

Государственное образовательное учреждение
Высшего профессионального образования
Московский государственный строительный университет
Ассоциация московских вузов

Утверждаю
Проректор по УМР и МД

_____ Гагин В.И.
«__» _____ 2009 г.

ОТЧЕТ

о выполнении подраздела мероприятий по социальному
обслуживанию населения в части предоставления
образовательных услуг жителям города Москвы

Подраздел №11.5.3.5. «Современные методы исследований
механики грунтов и конструкций фундаментов повышенной
устойчивости для строительства в сложных геологических
условиях»

(Научно-информационный материал)

Научный руководитель подраздела	Профессор каф. ПММ МГСУ	8-903-783- 70-34		Агапов В.П.
	Должность	Телефон	Подпись Дата	ФИО

Москва, 2009 г.

Под научным руководством и при непосредственном участии проф. каф. ПММ Агапова В.П. в рамках подраздела 11.5.3.5. были разработаны, коллегиально рассмотрены и протестированы, а также вручены для практического использования заинтересованным специалистам строительного комплекса Москвы научно-информационные и научно-образовательные материалы в области применения современных методов механики грунтов и конструкции фундаментов повышенной устойчивости для строительства в сложных геологических условиях Москвы на примере расчета напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин при динамических нагрузках.

СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
ВВЕДЕНИЕ	4
1. Цель подраздела и его актуальность	5
2. Решаемые задачи подраздела	6
3. Роль инженерно-геологических изысканий в расчетах систем сооружение-основание	9
4. Моделирование систем основание-сооружение	12
5. Расчеты строительных конструкций с учетом податливости основания с помощью вычислительного комплекса ПРИНС	18
5.1 Расчет пространственной рамы	18
5.2. Расчет бетонного массива шлюза с потерной	51
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	75
Рекомендуемая литература	76

ВВЕДЕНИЕ

Внедрение электронных вычислительных машин в практику работы проектных и научно-исследовательских организаций в области строительства открывает широкие возможности для расчета конструкций и сооружений с учетом реальных условий их эксплуатации. В частности, становится возможным расчет конструкций на прочность, устойчивость и колебания с учетом их взаимодействия с основанием с использованием пространственных расчетных схем. Для реализации этих возможностей необходима разработка методов, алгоритмов и программ расчета на ЭВМ. Одним из самых распространенных методов расчета в настоящее время является метод конечных элементов. На основе этого метода составлены различные программы. Использование этих программ для расчета строительных сооружений с учетом их взаимодействия с грунтами позволяет существенно развить и усовершенствовать методики, рекомендуемые строительными нормами и правилами по основаниям зданий и сооружений.

1.ЦЕЛЬ ПОДРАЗДЕЛА И ЕГО АКТУАЛЬНОСТЬ

Целью подраздела является анализ методик исследования напряженного состояния систем сооружение-основание и изучение особенностей такого анализа на примере расчета бетонного массива шлюза с учетом взаимодействия фундамента с грунтом. Расчеты проводились методом конечных элементов по программе ПРИНС (сертификат соответствия ГОСТ Р RU.9011.1.3.0016 Госстроя РФ). Для исследования общего напряженного состояния использовалась пространственная расчетная схема. Основание моделировалось дискретными упругими связями. Для исследования местных напряжений применялась плоская схема на сплошном упругом основании. Особое внимание уделялось напряженному состоянию в области потерны. Показана возможность реконструкции существующих объектов и уточнения параметров их напряженно-деформированного состояния при выполнении ремонтных и регламентных работ, что особенно важно ввиду имевших место аварий на сложных инженерных сооружениях.

2. РЕШАЕМЫЕ ЗАДАЧИ ПОДРАЗДЕЛА

Дается анализ основных этапов расчета систем сооружение-основание с учетом реальных грунтовых условий. Рассматриваются способы моделирования грунта и системы сооружение-основание. Приводится обзор программных комплексов, предназначенных для расчета сооружений с учетом их взаимодействия с грунтом.

Алгоритм расчета системы сооружение-основание можно разделить на два этапа: 1) выбор расчетной (математической) модели грунта и сооружения и 2) расчет с использованием выбранной модели и анализ результатов. Предварительно выполняется инженерно-геологическое исследование площадки строительства. Основные особенности всех перечисленных этапов рассматриваются ниже.

В качестве примера расчета системы сооружение-основание приводятся результаты исследования напряженно-деформированного состояния бетонного массива шлюза с потерной до реконструкции и после. Схема шлюза и основные размеры приведены на рис.1 и 2.

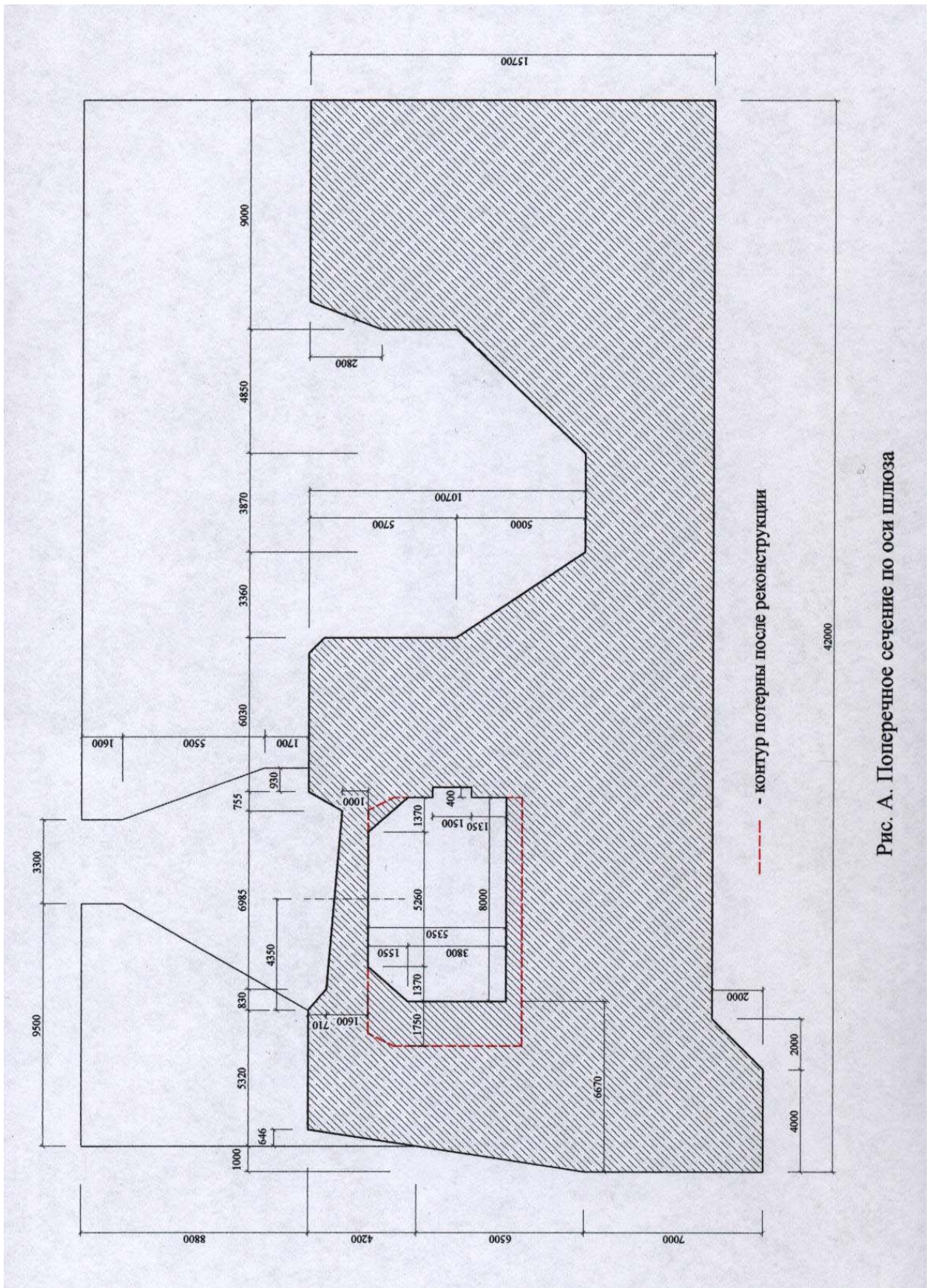


Рис. А. Поперечное сечение по оси шлюза

Рис.1

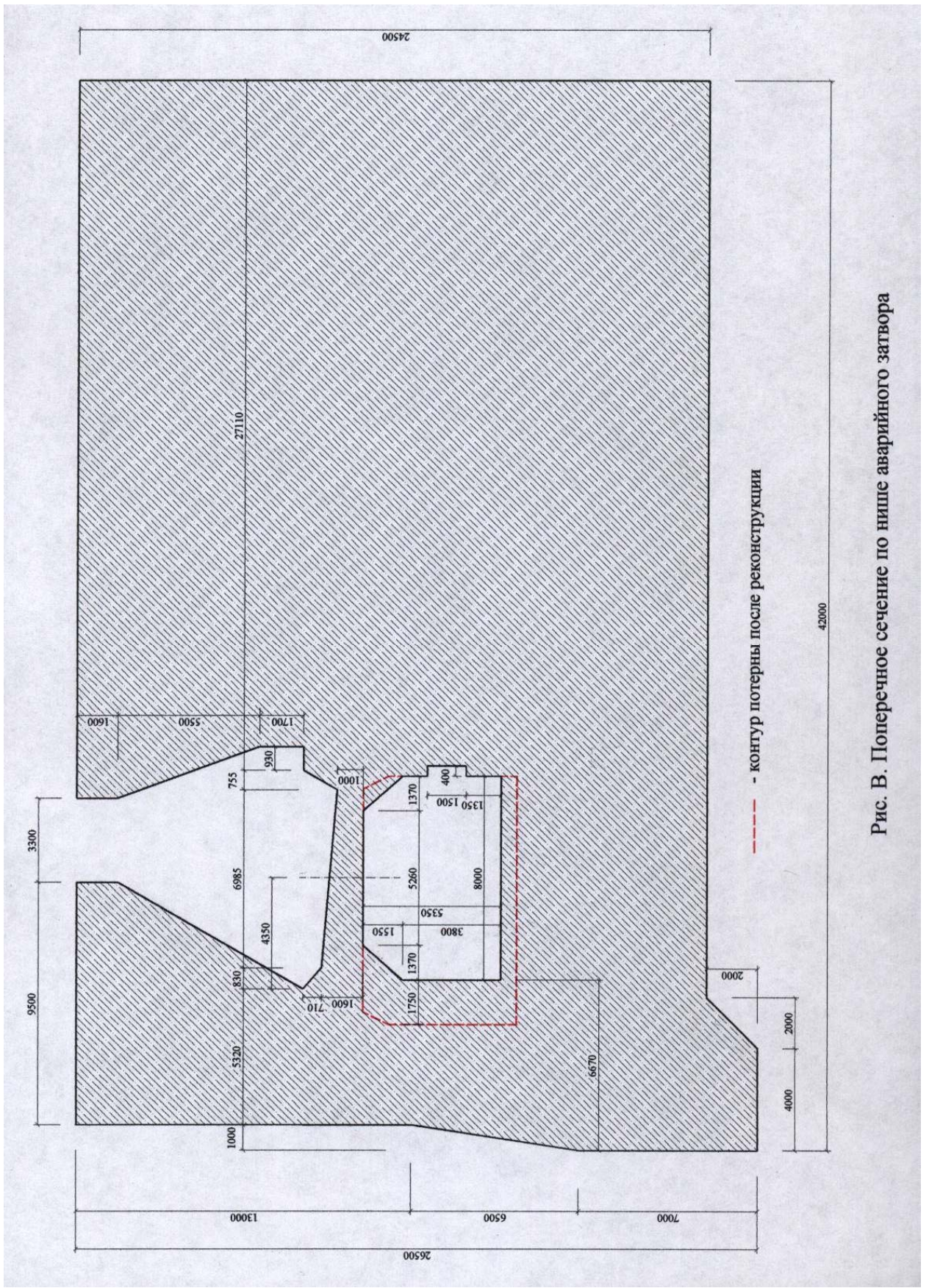


Рис. В. Поперечное сечение по нише аварийного затвора

Рис.2

3. РОЛЬ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ ИЗЫСКАНИЙ В РАСЧЕТАХ СИСТЕМ СООРУЖЕНИЕ-ОСНОВАНИЕ

Инженерно-геологические изыскания для разработки проекта строительства предприятий, зданий и сооружений, согласно СП 11-105-97, СНиП 11-02-96 [1,2,3], должны обеспечивать комплексное изучение инженерно-геологических условий выбранной площадки (участка, трассы) и прогноз их изменений в период строительства и эксплуатации с детальностью, достаточной для разработки проектных решений на текущей стадии.

Состав и объемы изыскательских работ должны быть достаточными для выделения в плане и по глубине инженерно-геологических элементов с определением для них лабораторными и полевыми методами прочностных и деформационных характеристик грунтов, их нормативных и расчетных значений. Устанавливается интенсивность развития геологических и инженерно-геологических процессов, агрессивность подземных вод к бетону и коррозионная активность к металлам в сфере взаимодействия проектируемого объекта с геологической средой[4].

Изыскания выполняются на основании технического задания, составленного проектной организацией, и регламентируются нормативными документами и стандартами. Состав и объем изыскательских работ зависит от стадии проектирования, сложности инженерно-геологических условий, уровня ответственности проектируемых зданий, от типа фундамента и нагрузок на него.

Обычно при инженерно-геологических изысканиях выполняются следующие виды работ.

Инженерно-геологическая рекогносцировка:
осмотр места изыскательских работ;

описание имеющихся обнажений, в том числе карьеров, строительных выработок и др.;

описание водопроявлений;

описание геоботанических индикаторов гидрогеологических и экологических условий;

описание внешних проявлений геодинамических процессов;

Бурение скважин и проходка шурфов осуществляются с целью:

определения геологического строения участка, условий залегания грунтов и подземных вод;

отбора образцов грунтов для определения их состава, состояния и свойств, а также проб подземных вод для их химического анализа;

проведения полевых исследований свойств грунтов, определения гидрогеологических параметров водоносных горизонтов и производства геофизических исследований.

Полевые исследования прочностных и деформационных свойств грунтов выполняются с применением методов статического или динамического зондирования, а также штампами или прессиометрами.

Полевые исследования грунтов проводятся при изучении массивов грунтов с целью:

расчленения геологического разреза, оконтуривания линз и прослоев слабых и других грунтов;

определения физических, деформационных и прочностных свойств грунтов в условиях естественного залегания;

оценки пространственной изменчивости свойств грунтов;

оценки возможности погружения свай в грунты и несущей способности свай;

определения динамической устойчивости водонасыщенных грунтов

Гидрогеологические исследования при инженерно-геологических изысканиях выполняют в тех случаях, когда в сфере взаимодействия

проектируемого объекта с геологической средой распространены **подземные воды**, прогнозируется процесс подтопления или подземные воды оказывают существенное влияние на изменение свойств грунтов, а также на интенсивность развития геологических и инженерно-геологических процессов (карст, суффозия, оползни, пучение и др.). *Опытно-фильтрационные работы* должны выполняться с целью получения гидрогеологических параметров и характеристик для расчета дренажей, водопонизительных систем, противofiltrационных завес, водопритока в строительные котлованы, коллекторы, тоннели, фильтрационных утечек из водохранилищ и накопителей, а также для составления прогноза изменения гидрогеологических условий.

Лабораторные исследования грунтов выполняют с целью определения их состава, состояния, физических, механических и химических свойств для выделения классов, групп, подгрупп, типов, видов и разновидностей в соответствии с ГОСТ 25100-95. А также для определения их нормативных и расчетных характеристик, выявления степени однородности (выдержанности) грунтов по площади и глубине, выделения инженерно-геологических элементов, прогноза изменения состояния и свойств грунтов в процессе строительства и эксплуатации объектов.

Геофизика. Геофизические исследования при инженерно-геологических изысканиях выполняются, как правило, в сочетании с другими видами инженерно-геологических работ с целью: определения состава, мощности и пространственного положения рыхлых четвертичных отложений;

выявления литологического строения массива горных пород, тектонических нарушений и зон повышенной трещиноватости и обводненности;

определения глубины залегания уровней подземных вод, водоупоров и

направления движения потоков подземных вод, гидрогеологических параметров грунтов и водоносных горизонтов; определения состава, состояния и свойств грунтов в массиве и их изменений; выявления и изучения геологических и инженерно-геологических процессов и их изменений;

проведения мониторинга опасных геологических и инженерно-геологических процессов;

сейсмического микрорайонирования территории.

Камеральную обработку полученных материалов осуществляют в процессе производства полевых работ (текущую, предварительную) и после их завершения и выполнения лабораторных исследований (окончательную камеральную обработку и составление технического отчета или заключения о результатах инженерно-геологических изысканий).

Результаты инженерно-геологических изысканий позволяют построить адекватные расчетные модели грунтов.

4. МОДЕЛИРОВАНИЕ СИСТЕМ ОСНОВАНИЕ-СООРУЖЕНИЕ

В настоящее время подавляющая часть расчетов строительных конструкций на прочность, устойчивость и колебания проводится методом конечных элементов, и при выполнении всех этих расчетов, как правило, учитывается податливость основания.

Наиболее распространенный подход к моделированию взаимодействия сооружений с грунтом заключается в замене грунта системой распределенных пружин и демпферов, как показано, например, на рис.3.

Широко применяется, в частности, модель основания, предложенная Винклером[6]. Модель заключается в том, что основание представляется в виде бесконечного числа не связанных между собой пружин, работающих на

сжатие, причем усилие в пружине прямо пропорционально величине прогиба в рассматриваемой точке. Таким образом, со стороны основания балки при ее деформировании действует некоторая распределенная нагрузка q_o , интенсивность которой может быть найдена по формуле $q_o = -kby$, где b - ширина подошвы балки, y - величина прогиба, k - коэффициент жесткости упругого основания, называемый часто коэффициентом постели.

Коэффициент постели – это сила, с которой основание действует на штамп с площадью, равной единице, при вдавливании этого штампа на расстояние, равное единице; размерность коэффициента постели – H/m^3 .

Для песка различной плотности значения коэффициента постели лежат в следующих интервалах: рыхлый песок - $k = 1 \div 5 \text{ МН} / \text{м}^3$; утрамбованный песок - $k = 10 \div 1005 \text{ МН} / \text{м}^3$; слежавшийся песок - $k \leq 250 \text{ МН} / \text{м}^3$.

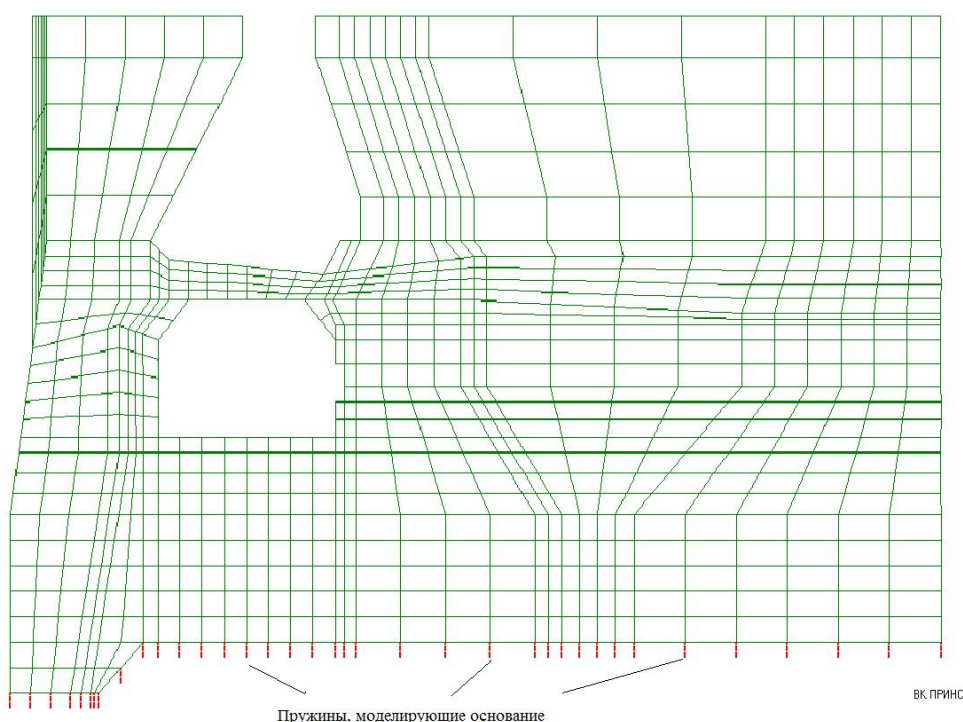


Рис.3.

В связи с появлением доступных широкому кругу пользователей

высокопроизводительных ЭВМ, обладающих большой памятью, в последнее время все чаще при расчете систем сооружение-основание грунт рассматривается как сплошная среда, которая моделируется набором двух- или трехмерных конечных элементов, как показано, например, на рис.4.

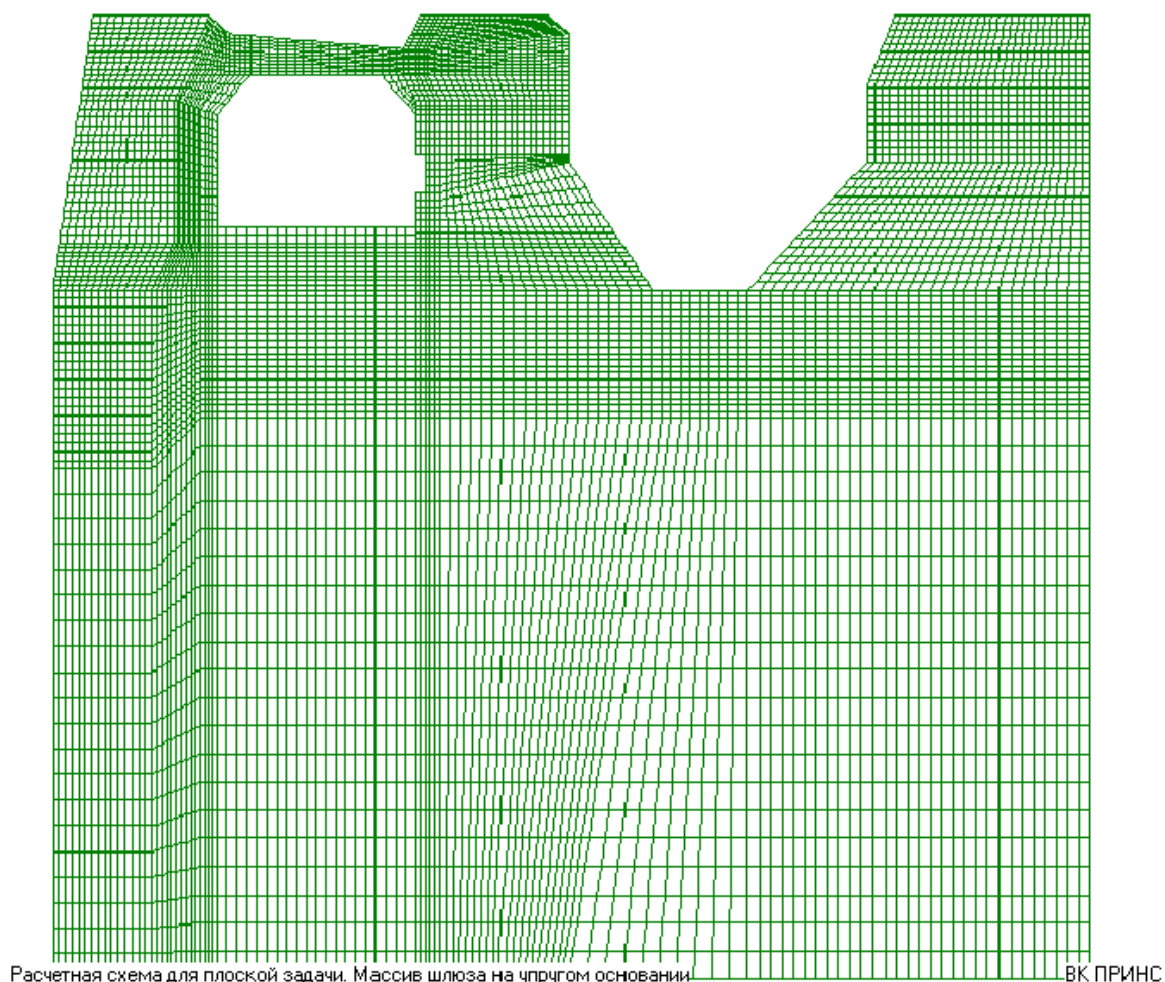


Рис.4.

Теоретические предпосылки для такого подхода были разработаны ранее. В частности, разработана теория линейного деформирования грунта (К.Терцаги [7-9], Цытович Н.А. [10] и др.). Эта теория базируется на предположении, что при однократном нагружении (или разгрузке) зависимость между напряжениями и деформациями в грунтах линейна. Кроме того, при нагружении рассматривается лишь общая деформация грунта без деления ее на упругую и пластическую составляющие. Первое

допущение обеспечивает возможность использования для расчетов напряжений в массиве грунта аппарата теории упругости, а второе – при известных напряжениях рассчитывать конечные деформации основания. Использование теории линейного деформирования грунта всегда требует установления предела ее применимости.

Уравнения состояния модели теории линейного деформирования записываются в виде обобщенного закона Гука:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] & \gamma_{xy} &= \frac{2(1+\nu)}{E} \tau_{xy} \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)] & \gamma_{yz} &= \frac{2(1+\nu)}{E} \tau_{yz} \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] & \gamma_{zx} &= \frac{2(1+\nu)}{E} \tau_{zx} \end{aligned}$$

где E - модуль общей линейной деформации; ν - коэффициент поперечного линейного расширения (коэффициент Пуассона).

Следует учесть, что нагружение и разгрузка грунта в теории линейного деформирования происходят по разным законам и описываются различными по величине характеристиками деформируемости грунта.

С целью более точного описания и моделирования процессов деформирования грунтов была разработана теория фильтрационной консолидации. теория описывает деформирование во времени полностью водонасыщенного грунта (грунтовой массы). Принимается, что полное напряжение, возникающее в элементе грунта от приложенной нагрузки, разделяется на напряжения в скелете грунта (эффективные напряжения) и давление в поровой воде (поровое давление). В различных точках массива грунта под действием нагрузки возникают разные значения порового давления. Вследствие этого образуется разность напоров в поровой воде и

происходит ее отжатие в менее нагруженные области массива. Одновременно под действием эффективных напряжений происходят перекомпоновка частиц и уплотнение грунта.

Математическое описание этого процесса базируется на основной предпосылке о неразрывности среды, сформулированной академиком Н.Н. Павловским еще в 1922 г., т.е. считается, что уменьшение пористости грунта (его уплотнение) пропорционально расходу воды (оттоку воды из пор грунта). Следствием этого является важное положение о том, что скорость деформации грунта будет находиться в прямой зависимости от скорости фильтрации в нем поровой воды. Поэтому основной характеристикой грунта, определяющей время протекания процесса фильтрационной консолидации, является коэффициент фильтрации. В теории фильтрационной консолидации скелет грунта принимается линейно деформируемым.

Следует отметить, что в инженерной практике используются и более сложные модели теории консолидации, учитывающие трехкомпонентный состав грунта, сжимаемость поровой воды, ползучесть скелета и другие процессы, возникающие в грунте при его деформациях. Такие модели описаны в трудах Н.М. Герсеванова [11], Ю.К. Зарецкого [12] и др.

В последнее время интенсивно развивается теория нелинейного деформирования грунтов применяются для расчетов напряженно-деформированного состояния и оценки прочности оснований и грунтовых сооружений, когда связь между напряжениями и деформациями существенно нелинейна, поэтому они часто называются теориями пластичности грунтов.

Значительное распространение в инженерной практике получила деформационная теория пластичности, основанная на теории малых

упругопластических деформаций академика А.А. Ильюшина. В наиболее простом виде эта теория исходит из допущения, что объемная и сдвиговая деформации зависят только соответственно от среднего нормального напряжения и интенсивности касательных напряжений, т.е. $\epsilon_v = \psi(\sigma_m)$; $\gamma_i = J(\tau_i)$. Однако деформационная теория пластичности не учитывает некоторые процессы, происходящие в грунте. Более точные решения можно получить с помощью теории пластического течения. Однако это приводит к усложнению экспериментов для определения параметров уравнения состояния и расчетного аппарата анализа. Теорию пластического течения применяют при решении сложных задач гидротехнического строительства.

Различные модификации теорий нелинейного деформирования грунтов представлены в работах С.С. Вялова[12] Ю.К. Зарецкого[12] и др.

5. РАСЧЕТЫ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ ПОДАТЛИВОСТИ ОСНОВАНИЯ С ПОМОЩЬЮ ВЫЧИСЛИТЕЛЬНОГО КОМПЛЕКСА «ПРИНС»

5.1. РАСЧЕТ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ РАМЫ

В данном разделе рассматривается расчет каркаса здания на прочность с учетом упругого основания. Блок-схема алгоритма расчета приведена на рис.5.1.

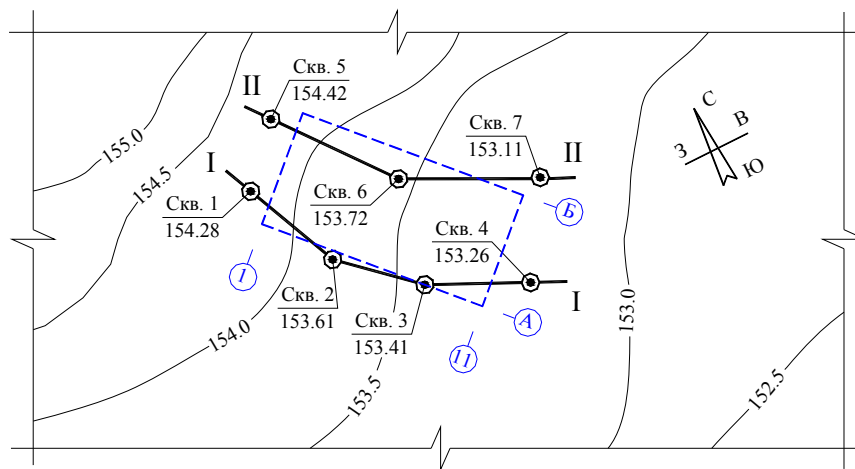
В табл.5.1 приведены характеристики проектируемого здания.

