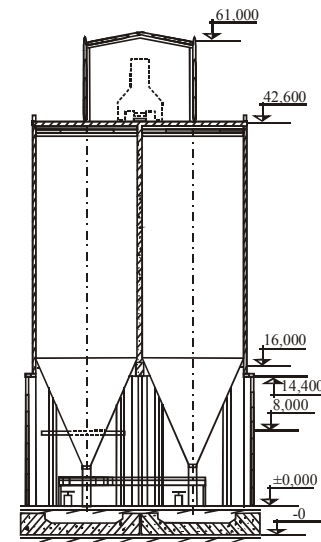


Кафедры: "Геотехнологий и геотехнического строительства" НТУУ
"Строительство шахт и подземных сооружений" ДонНТУ
"Строительных геотехнологий и геомеханики" НГУ
"Геомеханики" ДонНТУ

Методические указания

**по расчету и проектированию силосных корпусов
по курсу «Горно-технические здания и сооружения»**

[для студентов специальности 7.090303
"Шахтное и подземное строительство"
и 7.050201 "Менеджмент организаций"]



МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ УКРАИНЫ
НАЦИОНАЛЬНЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ УКРАИНЫ
ДОНЕЦКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ
НАЦИОНАЛЬНЫЙ ГОРНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

Кафедры: "Геотехнологий и геотехнического строительства" НТУУ
"Строительство шахт и подземных сооружений" ДонНТУ
"Строительных геотехнологий и геомеханики" НГУ
"Геомеханики" ДонНТУ

Методические указания

по расчету и проектированию силосных корпусов
по курсу «Горно-технические здания и сооружения»
[для студентов специальности 7.090303
"Шахтное и подземное строительство"
и 7.050201 "Менеджмент организаций"]

УТВЕРЖДЕНО:

На заседании кафедры "Строительство шахт и подземных сооружений" ДонНТУ Протокол №3 от " 11 " октября 2004 г	На заседании кафедры "Геотехнологий и геотехнического строительства" НТУУ Протокол № от " " 2004 г	На заседании кафедры "Строительных геотехно- логий и геомеханики" НГУ Протокол № 3 от " 10. " сентября 2004 г
Рекомендовано к изданию комиссией специальностей 7.090303, 7.050201 ДонНТУ Протокол № 2 от " 13 " октября 2004 г	Рекомендовано к изданию Учебно-издательским Советом НТУУ Протокол № от " " 2004 г	Рекомендовано к изданию Научно-методическим управлением НГУ Протокол № от " " 2004 г

Станислав Николаевич Рева
Вячеслав Игоревич Каменец
Компьютерная верстка:
Ярослав Буланенков

УДК 622.26

Методические указания по расчету и проектированию силосных корпусов по дисциплине "Горнотехнические здания и сооружения" (для студентов специальности 7.090303 "Шахтное и подземное строительство", 7.050201 "Менеджмент организаций") Сост: Самедов А.М., Борщевский С.В., Левит В.В., Рева С.Н., Каменец В.И., Буланенков Я. В./ Под общей редакцией Борщевского С.В.– Киев-Донецк: НТТУ, 2004 – 55 с.

Изложена общая методика расчета и конструирования железобетонных силосных корпусов. Представлены примеры расчетов и варианты заданий, порядок выполнения расчетно-графической работы по проектированию силосных горнотехнических сооружений.

Составители:

**А.М.Самедов, проф.,
С.В. Борщевский, доц.,
В.В. Левит, проф.,
С.Н. Рева, доц.,
В.И. Каменец, доц.,
Я.В. Буланенков, асп.**

Компьютерная верстка:

Рецензент

Н.Н.Касьян, проф.

Ответственные за выпуск:

**Н.Р. Шевцов, проф.,
В.Г. Кравец, проф.
А.Н. Шашенко, проф.**

**Подписано к печати 14.10.2004. Формат 60x84 1/16. Усл. печ. л. 2,25.
Печать лазерная. Заказ № 4084. Тираж 300 экз.**
Отпечатано в типографии 000 «Норд Компьютер» на цифровых лазерных
издательских комплексах Rank Xerox DocuTech 135 и DocuColor 2060. Адрес: г.
Донецк, б. Пушкина, 23. Телефон: (062) 337-43-06.

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ СИЛОСНЫХ КОРПУСОВ

Железобетонные силосные корпуса являются сложными инженерными сооружениями, проектирование и строительство которых связано с решением комплекса расчетных, конструктивных и технологических задач.

Назначение и виды силосных корпусов

Силосы применяются для хранения зернистых или порошкообразных сыпучих материалов. Силосы бывают круглого, прямоугольного или многоугольного сечения в плане, высота которой:

$$h > 1.5\sqrt{A}$$

где A - площадь поперечного сечения силоса в свету. За h принимается высота стены силоса от верха днища. При расчете силосов учитываются силы трения сыпучего материала о поверхности стен, уменьшающие давление верхних слоев засыпки на нижние, что в свою очередь приводит к уменьшению горизонтального давления сыпучего материала в силосе.

Отдельные силосы объединяют в силосные корпуса, которые могут использоваться как склады готовой продукции и как промежуточные емкости для сырья и полуфабрикатов.

Размеры силосов, их формы, число силосов в корпусе и расположение в плане назначаются в соответствии с требованиями технологического процесса.

Для расчета конструктивных элементов силосов необходимо знать основные характеристики сыпучих материалов:

- насыпную плотность ρ ;
- угол внутреннего трения ϕ ;
- коэффициент трения сыпучего материала о стену силоса μ ;
- коэффициент бокового давления k .

Насыпная плотность ρ сыпучих материалов колеблется в широких пределах. Подвижность сыпучих материалов характеризуется углом естественного откоса, который при практических расчетах принимается вместо угла внутреннего трения. Коэффициент бокового давления k характеризует подвижность частиц сыпучего материала и зависит от внутреннего трения между его частицами.

Коэффициент трения сыпучего материала о стены силоса принимается равным:

$$\mu = tg\phi$$

При выпуске из силоса сыпучих материалов может быть применено свободное или гидравлическое движение. Широко применяются следующие формы и размеры силосов: круглые диаметры 3,6 и 12м; квадратные с сеткой 3×3м. Допускается проектирование железобетонных силосов диаметром 18; 24м и более (кратным 6). Высота стен силосов от плиты днища до низа плиты надсилосного перекрытия принимается равной 10,8; 15,6; 18; 20,4; 26,4; и 30м. Высоту подсилосной части принимают равной 3,6; 4,8; 6,0; 10,8 и 14,4м.

1 НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

При расчете силосов должны быть определены следующие нагрузки и воздействия:

- а) постоянные - от собственного веса всех элементов силоса (фундаментов, колонн подсилосного этажа, днища, стен, подсилосного перекрытия и галереи);
- б) временные длительные - от веса, горизонтального и вертикального давления сыпучего материала, от трения сыпучего материала о стены силосов, от веса технологического оборудования с учетом динамических факторов;
- в) кратковременные - от давления сыпучего материала при гомогенизации, нагрузки на надсилосное перекрытие, а так же от ветра и снега;
- г) особые - сейсмические воздействия.

