Эта, методика двойного расчета приведена в /5/ и была введена рекомендациями с целью приближения расчетных значений внутренних усилий к наблюдаемым на практике.

3.1. Расчетная схема естественного неоднородного основания

Расчет деформаций основания и внутренних усилий в плите фундамента выполнен, как для линейно-деформируемого полупространства с глубиной сжимаемой толщи H_c = 20 м. Глубина сжимаемой толщи принята равной максимальной глубине инженерно-геологических исследований (см. рис. 1).

Если исходить из требования выполнения условия $\sigma_{zp} = 0{,}2\sigma_{zg}$, то граница сжимаемой толщи находится также на этой глубине. С другой стороны, известно, что если дополнительные напряжения менее давления предварительного уплотнения (близкое, к структурной прочности), то сжатие грунта отсутствует. Однако при проведении инженерно-геологических исследований давление предварительного уплотнения не определялось, но для нашей задачи можно использовать результаты компрессионных испытаний грунтов на этой глубине. Например, для скважины № 578 на глубине 16 м относительная деформация образца грунта при давлении в 100 кПа составила 0,024, а на глубине 20 м при давлении 50 кПа – 0,012. Для скважины № 562 в отчете не приведены результаты компрессионных испытаний на глубине более 12 м, а на этой глубине относительная деформация равна 0,021 при давлении в 100 кПа. Если значение относительной деформации, равное 0,012 умножить на мощность слоя в 4 м (дополнительно к 16 м), то ожидаемая дополнительная компрессионная осадка составит 4,8 см. Фактически, увеличивая сжимаемую толщу на 4 м (до 20 м) мы получаем осадку больше на несколько см, но не десятков см.

В расчетах приняты следующие условия.

1. Основание является линейно-деформируемой средой. Все напряжения и деформации определяются как для линейно-деформируемого полупространства. Деформационные свойства среды определены модулем деформации и коэффициентом Пуассона слоев грунта (см. рис. 2, табл. 1). Так как давление под подошвой фундамента, менее расчетного сопротивления грунта, то при определении деформаций возникновение и развитие пластических деформаций не учитывается. Решение проводится по «упругой схеме».

2. На поверхности контакта фундамента с грунтом приняты условия полного «слипания». Касательные напряжения отсутствуют.

3. Размеры расчетной области – массива грунта приняты из условия: глубина - равна значению мощности сжимаемой толщи, 20 м; ширина и длина расчетного массива грунта более ширины и длины фундамента на 15 м, с каждой из сторон фундамента.

4. Нагрузка на фундамент равномерная погонная.

5. Материал фундамента, бетон класс В20 с модулем упругости Е = 23500 МПа, коэффициент Пуассона ν = 0,1.

6. Неоднородность основания учтена введением мощности различных ИГЭ в соответствии с рис. 2.

3.2. Фундаментная плита на естественном неоднородном основании

Предлагаемый вариант фундаментов в виде сплошной железобетонной плиты размером в плане 24х38 м, заложен на отметке 87,01 м. Под плитой находится неоднородное основание (см. рис. 2).

Аппроксимацию грунтов основания выполнена с использованием конечных элементов SOLID45, а фундамента – конечными плитными элементами SHELL43. Во всех нижеприведенных расчетах конечные элементы приняты размером 0,5х0,5 х0,5 м для SOLID45 и размером 0,5х0,5 м для плитных элементов SHELL43.

Размеры расчетного массива грунта: длина – 68 м; ширина – 52 м; глубина – 20 м. Размер плиты 24х38 м, толщина 0,9 м.

Количество плитных элементов - 3647, количество конечных элементов массива основания – 70720.

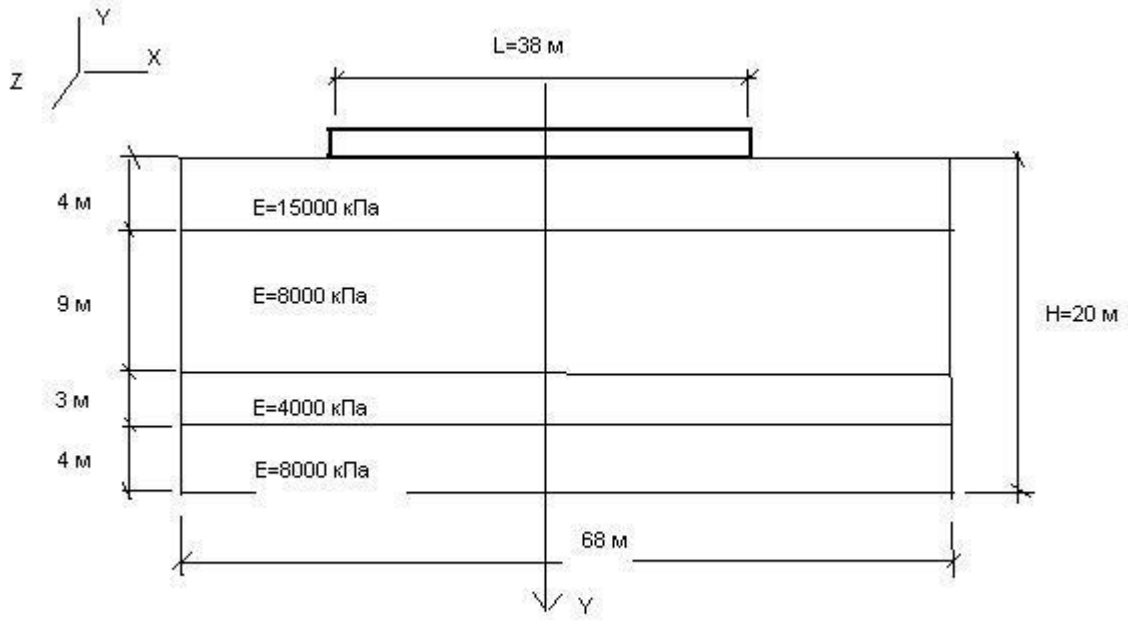

Рис. 2. Расчетная схема основания

Результаты расчетов приведены на рис. 3, 4.