Таблица 5.1

№ пункта	Перечень характеристик объекта строительства и его конструкций	Характеристики к объекту строительства и его конструкциям
1	Назначение объекта	Отдельностоящее производственно-складское здание
2	Место строительства	Московская область, г. Мытищи
3	Тип местности для ветровой нагрузки	Согласно СНиП 2.01.07.85 принять тип местности «В»
4	Вертикальная планировка участка строительства	Рис. 5.1.
5	Инженерно-геологические разрезы	Рис. 5.2-5.3.
6	Физические характеристики песчано-глинистых грунтов	Табл. 5.2.
7	Усредненные физические характеристики песчано-глинистых грунтов по слоям залегания	Табл. 5.3.
8	Фундаменты под колонны здания	Монолитные железобетонные, подошва фундамента – квадратная
9	Схема размещения колонн и ферм здания	Рис. 5.4.
10	Расчетная схема поперечной рамы	Шарнирное сопряжение ригеля (фермы) с колонной, как в плоскости, так и из плоскости рамы (рис. 2.5)
11	Геометрическая схема стропильных ферм Ф-1	Рис. 5.6.
12	Фермы	Пояса, раскосы, стойки из парных уголков
13	Прогоны	Из швеллеров
14	Связи	Коробчатого сечения из прямоугольных труб
15	Колонны и стойки фахверка	Двутавровые
16	Схема расположения вертикальных связей ферменного «шатра»	Рис. 5.7.
17	Схема расположения горизонтальных связей по нижним и верхним поясам	Рис. 2.8.

	ферм	
18	Схема расположения вертикальных связей между колоннами по осям А и Б	Рис. 2.9.
19	Схема расположения стоек фахверка в торцах здания	Рис. 5.10.
20	Схема подвески крана и нагрузки, передаваемые им на ферму	Табл. 5.4.
21	Физические характеристики материалов каркаса здания	Табл. 5.5.
22	Конструктивные решения покрытия и стен здания	Табл. 5.6.
23	Температура внутреннего воздуха и отапливаемый контур здания	Не менее 14 ⁰ С, рис. 5.11.

Вертикальная планировка участка строительства



Условные обозначения:

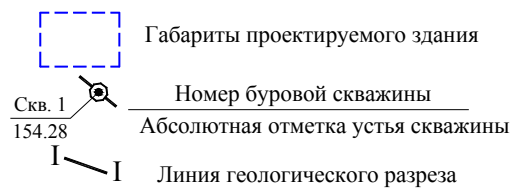
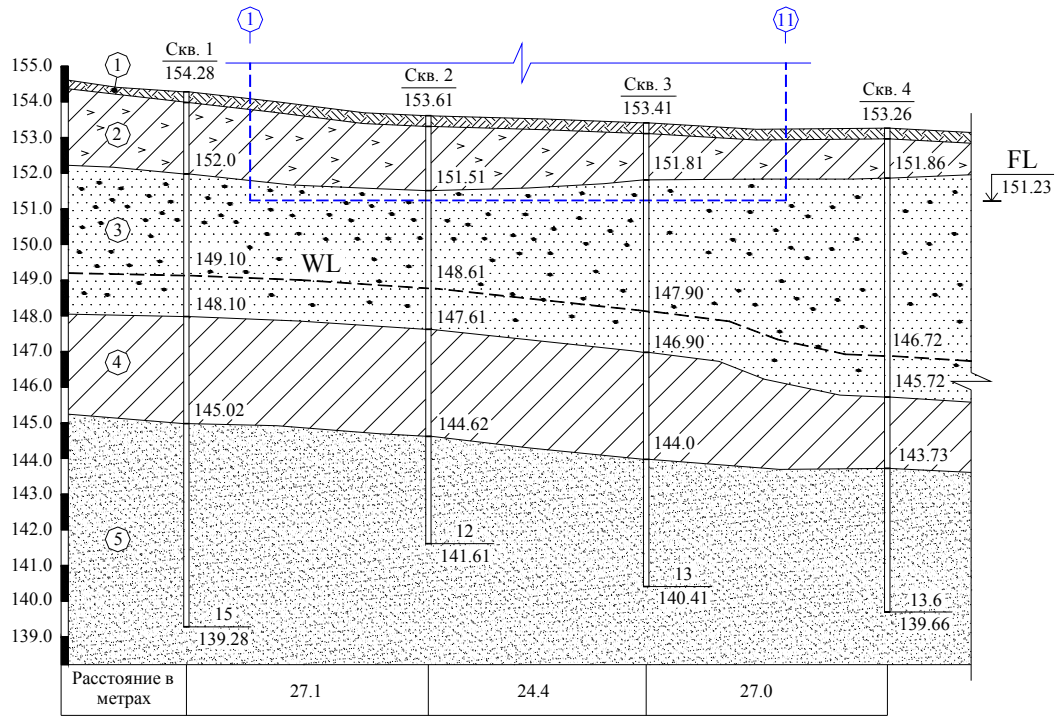


Рис. 5.1

Инженерно-геологический разрез I-I

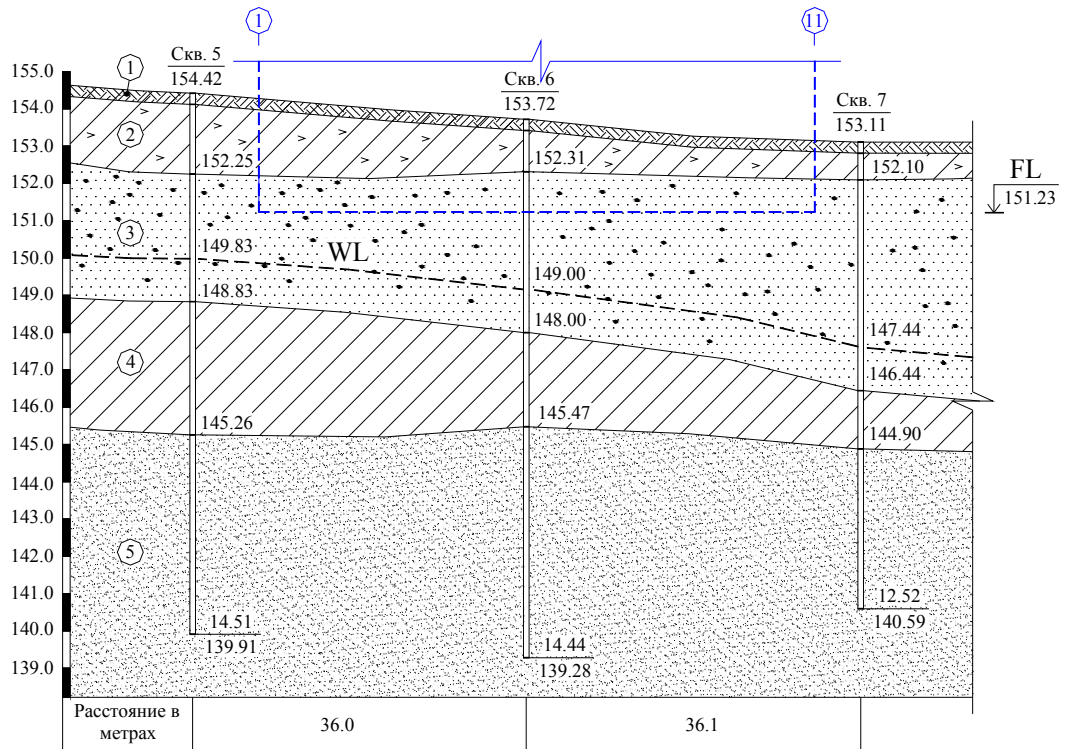


Условные обозначения:

- | | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <ul style="list-style-type: none"> Растительный слой Суглинок пылеватый Песок не расчлененный по зернистости | <ul style="list-style-type: none"> Суглинок Песок пылеватый WL Уровень подземных вод FL Отметка подошвы фундамента |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|

Рис. 5.2

Инженерно-геологический разрез II-II



Примечание:
 - условные обозначения см. рис. 2.2
 Рис.5.3

Схема размещения колонн и ферм однопролетного здания

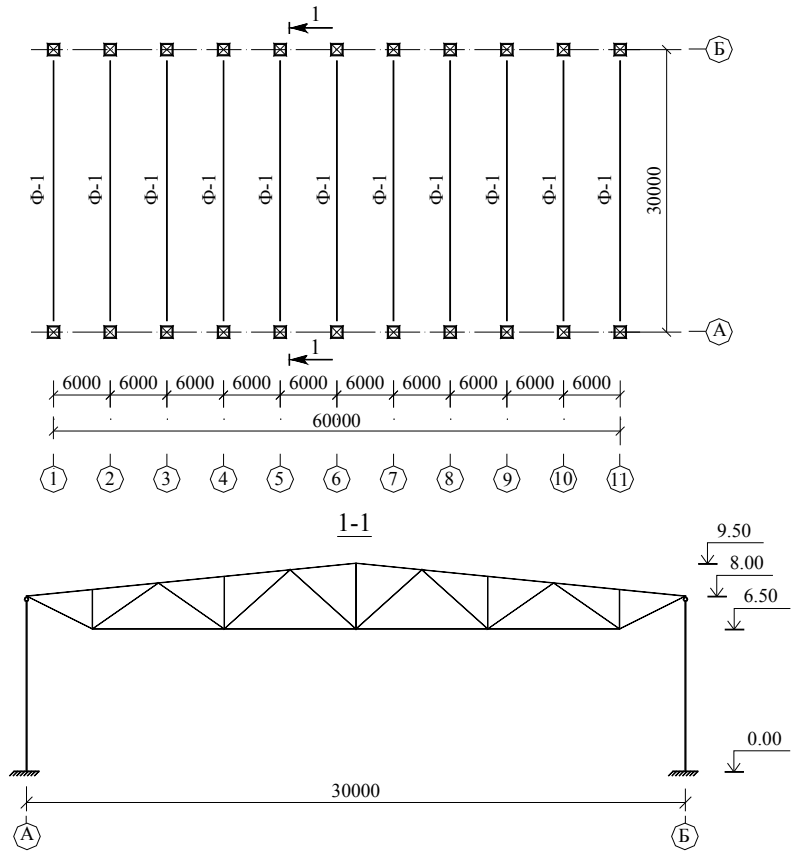


Рис. 5.4

Расчетная схема поперечной рамы

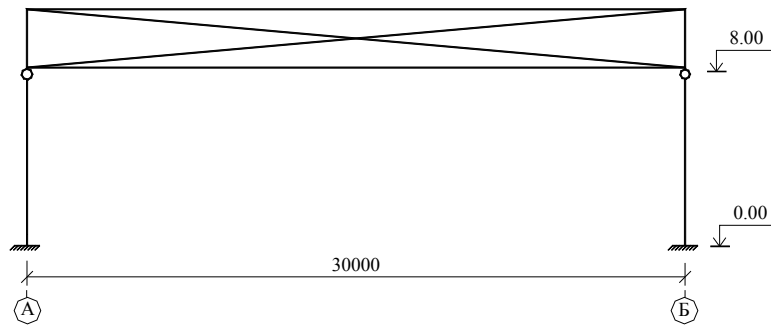


Рис. 55

Геометрическая схема фермы Ф-1

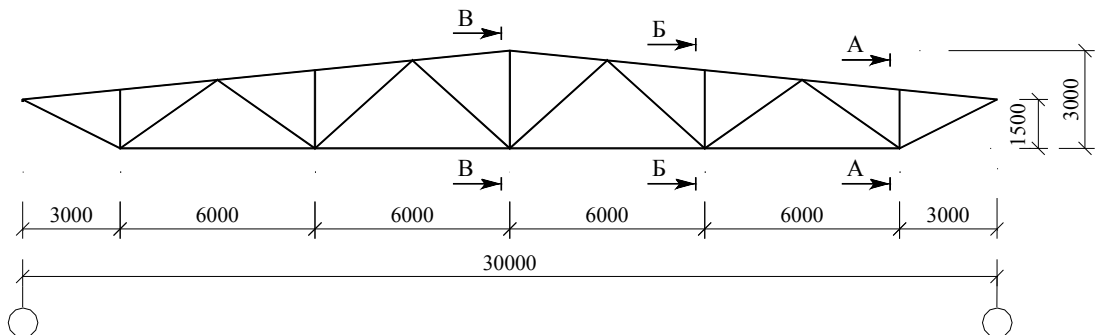


Рис. 5.6

Схема расположения вертикальных связей ферменного "шатра"

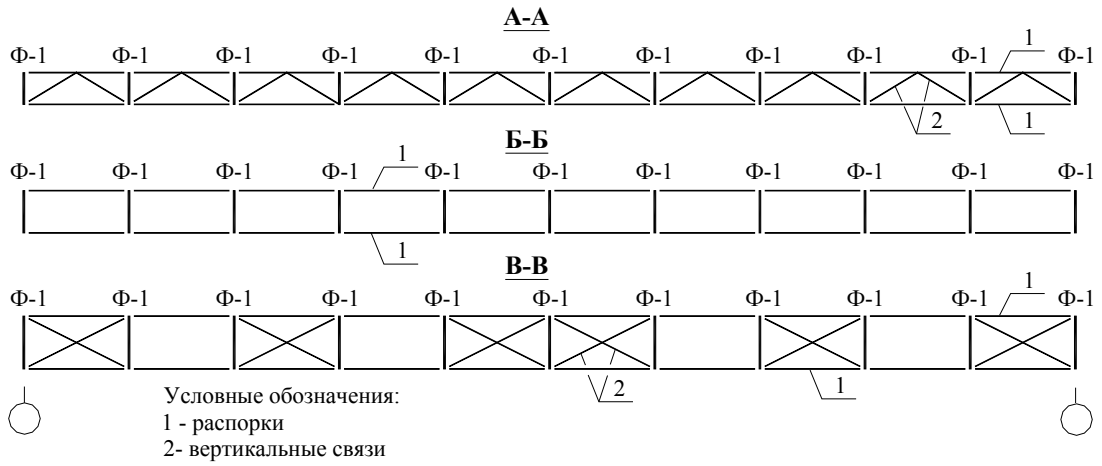


Рис. 5.7

Схема расположения горизонтальных связей по нажим и верхним поясам ферм

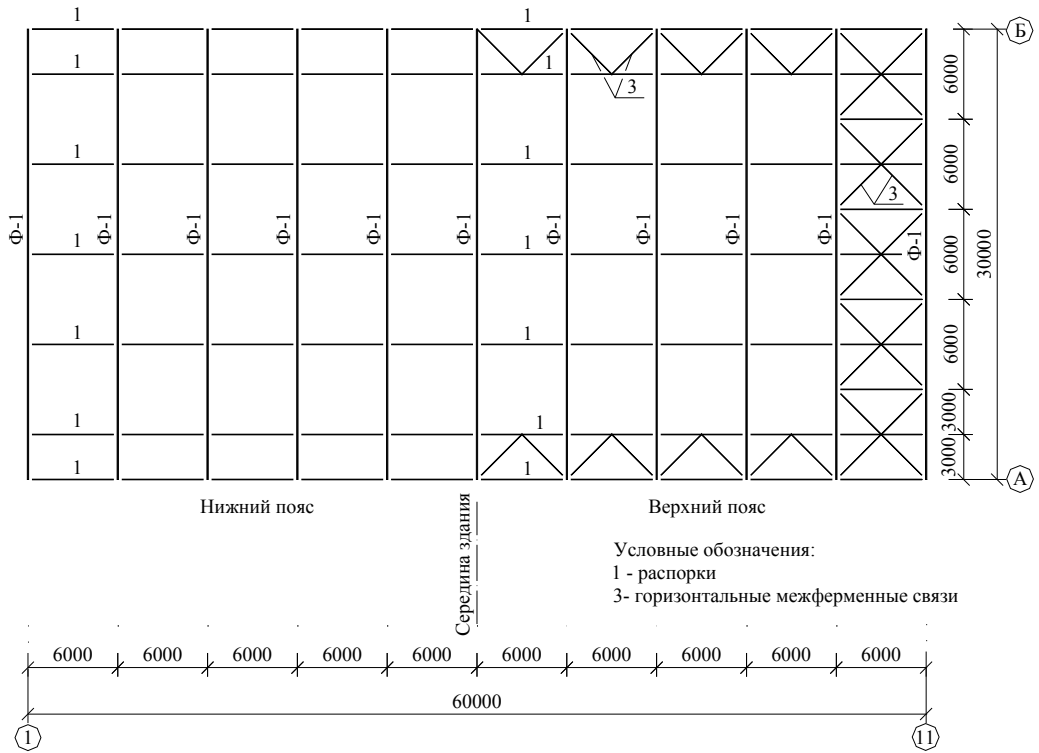


Рис. 5.8

Схема расположения вертикальных связей между колоннами по осям А и Б

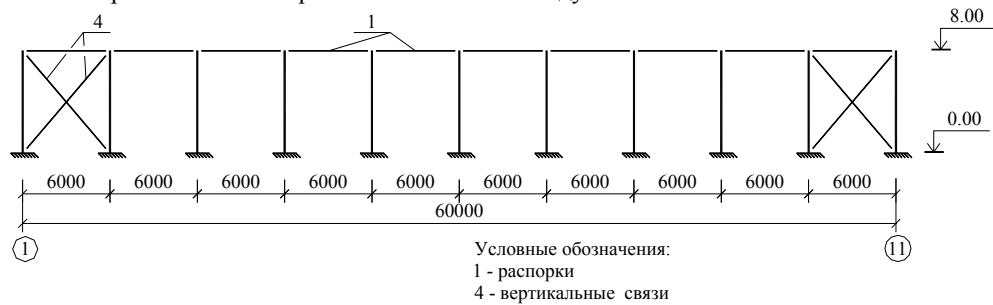


Рис. 5.9

Схема расположения стоек фахверка у осей 1 и 11

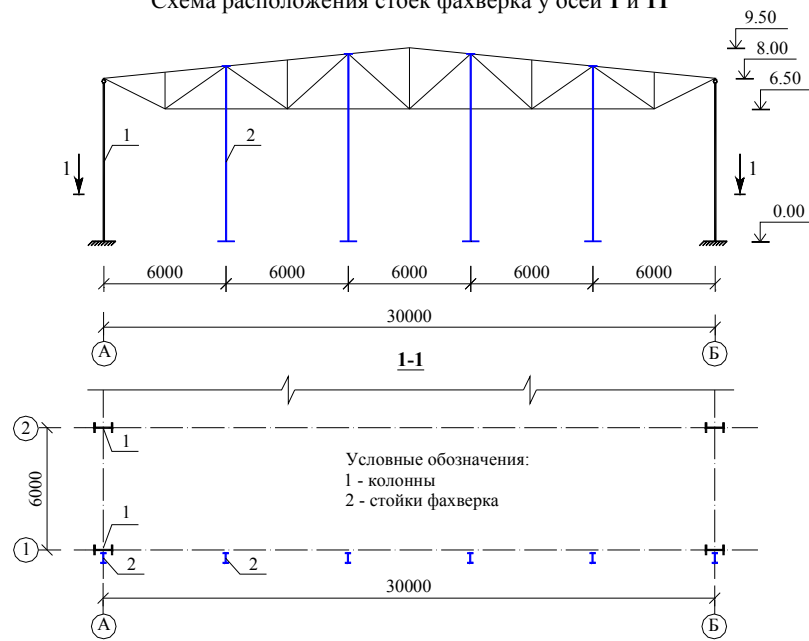


Рис. 5.10

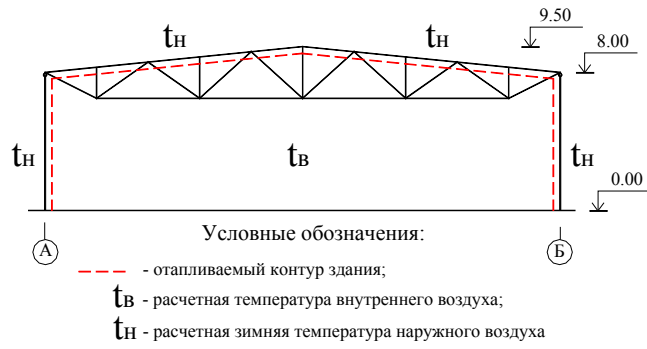


Рис. 5.11

Физические характеристики песчано-глинистых грунтов

Таблица 5.2

№№ Сква жин	№№ Слоев грунт а	Наименовани е грунта	Удельн ый вес грунта γ_v , кН/м ³	Удельный вес грунта, залегающий выше подшвы фундамента γ_{II} , кН/м ³	Модуль деформа ции E, МПа	Кoeffи циент пористо сти e	Степень влажност и w
1	2	3	4	5	6	7	8
1	3	Песок средней крупности	26,5	18	30	0,65	0,27
	4	Суглинок полутвердый	27,1	-	34	0,42	0,68
	5	Песок пылеватый	26,7	-	18	0,65	0,42
2	3	Песок мелкий	26,5	18	38	0,55	0,21
	4	Суглинок полутвердый	27,3	-	27	0,56	0,51
	5	Песок мелкий	26,4	-	30	0,59	0,39
3	3	Песок мелкий	26,8	18	28	0,65	0,53
	4	Суглинок тугопластичн ый	27,2	-	25	0,54	0,40
	5	Песок мелкий	26,2	-	28	0,63	0,22
4	3	Песок средней крупности	26,2	18	34	0,61	0,24
	4	Суглинок тугопластичн ый	27,6	-	25	0,57	0,35
	5	Песок пылеватый	26,7	-	26	0,61	0,31
5	3	Песок мелкий	26,2	18	30	0,64	0,44
	4	Суглинок мягкопластич ный	27,4	-	17	0,65	0,47
	5	Песок мелкий	26,2	-	33	0,60	0,33
6	3	Песок пылеватый	26,9	18	17	0,66	0,35
	4	Суглинок тугопластичн ый	26,9	-	22	0,65	0,37
	5	Песок мелкий	26,1	-	23	0,68	0,28
7	3	Песок пылеватый	26,0	18	27	0,54	0,41
	4	Суглинок	26,5	-	24	0,50	0,29

		тугопластичный					
	5	Песок пылеватый	26,7	-	23	0,63	0,35

Усредненные физические характеристики песчано-глинистых грунтов по слоям залегания

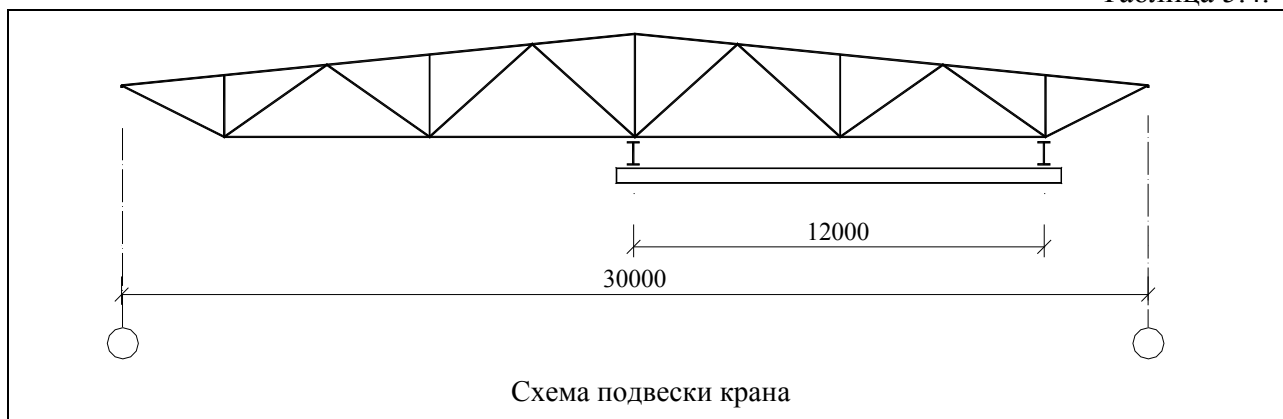
Таблица 5.3.

№№ Словесно грунта	Наименование грунта	$\Sigma \gamma_v / 7,$ кН/м ³	$\Sigma \gamma_{II} / 7,$ кН/м ³	$\Sigma E / 7,$ МПа	$\Sigma e / 7$	$\Sigma w / 7$
1	2	3	4	5	6	7
3	Песок средней крупности	26,4	18	29	0,61	0,35
4	Суглинок полутвердый	27,1	18	25	0,56	0,44
5	Песок пылеватый	26,4	18	26	0,63	0,33

* Свойства грунтов № 1 и № 2 не указаны, так как они залегают выше планировочной отметки.

Схема подвески крана и нагрузки, передаваемые им на ферму

Таблица 5.4.



Грузоподъемность крана, т	Положение каретки крана	Расчетная вертикальная нагрузка на подвеску или узел фермы				Расчетная горизонтальная нагрузка на узел фермы от торможения колодки крана	
		1-я подвеска (кН)	2-я подвеска (кН)	3-я подвеска (кН)	4-я подвеска (кН)	вдоль кранового пути (кН)	поперек кранового пути (кН)
2	У 1-й подвески	49	9,8	-	-	4	2,2

Физические характеристики материалов каркаса здания

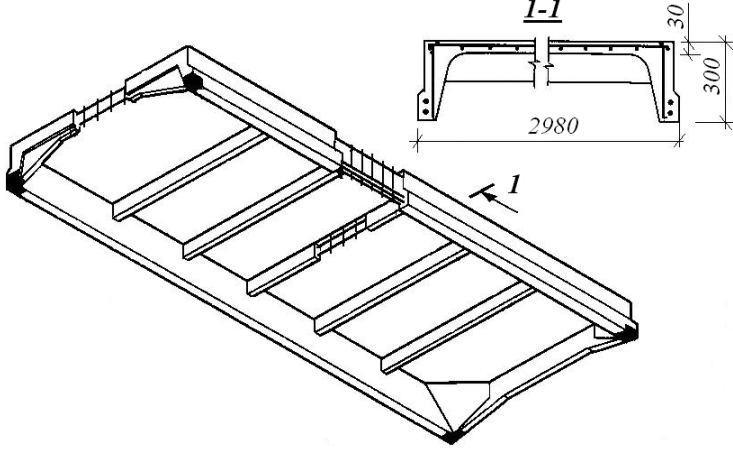
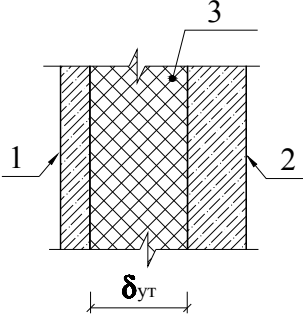
Таблица 5.5.

Конструктивные элементы	Класс стали по ГОСТ 27772-88*	Коэффициент Пуассона, μ	Модуль упругости, E (кН/см ²)	Расчетное сопротивление стали, растяжению сжатию, по пределу текучести, R_y (кН/см ²)	Массовая плотность, ρ (кгс·сек ² /см ⁴)	Удельный вес, γ (кгс/см ³)
1	2	3	4	5	6	7
Колонны	C345-3	0,3	2×10^8	34	$7,95 \times 10^{-6}$	$7,8 \times 10^{-3}$
Элементы «шатра»	C245	-«-	-«-	24,5	-«-	-«-
Вертикальные связи между колоннами	C245	-«-	-«-	24,5	-«-	-«-

Конструктивные решения покрытия и стен здания

Таблица 5.6.

Номер конструкции	Эскиз конструкции	Вид теплоизоляции δ_{yt}
1	 <p>1 - гравий на антисептированной мастике $\delta_1=0,01$ м; 2 - три слоя рулонного водоизоляционного ковра $\delta_2=0,02$ м; 3 - теплоизоляция; 4 - рубероид, наклеенный на горячем битуме $\delta_4=0,005$ м; 5 - железобетонная ребристая панель $\delta_5=0,03$ м</p> <p style="text-align: center;">Общий вид ребристой панели</p>	Плиты пенополистирольные

		
3	 <p>1 – железобетон $\delta_1=0,05$ м; 2 – железобетон $\delta_2=0,1$ м; 3 – теплоизоляция</p>	Пенополистирол ПСБ

СБОР НАГРУЗОК И ФОРМИРОВАНИЕ РАСЧЁТНОЙ СХЕМЫ

Нагрузки, действующие на каркас здания, делятся на постоянные (собственный вес конструкций) и временные (ветровые, снеговые и крановые). Для сбора постоянных нагрузок от покрытия и стен необходимо определить толщину утеплителя в этих конструкциях (табл. 1.6), для чего производится теплотехнический расчет.

Теплотехнический расчет покрытия

Требуемое сопротивление теплопередаче определяем согласно СНиП II-3-79* «Строительная теплотехника» [16] по формуле:

$$R_0^{mp} = \frac{(t_g - t_n)n}{\Delta t^n \alpha_g}$$

где n - коэффициент, принимаемый в зависимости от положения наружной поверхности ограждающих конструкций по отношению к наружному воздуху по табл. 3*;
 t_g - расчетная температура внутреннего воздуха, $^{\circ}\text{C}$, принимаемая согласно ГОСТ 12.1.005-

88 и нормам проектирования соответствующих зданий и сооружений;

t_n - расчетная зимняя температура наружного воздуха, $^{\circ}\text{C}$, равная средней температуре наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0,92 по СНиП 2.01.01-82:

Δt^H - нормативный температурный перепад между температурой внутреннего воздуха и температурой внутренней поверхности ограждающей конструкции, принимаемых по табл. 2*;

α_B - коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающих конструкций, принимаемый по табл. 4*.