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

по расчету и проектированию силосных корпусов по дисциплине «ГОРНОТЕХНИЧЕСКИЕ ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ»

[для студентов специальности 7.090303
“Шахтное и подземное строительство” и
7.050201 “Менеджмент организаций”]

Составители:

А М Самедов
Сергей Васильевич Борщевский
Виктор Владимирович Перит

Расчет силосов производится на основное и особое сочетание нагрузок и воздействий. Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,3$ и для ветровой нагрузки $\gamma_f = 1,3$; аэродинамический коэффициент для одиночных силосов $c = 1,0$, для заблокированных силосов $c = 1,4$.

При опорожнении силосов, в особенности заполненными материалами, склонных к слеживанию, возникают ударные уплотнения нагрузки. В процессе истечения сыпучего материала из силоса в толще слежавшегося материала образуются своды и пустоты, в результате чего происходит обрушение больших масс материала сопровождающееся резким увеличением давления и уплотнением материала.

При закрытии выпускного отверстия в силосах, опорожняемых не полностью, происходит значительное повышение давления вследствие внезапной остановки движущегося столба сыпучего материала над отверстием. При этом горизонтальное давление может увеличиться в 2-3 раза.

При опорожнении силоса наблюдается резкое увеличение давления на стену в средней трети ее высоты. У дна давление при выпуске уменьшается.

Давление вытекающего из силоса сыпучего материала при внецентренном расположении выпускного отверстия разные.

Давление сыпучего материала на наиболее удаленную от выпускного отверстия стену увеличивается, а на ближайшую - уменьшается. При эксцентричном расположении выпускного отверстия в днище силоса с $e \geq d/6$ и $h \geq 2d$ следует учитывать повышение

горизонтального давления. Это дополнительное давление $P'_h = P_{hi} - P_h$ учитывается на всю высоту стены силоса где P_{hi} - горизонтальное давление при истечении сыпучего материала проектируемого силоса; P_h - горизонтальное давление при истечении сыпучего материала из аналогичного силоса.

Стены силосов испытывают неравномерные и равномерные температурные напряжения или усадку. Случаи неравномерного изменения температуры наблюдаются при загрузке силоса горячим сыпучим материалом.

РАСЧЕТ КОНСТРУКТИВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Стены силосов следует рассчитывать на все нагрузки и воздействия, указанные выше.

Железобетонные стены должны удовлетворять требованиям расчета по первой группе предельных состояний - по несущей способности (по прочности) и по второй группе - по деформациям, образованию и раскрытию трещин. Под действием горизонтального давления сыпучего материала в стенах силосов возникают растягивающие усилия и изгибающие моменты. В силосах, заполняемых горячими материалами, вследствие разности температур наружной и внутренней поверхности появляются изгибающие моменты. При обрушении сыпучего материала в силосе возникают дополнительные усилия, значения которых трудно определить. В местах сопряжения стен силоса с днищем появляются усилия краевого эффекта. При внецентренной загрузке силоса сыпучим материалом в стене возникают изгибающие моменты. Предельная ширина раскрытия трещин 0,3мм.

Стены силосов рассчитывают на длительное и кратковременное раскрытие трещин. Порядок учета нагрузок при расчете по трещиностойкости зависит от категории требований к трещиностойкости стен: для второй и третьей категории расчет ведут на действие нагрузок с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$. Расчет по образованию трещин с целью выяснения необходимости проверки по кратковременному раскрытию трещин для второй категории выполняют на действие расчетных нагрузок с коэффициентом $\gamma_f > 1$. Прогиб стен прямоугольных и многоугольных силосов от расчетного давления сыпучего материала (при $\gamma_f = 1$) не должен превышать 1/200 размера всех стен. От вертикальных нагрузок стены рассчитывают на сжатие, а так

№	Содержание	Стр.
	РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ СИЛОСНЫХ КОРПУСОВ.....	4
1	НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ.....	4
	РАСЧЕТ НА ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ СТЕН КРУГЛЫХ СИЛОСОВ БЕЗ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ	8
2	ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПЛОЩАДИ СЕЧЕНИЯ ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ АРМАТУРЫ.....	9
3	РАСЧЕТ ПО ОБРАЗОВАНИЮ ТРЕЩИН.....	9
4	РАСЧЕТ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН.....	10
5	РАСЧЕТ НА ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ СТЕН КРУГЛОГО СЕЧЕНИЯ.....	11
	СТЕНЫ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ И МНОГУГОЛЬНЫХ СИЛОСОВ	15
	ДНИЩА СИЛОСОВ	18
	РАСЧЕТ СИЛОСНЫХ КОРПУСОВ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ	27
	ПРИМЕР 1. РАСЧЕТ СТЕНЫ И ВОРОНКИ КРУГЛОГО СИЛОСА	35
	ПРИМЕР 2. Расчет предварительно напряженной стены силоса	46
	ПРИМЕР 3. Расчет стены квадратного силоса	42
	ПРИМЕР 4. Расчет фундаментной плиты силосного корпуса для угля	44
	ПРИМЕР 5. Расчет силосного корпуса на сейсмические воздействия.	49
	Рекомендуемая литература	53

же на смятие в местах опирания на плиту или балку днища, или на фундаментную плиту. Таким образом, стены силосов находятся в сложном напряженном состоянии; они растянуты в горизонтальном направлении и сжаты в вертикальном, кроме того, они испытывают местный изгиб в двух направлениях.

Стены силосов, сблокированные в корпуса, работают в еще более сложных условиях в следствии общего изгиба силосного корпуса от неравномерного распределения реактивного давления грунта под подошвой фундамента и неравномерной загрузки корпуса.

Стены силосов на горизонтальные нагрузки рассчитывают как кольцевые элементы, без учета пространственной работы оболочки. При этом стену силоса разбивают по высоте на отдельные пояса, которые рассчитывают на центральное растяжение от максимального горизонтального давления в пределах этого пояса. Более строго стену круглого силоса следует рассматривать как цилиндрическую оболочку, опертую на днище. Расчетная схема может быть принята как для оболочки, шарнирно опертой на днище, без радиального смещения из-за наличия сил трения между стеной и днищем, а так же выпусков арматуры, соединяющей оболочку с днищем. В месте опирания оболочки на днище возникает распор F_h (рис.1.1, а) изгибающего момента в следствии шарнирного опирания в этом месте не будет.

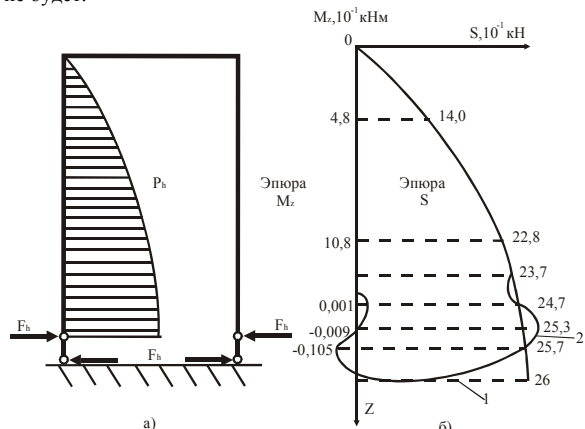


Рис. 1.1- Расчет стен круглого силоса как длинной оболочки.
а) расчетная схема; б) эпюры горизонтальных растягивающих усилий и изгибающих моментов в вертикальной плоскости;
1-усилие в кольце; 2-усилие с учетом краевого эффекта.