Максимальная осадка (рис. 3) в центре плиты равна 17,75 см. На краях плиты она изменяется от 3 см до 14 см.

3.2.1. Деформация плиты и основания

Крен фундамента

Это разность осадок крайних точек фундамента, отнесенная к ширине или длине фундамента.

Крен фундамента в продольном направлении плиты отсутствует, в поперечном направлении равен (14,51 – 12,88)/2400 = 0,000679, что мене предельно допустимого, равного 0,005 /3/.

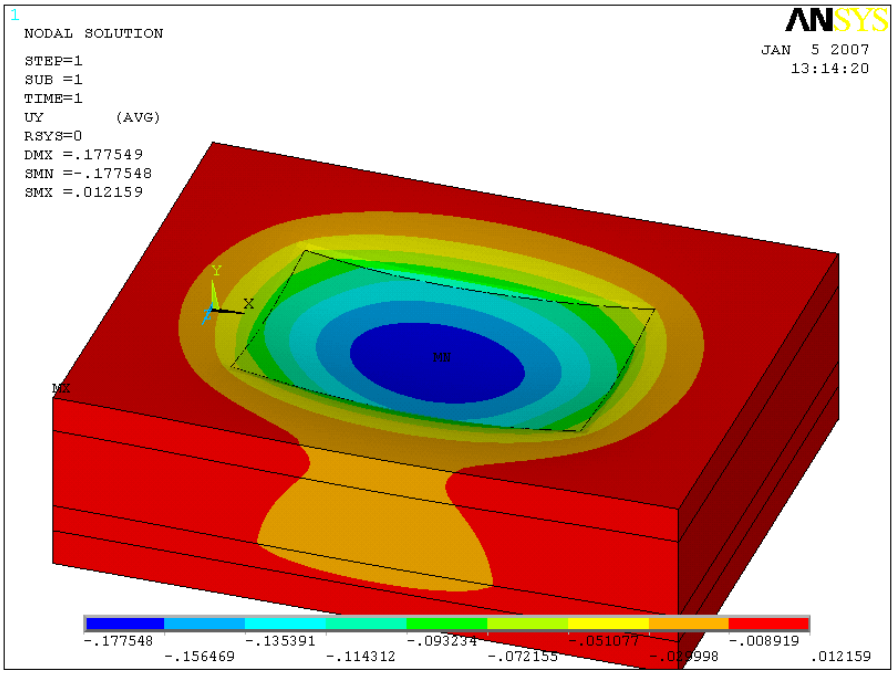

Рис. 3. Деформация массива грунта и фундаментной плиты

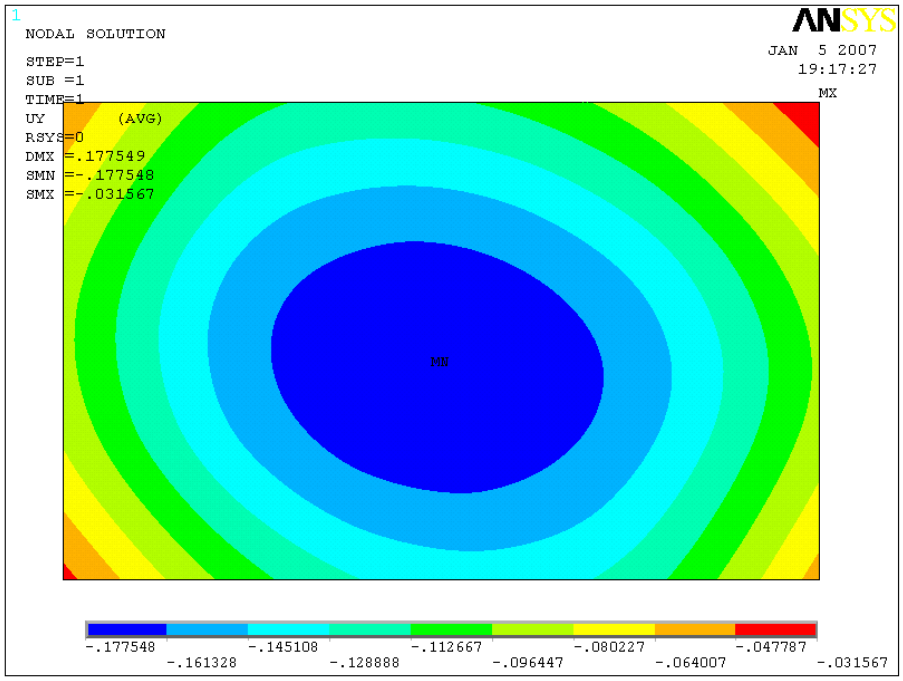

Рис. 4. Прогиб/осадка фундаментной плиты

Средняя осадка фундамента

Средняя осадка фундаментной плиты определена как сумма осадок 3647 элементов плиты размером 0,5x0,5 отнесенная к их количеству и равна: 473,728/3647 = 0,129 м, что более допустимого значения в 10 см на 29%.