Для условий г. Мытищи принимаем: $t_{н(0,92)} = -28^{\circ}\text{C}$; $n=1$; $t_B = 14^{\circ}\text{C}$; $\Delta t^H = 5$;
 $\alpha_B = 8,7$

$$R_0^{mp} = \frac{14 + 28}{5 * 8,7} = 0,96 (\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}) / \text{Вт}$$

Градусосутки отопительного периода (ГСОП), $^{\circ}\text{C}$ сут.

$$\text{ГСОП} = (t_B - t_{оп}) z_{оп}$$

t_B – расчетная температура внутреннего воздуха;

$t_{оп}$ – средняя температура отопительного периода (табл. 1);

$z_{оп}$ – продолжительность отопительного периода;

Для широты г. Москвы: $t_{оп} = -3,1^{\circ}\text{C}$; $z_{оп} = 214$ суток

$$\text{ГСОП} = (14 + 3,1) * 214 = 3659^{\circ}\text{C}$$

Величина сопротивления теплопередаче ограждения согласно табл. 1б*, равна $R_0^{TP} = 2,4 \text{ м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C} / \text{Вт}$

Из полученных 2-х значений для дальнейших расчетов принимаем

$$R_0^{TP} = 2,4 \text{ м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C} / \text{Вт}.$$

Расчетное значение сопротивления теплопередаче R_0^{TP} ($\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C} / \text{Вт}$) многослойной ограждающей конструкции определяется по формуле:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_в} + \sum \frac{\delta_i}{\lambda_i} + \frac{\delta_{ym}}{\lambda_{ym}} + \frac{1}{\alpha_н}$$

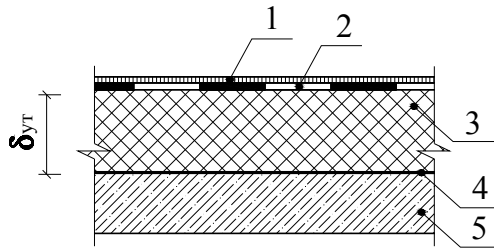
δ_i – толщина отдельных слоев ограждающей конструкции, м;

δ_{ym} – толщина утепляющего слоя, м;

λ_i – коэффициент теплопроводности отдельного слоя $\text{Вт} / (\text{м} \cdot ^{\circ}\text{C})$;

λ_{ym} – коэффициент теплопроводности утепляющего слоя $\text{Вт} / (\text{м} \cdot ^{\circ}\text{C})$;

$\alpha_н$ – коэффициент теплопередачи наружной поверхности ограждения, $\text{Вт} / (\text{м} \cdot ^{\circ}\text{C})$ (табл. 6).



$$\alpha_{\text{вн}} = 23 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°C})$$

$$\alpha_{\text{вн}} = 8,7 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°C})$$

$$\delta_1 = 0,01 \text{ м (гравий на антисептированной мастике)}, \lambda_1 = 0,23 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot \text{°C})$$

$$\delta_2 = 0,015 \text{ м (три слоя рулонного водоизоляционного ковра)}, \lambda_2 = 0,13 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot \text{°C})$$

$$\text{Задаем толщину } \delta_{\text{кр}} = \delta_3 = 0,09 \text{ м (плиты пенополистирольные ПСБ-С)}, \lambda_3 = 0,041 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot \text{°C})$$

$$\delta_4 = 0,005 \text{ м (рубероид, наклеенный на горячем битуме)}, \lambda_4 = 0,17 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot \text{°C})$$

$$\delta_5 = 0,03 \text{ м (железобетон)}, \lambda_5 = 2,04 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot \text{°C})$$

$$R_0 = \frac{1}{8,7} + \frac{0,01}{0,23} + \frac{0,015}{0,13} + \frac{0,09}{0,041} + \frac{0,005}{0,17} + \frac{0,03}{2,04} + \frac{1}{23} = 2,539 (\text{м}^2 \cdot \text{°C})/\text{Вт}$$

$$R_0 = 2,539 > R_0^{\text{тп}} = 2,4 \text{ т.е. теплоизолирующие свойства кровли являются}$$

достаточными.

Теплотехнический расчет стены

Требуемое сопротивление теплопередаче определяем согласно СНиП II-3-79* «Строительная теплотехника» по формуле:

$$R_0^{\text{тп}} = \frac{(t_{\text{в}} - t_{\text{н}})n}{\Delta t^{\text{н}} \alpha_{\text{вн}}}$$

Для условий г. Москвы принимаем: $t_{\text{н}(0,92)} = -28 \text{ °C}$; $n=1$; $t_{\text{в}}=14 \text{ °C}$; $\Delta t^{\text{н}}=6$;
 $\alpha_{\text{вн}}=8,7$

$$R_0^{\text{тп}} = \frac{14 + 28}{6 * 8,7} = 0,8 (\text{м}^2 \cdot \text{°C})/\text{Вт}$$

Для широты г. Москвы: $t_{\text{он}} = -3,1 \text{ °C}$; $z_{\text{он}} = 214$ суток

$$\text{ГСОП} = (14 + 3,1) * 214 = 3659 \text{ °C}$$

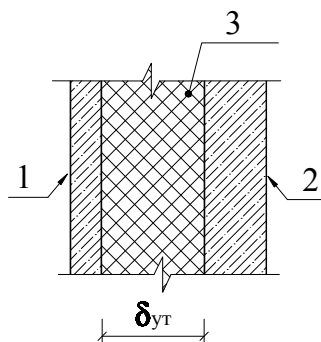
Величина сопротивления теплопередаче ограждения согласно табл. 16* [16], равна $R_0^{\text{тп}} = 1,7 \text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}$

Из полученных 2-х значений для дальнейших расчетов принимаем

$$R_0^{\text{тп}} = 1,7 \text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}.$$

Расчетное значение сопротивления теплопередаче $R_0^{\text{тп}}$ ($\text{м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}$) многослойной ограждающей конструкции определяется по формуле:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_g} + \sum \frac{\delta_i}{\lambda_i} + \frac{\delta_{ym}}{\lambda_{ym}} + \frac{1}{\alpha_n}$$



$$\alpha_n = 23 \text{ Вт/(м}^0\text{С)}$$

$$\alpha_g = 8,7 \text{ Вт/(м}^0\text{С)}$$

$$\delta_1 = 0,05 \text{ м (железобетон), } \lambda_1 = 2,04 \text{ Вт/(м}^0\text{С)}$$

$$\delta_2 = 0,1 \text{ м (железобетон), } \lambda_1 = 2,04 \text{ Вт/(м}^0\text{С)}$$

Задаем толщину $\delta_3 = \delta_{yt} = 0,07 \text{ м}$ (утеплитель пенополистирол ПСБ), $\lambda_3 = \lambda_{yt} = 0,041 \text{ Вт/(м}^0\text{С)}$

$$R_0 = \frac{1}{8,7} + \frac{0,05}{2,04} + \frac{0,1}{2,04} + \frac{0,07}{0,041} + \frac{1}{23} = 1,92 (\text{м}^2 \cdot ^0\text{С}) / \text{Вт}$$

$R_0 = 1,92 > R_0^{\text{тп}} = 1,7$ т.е. теплоизолирующие свойства стены являются достаточными.

Учитывая положения СНиП 2.01.07-85 [2], производим сбор постоянных нагрузок на каркас здания (табл. 3.2-3.3).

Постоянные нагрузки

Собственная масса конструктивных элементов стальных каркасов производственных зданий может быть ориентировочно определена по табл. 3.1, составленной на основе анализа проектируемых зданий.

Расход стали на производственное здание общего назначения

Таблица 5.7

Расход стали, кг/м ² здания	
«шатер»	колонны
25-30	12-20

Постоянные нагрузки, действующие на покрытие

Таблица 5.8

Нагрузка	Нормативная, кгс/м ²	Коэффициент надежности	Расчетная, кгс/м ²
Кровля			
1. Гравий на антисептированной мастике $\delta_1 = 0,01 \text{ м, } \gamma_1 = 2400 \text{ кг/м}^3$	24	1,3	31,2
2. Три слоя рулонного водоизоляционного ковра $\delta_2 = 0,015 \text{ м,}$	9	1,3	11,7

$\gamma_2 = 600 \text{ кг/м}^3$			
3. Плиты пенополистирольные $\delta_{\text{ст}} = 0,09 \text{ м}, \gamma_{\text{ст}} = 40 \text{ кг/м}^3$	3,6	1,2	4,32
4. Рубероид, наклеенный на горячем битуме $\delta_4 = 0,005 \text{ м}, \gamma_4 = 600 \text{ кг/м}^3$	3	1,3	3,9
5. Железобетонная ребристая панель $\delta_5 = 0,06 \text{ м}, \gamma_5 = 2500 \text{ кг/м}^3$	150	1,1	165
Коммуникации			
1. Коммуникации, расположенные в уровне кровли	20	1	20
«Шатер»			
1. «Шатер» см. табл. 3.2.	25	1,05	26,25
Итого:	235		262

Постоянные нагрузки от веса стен и колонн

Таблица 5.9

Нагрузка	Нормативная, кгс/м ²	Коэффициент надежности	Расчетная, кгс/м ²
Стены			
1. Железобетон $\delta_1 = 0,05 \text{ м}, \gamma_1 = 2500 \text{ кг/м}^3$	125	1,1	137,5
2. Железобетон $\delta_1 = 0,1 \text{ м}, \gamma_1 = 2500 \text{ кг/м}^3$	250	1,1	275
3. Утеплитель пенополистирол $\delta_{\text{ст}} = 0,07 \text{ м}, \gamma_{\text{ст}} = 40 \text{ кг/м}^3$	2,8	1,2	3,36
Колонны			
Колонны металлические	15	1,05	15,75
Итого:	393		432

Схема загрузки колонн от их собственного веса и веса стен здания показана на рис. 5.12,а. Для упрощения расчетной схемы распределенную нагрузку q заменяем сосредоточенной силой P (рис. 5.12,б).

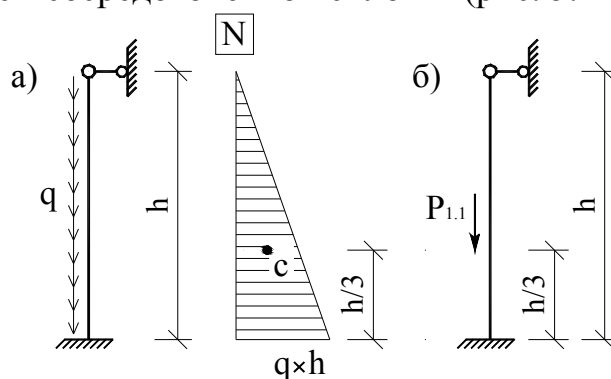


Рис. 5.12

Расчетная постоянная нагрузка равна:

$$P_{1.1} = 432 \times 6 \times 8 = 20736 \text{ кгс (207,4 кН)};$$

$$P_{2.1} = 262 \times 1,5 \times 6 = 2358 \text{ кгс (23,6 кН)};$$

$$P_{3.1} = 262 \times 3 \times 6 = 4716 \text{ кгс (47,2 кН)}.$$

Схемы загрузки рам постоянной нагрузкой показаны на рис. 5.13.

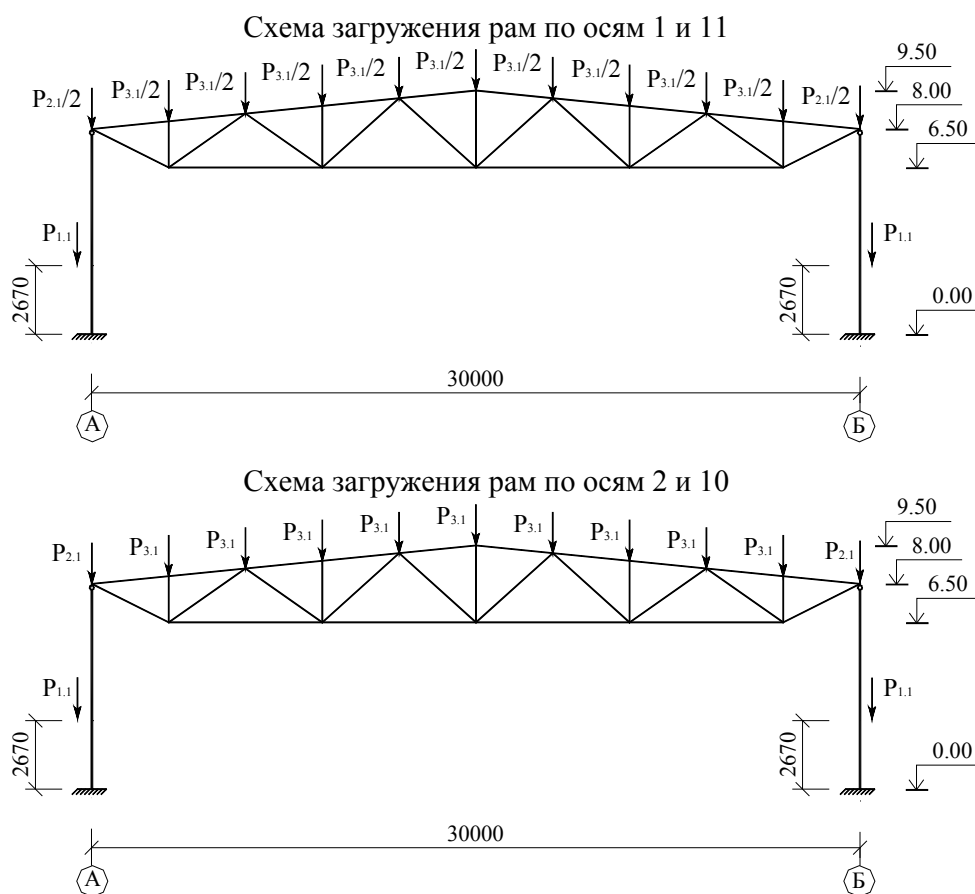


Рис. 5.13

Временные нагрузки

Ветровая нагрузка на стены и кровлю здания определяется в соответствии с разделом 6 [17]. Город Москва относится к I ветровому району.

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки w_e определялось по формуле

$$W_{ei} = w_0 \times k \times c_{ei} \times \gamma_f$$

где w_0 - нормативное значение ветрового давления $w_0 = 23 \text{ кгс/м}^2$;

k - коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте, для типа местности В, $k = 0,635$;

c_{ei} - аэродинамические коэффициенты (см. рис. 3.3.);

γ_f - коэффициент надежности по ветровой нагрузке $\gamma_f = 1,4$.

Аэродинамические коэффициенты найдены по приложению 4 [17] по интерполяции: $c_e = 0,8$; $c_{e1} = -0,3$; $c_{e2} = -0,4$; ; $c_{e3} = -0,6$ (рис. 5.14).

$$W_e = 23 \times 0,635 \times 0,8 \times 1,4 = 16,4 = \text{кГс/м}^2 (0,16 \text{ кН/м}^2);$$

$$W_{e1} = 23 \times 0,635 \times (-0,3) \times 1,4 = -6,1 \text{ кГс/м}^2 (-0,06 \text{ кН/м}^2);$$

$$W_{e2} = 23 \times 0,635 \times (-0,4) \times 1,4 = -8,2 \text{ кГс/м}^2 (-0,08 \text{ кН/м}^2);$$

$$W_{e3} = 23 \times 0,635 \times (-0,6) \times 1,4 = -12,3 \text{ кГс/м}^2 (-0,12 \text{ кН/м}^2).$$

Расчетная ветровая нагрузка равна:

$$q_e = W_e \times 6 = 0,16 \times 6 = 0,96 \text{ кН/м};$$

$$q_{e3} = W_{e3} \times 6 = -0,12 \times 6 = -0,72 \text{ кН/м};$$

$$P_{2.2} = W_{e1} \times 1,5 \times 6 = -0,06 \times 1,5 \times 6 = -0,54 \text{ кН};$$

$$P_{3.2} = W_{e1} \times 3 \times 6 = -0,06 \times 3 \times 6 = -1,1 \text{ кН};$$

$$P_{4.2} = W_{e1} \times 1,5 \times 6 + W_{e2} \times 1,5 \times 6 = -0,06 \times 1,5 \times 6 - 0,08 \times 1,5 \times 6 = -1,26 \text{ кН};$$

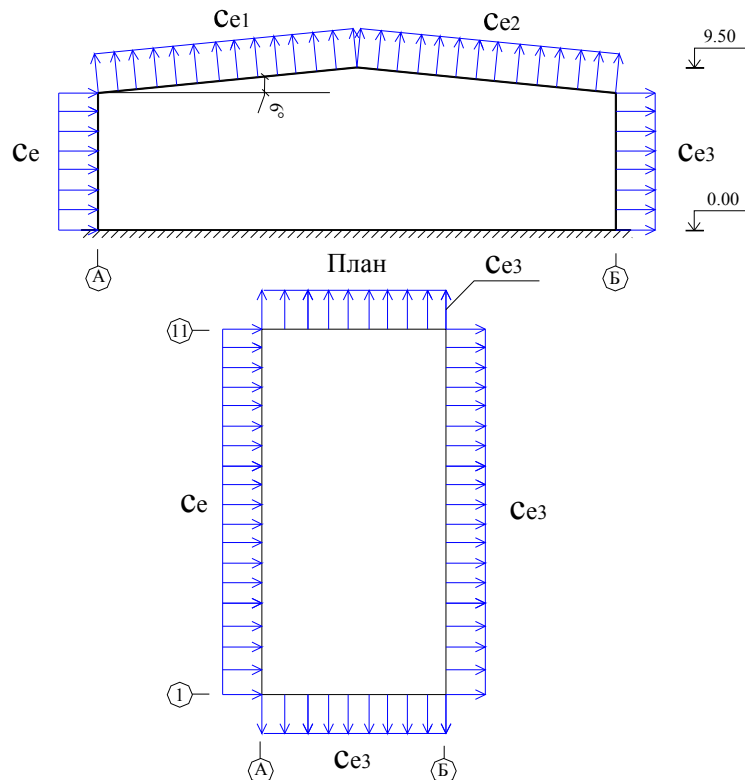


Рис. 5.14

$$P_{5.2} = W_{e2} \times 3 \times 6 = -0,08 \times 3 \times 6 = -1,44 \text{ кН};$$

$$P_{6.2} = W_{e2} \times 1,5 \times 6 = -0,08 \times 1,5 \times 6 = -0,72 \text{ кН};$$

$$H_{1.2} = W_{e3} \times (H_{cp}/2) \times 6 = -0,12 \times ((8,75)/2) \times 6 = -3,15 \text{ кН};$$

$$H_{cp} = (8 + 9,5)/2 = 8,75 \text{ м}.$$

Схемы загрузки рам ветровой нагрузкой показаны на рис. 5.15.

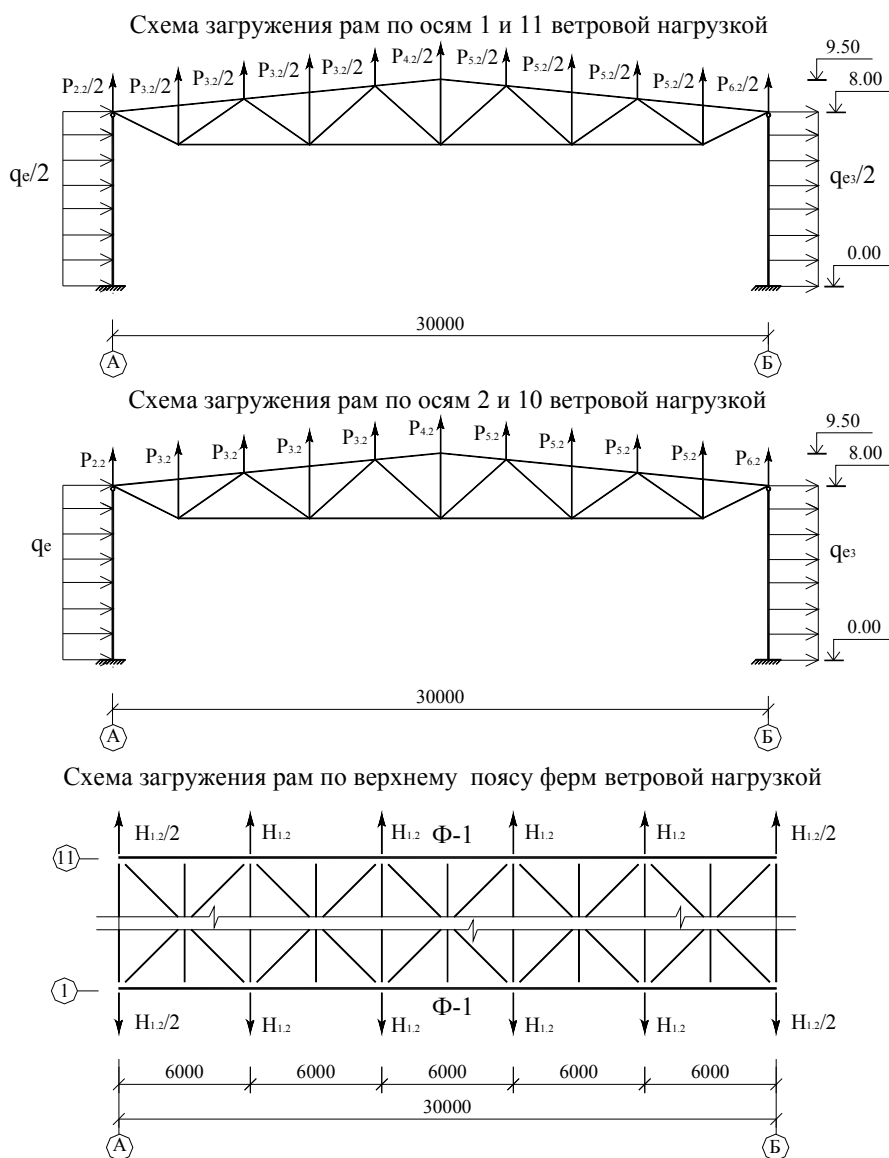


Рис. 5.16

Снеговая нагрузка на кровлю здания определяется в соответствии с разделом 5 работы [17] по формуле:

$$S = \mu S_0 = 1 \times 190 = 190 \text{ кгс/м}^2 (1,9 \text{ кН/м}^2);$$

где s_0 — нормативное значение веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли, принимаемое в соответствии с табл. 3.4;

μ - коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый в соответствии с пп. 5.3 — 5.6 [17] $\mu = 1$

Нагрузки, действующие на покрытие

Таблица 5.10

Нагрузка	Нормативная, кгс/м ²	Коэффициент надежности	Расчетная, кгс/м ²
Снеговая (S_0)	-	-	190*

*Снеговая нагрузка принята 190 кгс/м^2 (расчетная) по результатам наблюдения за период с 2002-2007 гг.

Расчетная ветровая нагрузка равна:

$$P_{2,3} = S \times 1,5 \times 6 = 1,9 \times 1,5 \times 6 = 17,1 \text{ кН};$$

$$P_{3.3} = S \times 3 \times 6 = 1,9 \times 3 \times 6 = 34,2 \text{ кН.}$$

Схемы загрузки рамы снеговой нагрузкой показаны на рис. 5.17.

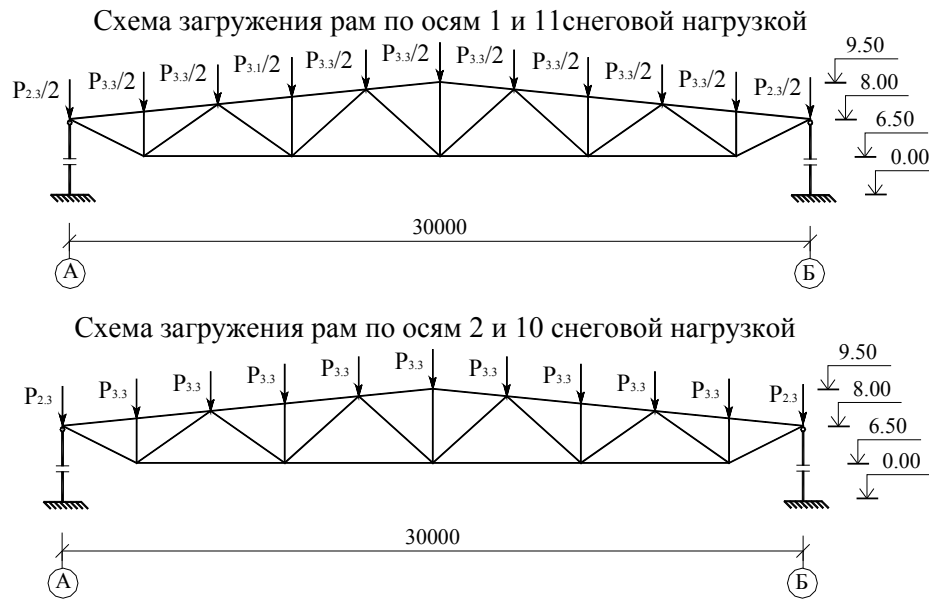


Рис. 5.17

Схема подвески крана дана в табл. 1.4. Зададим положение крана в створе рамы по оси 2, предполагая при этом, что каретка крана остановилась у колонны по оси Б.

Расчетная крановая нагрузка согласно табл. 1.4 равна:

$$P_{1.4} = 9,8 \text{ кН}; P_{2.4} = 49 \text{ кН}; H_{2.4} = 2,2 \text{ кН}; H_{3.4} = 4 \text{ кН.}$$

Схема загрузки рамы по оси 2 крановой нагрузкой показана на рис. 5.17.

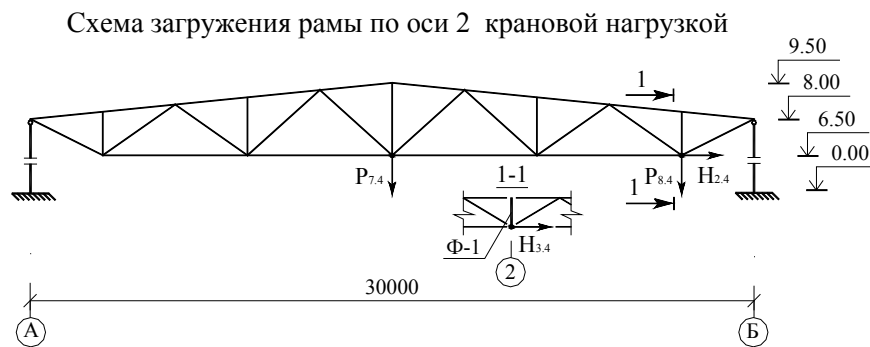


Рис. 5.17

Полная расчетная нагрузка равна:

$$P_1 = P_{1.1} = 207 \text{ кН};$$

$$P_2 = P_{2.1} - P_{2.2} + P_{2.3} = 23,6 - 0,54 + 17,1 = 40 \text{ кН};$$

$$P_3 = P_{3.1} - P_{3.2} + P_{3.3} = 47,2 - 1,1 + 34,2 = 80 \text{ кН};$$

$$P_4 = P_{1.7} = 10 \text{ кН}; P_5 = P_{2.8} = 49 \text{ кН};$$

$$H_1 = H_{1.2}/2 = 3,15/2 = 2 \text{ кН}; H_2 = H_{1.2} = -3 \text{ кН};$$

$$H_3 = H_{2.4} = 2 \text{ кН}; H_4 = H_{3.4} = 4 \text{ кН.}$$

$$q_e = 1 \text{ кН/м}; q_{e3} = -1 \text{ кН/м.}$$

Схемы загрузки рам полной нагрузкой показаны на рис. 3.7.

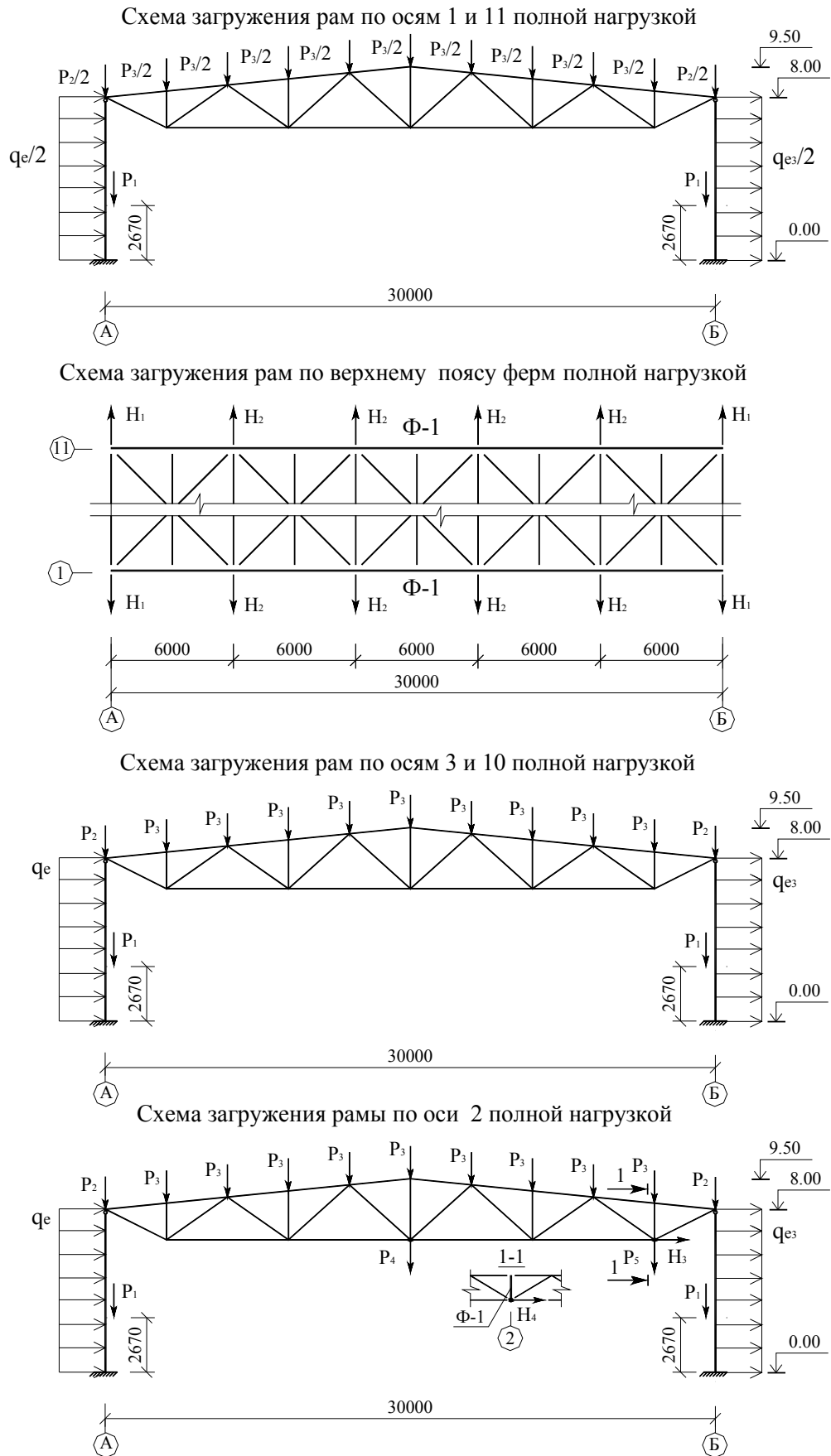


Рис. 5.18

РАСЧЕТ КАРКАСА ЗДАНИЯ БЕЗ УЧЕТА УПРУГОГО ОСНОВАНИЯ
Расчетная схема каркаса приведена на рис.5.19 и 5.20.