Значение распора F_h определяется из условия неразрывности деформаций в месте сопряжения стены силоса и днища по формуле:

$$F_h = \frac{P_h L}{2} \quad (1.1)$$

где P_h - горизонтальное давление сыпучего материала на стену;

L - длина оболочки.

Обычно для восприятия распора F_h достаточно сил трения между бетоном, стены силоса и днища; коэффициент трения $\mu = 0,6$.

От распора F_h в плите днища силоса возникают радиальные растягивающие усилия; однако ими практически пренебрегают. От контурной силы F_h в стене силоса, на расстоянии Z от днища, возникают кольцевые усилия S_ϕ , изгибающий момент в вертикальном направлении M_z и поперечная сила Q_z .

$$\Phi = 7 * 13 * 1,91 / (1 + 6 * 1,17 / 7) = 94,6 МН.$$

Поскольку

$$F_V = 17 МН < \gamma_{eq},$$

$$\Phi / \gamma_n \gamma = 1 * 94,6 / (0,95 * 1,5) = 66,4 МН, \text{ то прочность основания обеспечена.}$$

Рекомендуемая литература

1. Справочник проектировщика. Типовые железобетонные конструкции зданий и сооружений для промышленного строительства, под Ред. Г.И. Бердичевского. 2-е изд. М.: Стройиздат. – 1981. – 319 с.
2. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия/Госстрой СССР:Введ. 01.01.82.-М.,1987.-Ч.1. Строительные конструкции.-36с.
3. СНиП 2.03.01-84.Бетонные и железобетонные конструкции/Госстрой СССР:Введ. 01.01.86. -М., 1985.-89с.
4. Баклашов И.В., Борисов В.Н. Строительные конструкции /Госстрой сооружений горных предприятий.-М. :Недра, 1985.-287с.
5. Бондаренко В.М., Суворкин Д.Г. Железобетонные и каменные конструкции :Учеб. для вузов.- М.:Вышш. шк. ,1987.-384с.
6. Расчет и конструирование частей жилых и общественных зданий :Справ. Проектировщика / Под ред. П.Ф.Вахненко.-Киев.:Будівельник,1987.-424с.
7. Куликов Ю.Н., Максимов А.П. Проектирование и строительство горнотехнических зданий и сооружений. Учеб. для вузов / Под ред. И.В. Баклашова. – М.: Недра, 1991. – 264 .
8. Екельчик М.С., Машек А.А. и др. Справочник строителя. Изд.2-е, перераб. и доп. Киев, “Будівельник”, 1979.- 536 с.
9. Межгосударственный стандарт 2.105-95 ЕСКД.
10. ДСТУ 2824 – 94. Види і методи механічних впробувань. К.: Держстандарт. – 1994.

$$E_x = E''_x = \pm 0,071 \text{ МН}.$$

- Так же, как и в случае А, определяем дополнительную нагрузку
Тогда можно записать:

$$100tR_{bt,scr} = \gamma_n S + 30A_s - 2\alpha R_{bt,scr} A_s \quad (1.10)$$

Принимая $\gamma_n S = \frac{R_s A_s}{1,3}$, получим:

$$100tR_{bt,scr} \frac{R_s A_s}{1,3} + 30A_s - 2\alpha R_{bt,scr} A_s,$$

или

$$t = A_s \left[\left(\frac{R_s}{1,3} \right) + 30 - 2\alpha R_{bt,scr} \right] : 100R_{bt,scr},$$

обозначив

$$t = A_s \left[\left(\frac{R_s}{1,3} \right) + 30 - 2\alpha R_{bt,scr} \right] : 100R_{bt,scr} = k,$$

получим

$$t = kA_s \quad (1.11)$$

По формуле (1.11) можно получить минимальную толщину стены, при которой трещины не образуются. В этой формуле:

A_s - минимально необходимая площадь сечения кольцевой арматуры, вычисленная по формуле (1.7);

k - коэффициент для различных марок бетона и стали принимаемых по таблице 1.2.

Перемножив обе части равенства (1.11) на высоту сечения, равную 100 см, и поделив затем их на A , получим:

$$A = 100kA_s$$

т.е. $l = \frac{100kA_s}{A}$.

Так как $\frac{100A_s}{A} = \mu$, (%), то предельный процент армирования сечения

$$\mu(\%) = \frac{1}{k} \quad (1.12)$$

Вычисленные по формуле (1.12) наибольшие проценты армирования сечения стены силоса.

$$P_0 = 3,79 * 12 * 0,018 * 2 = 1,63 \text{ МПа},$$

$$P_B = 1,63 + 0,53 * 0,018 * 7 * (6 - 0,1 * 18) = 1,91 \text{ МПа}.$$

Момент сейсмической нагрузки относительно подошвы фундамента:

$$M = E_y H_{II} = 1,15 * 17,4 = 20 \text{ МНм}.$$

Эксцентриситет расчетной нагрузки:

$$l_d = 20 / 17 = 1,17 \text{ м}.$$

Эксцентриситет эпюры предельных давлению:

$$l_u = 7(1,91 - 1,63) / 6(1,91 + 1,63) = 0,092 \text{ м}.$$

Так как $l_d > l_u$:

Рассматривая стену как длинную оболочку, где $h > 4L$ при шарнирном опирании ее на днище, эти усилия можно определить по формулам:

$$S_\phi = 2rF_h \eta_1 / L = P_h r \eta_1;$$

$$M_z = F_h L \eta_2 = 0,5 P_h L^2 \eta_2; \quad (1.2)$$

$$Q_z = F_h \eta_4 = 0,5 P_h L \eta_4$$

где F_h - контурная сила, определяемая по формуле (1.1);

r - внутренний радиус силоса;

L - длина;

η_1, η_2, η_4 - коэффициенты принимаемые из таблицы 1.1

Таблица 1.1 - Значение расчетных коэффициентов

$\phi = Z/L$	η_1	η_2	η_3	η_4
0.00	1.000	0.000	1.000	1.000
0.2	0.802	0.163	0.965	0.640
0.4	0.617	0.261	0.878	0.356
0.6	0.453	0.310	0.763	0.143
0.8	0.313	0.322	0.635	-0.009
1.0	0.199	0.310	0.508	-0.111
1.5	0.016	0.223	0.238	-0.207
2.0	-0.056	0.123	0.067	-0.179
2.5	-0.066	0.049	-0.017	-0.115
3.0	-0.049	0.007	-0.042	-0.056
3.5	-0.028	-0.011	-0.039	-0.018
4.0	-0.012	-0.014	-0.026	0.002
4.5	-0.02	-0.011	-0.013	0.008
5.0	-0.002	-0.006	-0.005	0.006

На рис 1.1, б показаны эпюры S_ϕ и M_z , вычисленные с учетом распора F_h .