Относительная разность осадок

Определяется, как правило, для отдельно стоящих фундаментов (ленточных или столбчатых), но может быть найдена и для плитного фундамента, если за расстояние между фундаментами принять расстояние между стенами подвала.

Относительная разность осадок /9/ соседних осей несущих стен, например осей 7 и 9, составляет: (17,77 – 16,13)/600 = 0,0027, что практически равно нормируемому значению - 0,0025 /9/. Относительная разность осадок осей 7 и 9 составит: (16,13 – 14,51)/600 = 0,0027, т.е оказывается равной предыдущей.

3.2.2. Внутренние усилия в плите

На рис. 5 приведены обозначения и направления действия внутренних усилий в конечном элементе SHELL43. Мх, Му – моменты по направлению осей Х,У; Мху – крутящий момент; NX и NY – поперечная сила по направлению осей Х,У. Ось Х совпадает с направлением длинной стороны плиты, а ось У – короткой стороны плиты. Значения данных усилий приведены на рис. 9, 10, 11 и рассматриваются как оценочные, полученные из расчета плиты на неоднородном основании.

Figure 43.2 SHELL43 Stress Output

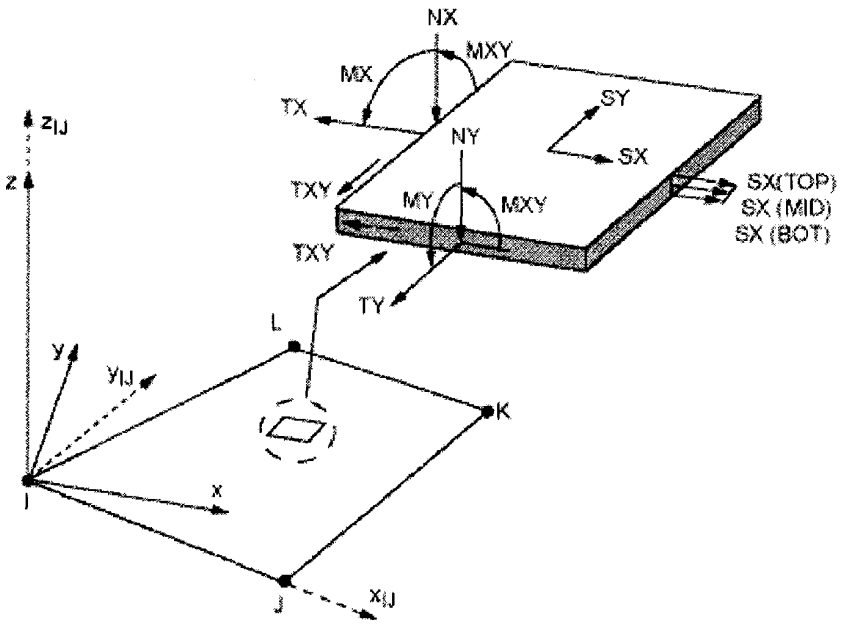

Рис. 5. Система координат и направление внутренних усилий

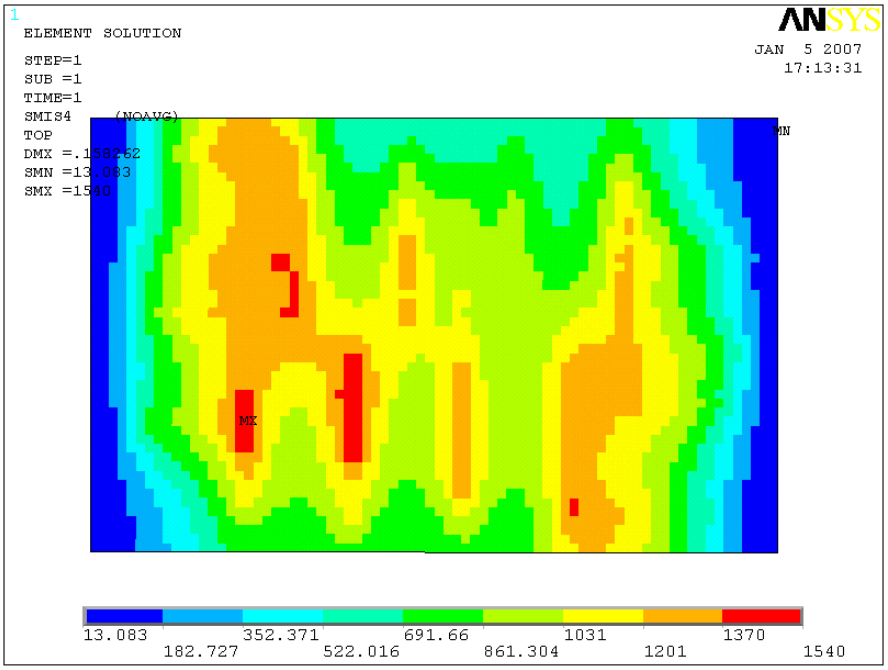

Рис. 6. Момент M_x

4. Расчет фундаментной плиты с использованием гипотезы линейно-деформируемого полупространства и приведенным модулем деформации

При расчете осадки методом элементарного послойного суммирования (см. п. 2) получена сжимаемая толща грунтового основания мощностью, H_c= 20,0 м.

Используя рис. 6 /5/ при найденном значении H_c и отношении сторон фундамента $n = l/b$ = 38/24 = 1,58 находим толщину сжимаемого слоя H = 22,05 м. Используя табл. 13 /5/ определяем корректирующий множитель m_E = 1,3/0,645 = 2,01.