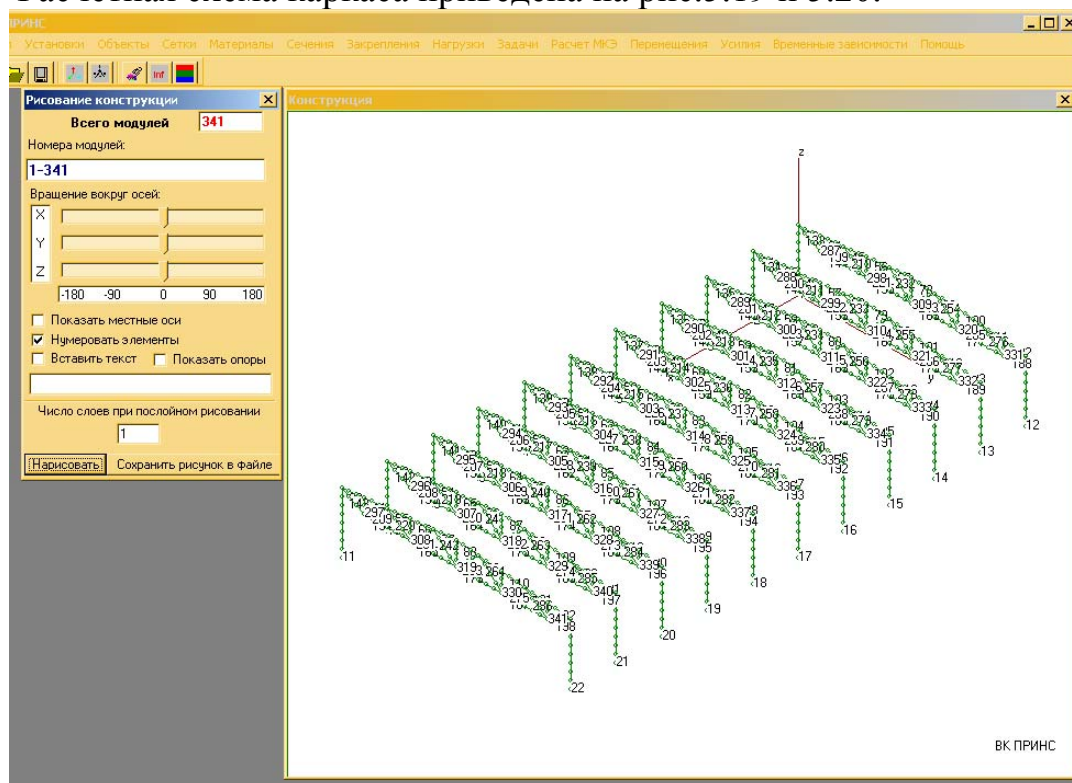


Рис. 5.19

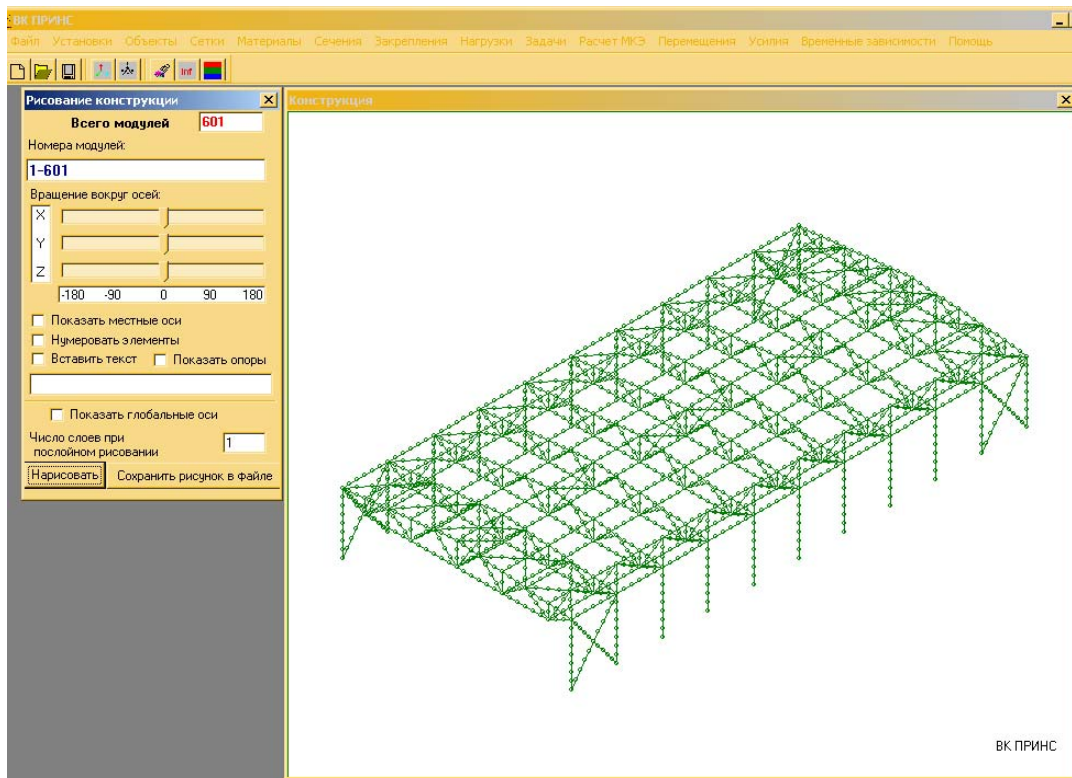


Рис. 5.20

Номера модулей по типу конструктивных элементов

Таблица 5.11

Тип конструктивных элементов	Номера модулей
1. Колонны	1-22
2. Фермы:	
верхний пояс	23-132
нижний пояс	133-198
раскосы	199-286
стойки	287-341
3. Вертикальные связи по колоннам	342-349
4. Связи по покрытию:	
По нижним поясам ферм	350-399
По верхним поясам ферм	400-469
вертикальные межферменные связи	470-509
вертикальные крестовые межферменные связи	510-521
горизонтальные межферменные связи	522-561
горизонтальные крестовые межферменные связи	562-601

Результаты расчета частично приведены на рис.5.21 - 5.22 и частично в табл.5.12.

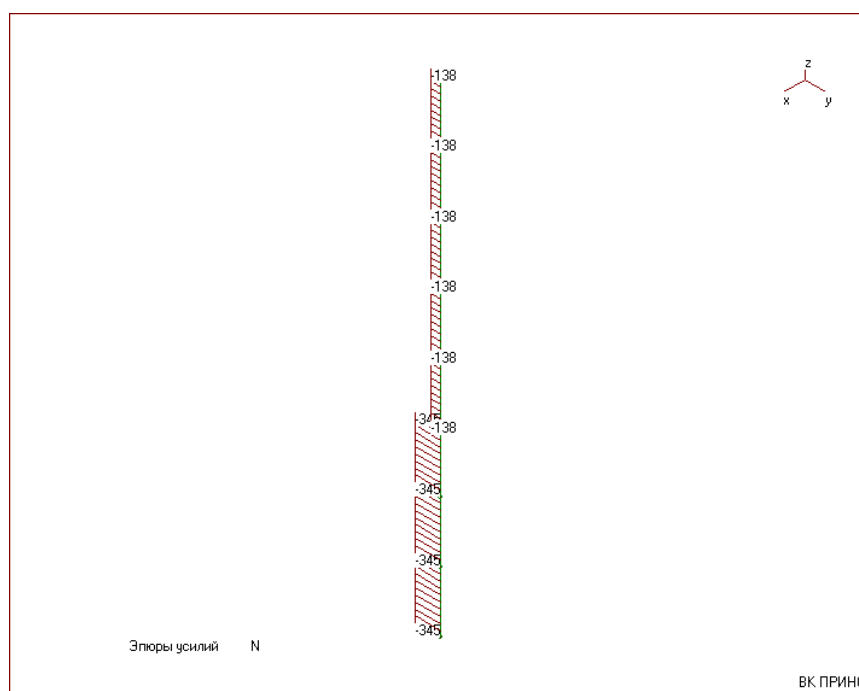


Рис. 5.21

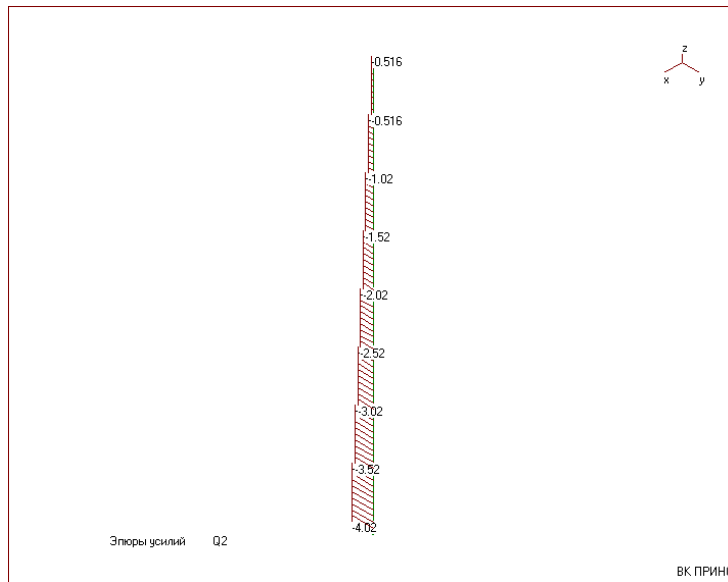


Рис. 5.22

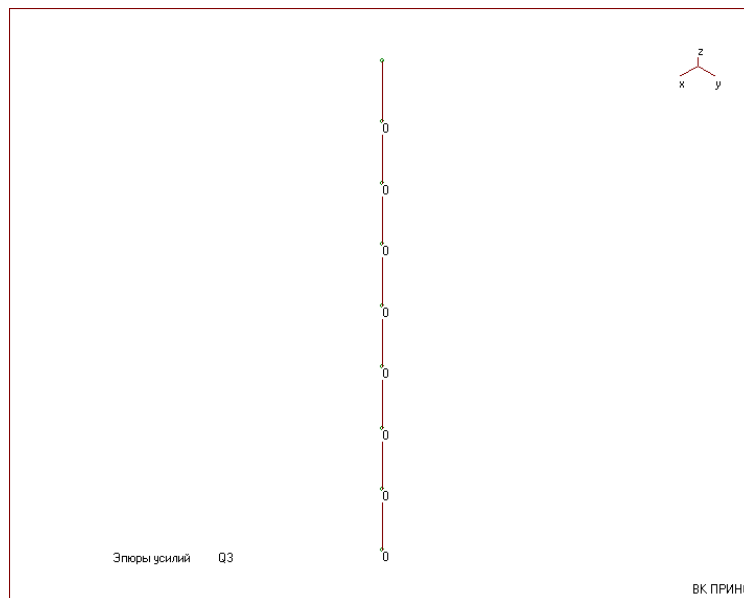


Рис. 5.23

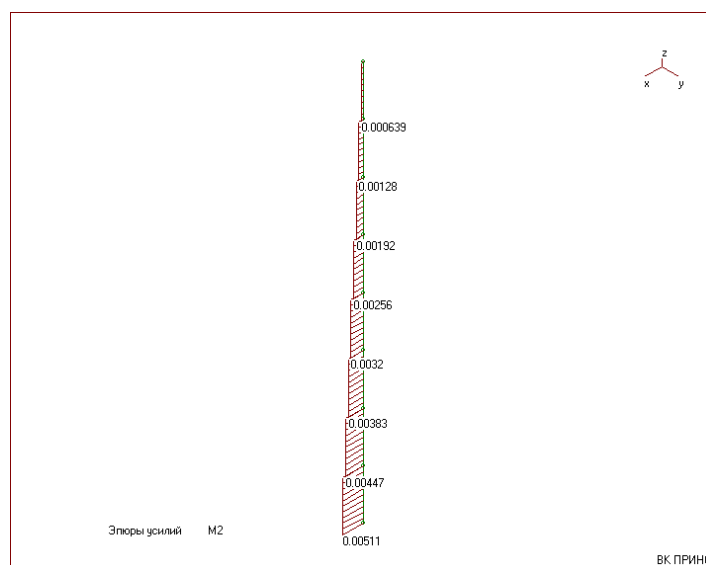


Рис. 5.24

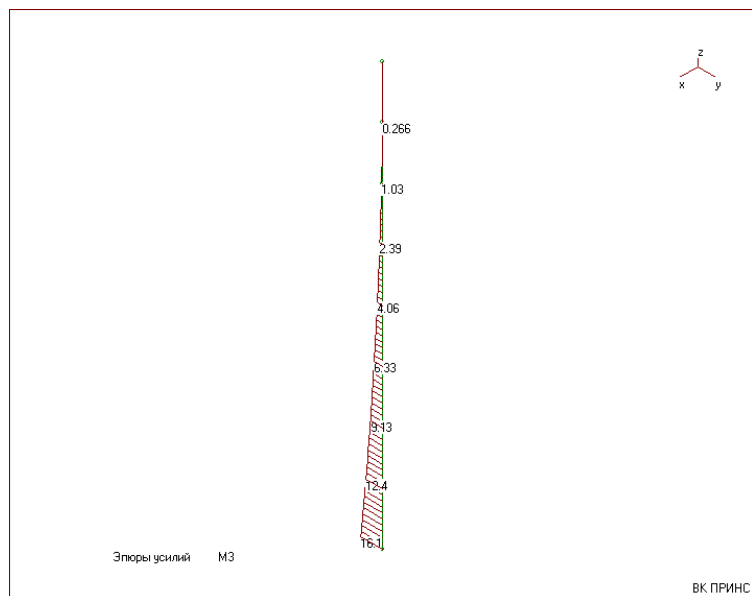


Рис. 5.25

Таблица 5.12

Номер эlemen та	Плоскость XOZ			Плоскость YOZ	
	N (кН)	Q ₃ (кН)	M ₂ (кНм)	Q ₂ (кН)	M ₃ (кНм)
1	2	3	4	6	7
1	-345	0	0	-4,02	16,1
2	-451	0	0,0411	-6,52	20,2
3	-581	0	0,0317	-6,53	20,2
4	-605	0	0,019	-6,53	20,3
5	-618	0	0	-6,54	20,3
6	-614	0	0	-6,54	20,3
7	-618	0	0	-6,54	20,3
8	-605	0	0,0132	-6,54	20,3
9	-583	0	0,0268	-6,54	20,3
10	-450	0	0,0384	-6,53	20,2
11	-349	0	0	-4,03	16,2
12	-350	0	0	-4,03	16
13	-446	0	0,0326	-6,5	20
14	-577	0	0,0186	-6,5	20
15	-605	0	0	-6,5	20
16	-618	0	0	-6,5	20
17	-615	0	0	-6,5	20
18	-619	0	0	-6,5	20
19	-606	0	0	-6,51	20
20	-589	0	0,0214	-6,51	20,1
21	-465	0	0,035	-6,51	20,1
22	-357	0	0	-4,01	16,1

РАСЧЕТ КАРКАСА ЗДАНИЯ С УЧЕТОМ УПРУГОГО ОСНОВАНИЯ В ВИДЕ ОПОРНЫХ «ПРУЖИН»

Упругость основания учтем с помощью опорных пружин, устанавливаемых под каждой опорой и реагирующих на линейные и угловые перемещения. Жесткости линейных пружин найдем по формулам

$$C_1 = N/S_1; \quad C_2 = Q/S_1. \quad (5.1)$$

Жесткость угловых пружин найдем по формуле

$$C_3 = M/\varphi. \quad (5.2)$$

В формулах (5.1) и (5.2) N , Q и M - продольная сила, поперечная сила и изгибающий момент, S_1 и φ - линейное и угловое перемещения в опорном сечении, соответственно.

Для нахождения угла поворота φ выполним следующее: заменим изгибающий момент M (рис. 5.26,а) парой сил R_M (рис. 5.26,б); определим деформацию грунта под правой частью фундамента S_2 (рис. 5.1в); из соотношения катетов треугольника найдем $\operatorname{tg} \varphi = S_2/a$, $a = B/3$ и $\varphi = \operatorname{arctg}(S_2/a)$.

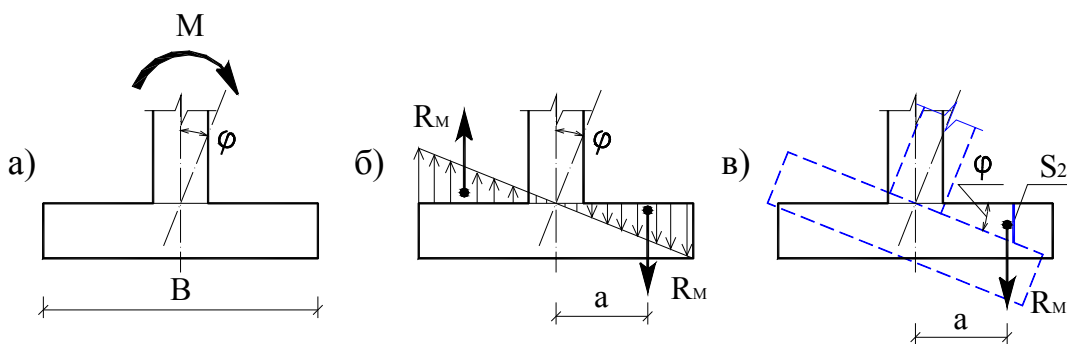


Рис. 5.26

При расчете деформаций основания с использованием расчетной схемы в виде линейно-деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимающей толщи H_c , среднее давление под подошвой фундамента p не должно превышать расчетного сопротивления грунта основания R , кПа, определяемого по формуле (СНиП 2.02.01-83):

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_g k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + M_c c_{II}], \quad (5.3)$$

где γ_{c1} и γ_{c2} - коэффициенты, условий работы $\gamma_{c1} = 1,4$ и $\gamma_{c2} = 1$;
 k - коэффициент равный $k = 1$, если прочностные характеристики грунта (φ и c) определены непосредственными испытаниями;
 M_g, M_q, M_c - коэффициенты, принимаемые по табл. 4 [16], при $\varphi_{II} = 27^\circ$ - $M_g = 0,91$,
 $M_q = 4,64$, $M_c = 7,14$;
 k_z - коэффициент равный $k_z = 1$;
 b - ширина подошвы фундамента принимаем $b = 1,5$ м;
 γ_{II} - осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), $\gamma_{II} = 18$ кН/м³;
 γ'_{II} - то же, залегающих выше подошвы $\gamma'_{II} = 18$ кН/м³;
 c_{II} - расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, $c_{II} = 2$ кПа;
 d_1 - глубина заложения фундамента бесподвальных сооружений от уровня планировки, $d_1 = 2$ м.

Осадка основания S с использованием расчетной схемы в виде линейно-деформируемого полупространства определяется методом послойного суммирования по формуле

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_i} \quad (5.4)$$

где β - безразмерный коэффициент, равный 0,8;
 $\sigma_{zp,i}$ - среднее значение дополнительного вертикального нормального напряжения в i -м слое грунта, равное полусумме указанных напряжений на верхней z_{i-1} и нижней z_i границах слоя по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента;
 h_i и E_i - соответственно толщина и модуль деформации i -го слоя грунта;
 n - число слоев, на которые разбита сжимаемая толща основания.

При этом распределение вертикальных нормальных напряжений по глубине основания принимается в соответствии со схемой, приведенной на рис. 5.27. При определении S , для упрощения расчета, влияние соседних фундамента не учитывалось.

$$\sigma_{гр} = \alpha p_0 \quad (5.5)$$

где α - коэффициент, принимаемый в зависимости от формы подошвы фундамента, соотношения сторон прямоугольного фундамента и относительной глубины, равной: $\xi = 2z/b$;
 $p_0 = p - \sigma_{zp,0}$ - дополнительное вертикальное давление на основание;
 p - среднее давление под подошвой фундамента;
 $\sigma_{zp,0}$ - вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента (при планировке срезкой принимается $\sigma_{zp,0} = \gamma' d_n$, где γ' - удельный вес грунта, расположенного выше подошвы, d - обозначение на рис. 5.27).

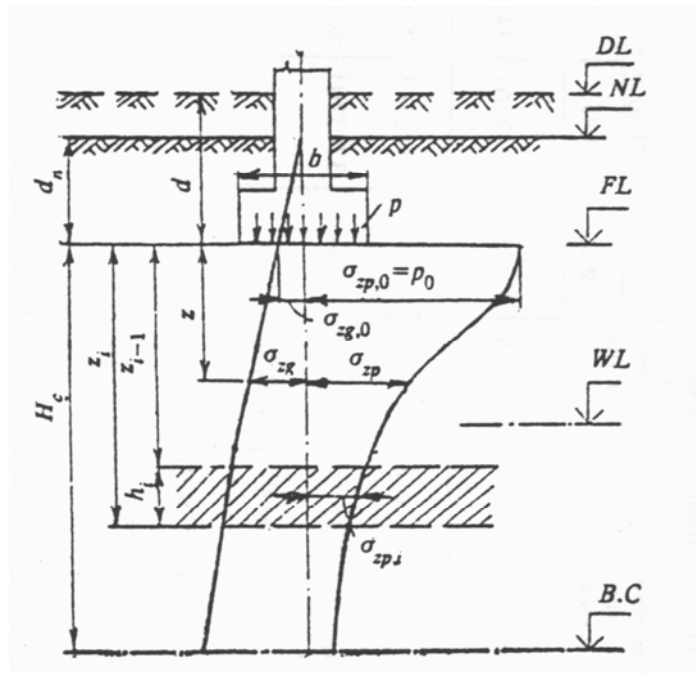


Рис. 5.27. Схема распределения вертикальных напряжений в линейно-деформируемом полупространстве

DL – отметка планировки; NL - отметка поверхности природного рельефа; FL - отметка подошвы фундамента; WL - уровень подземных вод; B,C - нижняя граница сжимаемой толщи; d и d_n глубина заложения фундамента соответственно от уровня планировки и поверхности природного рельефа; b - ширина фундамента; p - среднее давление под подошвой фундамента; p_0 - дополнительное давление на основание; σ_{zg} и $\sigma_{zg,0}$ – дополнительное вертикальное напряжение от внешней нагрузки на глубине z от подошвы фундамента и на уровне подошвы; σ_{zp} и $\sigma_{zp,0}$ – дополнительное вертикальное напряжение от внешней нагрузки на глубине z от подошвы фундамента и на уровне подошвы; H_c – глубина сжимаемой толщи.

Вертикальное напряжение от собственного веса грунта σ_{zg} на границе слоя, расположенного на глубине z от подошвы фундамента, определяется по формуле

$$\sigma_{zg} = \gamma' d + \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i \quad (5.6)$$

где γ' - удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента ($\gamma' = 18 \text{ кН/м}^3$);
 d - обозначение – см. рис. 5.2 ($d=2 \text{ м}$);

γ_i и h_i - соответственно удельный вес и толщина i -го слоя грунта.

Удельный вес грунтов, залегающих ниже уровня подземных вод, но выше водоупора, должен приниматься с учетом взвешивающего действия воды по формуле:

$$\gamma_{sb} = (\gamma_s - \gamma_w) / (1 + e), \quad (5.7)$$

где γ_s - удельный вес частиц грунта, принимаемый равным для песчаного грунта

26 кН/м³, для пылевато-глинистого 27 кН/м³;

γ_w - удельный вес воды, принимаемый 10 кН/м³;

e - коэффициент пористости.

Нижняя граница сжимаемой толщи основания принимается на глубине $z = H_c$, где выполняется условие $\sigma_{zg} = 0,2\sigma_{zp}$ (здесь σ_{zp} - дополнительное вертикальное напряжение на глубине по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента).

Согласно табл. 4.2 максимальная нагрузка на основание составляет 619 кН (колонна на осях Б/7). Размеры фундамента в плане 1,5×1,5 м приняты из условия, чтобы среднее давление по подошве p не превышало расчетного сопротивления грунта основания R . В данном случае получено

$$p = 619 / (1,5 \times 1,5) = 275 \text{ кПа} < R$$

$$R = 1 \times 1,4 / 1 \times (0,91 \times 1 \times 1,5 \times 18 + 4,64 \times 2 \times 18 + 7,14 \times 2) = 288 \text{ кПа}$$

Дополнительное давление на основание

$$p_0 = p - \gamma'_n \times d = 275 - 18 \times 2 = 239 \text{ кПа}$$

Значения p и p_0 под остальными фундаментами приведены в табл. 5.13.

Таблица 5.13

Номер опоры	Фундамент на осях	N (кН)	P, кПа	P ₀ , кПа	Номер опоры	Фундамент на осях	N (кН)	P, кПа	P ₀ , кПа
1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
1	А/1	-345	153	117	12	Б/1	-350	155	119
2	А/2	-451	200	164	13	Б/2	-446	198	162
3	А/3	-581	258	222	14	Б/3	-577	256	220
4	А/4	-605	269	233	15	Б/4	-605	269	233

5	A/5	-618	275	239	16	Б/5	-618	275	239
6	A/6	-614	273	237	17	Б/6	-615	273	237
7	A/7	-618	275	239	18	Б/7	-619	275	239
8	A/8	-605	269	233	19	Б/8	-606	269	233
9	A/9	-583	259	223	20	Б/9	-589	262	226
10	A/10	-450	200	164	21	Б/10	-465	207	171
11	A/11	-349	155	119	22	Б/11	-357	159	123

Максимальная нагрузка на основание от равнодействующей R_M составляет 40,6 кН (колонна на осях А/7). Размеры фундамента сжимающий грунт в плане 0,75×1,5 м (рис. 5.26). В данном случае получено

$$p = p_0 = 40,6 / (0,75 \times 1,5) = 36,1 \text{ кПа}$$

Значения p_0 под остальными фундаментами приведены в табл. 5.14.

Таблица 5.14

Номер опоры	Фундамент на осях	М, кНм	R_M , (кН)	P_0 , кПа	Номер опоры	Фундамент на осях	М, кНм	R_M , (кН)	P_0 , кПа
1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
1	A/1	16,1	32,2	28,6	12	Б/1	16	32	28,4
2	A/2	20,2	40,4	35,9	13	Б/2	20	40	35,5
3	A/3	20,2	40,4	35,9	14	Б/3	20	40	35,5
4	A/4	20,3	40,6	36,1	15	Б/4	20	40	35,5
5	A/5	20,3	40,6	36,1	16	Б/5	20	40	35,5
6	A/6	20,3	40,6	36,1	17	Б/6	20	40	35,5
7	A/7	20,3	40,6	36,1	18	Б/7	20	40	35,5
8	A/8	20,3	40,6	36,1	19	Б/8	20	40	35,5
9	A/9	20,3	40,6	36,1	20	Б/9	20,1	40,2	35,7
10	A/10	20,2	40,4	35,9	21	Б/10	20,1	40,2	35,7
11	A/11	16,2	32,4	28,8	22	Б/11	16,1	32,2	28,6

Дальнейшие вычисления проводились с помощью пакета программ MICROSOFT EXCEL (рис. 5.28 - 5.29). Окончательные результаты представлены в табл. 5.15 и 5.16.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
1	№	Слой	d,	h _i ,	γ_i ,	$\gamma_i \times h_i$,	σ_{zg} ,	$0,2\sigma_{zg}$,	α	P ₀ ,	σ_{zp} ,	E _i ,
2	опоры	грунта	м	м	кН/м ³	кН/м ²	кПа	кПа		кПа	кПа	МПа
3	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
4	1	-	2	-	18	36	36	7,2	1		117	-
5		3	-	2,33	26,4	61,5	97,5	19,5	0,17		19,9	29
6		3*	-	0,05	10,6	0,5	98,0	19,6	0,163	117	19,1	29
7		H _c = Σh_i =			2,38			R =	288,2		S _i = 0,0062	
8	2	-	2	-	18	36	36	7,2	1		164	-
9		3	-	2,4	26,4	63,4	99,4	19,9	0,16		26,2	29
10		3*	-	0,4	10,6	4,2	103,6	20,7	0,123	164	20,2	29
11		H _c = Σh_i =			2,8			R =	288,2		S _i = 0,0092	
12	3	-	2	-	18	36	36	7,2	1		222	-
13		3	-	2,48	26,4	65,5	101,5	20,3	0,147		32,6	29
14		3*	-	0,7	10,6	7,4	108,9	21,8	0,098	222	21,8	29
15		H _c = Σh_i =			3,18			R =	288,2		S _i = 0,0132	

Рис. 5.28. Определение осадки грунтов основания

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
91	№	Слой	h _i ,	γ_i ,	$\gamma_i \times h_i$,	σ_{zg} ,	$0,2\sigma_{zg}$,	α	P ₀ ,	σ_{zp} ,	E _i ,
92	опоры	грунта	м	кН/м ³	кН/м ²	кПа	кПа		кПа	кПа	МПа
93	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
94	1	3	1,27	26,4	33,5	33,5	6,7	0,244	28,6	7,0	29
95		H _c = Σh_i =			1,27			R =	288,2	S ₂ = 0,00076	
96	2	3	1,42	26,4	37,5	37,5	7,5	0,205	35,9	7,4	29
97		H _c = Σh_i =			1,42			R =	288,2	S ₂ = 0,00112	
98	3	3	1,42	26,4	37,5	37,5	7,5	0,205	35,9	7,4	29
99		H _c = Σh_i =			1,42			R =	288,2	S ₂ = 0,00112	

Рис. 5.29. Определение осадки грунтов основания от равнодействующей R_М

№ опоры	N, кН	Q, кН	M, кНм	S ₁ , м	R _м , кН	a, м	φ, Рад	C ₁ , кН/м	C ₂ , кН/м	C ₃ , кН
1	345	0	0	0,0062	0	0,5	0	55645	0	0
2	451	0	0	0,0092	0	0,5	0	49022	0	0
3	581	0	0	0,0132	0	0,5	0	44015	0	0
4	605	0	0	0,0143	0	0,5	0	42308	0	0
5	618	0	0	0,0156	0	0,5	0	39615	0	0
6	614	0	0	0,0166	0	0,5	0	36988	0	0
7	618	0	0	0,0178	0	0,5	0	34719	0	0
8	605	0	0	0,0179	0	0,5	0	33799	0	0
9	583	0	0	0,0169	0	0,5	0	34497	0	0
10	450	0	0	0,0106	0	0,5	0	42453	0	0
11	349	0	0	0,0064	0	0,5	0	54531	0	0
12	350	0	0	0,0039	0	0,5	0	89744	0	0

Рис. 5.30. Определение жесткости пружин

№ опоры	Q, кН	M, кНм	S ₁ , м	S ₂ , м	a, м	φ, Рад	C ₂ , кН/м	C ₃ , кН
12	4,02	16,1	0,0062	0,00076	0,5	0,00152	648	10592
13	6,52	20,2	0,0092	0,00112	0,5	0,00224	709	9018
14	6,53	20,2	0,0132	0,00112	0,5	0,00224	495	9018
15	6,53	20,3	0,0143	0,00112	0,5	0,00224	457	9063
16	6,54	20,3	0,0156	0,00112	0,5	0,00224	419	9063
17	6,54	20,3	0,0166	0,00112	0,5	0,00224	394	9063
18	6,54	20,3	0,0178	0,00112	0,5	0,00224	367	9063
19	6,54	20,3	0,0179	0,00112	0,5	0,00224	365	9063
20	6,54	20,3	0,0169	0,00112	0,5	0,00224	387	9063
21	6,53	20,2	0,0106	0,00112	0,5	0,00224	616	9018
22	4,03	16,2	0,0064	0,00076	0,5	0,00152	630	10658
23	4,03	16	0,0039	0,00075	0,5	0,0015	1033	10667

Рис. 5.31. Определение жесткости пружин (продолжение)

Таблица 5.15

№ опоры	Осадка основания S ₁ , м	№ опоры	Осадка основания S ₁ , м
1	0,0062	12	0,0039
2	0,0092	13	0,0058
3	0,0132	14	0,0087
4	0,0143	15	0,0102
5	0,0156	16	0,0111
6	0,0166	17	0,0132
7	0,0178	18	0,0145

8	0,0179	19	0,0153
9	0,0169	20	0,0160
10	0,0106	21	0,0113
11	0,0064	22	0,0068

Таблица 5.16

Номер опоры	Плоскость XOZ			Плоскость YOZ	
	C ₁ , кН/м	C ₂ , кН/м	C ₃ , кН	C ₂ , кН/м	C ₃ , кН
1	2	3	4	6	7
1	55645	-	-	648	10592
2	49022	-	-	709	9018
3	44015	-	-	495	9018
4	42308	-	-	457	9063
5	39615	-	-	419	9063
6	36988	-	-	394	9063
7	34719	-	-	367	9063
8	33799	-	-	365	9063
9	34497	-	-	387	9063
10	42453	-	-	616	9018
11	54531	-	-	630	10658
12	89744	-	-	1033	10667
13	76897	-	-	1121	9091
14	66322	-	-	747	9091
15	59314	-	-	637	9091
16	55676	-	-	586	9091
17	46591	-	-	492	9091
18	42690	-	-	448	9091
19	39608	-	-	425	9091
20	36812	-	-	407	9054
21	41150	-	-	576	9054
22	52500	-	-	590	10592

Вычисленные значения жесткостей пружин, моделирующих работу основания, введены в расчетную схемы рамы и выполнен повторный расчет системы сооружение-основание. Основные результаты с учетом податливости основания приведены на рис.5.32 и 5.33 и в табл.5.17.