Как видно из рисунка, по мере удаления от днища, значения S_ϕ быстро обращается в ноль.

Уже на высоте 1-2 м влияние его становится ничтожно мало, и поэтому S_ϕ обычно пренебрегают, рассчитывая стены силосов без учета F_h . Влияние M_z распространяется на зоны высотой тоже в 1,5-2 м и практически этот момент в расчете не учитывается. Поперечная сила Q_z вызывает в стене силоса небольшие сдвигающие напряжения, которые так же не учитываются.

РАСЧЕТ НА ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ СТЕН КРУГЛЫХ СИЛОСОВ БЕЗ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ

1 Определение усилий

От горизонтального давления сыпучего материала стены круглых силосов рассчитывают условно на осевое растяжение. Кольцевое растягивающее усилие на единицу высоты силоса определяют следующим образом: двумя горизонтальными плоскостями выделяют элементарное кольцо высотой 1 м и разрезают его диаметрально сечением (рис. 1.2); для равновесия в каждом сечении стены прикладывают внутреннюю силу S .

Горизонтальное давление на элементарную площадку dS , соответствующую углу $d\alpha$, равно:

$$P_h ds = P_h r d\alpha.$$

Составляющая этой силы, нормальная к диаметральному разрезу, будет равна:

$$P_h r d\alpha \sin \alpha.$$

Условие равновесия полукольца можно выразить уравнением:

$$S = \int_0^{x/2} P_h r \sin \alpha d\alpha = P_h r \int_0^{x/2} \sin \alpha d\alpha = P_h r \quad (1.3)$$

Таким образом, расчетное горизонтальное растягивающее усилие с учетом коэффициента надежности по нагрузке и общего поправочного коэффициента α_0 , определится по формуле

$$S = \alpha_0 \gamma_f P_h^n d / 2 \dots \quad (1.4)$$

где S - расчетное растягивающее усилие на единицу высоты стены, кН;
 $\alpha_0=1$ - для квадратного, $\alpha_0=2$ - для отдельных ж/б силосов;

$\gamma_f=1.3$;

P_h^n - нормальное давление на стену:

$$P_h^n = 0.9kz\gamma \dots \quad (1.5)$$

$k = tg^2(45^\circ - \phi/2)$ - коэффициент бокового давления;

d - внутренний диаметр силоса, м;

γ - удельный вес сыпучего материала;

Z - высота сыпучего материала в силосе.

Нормальное давление сыпучего материала на наклонную поверхность дна или воронки определяется по формуле:

$$P_n = P_v (\cos^2 \alpha + k \sin^2 \alpha) \quad (1.6)$$

$P_v = 0.9\gamma z$ - вертикальное давление сыпучего материала на единицу площади.

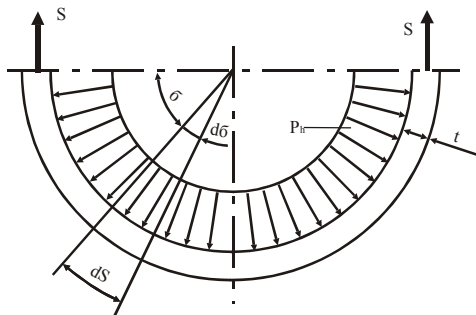


Рис. 1.2 - Расчетная схема для определения кольцевого растягивающего усилия.

$$\Sigma X_j^2 = (5^2 + 1^2) * 2 * 2 = 104 m^2.$$

Дополнительная сила в крайних колоннах:

$$\Delta N_4^E = \pm(18,5)/104 = \pm 0,87 MN,$$

В средних колоннах:

$$\Delta N_m^E = \pm(18,1)/104 = \pm 0,17 MN.$$

ОПРЕДЕЛЕНИЕ СЕЙСМИЧЕСКИХ СИЛ (в случае Б).

Сейсмические силы, действующие вдоль осей Y и X , определяются так же, как и в случае А при $F = G + 2V = 5554 + 572 = 11274 kH$; $E_y = 0.78 MN$, $E_x = 1,11 MN$.

Сейсмические силы:

$$E_y' = 0,78 / 4 = 0,19 MN, E_x' = 1,11 / 2 = 0,55 MN.$$

Сейсмическая сила E_y относительно центра жесткости системы приложена с эксцентриситетом, вызывающим появление в плане крутящего момента.

Эксцентриситет сейсмической силы E_y относительно центра жесткости системы:

$$e = V3 / F = 5720 * 3 / 11274 = 1,52 m.$$

Крутящий момент:

$$T = 0,78 * 1,52 = 1,19 MNm$$

раскладываем на пары сил по рамам в двух направлениях пропорционально их жесткости и расстоянию от центра жесткости системы:

$$\sum_{j=1}^n K_j d_j^2 = (12 * 3,5 * 10^5 * 0,0108 * 2 * 5^2 * 2 * 12 * 3,5 * 10^5 * 0,0108 * 1^2 * + 12 * 3,5 * 10^5 * 0,0108 * 4 * 2^2 * 2) / 4,95^2 = 51,7 * 10^3 MN / m.$$

Силы, действующие на рамы, параллельные оси Y :

$$E = [\pm 1,19(12 * 3,5 * 10^5 * 0,0108 * 2) * 5] / (4,95^2 * 51,7 * 10^3) = \pm 0,088.$$

Середине:

$$E = \pm 1,19 * 1 / 98 = \pm 0,018 MN.$$

Силы, действующие на рамы, параллельные оси X :

$$E''_{ym} = \pm 1,19 * 2 * 2 / 68 = \pm 0,071 MN.$$

Окончательно суммарные горизонтальные силы от E_y , действующие на рамы:

параллельные оси Y :

- крайние:

$$E_{yu} = E'_y + E''_{yu} = \begin{cases} 0,19 + 0,088 = 0,278 MN \\ 0,19 - 0,088 = 0,02 MN \end{cases}$$

- средние

$$E_{ym} = E'_y + E''_{ym} = \begin{cases} 0,19 + 0,018 = 0,208 MN \\ 0,19 - 0,018 = 0,172 MN \end{cases}$$

параллельные оси X :

- сейсмические силы, действующие вдоль осей Y и X при двух случаях загрузки силосного корпуса - полной загрузки (случай А) и загрузки одного силоса (случай Б);
 - горизонтальные силы, приходящиеся на рамы подсилосного этажа;
 - расчетную нагрузку на днище;
 - устойчивость основания.
- Расчетные нагрузки с учетом коэффициентов сочетаний принимаем:
- постоянные $G = 5554кН$;
 - временные (заполнение глиноземом одного силоса) $V = 5720кН$.

Поскольку погонная жесткость ригеля:

$$i_p = 31,5 * 10^5 * 0,0643 / 4 = 5060МНм,$$

более чем в 3 раза превышает жесткость стоек:

$$i_c = 31,5 * 10^5 * 0,0108 / 4,95 = 762МНм,$$

то при определении перемещения от горизонтальной силы ригель считаем бесконечно жестким.