Модуль деформации грунтов основания $E_{пр}$, приведенный в пределах сжимаемой толщи H_c, находим из выражения

$$E_{пр} = \frac{\sum h_i \sigma_i}{\sum (h_i \sigma_{i|} / E_i)} = \frac{4x129{,}3 + 9x116{,}3 + 3x93{,}4 + 4x76{,}18}{\frac{4x129{,}3}{15000} + \frac{9x116{,}3}{8000} + \frac{3x93{,}4}{4000} + \frac{4x76{,}18}{8000}} = 7900{,}07 \text{ кПа}, \qquad (4)$$

где: h_i - толщина i-го слоя грунта; E_i - модуль деформации данного слоя; σ_i - среднее значение нормальных напряжений для данного слоя.

Используя выражение (4) находим $E_{пр}$ = 7900 кПа.

Расчетное значение модуля деформации E = $E_{пр}$ m_E = 15879 кПа.

Расчет фундаментной плиты на «условно однородном» (E = 15879 кПа) основании выполнен с использованием программы ANSYS.

Аппроксимация грунтов основания выполнена с использованием конечных элементов SOLID45, а фундамента – конечными плитными элементами SHELL43. Выбранные конечные элементы допускают упругое и упруго-пластическое поведение грунта основания и бетона конструкции фундамента. В данной работе решение проведено по упругой схеме. Некоторые результаты расчетов приведены на рис. 7.

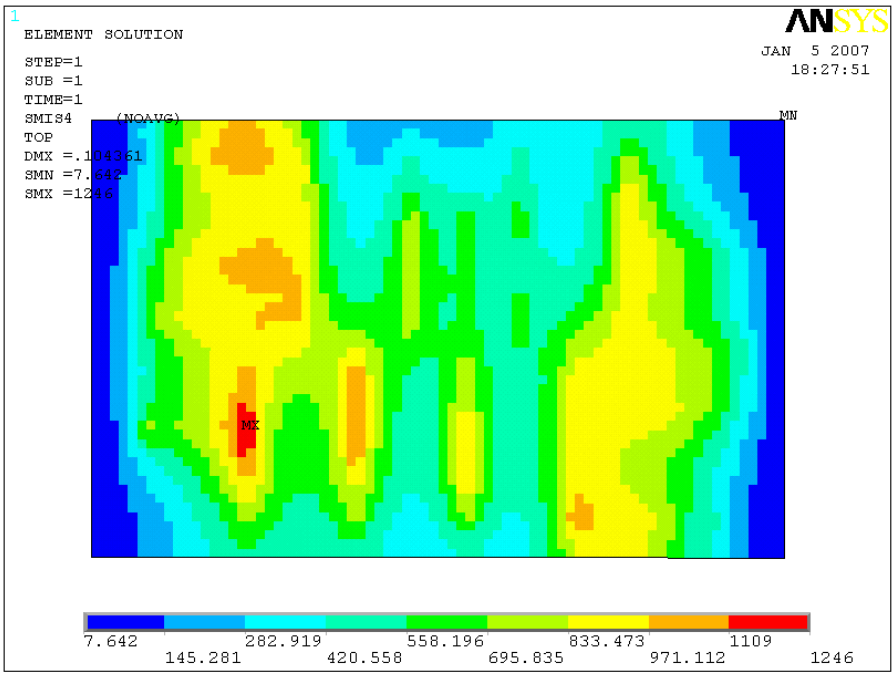

Рис. 7. Момент M_x

Полученные значения внутренних усилий использованы в дальнейшем при конструировании фундаментной плиты. Если сравнить значения внутренних усилий, которые получены на неоднородном основании (см. табл. 2) и на условно однородном основании, то можно сделать вывод, что во втором случае значения оказываются менее, примерно на 20%.

В руководстве /5/ рекомендуется использовать при конструировании плиты значения внутренних усилий, полученные для условно однородного основания. Это было сделано из-за того, что измеряемые внутренние усилия оказывались значительно ниже расчетных для неоднородного основания, что в результате приводило к переармированию фундаментных плит.

5. Расчет с использованием гипотезы коэффициента постели

5.1. Программа SCAD

Статический расчет фундаментной плиты выполнен с использованием программы Structure CAD /3/. Значение коэффициента постели определено с использованием модуля КРОСС, среднее значение равно 267,59 тс/м^3.