Сопоставительный анализ результатов расчета, выполненного без учета и с учетом податливости основания, показывает, что они существенно различаются между собой. Следовательно, в расчетах строительных сооружений необходимо учитывать взаимодействие конструкции с основанием.

Перемещения по

Модуль	Узел	X	Y	Z
1	1	0	0,0191	-0,00991
2	1	0	0,0198	-0,0102
3	1	0	0,00829	-0,0132
4	1	0	0,00898	-0,0146
5	1	0	0,00979	-0,0159
6	1	0	0,0104	-0,017
7	1	0	0,0112	-0,018
8	1	0	0,0112	-0,018
9	1	0	0,0106	-0,0165
10	1	0	0,0227	-0,0119
11	1	0	0,0197	-0,0104
12	1	0	0,0125	-0,00641
13	1	0	0,0131	-0,00653
14	1	0	0,00549	-0,00868
15	1	0	0,00644	-0,0104
16	1	0	0,007	-0,0115
17	1	0	0,00834	-0,0134
18	1	0	0,00916	-0,0148
19	1	0	0,00965	-0,0155
20	1	0	0,0101	-0,0155
21	1	0	0,0252	-0,0128
22	1	0	0,0218	-0,0115

Рис. 5.32

Согласно СНиП 2.02.01-83, предельные деформации основания не должны превышать значений указанных в таблице 5.17. В нашем случае $(\Delta s/L)_u = (0,0132-0,0102)/6 = 0,0005$ и $s_{\max,u} = 0,018-0,00641=0,01159$ м = 1,16 см. Следовательно, размеры фундамента (1,5×1,5 м) приняты верно.

Таблица 5.17

Сооружения	Относительная разность осадок $(\Delta s/L)_u$	Предельные деформации основания (максимальная $s_{\max,u}$ осадка), см
Производственные и гражданские одноэтажные и многоэтажные здания с полным стальным каркасом	0,004	12

Максимальные значения усилий
Таблица 5.18

Тип конструктивных элементов	Номера модулей	Внутренние усилия				
		N, кН	Q ₂ , кН	Q ₃ , кН	M ₂ , кНм	M ₃ , кНм
1	2	3	4	6	7	8
1. Колонны	16	-627	-	-	-	-
	13	-	6,44	-	-	-
	12	-	-	-	-	21,5
2. Фермы: верхний пояс	50	-1080	-	-	-	-
	126	-638	-	-	-	-
нижний пояс	142	705	-	-	-	-
	181	941	-	-	-	-
	170	1090	-	-	-	-
раскосы	206	-393	-	-	-	-
	217	174	-	-	-	-
	241	-132	-	-	-	-
	264	-62	-	-	-	-
стойки	296	-94	-	-	-	-
	302	-80	-	-	-	-
	318	119	-	-	-	-

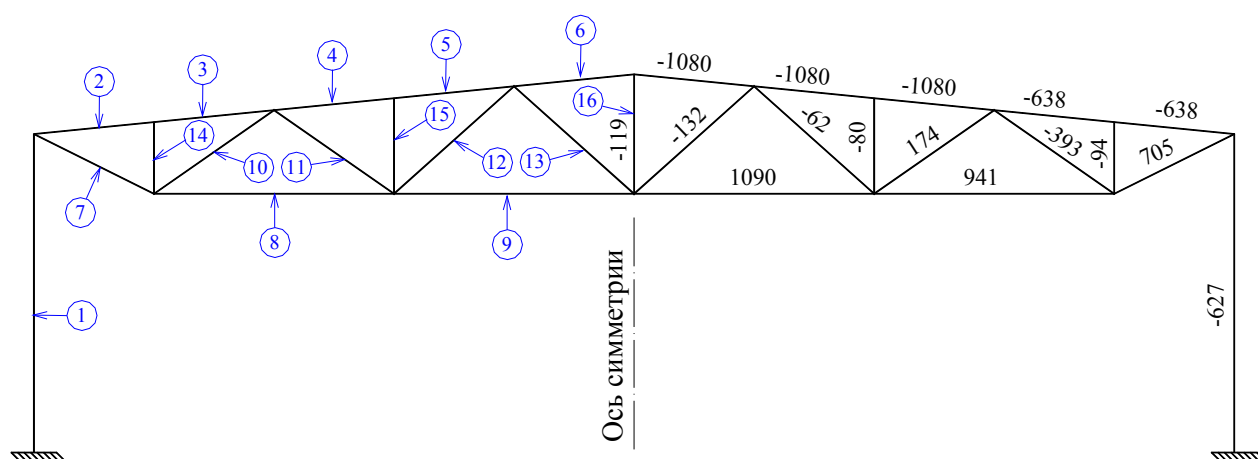


Рис. 5.33

Таблица 5.7.

5.2. РАСЧЕТ БЕТОННОГО ШЛЮЗА С ПОТЕРНОЙ

Проведено исследование напряженно-деформированного состояния бетонного массива шлюза с потерной до реконструкции и после. Расчетная схема до реконструкции приведена на рис.1, а после реконструкции – на рис.2. Цель расчета – выяснить, возможна ли реконструкция шлюза вообще и не произойдет ли обрушение стенки потерны в период реконструкции при временном удалении верхней перемычки потерны. Для моделирования конструкции использовались шестигранные объемные конечные элементы первого порядка. Схема рис.1 содержит 17701, а схема рис.2 – 18529 узлов. Густота сетки конечных элементов определялась, исходя, с одной стороны, из соображений эффективности расчетов на ЭВМ, и из необходимости получения достоверного решения, с другой. Для оценки достоверности получаемых результатов использовались данные натурных наблюдений и эксперименты на фотоупругих моделях. Сопоставительный анализ результатов натурных вибрационных испытаний с динамическими характеристиками, полученными расчетным путем с помощью разработанной расчетной модели, показал, что принятая расчетная схема адекватно отражает поведение конструкции

Расчеты тела шлюза на статическую нагрузку проводились для трех вариантов нагружения.

Вариант 1. Сегментный затвор находится в крайнем левом положении.

Вариант 2. Сегментный затвор находится в среднем положении.

Вариант 3. Сегментный затвор опущен.

Каждый из этих трех вариантов характеризуется определенным давлением со стороны грунта.

Так как прочность конструкции определяется в основном местными напряжениями, для определения которых нужна подробная сетка конечных элементов, то расчет был проведен для плоской схемы, и при этом массив грунта рассматривался как континуальная упруго-деформируемая среда.

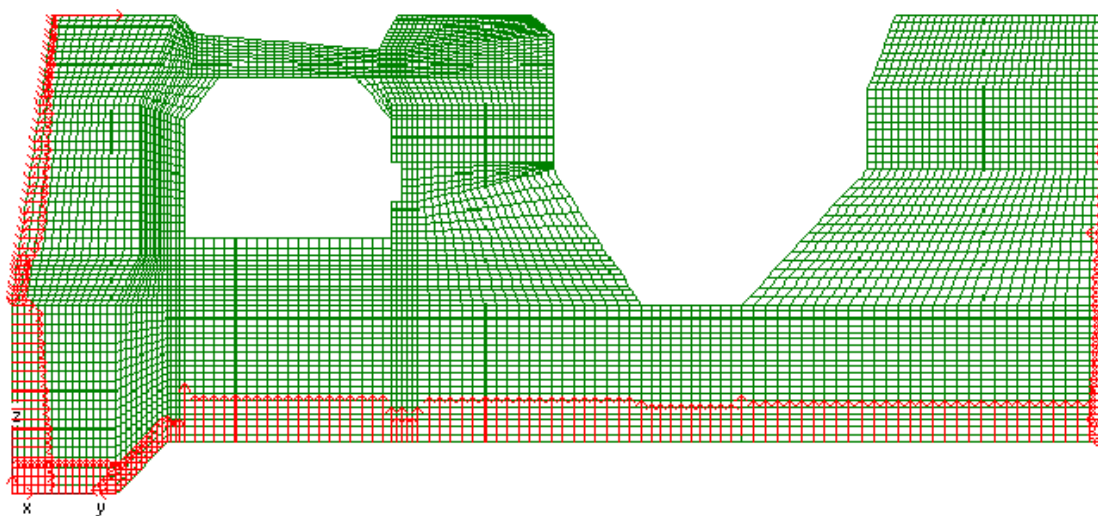
Выполнен расчет бетонного шлюза с заданными грунтовыми условиями

Исследование местных напряжений до реконструкции

Для исследования местных напряжений используем плоскую расчетную схему, показанную на рис.4.

Ниже приводятся результаты решения плоской задачи для трех вариантов нагружения.

Вариант 1. Нагрузка для первого варианта расчета показана на рис.5.34.



Вариант нагружения 1. Приведенные узловые силы

ВК ПРИНС

Рис.5.34

Значения напряжений по сечению $x=33$ м приведены на рис.5.35-5.39:

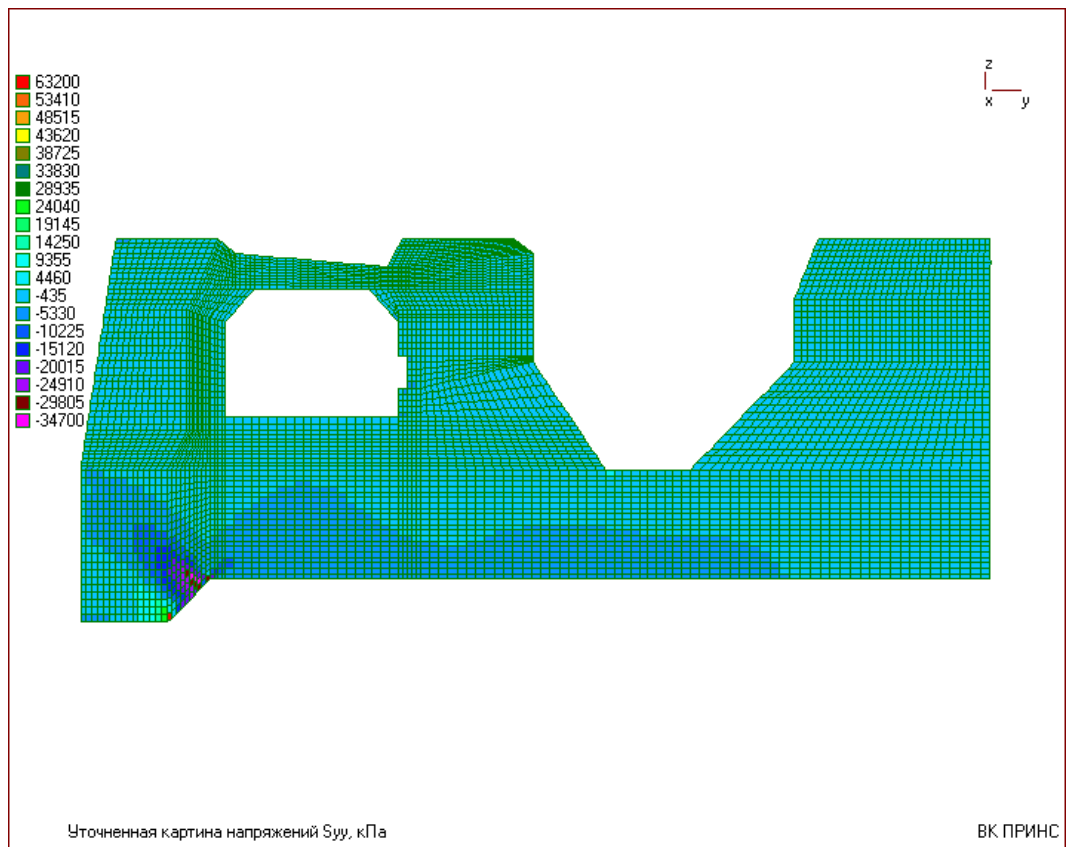


Рис.5.35

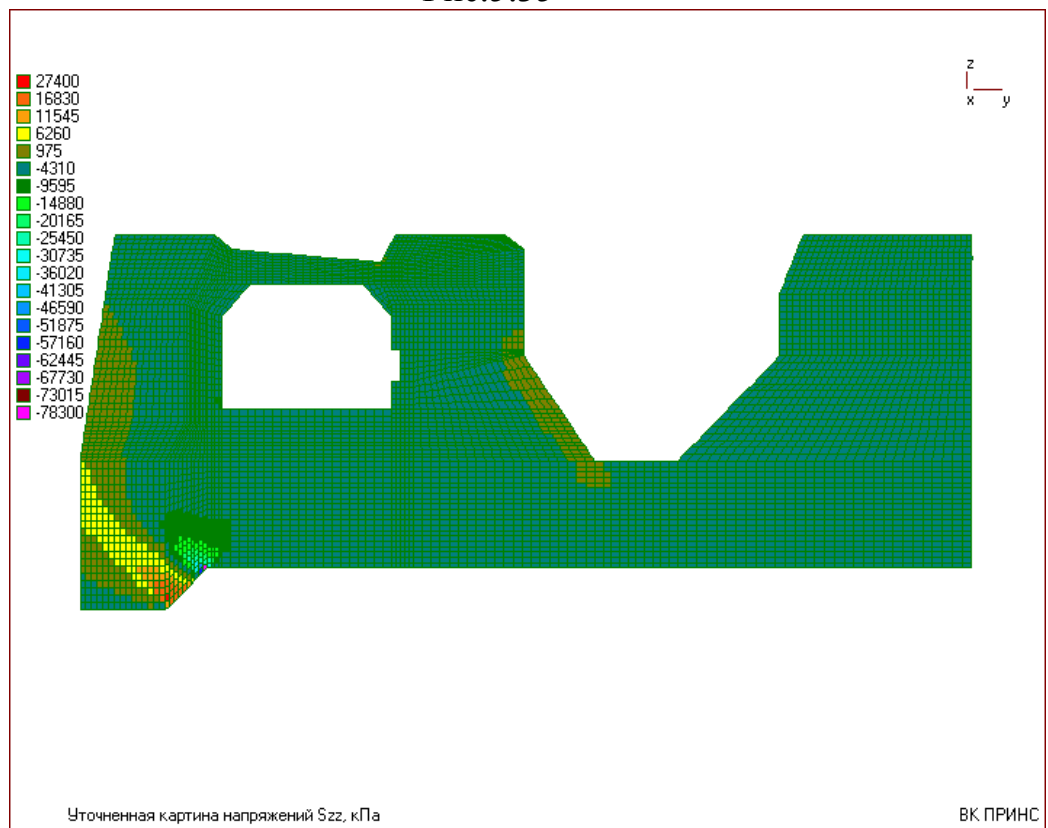


Рис.5.36

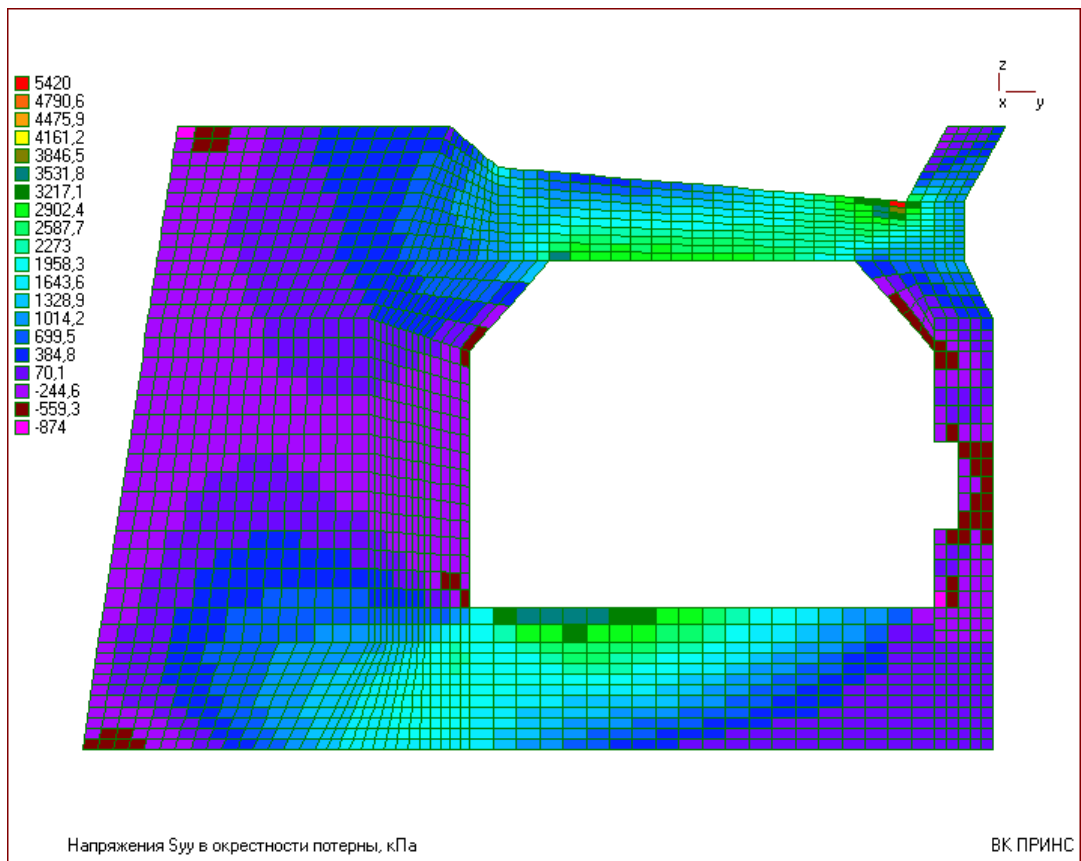


Рис.5.37

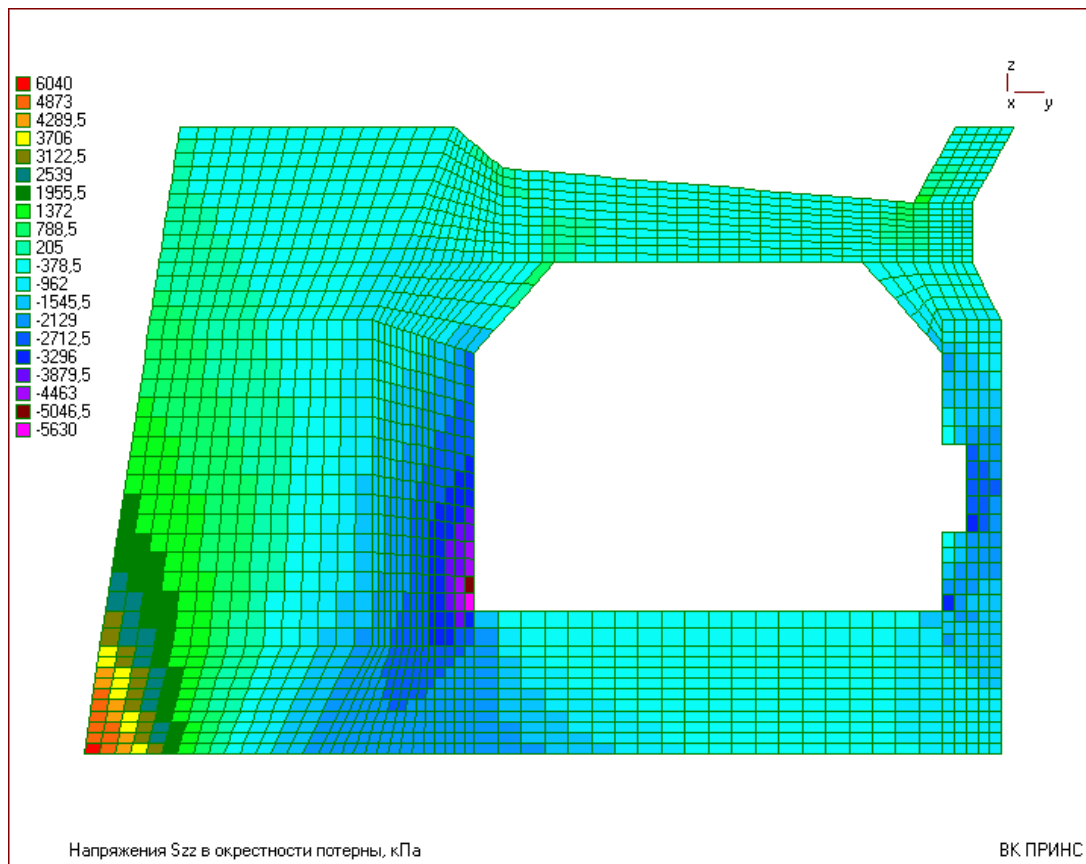


Рис.5.38

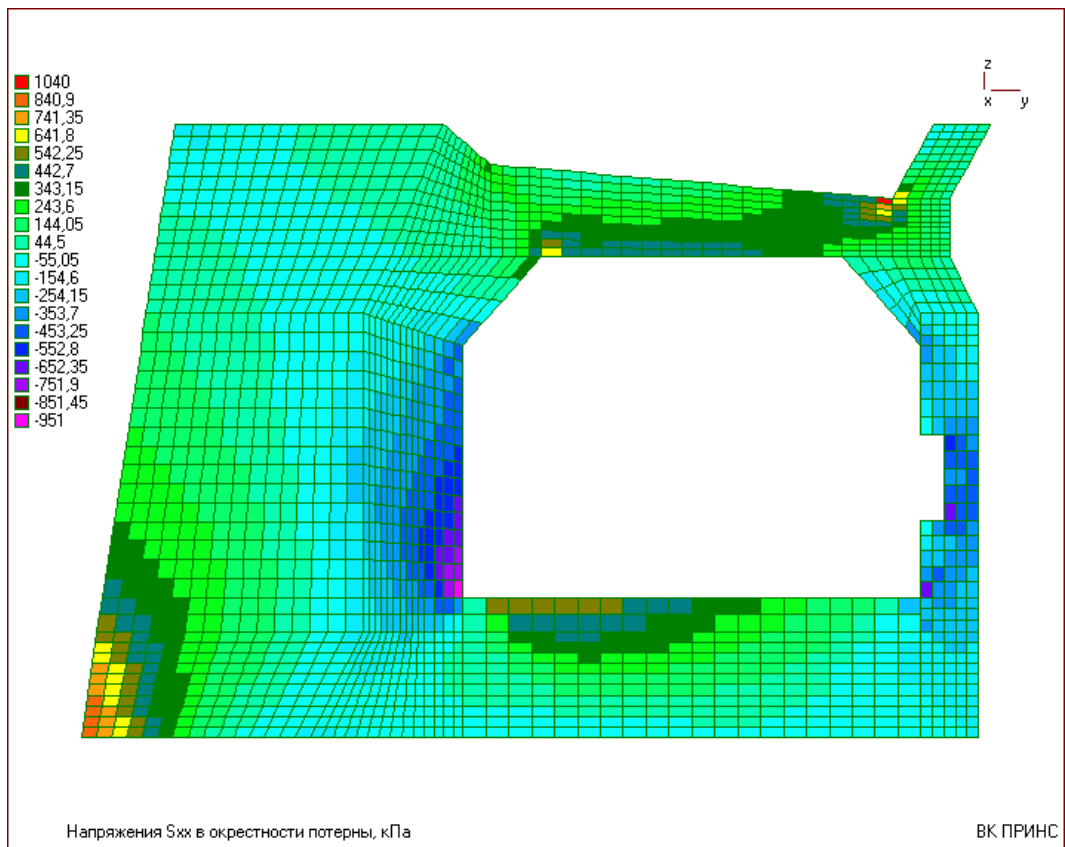


Рис.5.39

Вариант 2. Нагрузка для второго варианта в виде сил, приведенных к узлам, показана на рис.5.40.

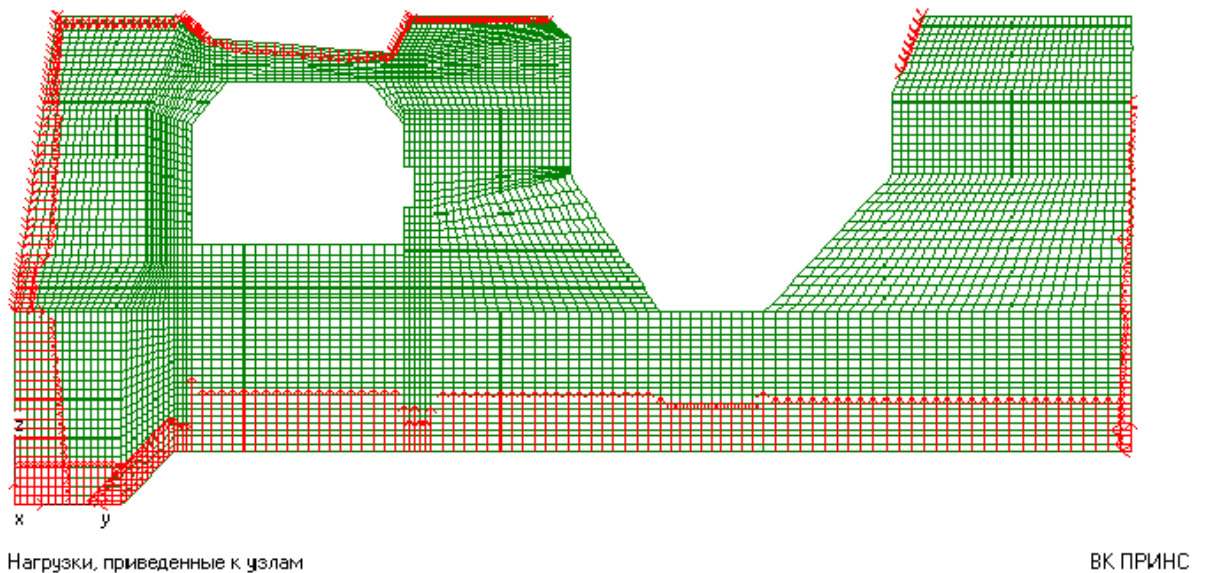


Рис.5.40

Значения напряжений по сечению $x=33$ м приведены на рис.5.41-5.45:

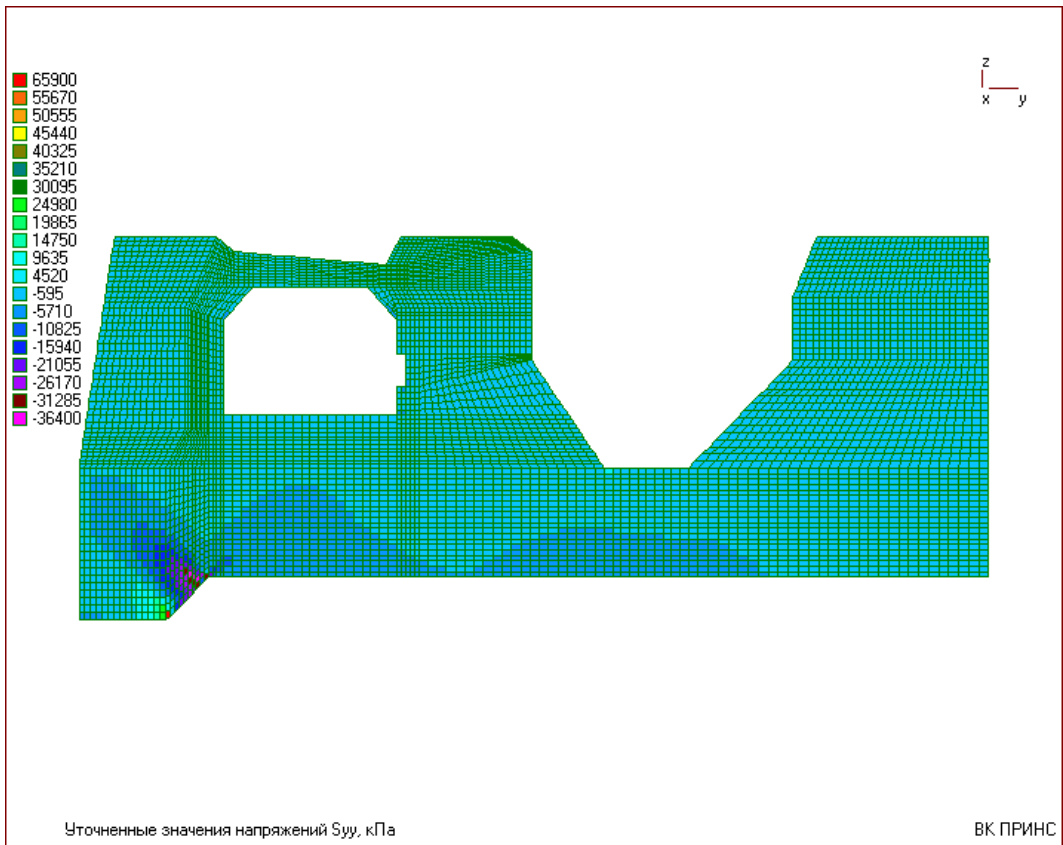


Рис.5.41

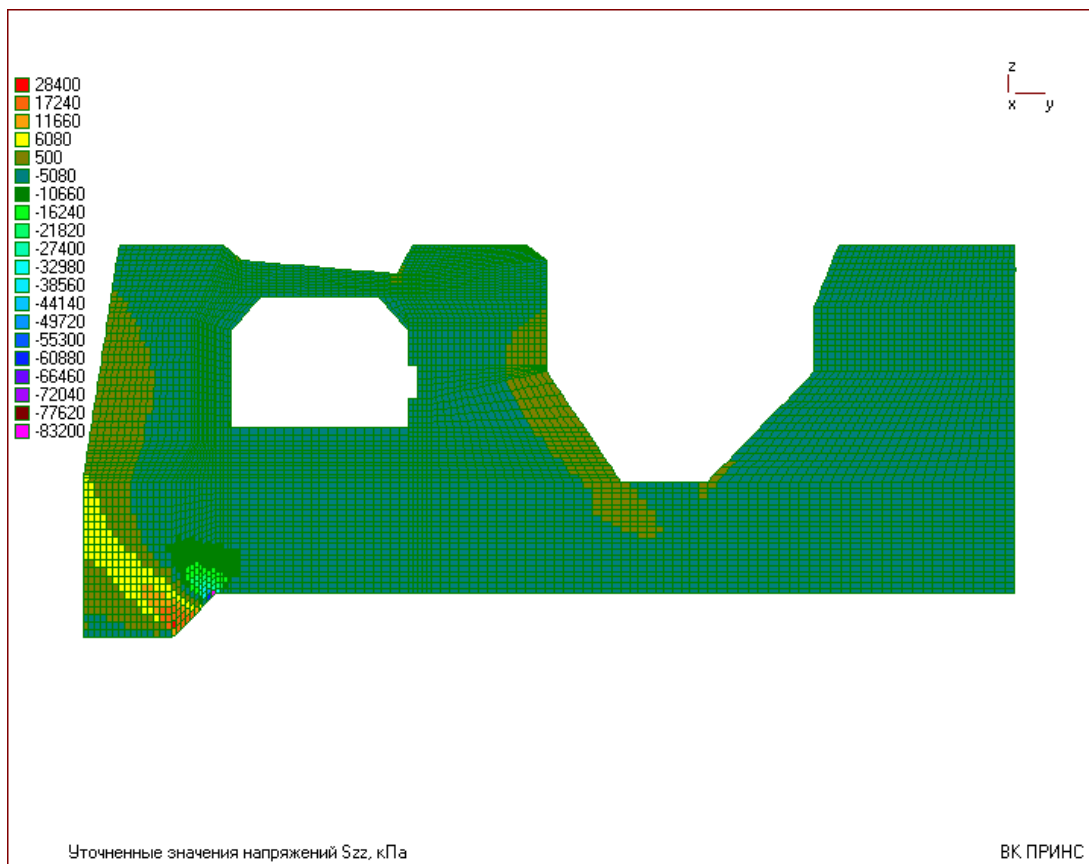


Рис.5.42

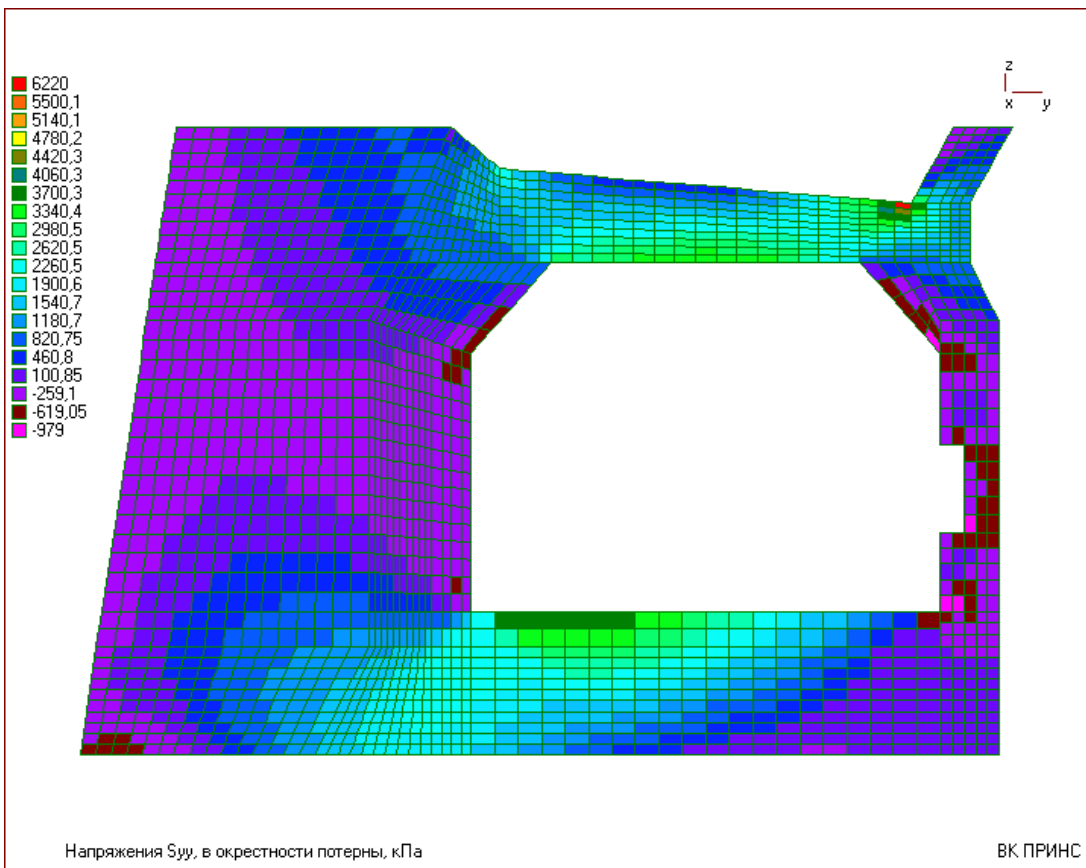


Рис.5.43

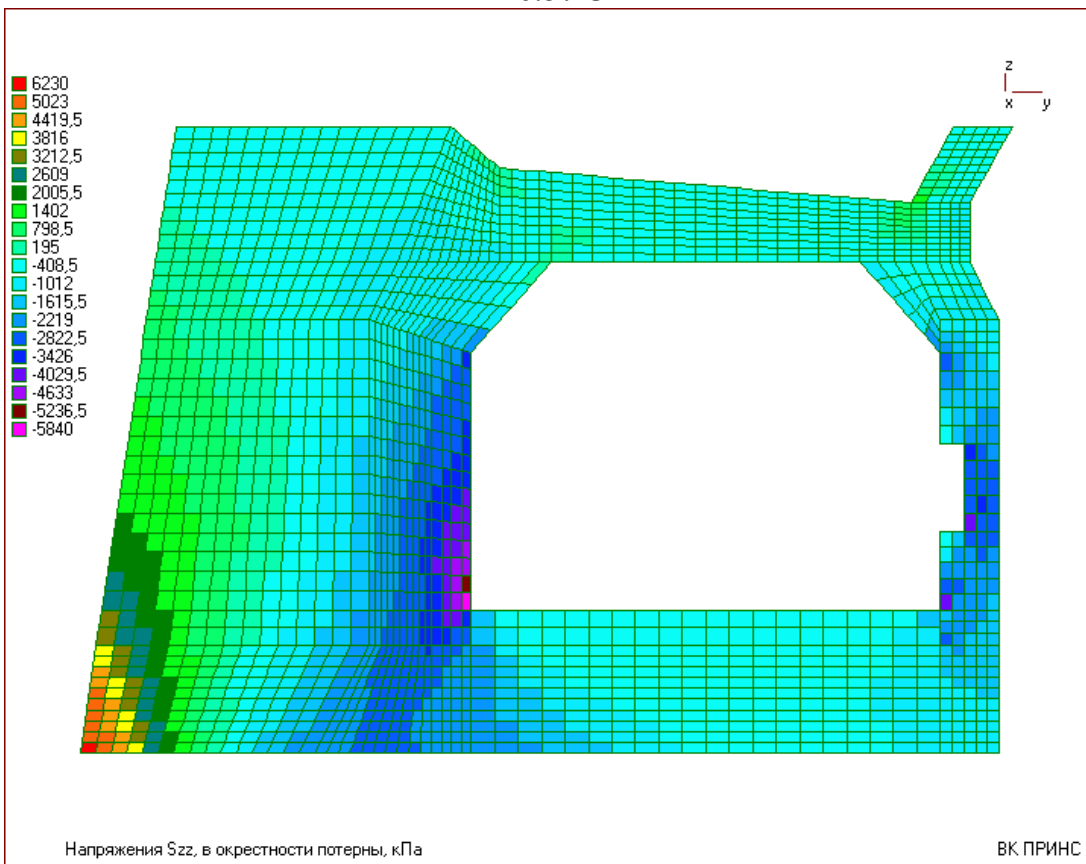


Рис.5.44

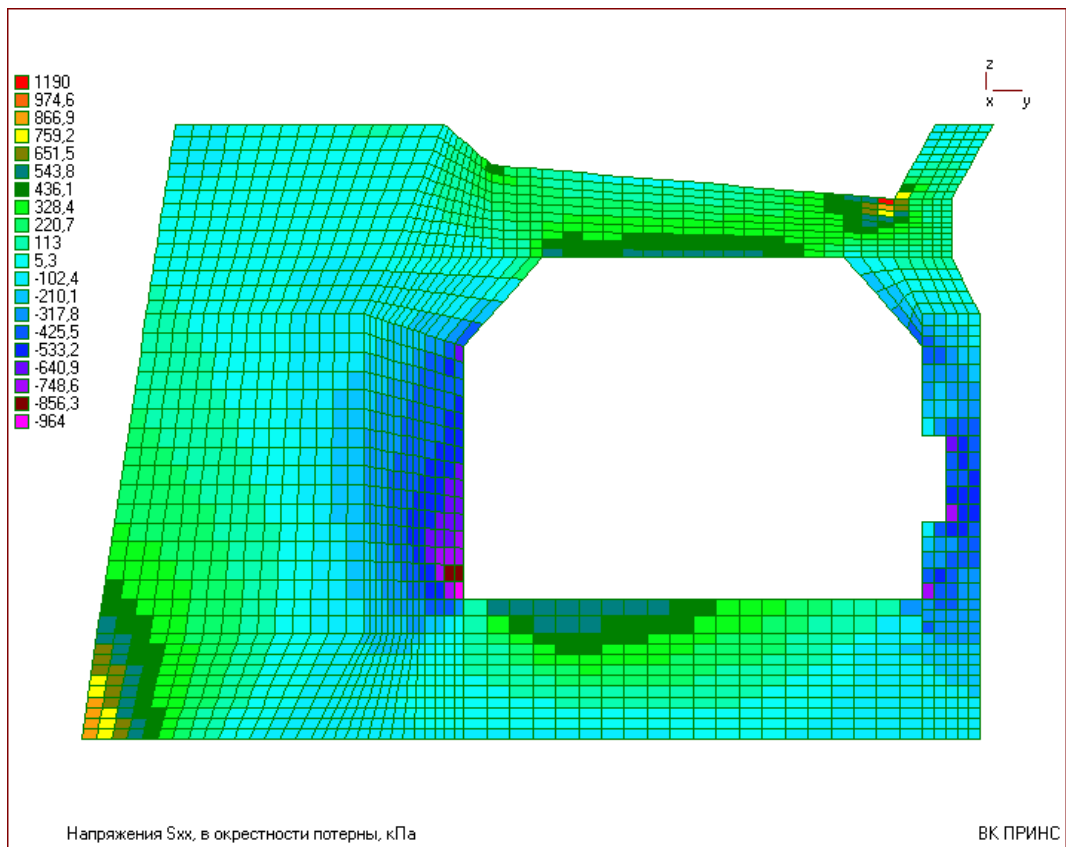
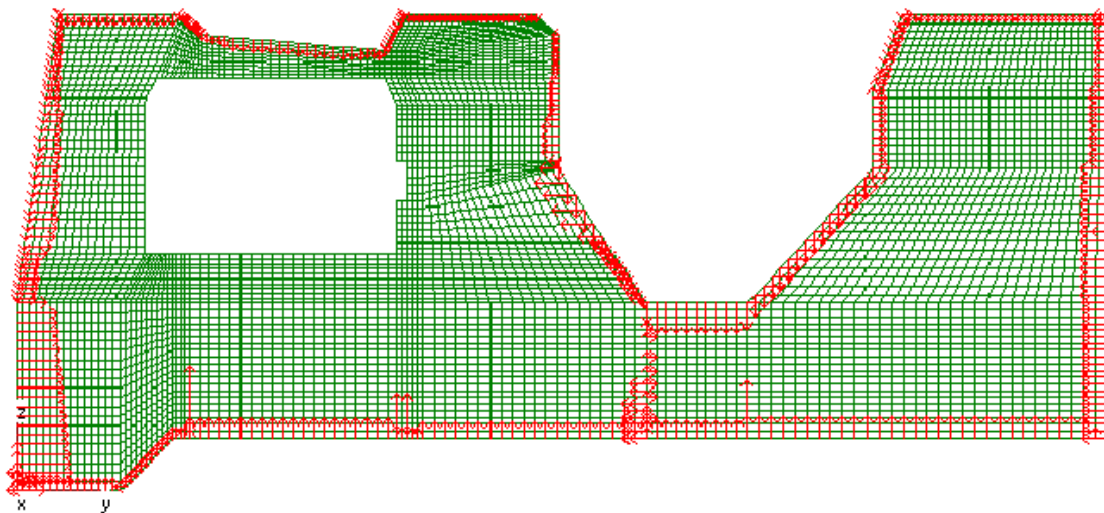


Рис.5.45

Вариант 3. Нагрузка для третьего варианта в виде сил, приведенных к узлам, показана на рис. 5.46.



Вариант нагружения 3. Приведенные узловые силы

VK ПРИНС

Рис.5.46

Значения напряжений по сечению $x=33$ м приведены на рис.5.47-5.51:

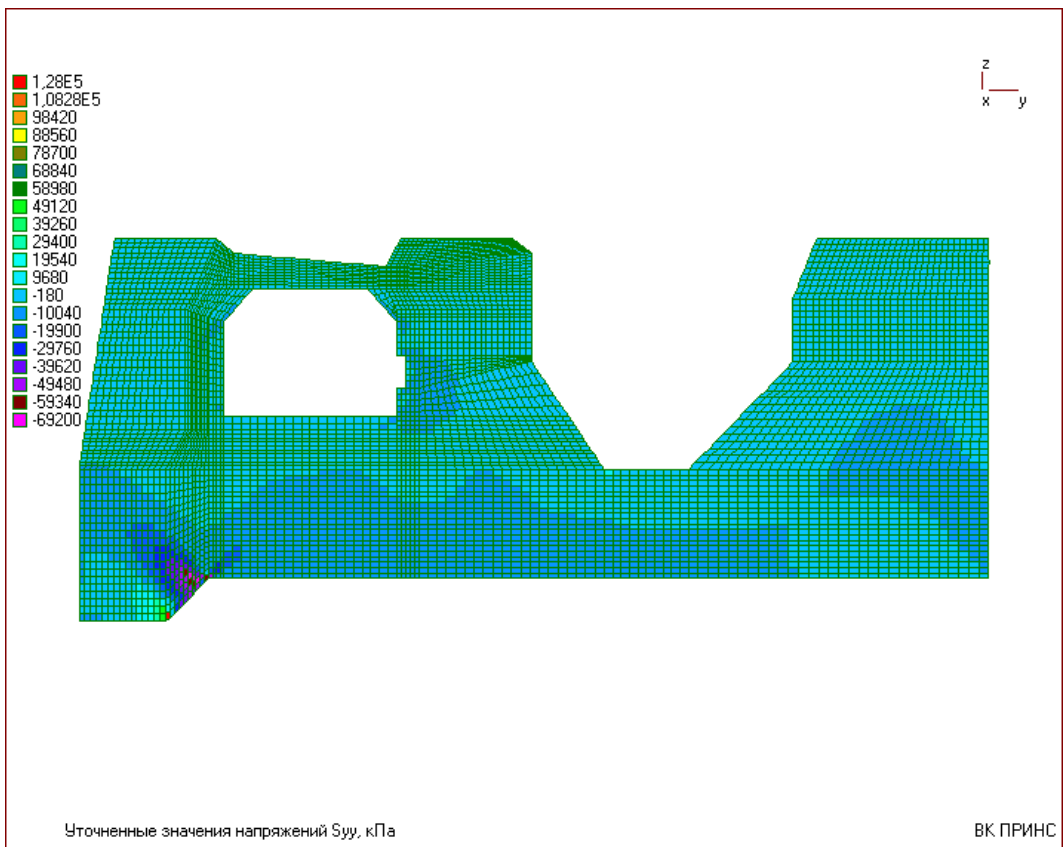


Рис.5.47

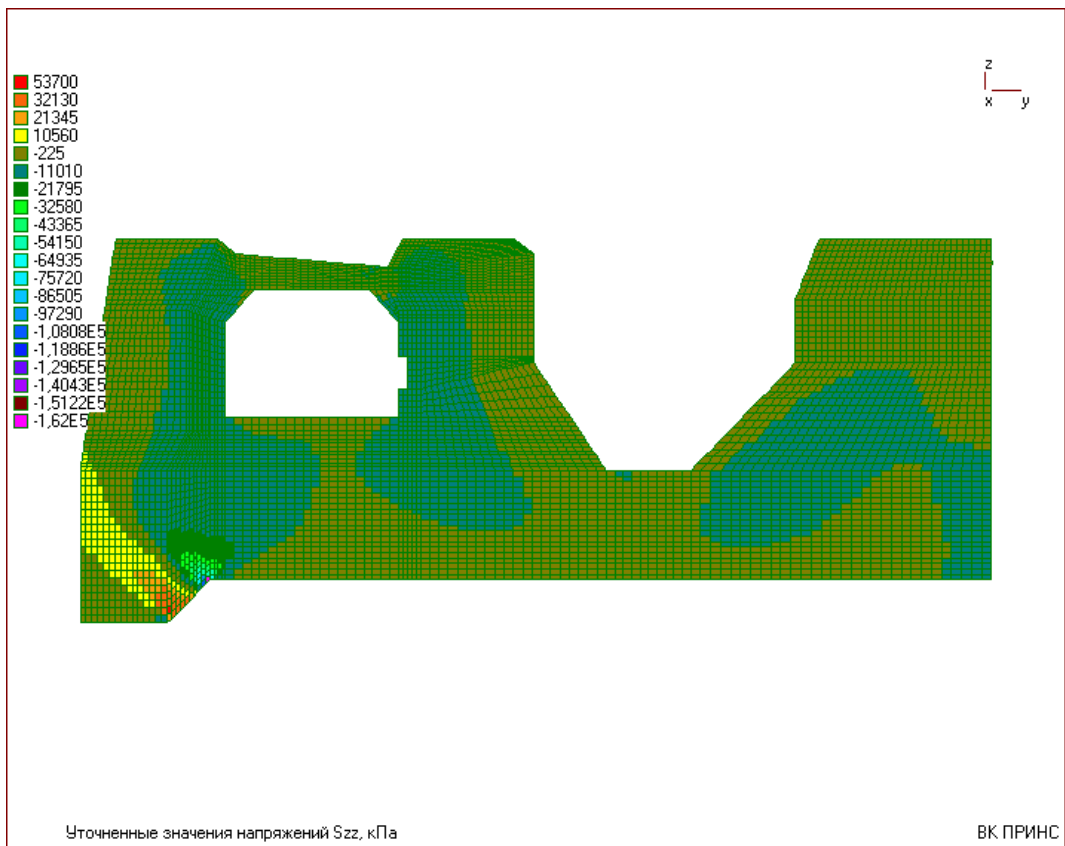


Рис.5.48

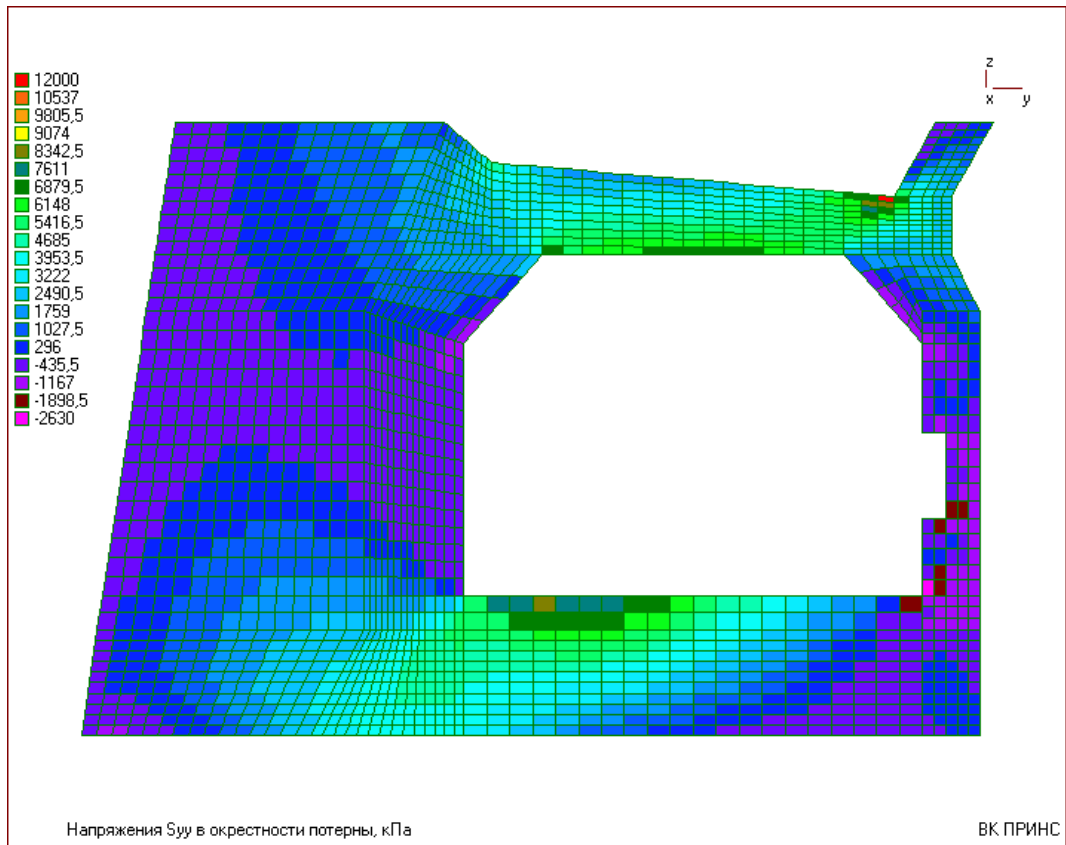


Рис.5.49

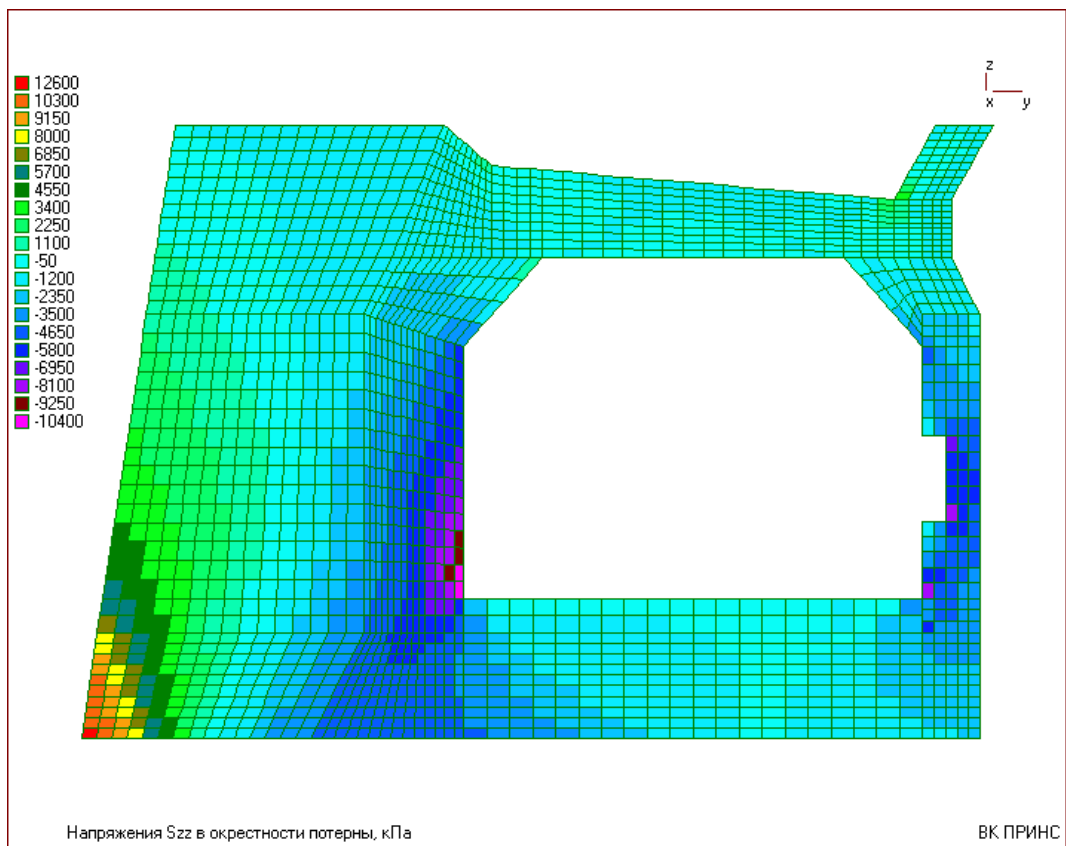


Рис.5.50

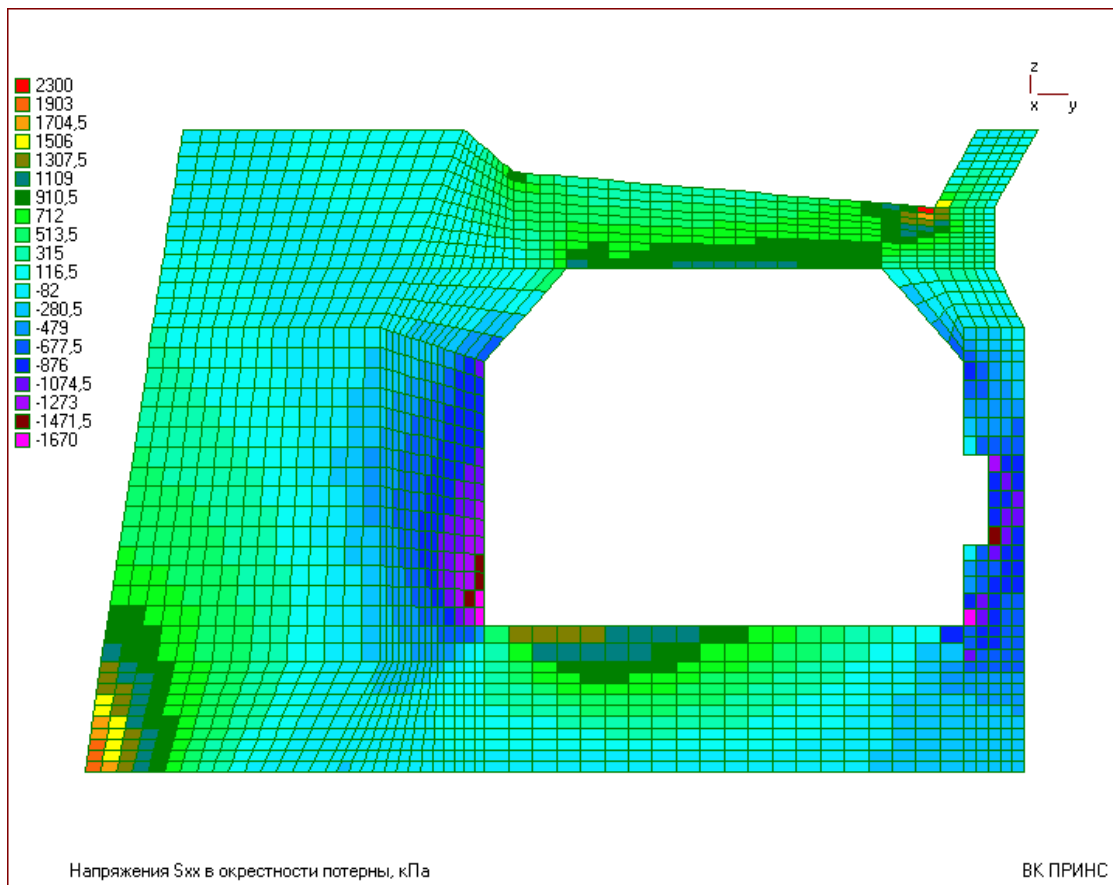


Рис.5.51

Выводы:

1. В окрестности потерны во всех трех вариантах нагружения выявлена значительная концентрация напряжений при преобладании компоненты σ_y .
2. Наибольшие значения напряжений σ_y на верхней поверхности потерны составляют 25, 29 и 82 кгс/см² для первого, второго и третьего вариантов нагружения, соответственно.
3. Наибольшие значения напряжений σ_y на нижней поверхности потерны составляют 38.4, 44.2 и 83 кгс/см² для первого, второго и третьего вариантов нагружения, соответственно.

ИССЛЕДОВАНИЕ МЕСТНОГО НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ПОТЕРНЫ ПОСЛЕ РЕКОНСТРУКЦИИ

При тех же вариантах нагружения по программе ПРИНС произведен расчет массива шлюза при увеличенных размерах потерны. Результаты расчета приведены на рис.5.52-5.66.

Вариант нагружения 1.