Определение сейсмических сил (в случае А).

Сейсмическая сила действует по оси y . Перемещение центра массы от изгиба колонн под действием единичной силы:

$$\delta_{11} = h^3 / (12 \Sigma EI_0) = 4,95^3 / (12 * 3,5 * 10^5 * 0,0108 * 8) = 0,334 * 10^{-3} м;$$

$$C_z = 15(1 + \sqrt{10/(7*13)}) = 20 мН / м^3;$$

$$C_\phi = 2 * 20 = 40 мН / м^3, \text{ а } C_x = 0,7 * 20 = 14 мН / м^3.$$

$$K_\phi = 40 * 372 = 14900 МНм; K_x = 14 * 91 = 1270 МН / м.$$

$$\delta^{OCH} = (17,4^2 / 14,9 * 10^3) + 1 / 1,27 * 10^3 = 2,02 * 10^{-3} + 0,79 * 10^{-3} = 20,99 * 10^{-3} м.$$

Расстояние от центра массы до подошвы фундамента:

$$H_{Ц} = 20,4 / 2 + 0,4 + 4,95 + 1,85 = 17,4 м.$$

Суммарное перемещение:

$$\delta_{11}^{OCH} = 0,334 * 10^{-3} * 20,99 * 10^{-3} = 21,32 * 10^{-3} м.$$

Вертикальная нагрузка:

$$F = G + 2V = 5554 + 2 * 572 = 16994 кН \approx 17 МН.$$

Период собственных колебаний системы:

$$T_1 = 2 \sqrt{17 * 21,32 * 10^{-3}} = 1,2 с.$$

Коэффициент динамичности:

$$\beta = 1,5 / 1,2 = 1,25.$$

Сейсмическая сила действующая по оси y :

$$E_y = 0,05 * 17 * 1,25 * 1 = 1,15 МН; E_x = 1,7 МН.$$

Сейсмические силы поровну распределяются между рамами:

$$E_{y1} = 1,15 / 4 = 0,2875 МН; E_{x1} = 1,7 / 2 = 0,85 МН.$$

Моменты сейсмических сил относительно уровня днища создают дополнительные вертикальные силы в колоннах подсилосного этажа:

$$M_y^E = 1,15 * 10,6 = 12,2 МНм; \Delta N^E = \pm 12,2 / (4 * 4) = \pm 0,76 МН ;$$

$$M_x^E = 1,7 * 10,6 = 18 МН.$$

Предварительно для расчета толщину стен можно принять равной

$$t = D + \delta$$

где t - толщина стены, см;

D - наружный диаметр силоса, м;

$\delta=12$ - для монолитных стен;

$\delta=6$ - для сборных стен.

2 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПЛОЩАДИ СЕЧЕНИЯ ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ АРМАТУРЫ

Растягивающие усилия, вычисленные по формуле (1.4), должны быть полностью восприняты арматурой без учета работы бетона на растяжение. Для расчета этой арматуры стены по высоте делят на зоны (3-6) в зависимости от их общей высоты. В каждой зоне для упрощения и в запас прочности площадь сечения арматуры определяют по наибольшему в этой зоне усилию. Требуемую площадь сечения арматуры на единицу высоты стены вычисляют по формуле:

$$A_s = \gamma_n S / (\gamma_s R_s) \quad (1.7)$$

где S - расчетное растягивающее усилие (1.4);

R_s - расчетное сопротивление арматуры растяжению, МПа;

$\gamma_s = 0,95$ - коэффициент надежности;

$\gamma_s^{-1} = 1$ - коэффициент условий работы арматуры.

3 РАСЧЕТ ПО ОБРАЗОВАНИЮ ТРЕЩИН

Расчет стен по образованию в их нормальных сечениях трещин при центральном растяжении силой S выполняют по условию:

$$\gamma_n S \leq S_{cr} \quad (1.8)$$

где S_{cr} - усилие, воспринимаемое сечением при образовании трещин.

$$S_{cr} = [R_{bt,scr} (A + 2\alpha A) - S_{shr}] \quad (1.9)$$

где $R_{bt,scr}$ - расчетное сопротивление бетона осевому растяжению, МПа;

α - отношение модуля упругости арматуры к начальному модулю упругости бетона,

$$(\alpha = E_s / E_b);$$

A - площадь сечения стены высотой 1м, равная 100т, см;

A_s - площадь сечения арматуры, см;

$S_{shr} = \sigma_B A_s$ - растягивающее усилие, вызванное стесненной усадкой бетона кН;

σ_B - напряжение в арматуре, вызванное усадкой бетона и принимаемое для бетона М400 и ниже равным 30 МПа.

При несоблюдении условий (1.8) стены следует рассчитывать на раскрытие трещин. Наибольшее допустимое насыщение стены арматурой, удовлетворяющее требованию (1.8), можно получить из формулы (1.9) если правую ее часть приравнять к значению S (при $\gamma_n = 0,95$), принимая:

$$\sigma_B = 30 МПа; R_{bt,scr} A + 2\alpha^n R_{bt,scr} A_s = A_s = \gamma_n S$$

-Тогда можно записать:

$$100t R_{bt,scr} = \gamma_n S + 30 A_s - 2\alpha R_{bt,scr} A_s \quad (1.10)$$

Принимая $\gamma_n S = \frac{R_s A_s}{1,3_s}$, получим

$$100tR_{bt,scr} \frac{R_s A_s}{1,3} + 30A_s - 2\alpha R_{bt,scr} A_s$$

или $t = A_s \left[\left(\frac{R_s}{1,3} \right) + 30 - 2\alpha R_{bt,scr} \right] : 100R_{bt,scr}$,

обозначив $\left[\left(\frac{R_s}{1,3} \right) + 30 - 2\alpha R_{bt,scr} \right] : 100R_{bt,scr} = k$,

получим

$$t = kA_s \quad (1.11)$$

По формуле (1.11) можно получить минимальную толщину стены, при которой трещины не образуются. В этой формуле:

A_s - минимально необходимая площадь сечения кольцевой арматуры, вычисленная по формуле (1.7);

k - коэффициент для различных марок бетона и стали принимаемых по таблице 1.2.

Перемножив обе части равенства (1.11) на высоту сечения, равную 100 см, и поделив затем их на A , получим:

$$A = 100kA_s \quad \text{т.е.} \quad l = \frac{100kA_s}{A}$$

Таблица 1.2 – Значение коэффициентов марок бетона и стали

Марка бетона	Класс арматурной стали					
	А-I		А-II		А-III	
	к, см ⁻¹	μ, %	к, см ⁻¹	μ, %	к, см ⁻¹	μ, %
200	1,624	0,616	1,992	0,502	2,550	0,400
300	1,235	0,810	1,517	0,659	1,950	0,510
400	1,022	0,978	1,257	0,796	1,610	0,620

Так как $\frac{100A_s}{A} = \mu$, (%), то предельный процент армирования сечения

$$\mu(\%) = \frac{1}{k} \quad (1.12)$$

Вычисленные по формуле (1.12) наибольшие проценты армирования сечения стены силоса.