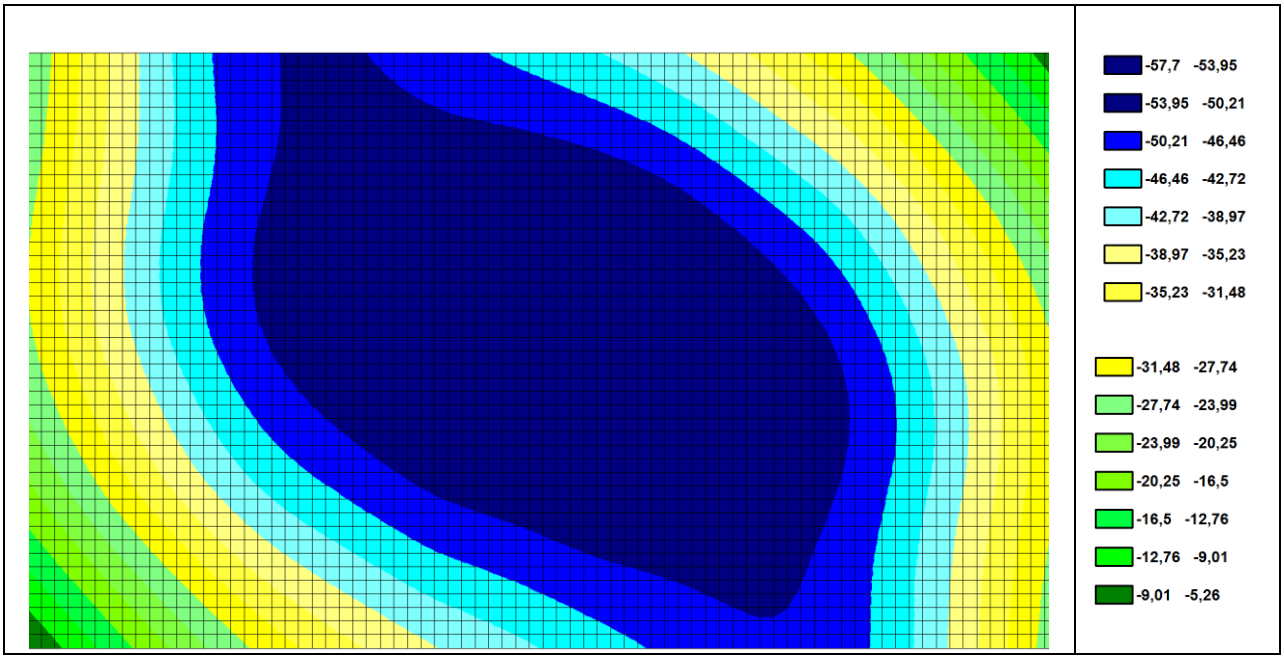

Рис. 8. Осадка/прогиб фундаментной плиты

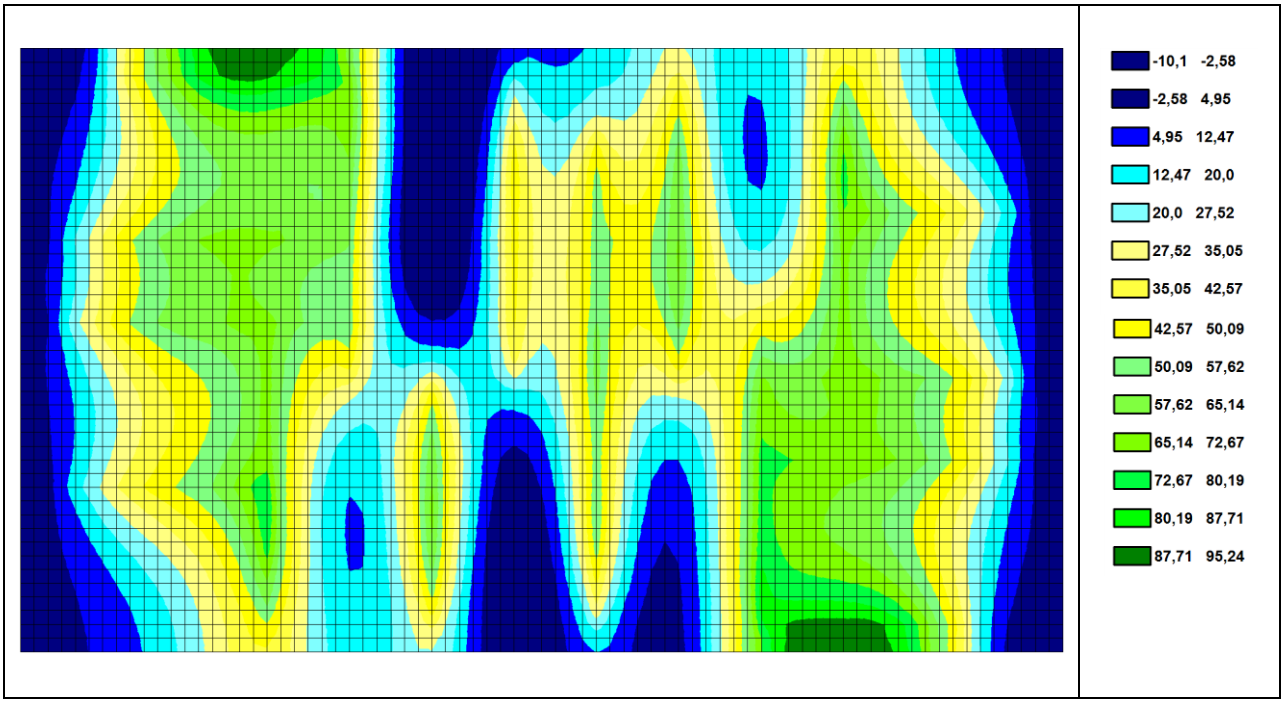

Рис. 9. Момент M_x

5.2. Программа ADAPT

Статический расчет фундаментной плиты выполнен с использованием программы ADAPT /8/. Значение коэффициента постели определено с использованием модуля КРОСС и принято как в предыдущем случае, равным 267,59 тс/м^3.