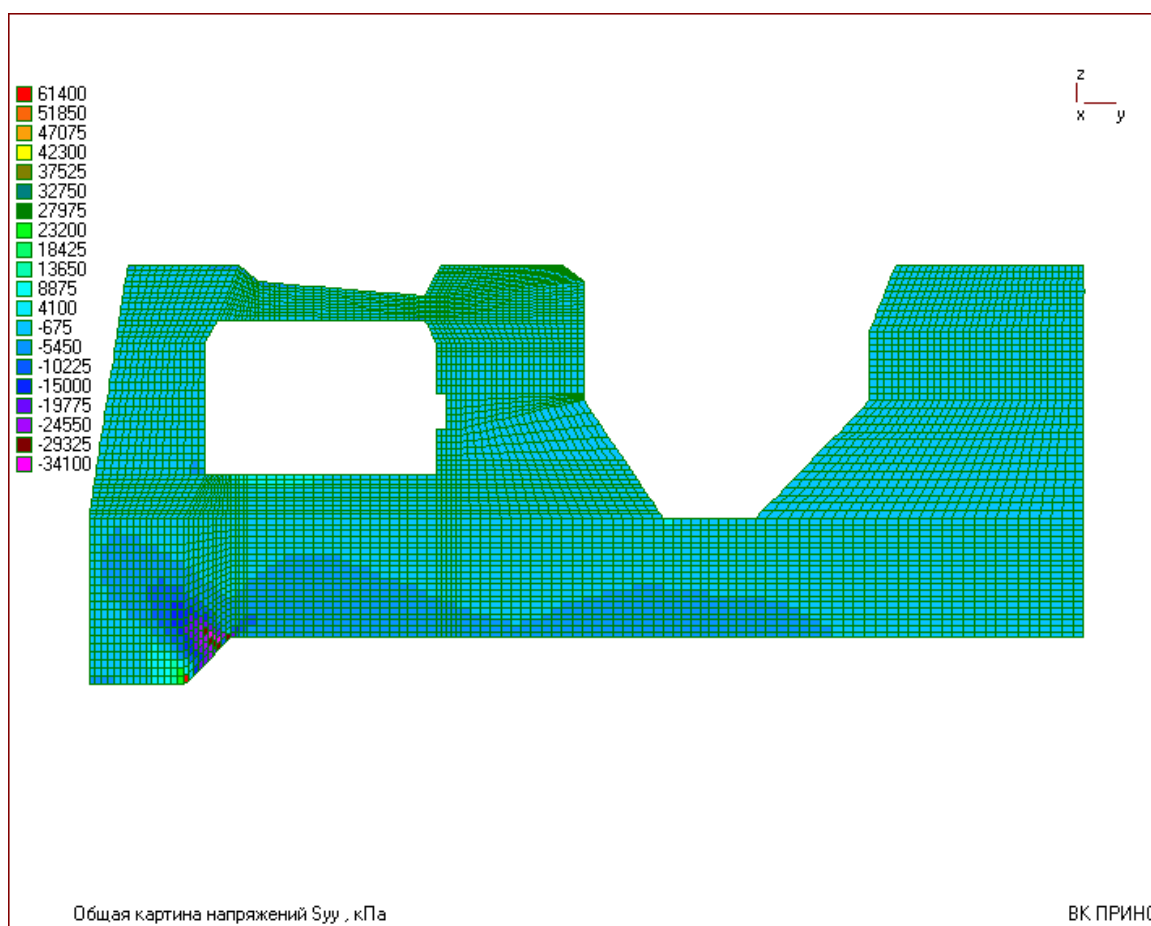


Рис.5.52

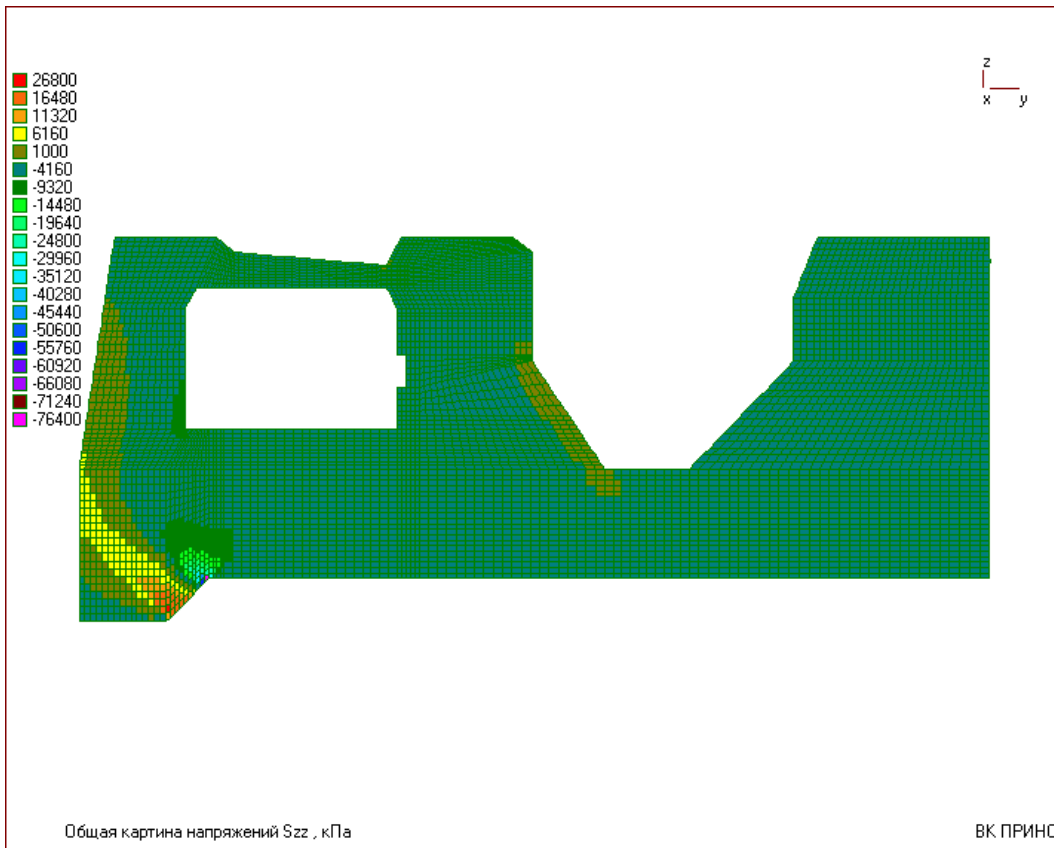


Рис.5.53

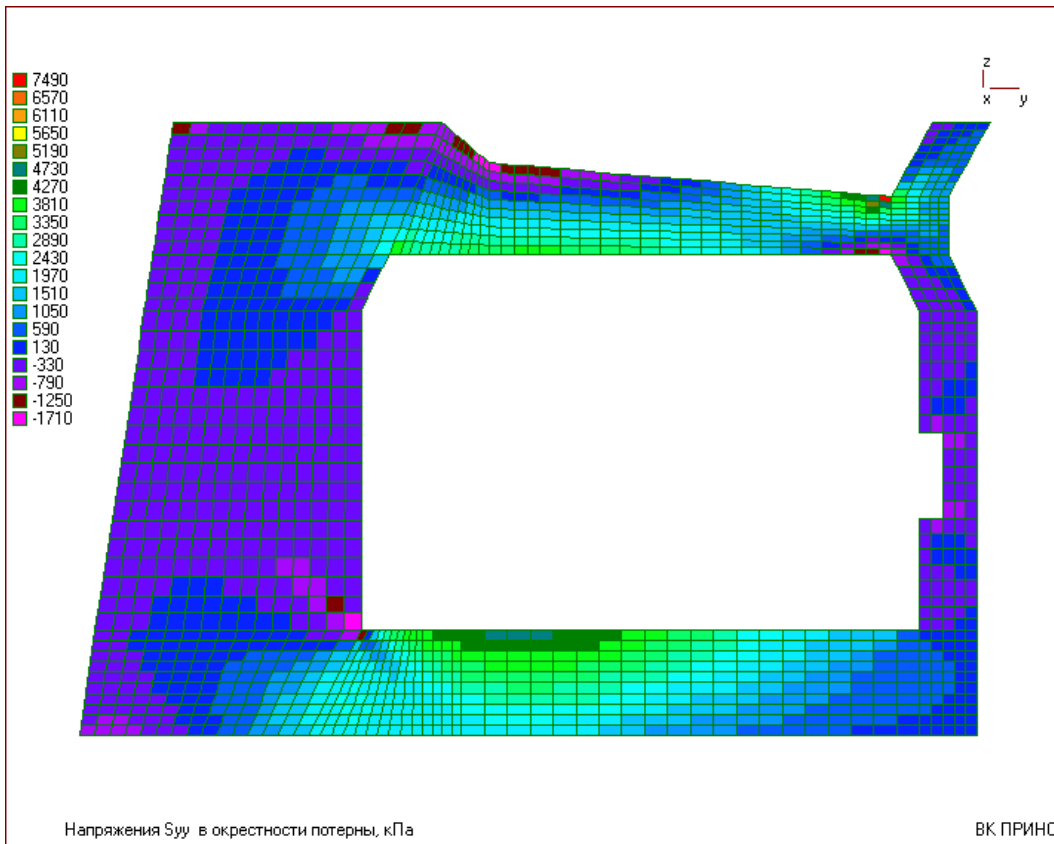


Рис.5.54

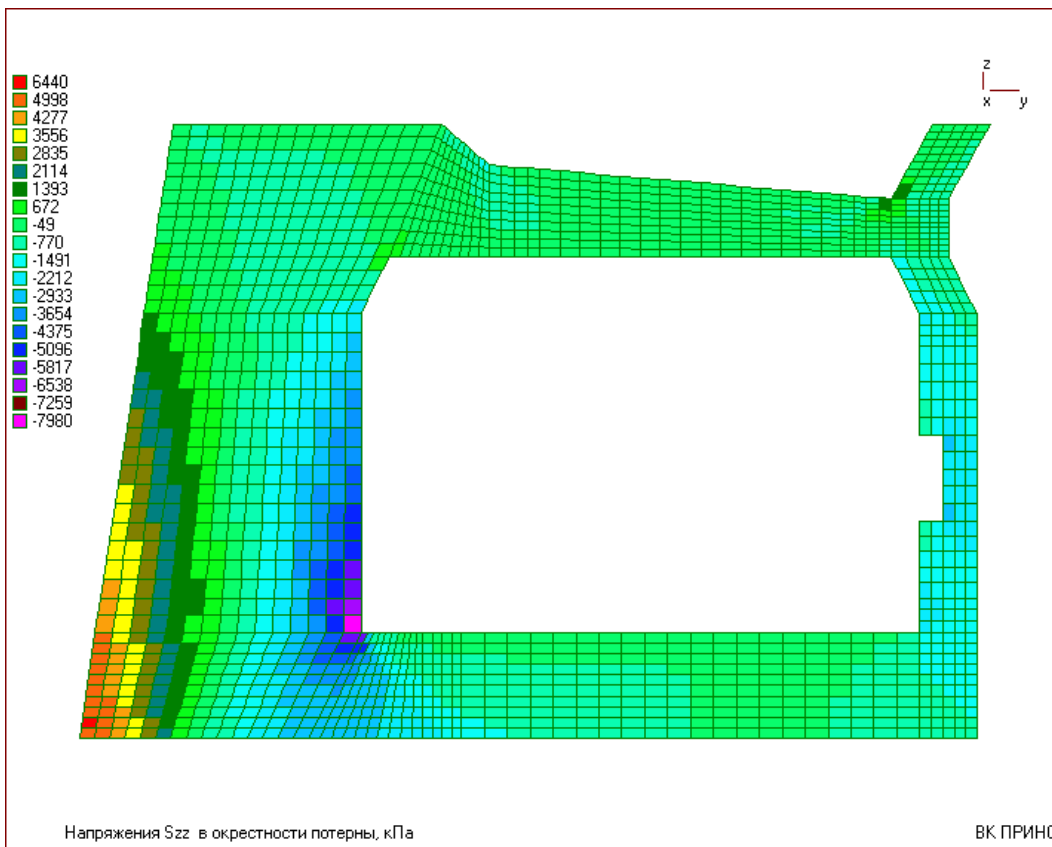


Рис.5.55

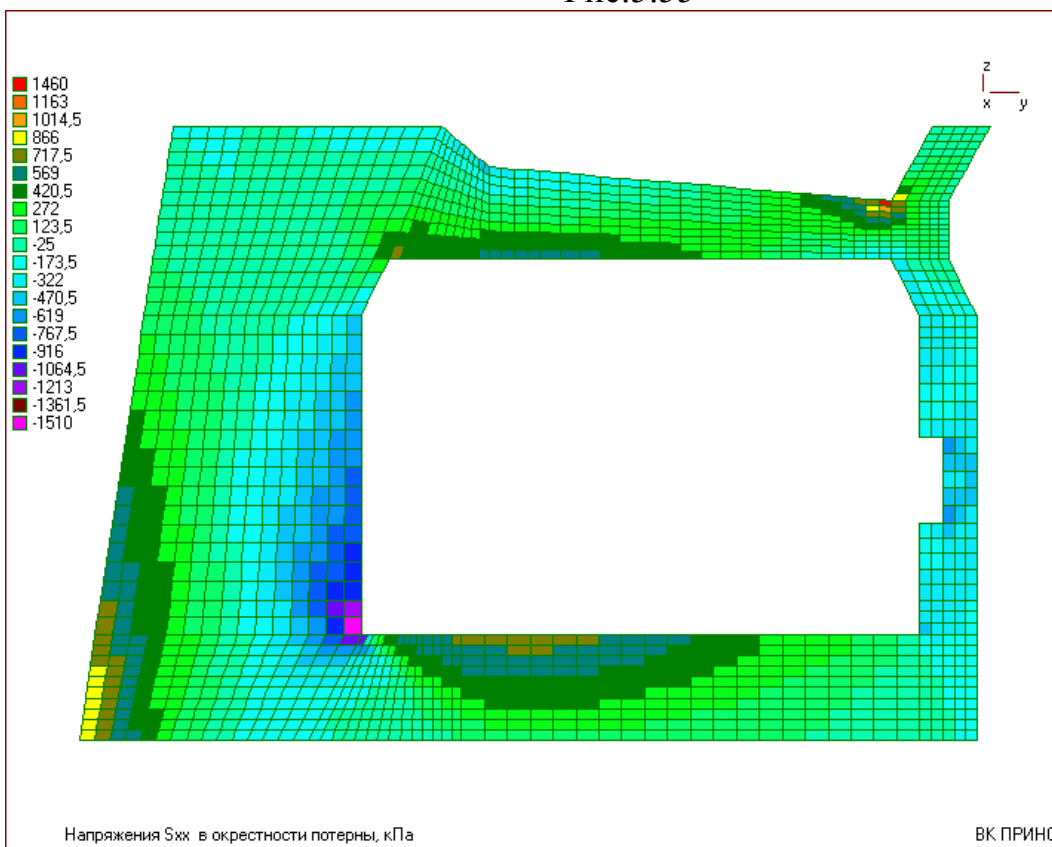


Рис.5.56

Вариант нагружения 2.

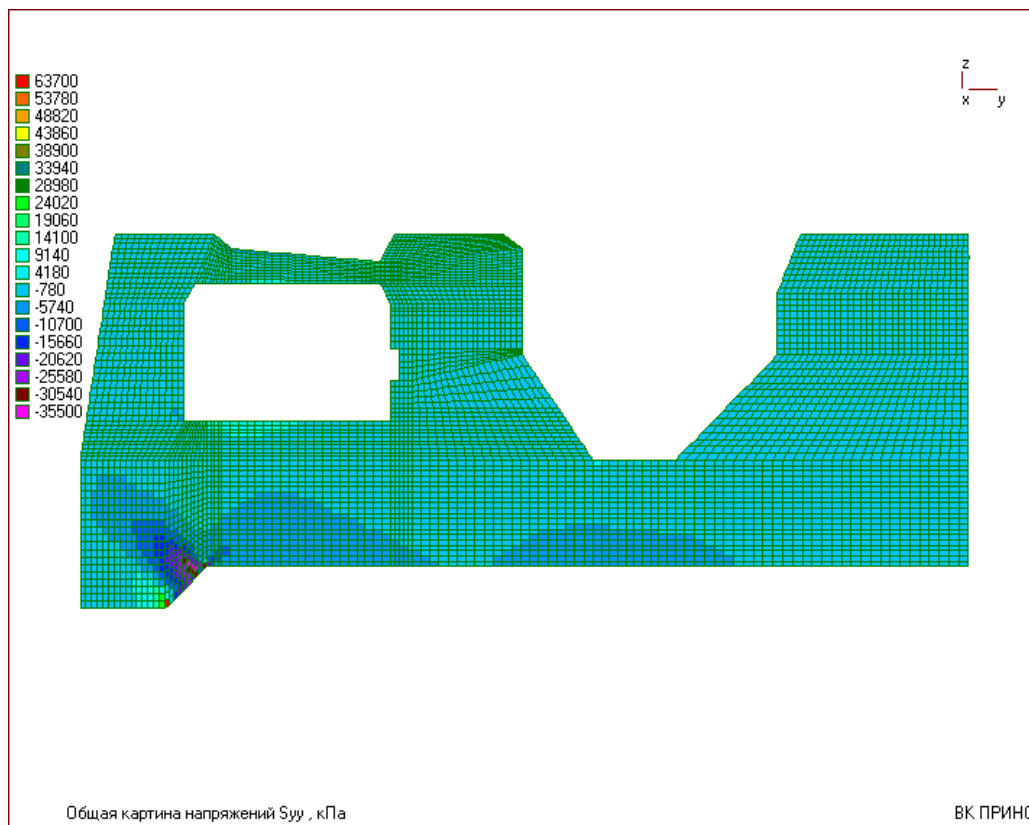


Рис.5.57

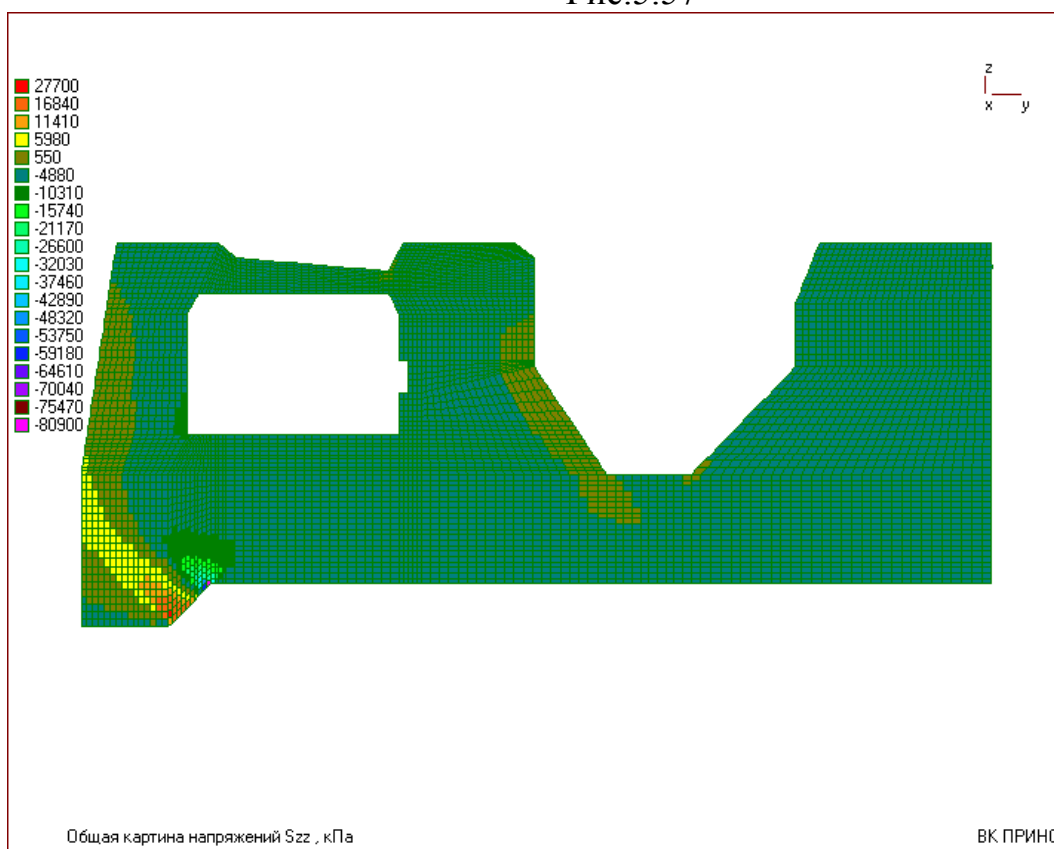


Рис.5.58

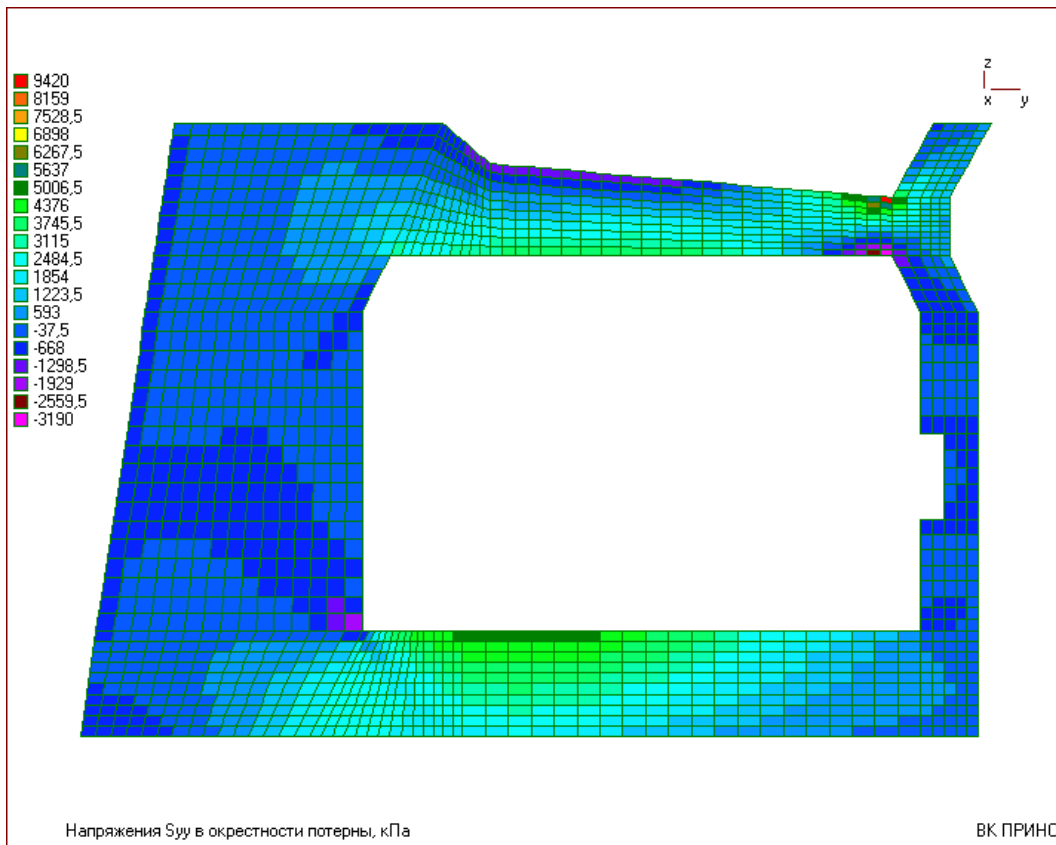


Рис.5.59

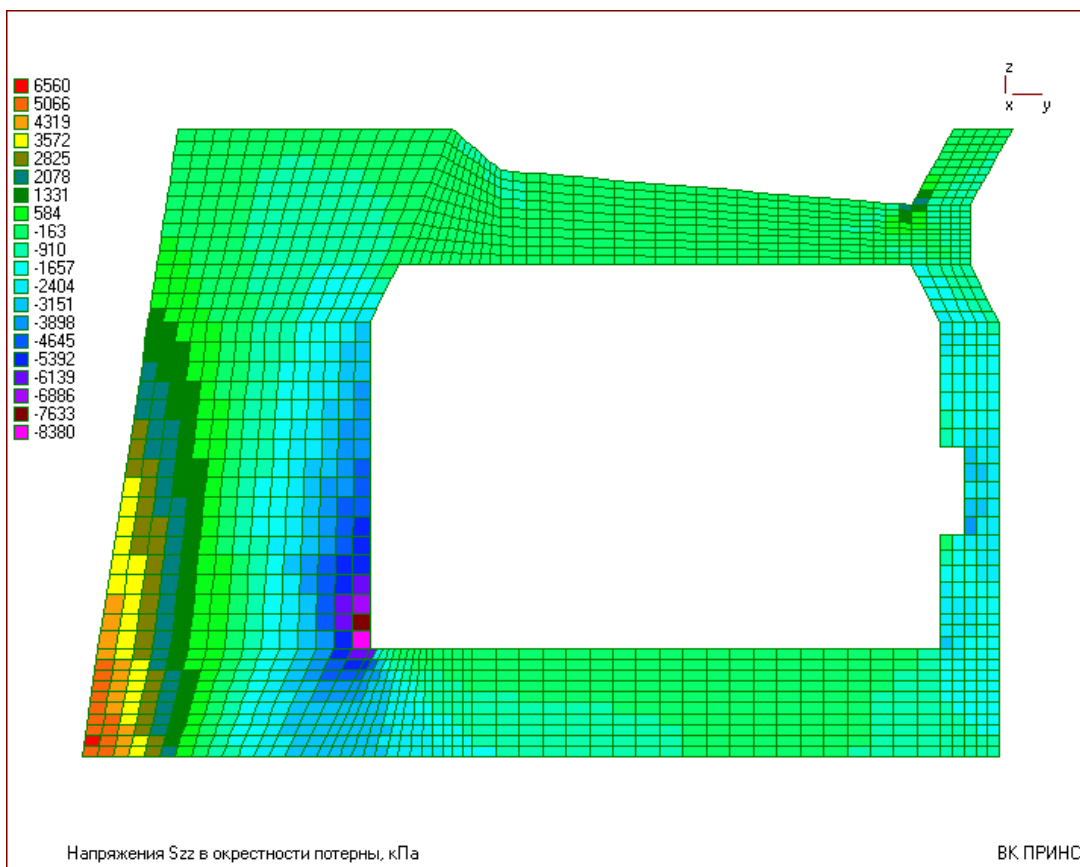


Рис.5.60

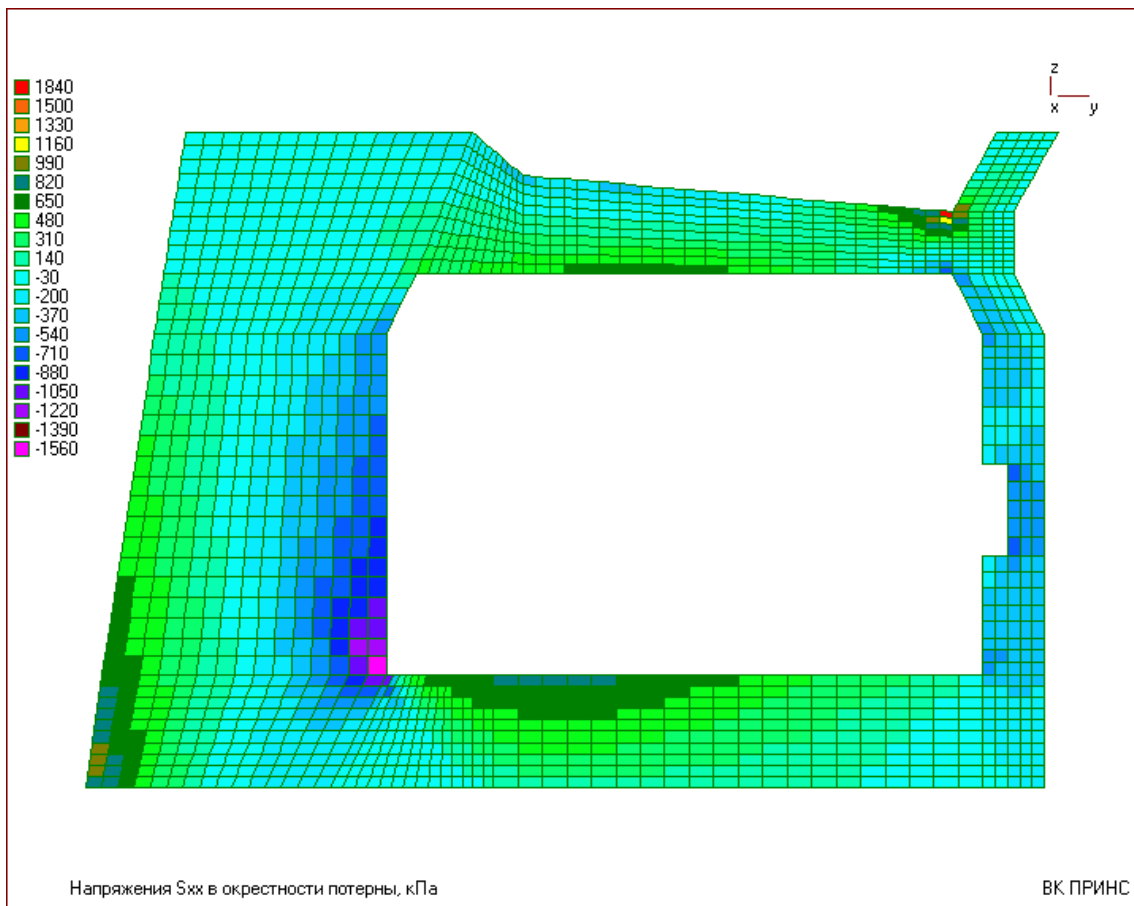


Рис.5.61

Вариант нагружения 3.