4 РАСЧЕТ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

Расчет этот выполняется на действие расчетных нагрузок при $\gamma_f = 1$ по условию:

$$\gamma_n a_{cr} \leq a_{cr,u} \dots \dots \quad (1.13)$$

$$N = 18,9 * 419 + 6,0 * 67,6 = 7500 \text{ Кн.}$$

Отпор грунта с площади основания пирамиды продавливания:

$$Q_i = P_s A_0 = (18,9 * 1,36 + 6 * 2,6) * (2,5 + 2 * 1,12)^2 = 6130 \text{ Кн.}$$

Продавливающая сила:

$$F = N - Q_0 = 7500 - 6130 = 1370 \text{ Кн.}$$

По 2- варианту загрузки:

$$N = 15,4 * 419 + 27 * 67,6 + 21 * 67,6 = 8720 \text{ Кн.}$$

Величина отпора грунта с площади основания пирамиды продавливания:

$$Q_0 = (15,4 * 13,6 + 27 * 2,6 + 21 * 2,6)(2,5 + 2 * 1,12) = 7520 \text{ Кн.}$$

Продавливающая сила:

$$F = N - Q_0 = 8720 - 7520 = 1200 \text{ Кн.}$$

Несущая способность плиты на продавливание:

$$R_{bt} h b_m / \gamma_m = 0,72 * 112 * (250 + 112) * 4(0,1) / 0,95 = 5750 \text{ Кн} > F = 1370 \text{ Кн}$$

т.е. продавливания не будет.

РАСЧЕТ ПЛИТЫ НА ПОПЕРЕЧНУЮ СИЛУ

Поперечная сила:

$$Q = n^F Q^F + n^M Q^M \quad (1.112)$$

где Q^F и Q^M - поперечные силы от единичных нагрузок.

Максимальная поперечная сила вместе с координатами $x = 2,0 \text{ м}$; $y = 6,0 \text{ м}$ на 1м плиты при:

1- варианте загрузки:

$$Q = 18,9 * 24,1 + 6 * 1,2 = 463,2 \text{ Кн.}$$

2- варианте загрузки:

$$Q = 15,4 * 24,1 + 27 * 1,2 + 21 * 1,2 = 403,4 \text{ Кн.}$$

Несущая способность плиты по поперечной силе:

$$75R_{bt} h_0 / \gamma_n = 75 * 0,72 * 112 * (1,1) / 0,95 = 805 \text{ Кн} > Q_{MAX} = 463,2 \text{ Кн}$$

Поперечная арматура не требуется.

ПРИМЕР 5. РАСЧЕТ СИЛОСНОГО КОРПУСА НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ.

Исходные данные:

- корпус предназначен для хранения глинозема с плотностью $\rho = 1,2 \text{ т/м}^3$ и состоит из двух силосов диаметром 6м при высоте их стен 20,4м;
- расчетная высота колонн подсилосного этажа $h_1 = 4,95 \text{ м}$, колонны из бетона марки 400 сечением 60×60см;
- днище из бетона марки 300;
- балки сечением 40×100см;
- толщина плиты днища 40см;
- фундаментная плита имеет размеры в плане 7×13м;
- грунт в основании фундаментной плиты - пески пылеватые средней плотности с $E = 15 \text{ МПа}$;
- сейсмичность района строительства 8 баллов.

Требуется определить:

$$\Sigma F_d = 48,6 + 3 * 35,1 = 153,9 \text{ МН};$$

$$\Sigma M_{yd} = 35,1 * 6 + 54,65 + 1,83 * 2,85 = 270,5 \text{ МНм};$$

$$\Sigma M_{xd} = 35,1 * 6 = 210,6 \text{ МНм}.$$

Переходные коэффициенты от единичных усилий к расчетным:

1-вариант загрузки:

$$n^F = 18,9; n^M = 6,0.$$

2-вариант загрузки:

$$n^r = 15,4; n_y^M = 27,0; n_x^M = 21,0.$$

Расчетные моменты вычисляем по формуле:

$$M = n^F M^F + n^M M^M \quad (1.110)$$

где M^F и M^M - изгибающие моменты от единичных нагрузок. Максимальный отрицательный (наверху) изгибающий момент при:

- 1-варианте загрузки находится с координатами

$$M_{(6;6)}^I = 18,9(-21,4) + 6,0(-2,9) = -412 \text{ кНм};$$

- 2-варианте загрузки с координатами $x = 6 \text{ м}$, $y = 6 \text{ м}$:

$$M_{(6;6)}^{II} = 15,5(-21,4) + 27(-2,9) + 21(-3,4) = -479 \text{ кНм}.$$

Максимальный положительный (внизу) изгибающий момент находится с координатами $x = 0$, $y = 6 \text{ м}$ при 1-варианте загрузки:

$$M_{(0;6)}^I = 18,9 * 39,6 = 750 \text{ кНм}.$$

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПЛОЩАДИ СЕЧЕНИЯ АРМАТУРЫ НА 1м ПЛИТЫ

Площадь сечения верхней арматуры:

$$A_S = 47900 * 0,95 / (0,9 * 112 * 375 * 0,1) = 12,6 \text{ см}^2.$$

Принимаем $\phi 20$ А-III, шаг 200=15,71 см².

Площадь сечения нижней арматуры:

$$A_S = 75000 * 0,95 / (0,9 * 112 * 375 * 0,1) = 19,8 \text{ см}^2.$$

Принимаем $\phi 25$ А-III, шаг 200=24,54 см².

ПРОВЕРКА ТОЛЩИНЫ ПЛИТЫ НА ПРОДАВЛИВАНИЕ

Расчетное усилие в колонне:

$$N = n^F N^F + n^M N^M \quad (1.111)$$

где N^F и N^M - усилия в колоннах от единичных нагрузок.

Максимальное усилие в колонне 5 по 1- 46

я:

где a_{cr} - ширина раскрытия трещин от внешних нагрузок;

$a_{cr,u}$ - предельно допустимая величина раскрытия трещин;

$$\gamma_f = 0,95.$$

Ширина раскрытия трещин a_{cr} (мм) вычисляется по формуле

$$a_{cr} = k C_1 (\sigma_s / E_s) 20 (3,5 - 100 \mu)^3 \sqrt{d} \dots \quad (1.14)$$

где k - коэффициент для растянутых элементов $k = 1,2$;

C_1 - коэффициент длительности действия нагрузки (при кратковременном действии нагрузки $C_1 = 1,0$; при длительном $C_1 = 1,5$);

η - коэффициент учитывает вид и профиль арматуры (для периодического профиля $\eta = 1$, для классов Вр-1, Вр-2, канатов класса К-7, $\eta = 1,2$; для гладких стержней класса А-1, $\eta = 1,3$; для проволоки В-2, $\eta = 1,4$);

μ - коэф. армирования сечения, $\mu = 0,02$;

d - диаметр растянутой арматуры, мм.