Рис. 10. Осадка/прогиб фундаментной плиты

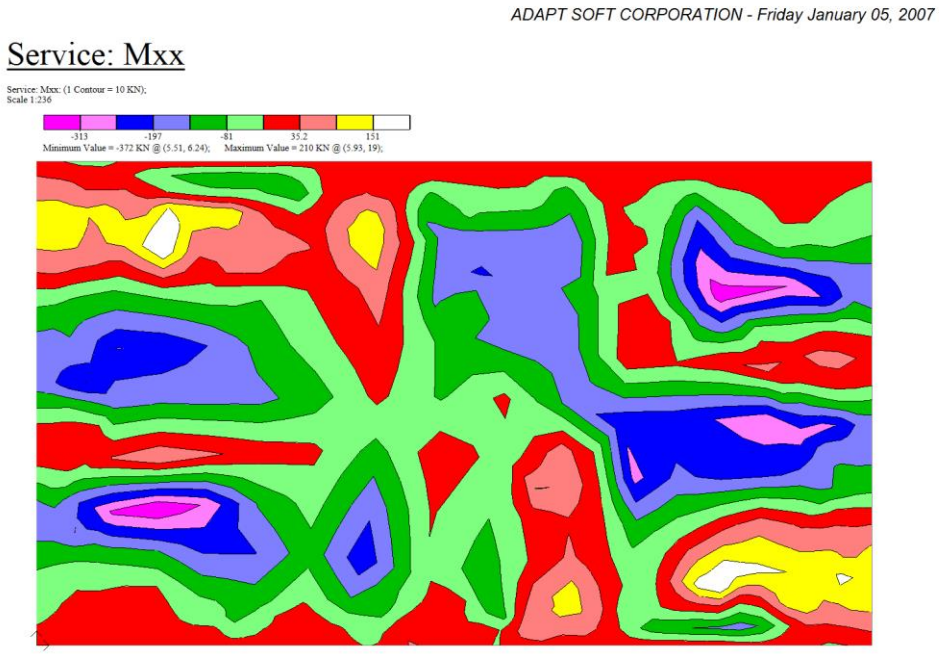

Рис. 11. Момент M_x

6. Выводы по результатам расчетов

1. Все выбранные программы расчета дают различные результаты, как средней осадки фундаментной плиты, так и внутренних усилий в конструкции плиты. Сравнение результатов расчета приведено в табл. 2.

Табл. 2. Сравнение результатов расчета

Расчетная схема	Осадка, см	Mx, кНм	My, кНм	Mxy, кНм	Qx, кН	Qy, кН
Неоднородное основание (ANSYS)	3,1 – 17,7	13 - 1540	14,1 - 1902	-251,3 – +119,0	-786 - +725	
Условно однородное основание (ANSYS)	1,8 – 10,4	7,6 - 1246	7,3 - 1534	-219,4 – 135,9	-821,1 – +684,0	-844,6- +669,1
SCAD, местное – упругое основание	0,52 – 5,8	-25,8 – +952,4	-130,1 – +828,5	-140,5 – 309,3	-518,8 – +488,3	-429,4 – +423,3
ADAPT, местное – упругое основание	-0,06 – +0,69	-210 - +372	-278 - +482	-126,0 – +159,0		
КРОСС, неоднородное основание	4,47					

Различие в расчетах можно объяснить следующим.

Существенное влияние оказывает выбор расчетной схемы основания. Для расчетной схемы в виде линейно-деформируемого основания используются решения теории упругости. Среда характеризуется двумя параметрами модулем деформации и коэффициентом Пуассона. Эти параметры определяются по известным методикам, путем прямых испытаний образцов грунта в лаборатории или в полевых условиях штампом.

Вторая расчетная схема основана на гипотезе местных упругих деформаций и основание характеризуется одним или двумя параметрами – коэффициентами постели. Коэффициент постели не определяется из опытов, а находится из расчета, опять же с использованием расчетной схемы в виде линейно-деформируемого полупространства. Расчеты, выполненные с использованием программы SCAD, модуль КРОСС дали среднее значение коэффициента постели, равное 267,59 т/м^3. Это же значение можно определить по формуле (6.126) /4/

$$C_1 = \frac{E}{(1-\nu^2)k_o\sqrt{A}} = 790{,}07/(1\text{-}0{,}35^2)0{,}87\sqrt{912} = 34{,}29 \text{ т/м}^3. \qquad (5)$$

Как видим это значение в 8 раз менее, найденного КРОСС. Если, теперь выполнить расчеты с использованием C_1 = 34,29 т/м^3 программой SCAD, то получим следующие результаты.