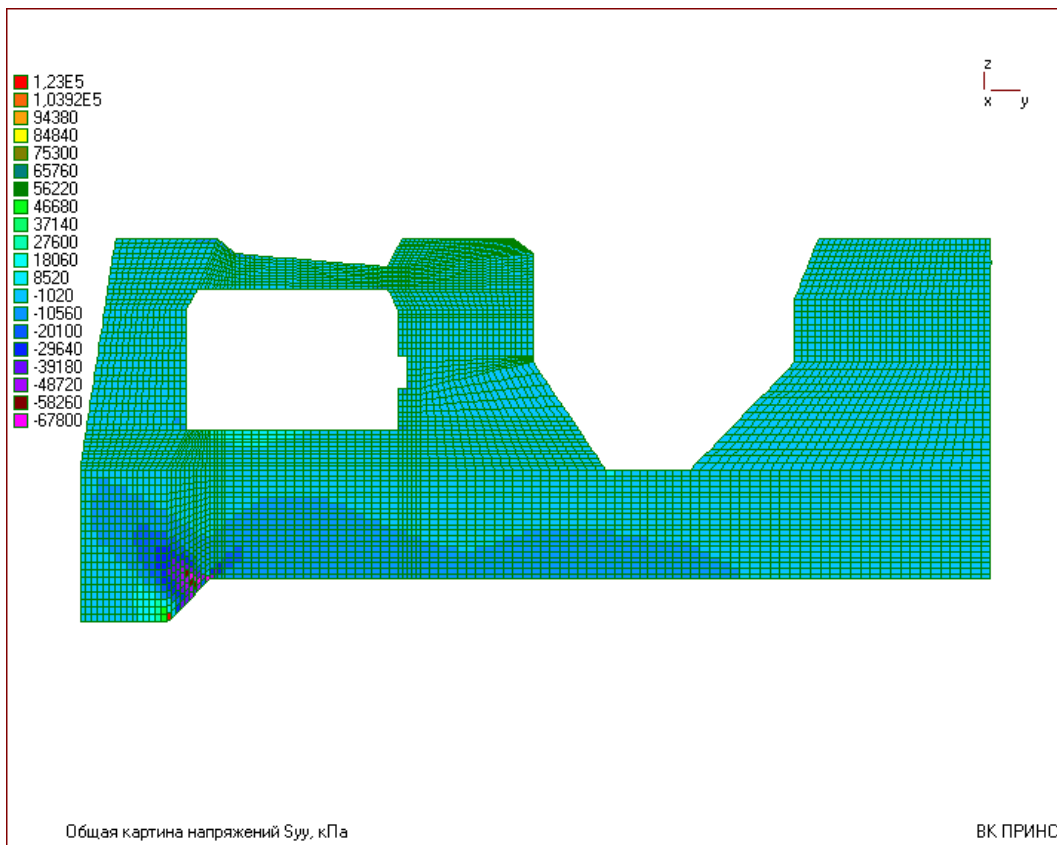


Рис.5.62

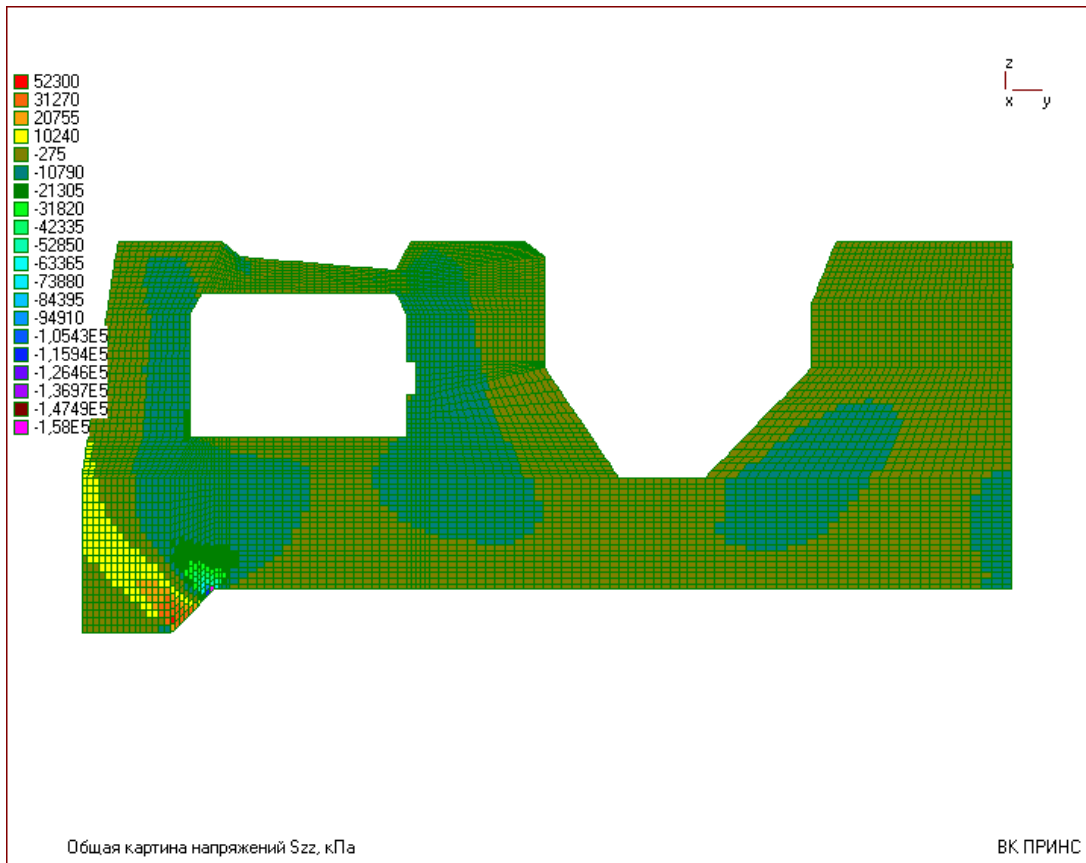


Рис.5.63

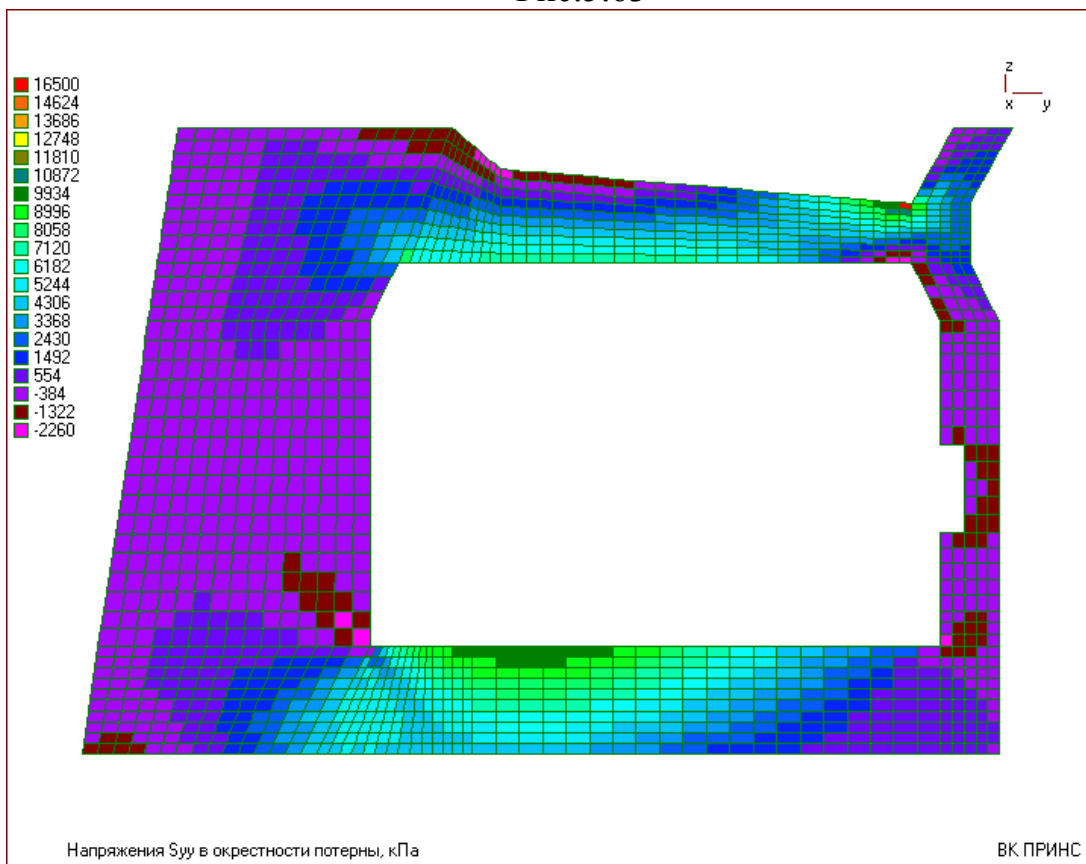


Рис.5.64

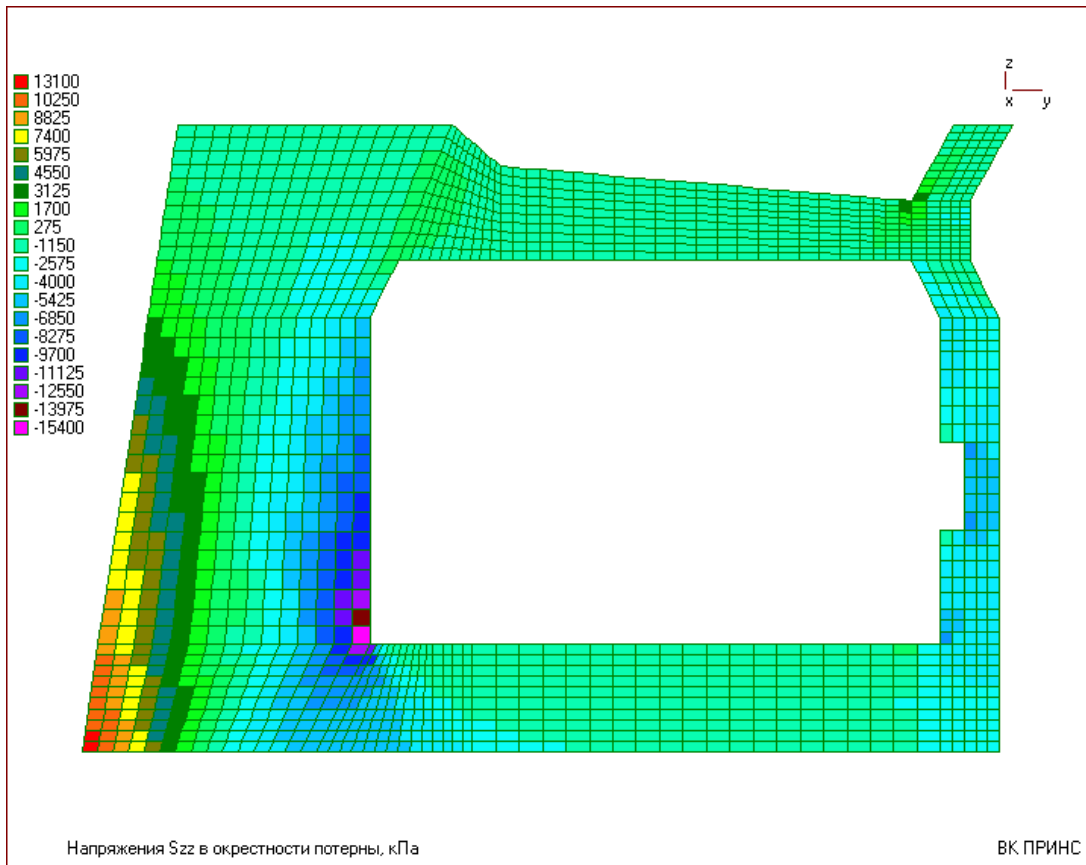


Рис.5.65

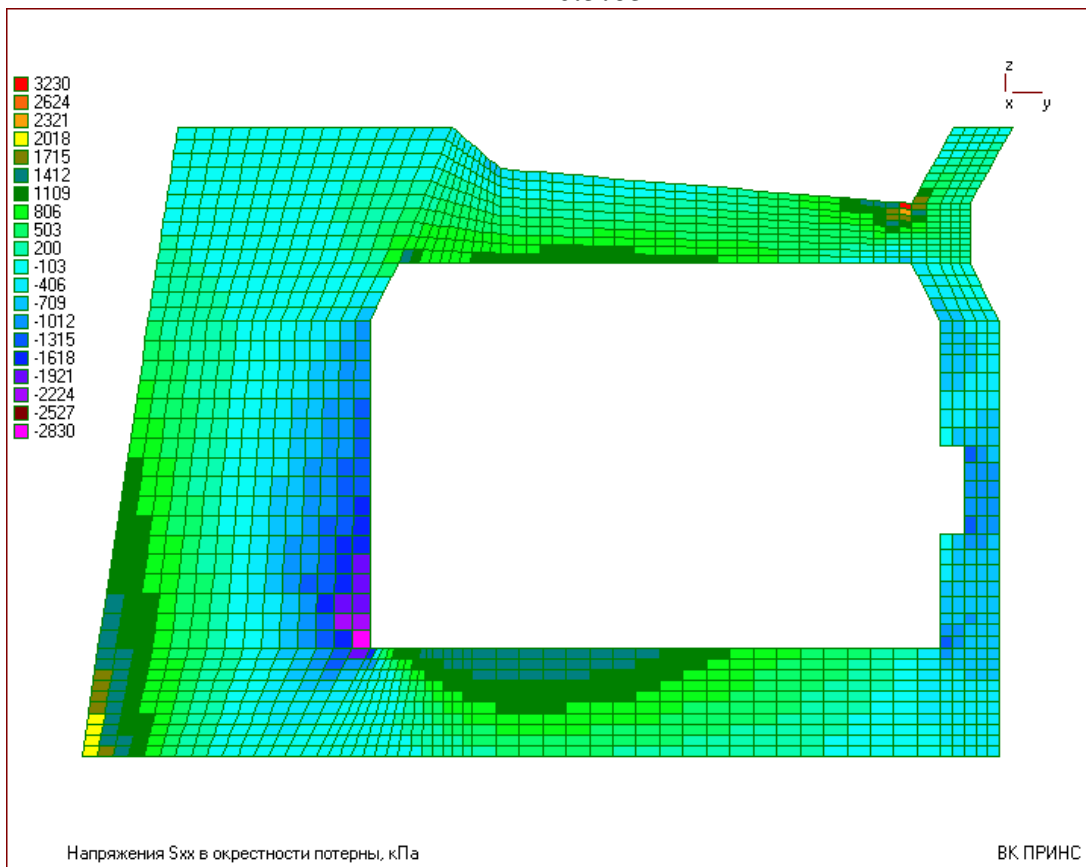


Рис.5.66

Выводы:

- 1) В окрестности потерны во всех трех вариантах нагружения выявлена значительная концентрация напряжений при преобладании компоненты σ_y .
- 2) Наибольшие значения растягивающих напряжений σ_y на верхней поверхности потерны составляют 38, 44 и 89 кгс/см² для первого, второго и третьего вариантов нагружения, соответственно.
- 3) Наибольшие значения растягивающих напряжений σ_y на нижней поверхности потерны составляют 51, 62 и 118 кгс/см² для первого, второго и третьего вариантов нагружения, соответственно.

Напряжения в бетоне шлюза в период реконструкции при снятой перемычке потерны

Вариант нагружения 1.

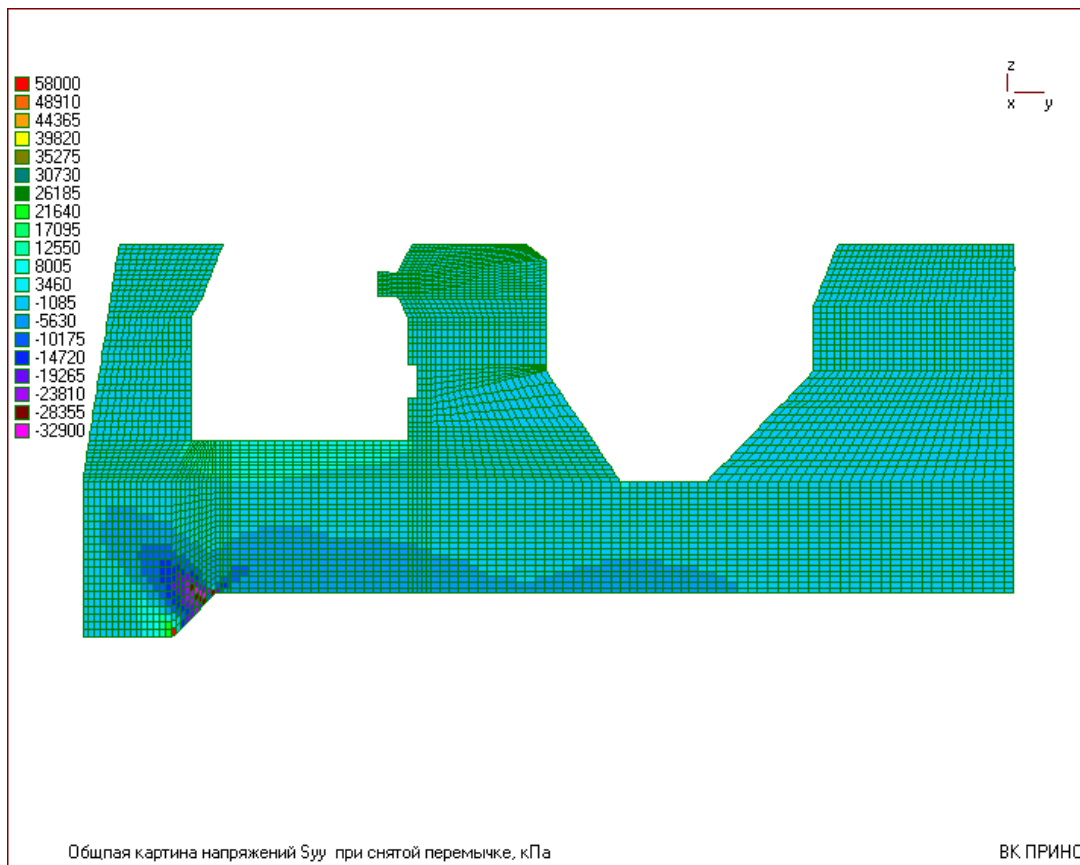


Рис.5.67

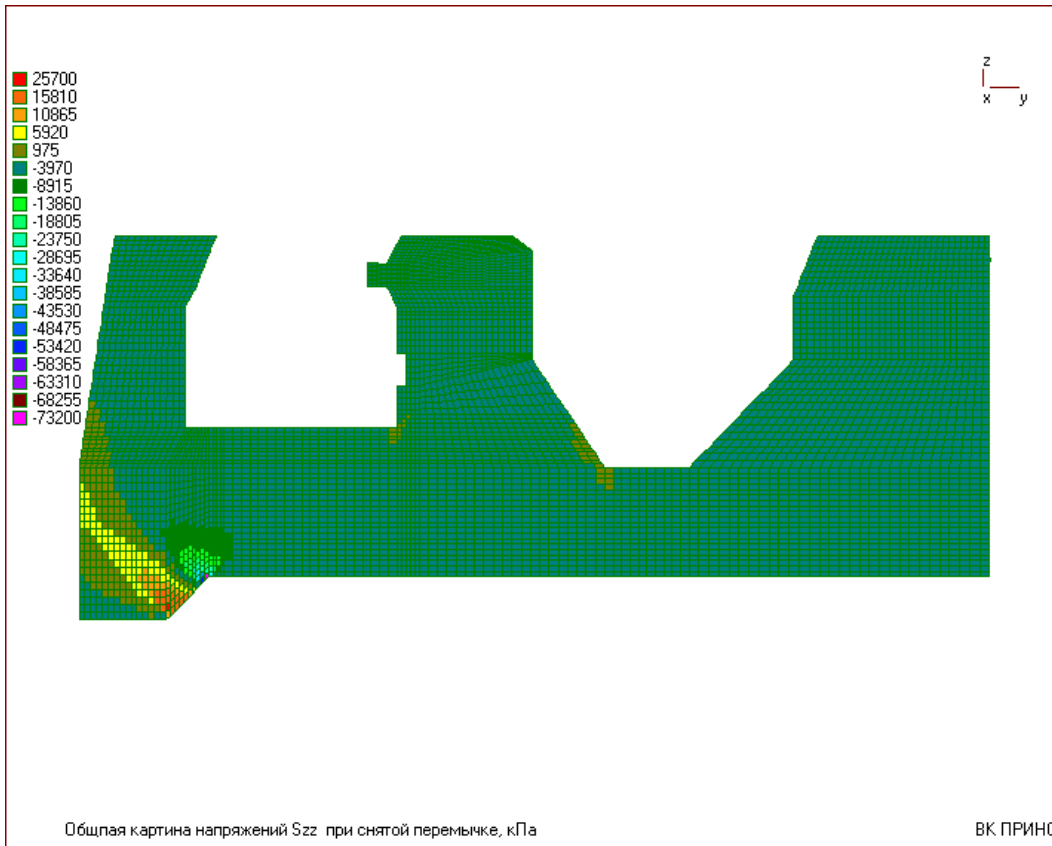


Рис.5.68

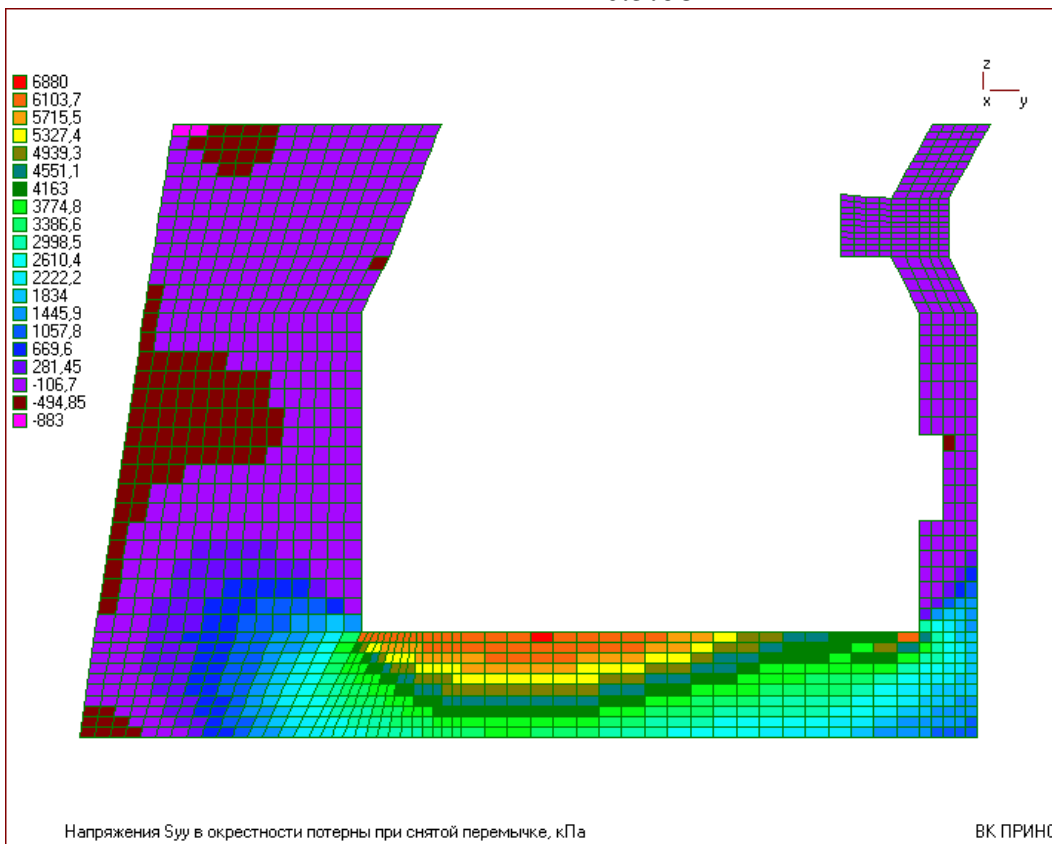


Рис.5.69

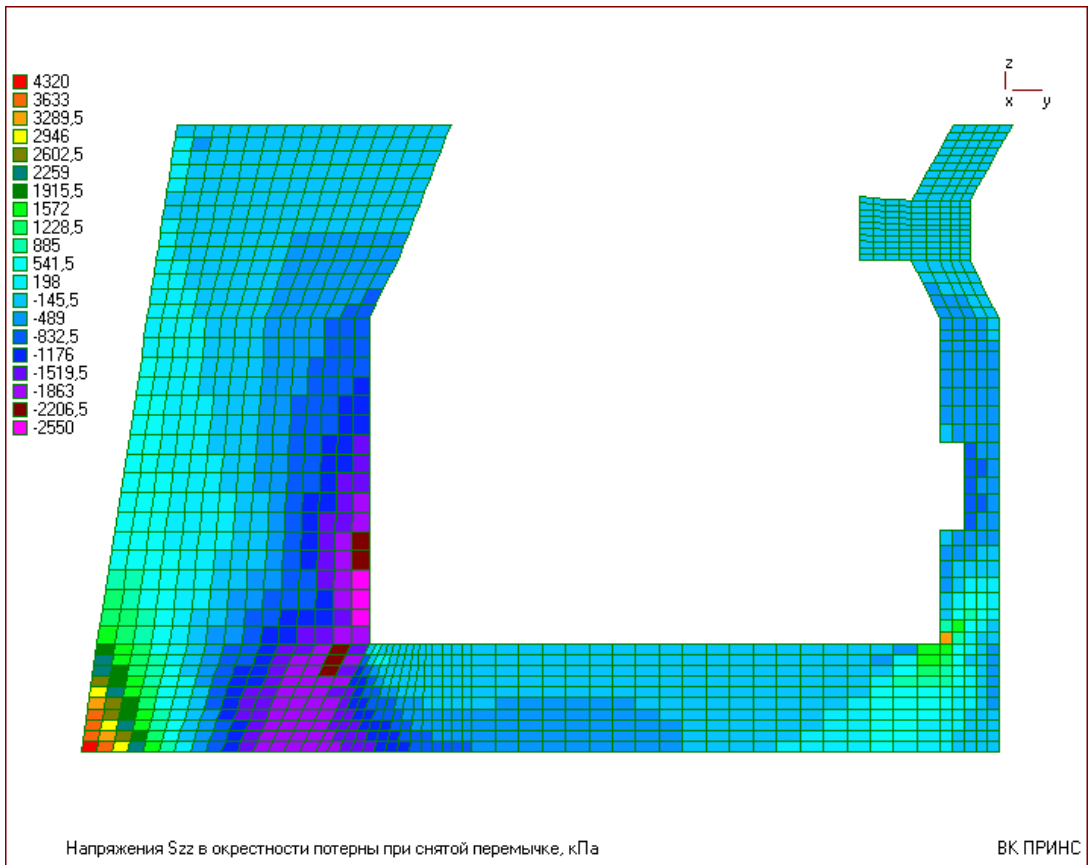


Рис.5.70

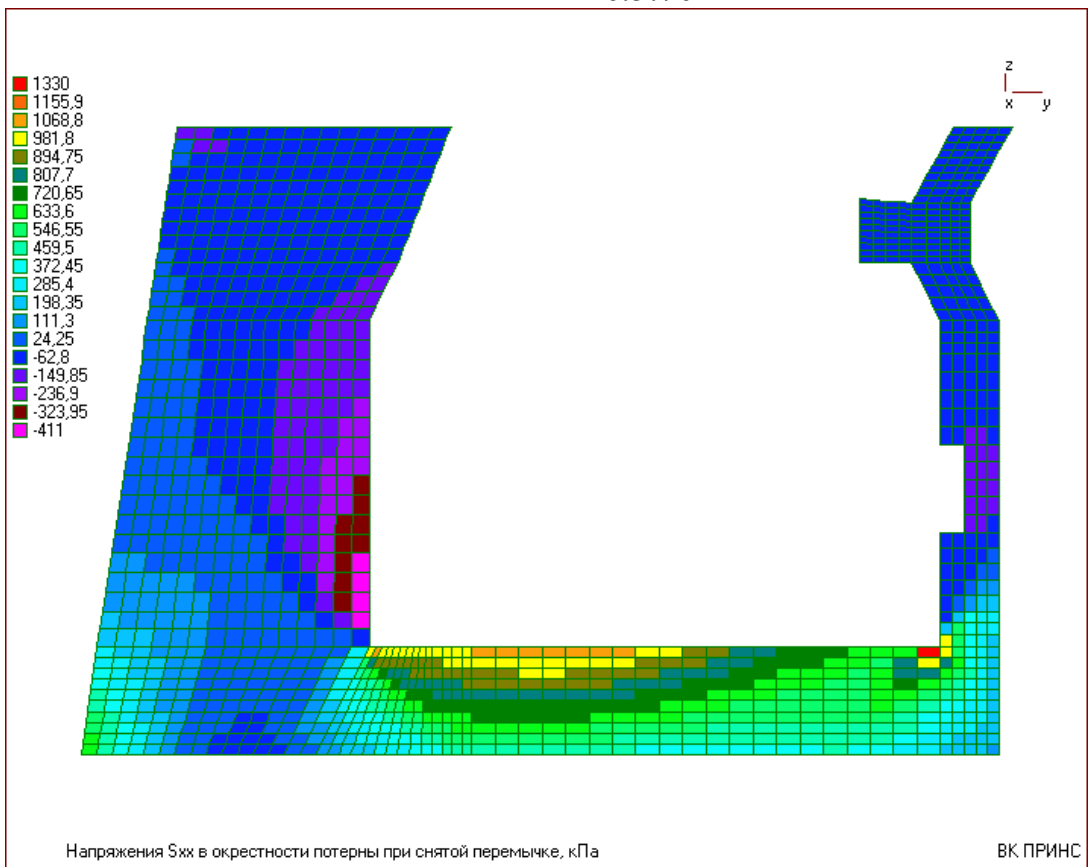


Рис.5.71

Выводы

1. Напряженное состояние массива шлюза во всех режимах работы является неоднородным.
2. Наибольшие градиенты напряжений σ_y имеют место в верхней перемычке тоннеля и в его основании.
3. Наибольшие градиенты напряжений σ_z имеют место в левой стенке тоннеля.
4. Напряжения в реконструированной конструкции возрастают на 20÷40%. При этом более интенсивно изменяются напряжения σ_y 35÷40%.
5. Напряженное состояние перемычки тоннеля во всех трех вариантах нагружения можно охарактеризовать как внецентренное растяжение.
6. При полном демонтаже перемычки тоннеля левая стенка разгружается в части, лежащей выше уровня нижней поверхности тоннеля.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Исследованы различные способы учета взаимодействия сооружения с основанием.
2. Установлено, что расчет сооружений с учетом взаимодействия с основанием позволяет существенно уточнить результаты расчетов.
3. Разработан и апробирован на многочисленных задачах вычислительный комплекс ПРИНС, позволяющий эффективно проводить расчеты конструкций на прочность, устойчивость и колебания с учетом податливости основания.

Рекомендуемая литература:

1. Инженерно-геологические изыскания для строительства. – СП 11-105-07. – Ч.1. Общие правила производства работ. – М., 1998.
2. Инженерные изыскания для строительства. СНиП 11-02-96. – М., 1996.
3. Основания зданий и сооружений. СНиП 2.02.01-83*. – М., 1995.
4. Бондарик Г.К. Ярг Л.А. Инженерно-геологические изыскания. – Изд. КДУ, 2007.
5. И.В. Калиберда, Е.Г. Бугаев и др. Некоторые итоги обеспечения сейсмостойкости АЭС в России. - Вестник Госатомнадзора России. - № 2, 2004.
6. Симвулиди И. А. Расчет инженерных конструкций на упругом основании. Изд. 3-е, испр. и доп. Учебное пособие для вузов. — М., «Высш. школа», 1973. — 431 с.
7. К. Терцаги. Строительная механика грунта на основе его физических свойств. — М., 1933.
8. К. Терцаги, Р. Пек. Механика грунтов в инженерной практике. — М., 1958.
9. К. Терцаги. Теория механики грунтов. — М., 1961.
10. Цытович Н. А., Механика грунтов, 4 изд., М., 1963;
11. Н.М. Герсеванов. Теоретические основы механики грунтов. – 1948.
12. Зарецкий Ю. К. Вязко-пластичность грунтов и расчеты сооружений.– М: Стройиздат, 1988.
13. Вялов С.С. Реологические основы механики мерзлых грунтов. – М., Высшая школа, 1979.
14. Агапов В.П., Голованов Р.О. расчёт пространственных рамных конструкций на прочность с учетом упругого основания: Учебное пособие / Моск. гос. строит. ун-т. – М.: МГСУ, 2008. -62 с.
15. Агапов В.П. Метод конечных элементов в статике, динамике и устойчивости конструкций – М., АСВ, 2005.
16. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции/ Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1991.- 96 с.
17. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия/ Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986.- 36 с.
18. СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений/ Госстрой СССР.

– М.: Стройиздат, 1985. - 40 с.

19. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01.-83)/НИИОСП им. Герсеванова. – М.: Стройиздат, 1986. – 415 с

20 *Мсхалая Ж.И., Осипов Ю.В., Павлов А.Б.* Основы современной информационной технологии. – М.: АСВ, 2001. – 175стр. с ил.

21. *Беленя Е.И., Балдин В.А., Ведеников Г.С. и др.* Металлические конструкции. Общий курс. - М.: Стройиздат, 1985 – 560 стр. с ил.