Напряжение в арматуре в сечении с трещиной при центральном растяжении определяется по формуле:

$$\sigma_s = S / A_s \quad (1.15)$$

Длительное раскрытие трещин вычисляется по (1.14), а кратковременное

$$a_{cr,sh} = a_{cr1} = a_{cr2} + a_{cr3} \quad (\text{при } a_0=2) \quad (1.16)$$

$$a_{cr,sh} = 1,67 a_{cr,1}$$

5. РАСЧЕТ НА ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ СТЕН КРУГЛОГО СЕЧЕНИЯ

Для повышения трещиностойкости и возможности применения высокопрочной арматуры стены силосов выполняют предварительно напряженными.

Предварительно напряженные стены силосов рассчитывают на прочность, как центрально растянутые элементы, где все усилие воспринимается арматурой из условия:

$$\gamma_n S \leq R_p A_p + R_S A_S \quad (1.17)$$

где S - расчетное растягивающее усилие, кН;

R_p и A_p - соответственно расчетное сопротивление и площадь сечения предварительно напряженной арматуры, МПа и см²;

R_S и A_S - то же, арматуры без предварительного напряжения, МПа и см².

Обычно ненапряженная арматура ставится конструктивно и тогда:

$$A_p = (\gamma_n S - R_S A_S) / R_p \quad (1.18)$$

РАСЧЕТ ПО ОБРАЗОВАНИЮ ТРЕЩИН

Центрально-растянутые предварительно напряженные стены по образованию трещин рассчитываются по условию (1.18) с учетом $\gamma_f = 1$. Усилие S_{cr} вычисляется по формуле:

$$S_{cr} = R_{bt,scr} A + 2\alpha(A_S + A_p) / P_0 \quad (1.19)$$

где A_p - площадь сечения предварительно напряженной арматуры;

P_0 - усилие предварительного обжатия с учетом потерь и коэффициента точности натяжения арматуры.

Для стен только с напряженной арматурой:

$$S_{cr} = R_{bt,scr} A + 2\alpha(A_S + A_p) / P_0 \quad (1.20)$$

где σ_{02} - установившееся напряжение в арматуре с учетом проявления всех потерь и упругого обжатия бетона, МПа;

$m_T = 1 \pm m_T$ коэффициент точности натяжения, $\Delta m_T = 0,1$;

σ_0 - значение предварительного напряжения в арматуре, МПа, принимаемое равным:

$$R_{p,scr} - P \geq \sigma_0 \geq 0,3R_{p,scr} + P \dots \quad (1.21)$$

где P - допустимое отклонение предварительного напряжения от заданного значения (МПа), $P = 0,05 \sigma_0$ - при механическом способе натяжения арматуры.

Если стены выполнены из сборных железобетонных элементов, тогда:

$$S_{cr} = 0,9\sigma_{02} A_p \quad (1.22)$$

ПОТЕРИ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ В АРМАТУРЕ

В предварительно напряженных элементах в арматуре происходят потери предварительного напряжения вследствие многих причин. Различают потери: первые - образуются при изготовлении элемента и его обжатии, и вторые - происходящие после обжатия бетона. При натяжении арматуры на упоры первые потери предварительного напряжения в ней σ_{n1} складываются из потерь в результате релаксации напряжения арматуры σ_1 , температурного перепада σ_2 , деформации анкеров на натяжных устройствах σ_3 , трения арматуры о поверхность σ_4 , деформации стальных форм σ_5 , быстроснатекающей ползучести бетона σ_6 , то:

$$\sigma_{n1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6 \quad (1.23)$$

а вторые потери σ_{n2} - от потерь от усадки бетона σ_8 и его ползучести σ_9 , т.е.

$$\sigma_{n2} = \sigma_8 + \sigma_9 \quad (1.24)$$

При натяжении арматуры на бетон первые потери предварительного напряжения в ней σ_{n1} складываются из потерь от деформации анкеров σ_3 , трения арматуры о поверхность σ_4 и снижения начального напряжения при навивке арматуры σ_{12} , т.е.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ КРЕНА

Крен силосного корпуса определяется при загрузке двух силосов по формуле:

$$i_h = i / (1 - \bar{i} F_V H_{II}) \quad (1.106)$$

где i - крен силосного корпуса от эксцентричного нагружения и влияния соседних фундаментов;

$i = i / M$ - крен от единичного изгибающего момента;

M - изгибающий момент, МН м;

F_V - вертикальная составляющая всей нагрузки, действующей на фундамент, м Н;

H_{II} - высота от подошвы фундамента до точки приложения F , м.

Вычисляем i_1 - крен в направлении большей его стороны 1

$$i_1 = 8(1 - (V_m)^2) K_1 F_V e_1 / (E'_m 1^2) \quad (1.107)$$

Модуль деформации обжатого грунта:

$$K_{об} = 2 / m_E = 2 / 11,49 = 1,34,$$

$$E'_m = K_{об} E_n^{RED} = (2 / 1,49) * 1,34 * 22,4 = 30,0 \text{ МПа}$$

при $\alpha = 1$; $\beta = 0,82$; $K_1 = 0,37$.

$$i = \bar{i} M = 1 - 0,3^2 / 30 * 0,37 * 8 * 2 * 35,1 * 6 / 26^3 = 5,22 * 10^{-6} * 421,2 = 0,0022 < i_4 = 0, \quad (1.108)$$

Суммарная нагрузка на основании F при заполнении двух силосов равна:

$$F = G / \gamma + 2V / \gamma_f + \gamma_m h A = 1,1 * 48,6 + 2 * 35,1 * 1,3 + 0,02 * 2,85 * 644 = 129,1 \text{ МН} \quad (1.109)$$

Суммарный крен силосного корпуса, определяемый по следующей формуле:

$$i^y = 0'0055 \setminus (1 - 2'15 * 10_{-e} * 15\delta'1 * 55'4) = 0'0055 \setminus (1 - 0'018) = 0'0053 < i = 0'$$

ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ

Продольная упругая деформация колонн:

$$\Delta h_1 = h_1 / EA_1 = 1620 / (3500 * 80^2) = 0,723 * 10^{-5} \text{ см} / \text{МН}.$$

Загружение принимаем в двух вариантах загрузки корпуса:

-1 вариант загрузки - загружены четыре силоса плюс ветровая нагрузка. Расчетные нагрузки:

$$\Sigma F_d = 48,6 + 4 * 35,1 = 189,0 \text{ МН};$$

$$\Sigma M_d = 54,65 + 1,83 * 2,85 = 59,9 \text{ МНм}.$$

-2 вариант загрузки - загружены три силоса плюс ветровая нагрузка. Расчетные нагрузки:

$$P_{\max} = \gamma_m h + F/A + M_x/W_x + M_y/W_y + M_w/W_w; \quad (1.104)$$

$$P_{\max} = 0,02 * 3 + 105,3/644 + 162/2592 + 162/2592 + 46,05/2592 = 0,37 \text{ МПа} < 1,2R = 1,22 \text{ МПа}$$

Расчетные параметры грунтового основания.