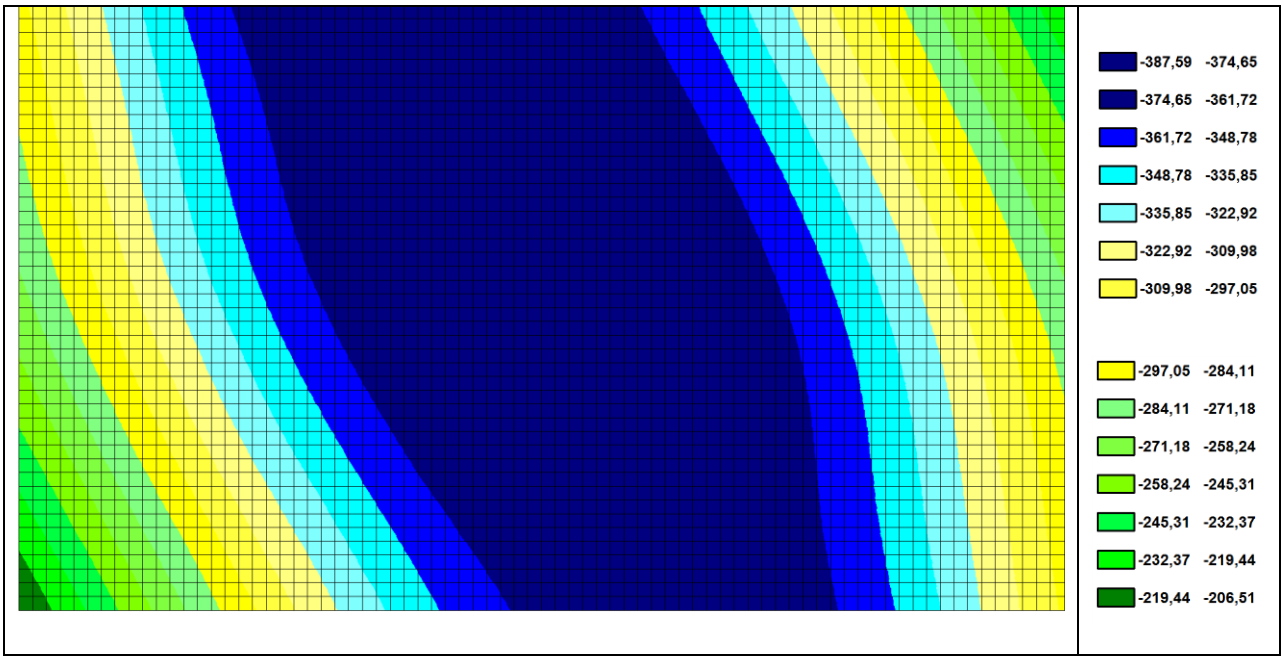

Рис. 12. Деформация плиты

Максимальная осадка стала равной 38,7 см, а минимальная осадка, равна 20,6 см. При коэффициенте постели в 267,59 т/м^3 эти значения были, соответственно равны 0,52 и 5,8 см. Как видим, деформация возросла практически пропорционально изменению коэффициента постели. Естественно и моменты стали больше, изменяясь от -61,5 до 1798,5 кНм.

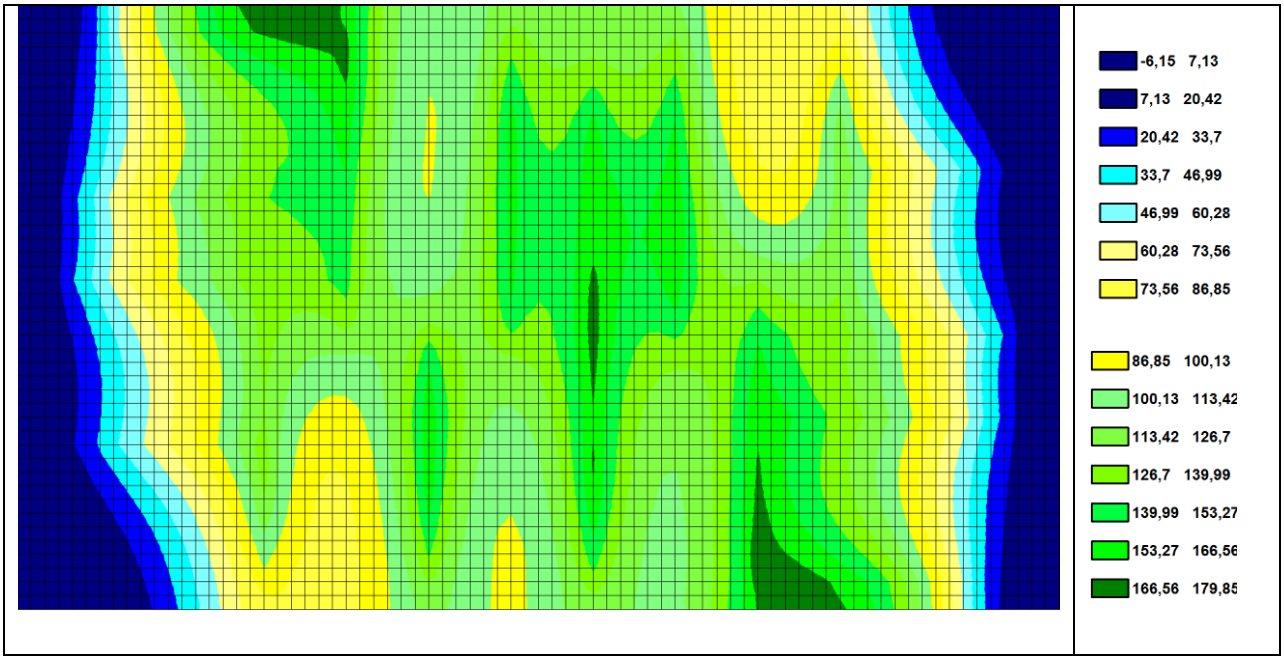

Рис. 13. Момент M_x

Полученные значения оказались более, чем для неоднородного и условно однородного основания, причем значения, полученные с использованием этих расчетных схем оказались между значениями, которые были получены при коэффициентах постели, соответственно в 267,59 т/м^3 и 34,29 т/м^3.

Найдем осадку фундаментной плиты полагая, что она является жесткой и находится на условно однородном основании. Для этого используем выражение (6.127) /4/

$$s = \frac{1-\nu^2}{E} k_o \frac{P}{\sqrt{A}} = \frac{1-0{,}35^2}{790} 0{,}87 \frac{9239}{\sqrt{912}} = 0{,}295 \text{ м.} \qquad (6)$$

Это выражение дает значение осадки менее вычисленного при коэффициенте постели 34,29 т/м^3, но более чем для неоднородного основания. Осадка практически равна, найденной ранее по формуле (3) (0,27 м).

Известно, что величина средней осадки не влияет существенно на поведение надземных конструкций зданий, если в качестве фундамента используется плита. В этом случае расчетное значение осадки может быть принято более нормативного значения, но при проектировании следует предусмотреть или строительный подъем здания или технологические проемы над вводными коммуникациями. Определяющим является прогиб плиты и ее крен. В рассмотренном случае расчетное значение крена значительно мене нормируемого.

2. Характер деформации плиты одинаков во всех расчетах. Наблюдается крен в направлении оси А, который не превышает нормативного значения. Максимальный прогиб плиты имеет место в осях 5-9; Б-Ж.

3. Конструирование плиты выполнено с использованием значений внутренних усилий, которые были найдены при использовании расчетной схемы в виде условно однородного основания. Эти значения более значений, полученные методом местного упругого основания (Винклера-Фусса). Поэтому армирование плиты выполнено по наихудшему результату.

7. Конструирование плиты

Выполнено по двум группам предельных состояний для изгибаемых железобетонных элементов с использованием модуля программы «ЛИРА». Армирование выполнено по результатам расчета нормальных сечений на действие изгибающих моментов M_x и M_y. Сечение рабочей арматуры на 1 м .п. определено по формуле

$$A_s = \frac{M}{0{,}9 h_o R_s}, \qquad (7)$$

где R_s - расчетное сопротивление арматуры растяжению, равное для класса А-Ш – 365 МПа.

Бетон класса В-20, толщина защитного слоя снизу при устройстве подбетонки толщиной 100 мм принята равной 50 мм, сверху – 50 мм.

Нормируемая ширина раскрытия трещин, a_{crc1}, при переменном уровне грунтовых вод принята равной 0,3 мм.

Расчет по раскрытию трещин выполнялся по формуле (144) /10/.

Армирование сечения выполнено в несколько рядов арматуры. В нижней части сечения арматура разложена в три ряда. На рис. 14 в качестве примера показаны схемы раскладки арматуры в зависимости от значения изгибающего момента по оси X.

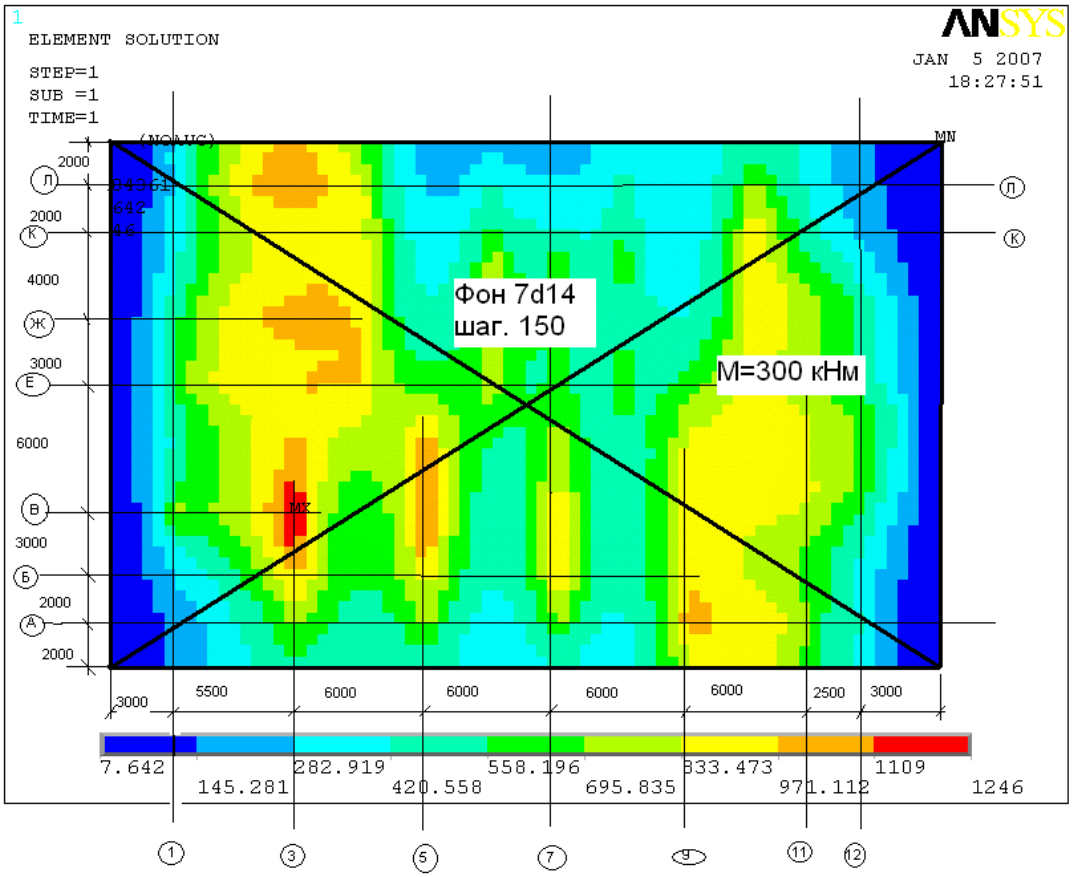

Рис. 14. Армирование первого ряда в нижней части сечения по оси X

Литература

1. Рабочий проект. «10 этажный 70 квартирный жилой дом 4А-5 серии 10 (141) в 4А микрорайоне п.ГЭС г.Набережные Челны». ОАО «Стройпроект», г.Набережные Челны, 2005.

2. Инженерно-геологическое заключение по объекту: «4А микрорайон в пос. ГЭС г.Набережные Челны РТ». 1 этап. КамТИСИЗ, 2004.

3. СП 50-101-2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений.

4. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика. М., 1985.

5. Руководство по проектированию фундаментных плит каркасных зданий. М: Стройиздат, 1977, 128 с.

6. Structure CAD.

7. ANSYS, www.cadfem.ru.

8. ADAPT, www.adapt.com.

9. СН 321-65. Указания по проектированию конструкций крупнопанельных жилых домов. М., 1966.

10. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. М., 2000.