Для расчета фундаментной плиты принимаем основание в виде модели переменного коэффициента жесткости. Определяем толщину сжимаемого слоя

$$h_d = (2 + \xi) \sqrt[4]{\psi P b} = (2 + 0) \sqrt[4]{1 * 100 * 0,3 * 26} = 10,58 \text{ м} \quad (1.105)$$

Для принятого грунта и размеров плиты $\xi = 0$; $\psi = 1$ - коэффициент формы подошвы фундамента; b - ширина фундамента, м; P - среднее давление на основание под фундаментом, МПа.

Коэффициент повышения модуля деформации грунта в зависимости от размеров фундамента:

$$m_E = 2 - e^{-b(h+10)/500} = 2 - e^{-26*(3+10)/500} = 1,49.$$

Модуль деформации:

$$E_m = m_E E = 1,49 * 15,0 = 22,4;$$

где E - модуль деформации грунта по штамповым испытаниям, МПа.

$$\beta' = 2 * 10,58 / 26 = 0,82$$

Коэффициент постели:

$$K = 22,4 / [26(0,03 + 0,3 * 0,82)] = 3,1 \text{ МПа} / \text{м}, \text{ или } 3,1 \text{ МН} / \text{м}^3$$

Коэффициент жесткости основания :

$$K_1 = E_m^{RED} / (\beta h_d \gamma_d) = 22,4(0,74 * 10,58 * 1,1) = 2,6 \text{ МПа} / \text{м}, \text{ или } 2,6 \text{ МН} / \text{м}^3.$$

здесь :

$$\beta = 0,74; \nu = 0,3; \gamma_d = 0,8 * 1,37 = 1,1; \beta' = 0,82; \beta = 1 - 2\nu / (1 - \nu).$$

$$S = (26/2)(\sqrt{3,1/2,6} - 1) = 1,17 \text{ м} \text{ или } S = D / 2(\sqrt{KC_1} - 1);$$

$$A_{KP} = 4 * 1,17[(26 + 26)/2 - 0,6 * 4] = 110 \text{ м}^2 \text{ или } A_{KP} = 4bS;$$

$$\Delta K = (3,1 - 2,6)664/110 = 3,0 \text{ МН} / \text{м}^3 \text{ или } \Delta K = (K - C_1)A / A_{KP}.$$

Здесь

$$0,414S = tg \alpha S = Stg 22^\circ 30', \alpha = 90^\circ - 135^\circ - 135^\circ / 2 = 22^\circ 30';$$

$$\Delta K = 3,0[(3,44 + 1,17)/(3,44 - 1,17)] = 3,74 \text{ МН} / \text{м}^3$$

$$\text{или } K'_3 = C_1 + \Delta K'; C_1 = 2,6266 \text{ МН} / \text{м}^3$$

Коэффициенты жесткости на сжатие и на сдвиг двухпараметрической модели:

$$K_1^{C_1} = E_m^{RED} / (\beta h_d \gamma_d) C_1 = K_1 = 2,6 \text{ МН} / \text{м}^3;$$

$$C_2 = 266 * 1,17^2 = 3,58 \text{ МН} / \text{м}.$$

Определение осадки.

Среднюю осадку фундаментной плиты находим :

$$S_m = P_m / K = 0,3 / 3,1 = 0,098 = 9,7 \text{ см}.$$

Конечная осадка силосного корпуса :

$$S = 1,75 S_m = 1,75 * 9,7 = 17 \text{ см} < 40 \text{ см}$$

$$\sigma_{n1} = \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_{12} \dots \dots \quad (1.25)$$

а вторые потери σ_{n2} - от релаксации напряжений арматуры σ_7 , усадки бетона σ_8 , его ползучести σ_9 , смятие бетона под витками стержневой (кольцевой) арматуры (при диаметре конструкции до 3м) σ_{10} и деформации обжатия стьков конструкции, состоящих из ряда обжимаемых блоков σ_{11} , т.е.

$$\sigma_{n1} = \sigma_7 + \sigma_8 + \sigma_9 + \sigma_{10} + \sigma_{11} \quad (1.26)$$

Первые потери

Потери от релаксации напряжения арматуры (снижение ее величины со временем) имеют место в интенсивно растянутой арматуре при фиксированной ее длине на натяжных устройствах. Эти потери (при σ_0 , МПа) зависят от вида арматуры, способа ее натяжения и значения принимаемого без учета потерь и определяется по формулам таблицы 1.3.

Таблица 1.3. - Потери от релаксации напряжений в арматуре.

Вид арматуры	Способ натяжения в арматуре	
	Механический	Электротермический и электромеханический
Проволочная канаты	$\sigma_1 = [0,22(\sigma_0 / R_{p,scr} - 0,1)]\sigma_0$	$\sigma_1 = 0,05\sigma_0$
Стержневая	$\sigma_1 = 0,1\sigma_0 - 20$	$\sigma_1 = 0,03\sigma_0$

Потери от температурного перехода. Их учитывают при пропаривании или перегрева бетона, когда имеется разность между температурами натянутой арматуры и упоров, воспринимающих усилие натяжения (Δt , °С).

$$\sigma_2 = 1,25 \Delta t$$

при отсутствии данных принимают $\Delta t = 65$ °С.

Потери от деформации анкеров при натяжении на бетон:

$$\sigma_3 = E_S / l(\lambda_1 + \lambda_2) \quad (1.27)$$

где $\lambda_1 = 1$ мм - при обжатии шайб или прокладок, расположенных между анкерами и бетоном элементов;

$\lambda_2 = 1$ мм при деформации анкеров стаканного типа, колодок с пробками, анкерных гаек и захватов ;

l - длина элемента, мм или при натяжении на упоры

$$\sigma_3 = \lambda E_S / l \quad (1.27)$$

где $\lambda = 2$ мм - при обжатии спрессованных шайб.

Потери от трения арматуры об обжимающие приспособления при натяжении на упоры:

$$\sigma_4 = \sigma_0 (1 - e^{-0,25\Theta}) \quad (1.28)$$

где Θ - центральный угол дуги на криволинейном участке канала, (рад).

От деформации форм потери напряжения вычисляют по формуле:

$$\sigma_5 = (t - l) \Delta l E_S (2tl) \quad (1.29)$$

где t - число групп стержней, натягиваемых не одновременно;

Δl - Сближение упоров по оси равнодействующей силы обжатия (мм). При отсутствии данных принимают $\sigma_5 = 30 \text{ МПа}$.

Потери от быстроснатекающей ползучести бетона σ_6 - происходят в течении 2-3 ч после обжатия бетона арматурой, натягиваемой на упоры.

Для бетона естественного твердения:

$$\sigma_6 = 50\sigma_{B,P} / R_0, \text{ при } \sigma_{B,P} / R_0 \leq a$$

$$\sigma_6 = 50a + 100b(\sigma_{B,P} / R_0 - a), \text{ при } \sigma_{B,P} / R_0 > a \quad (1.30)$$

где $\sigma_{B,P}$ - напряжение в бетоне на уровне центра тяжести арматуры A_p или A'_p

от действия усилия пред. обжатия с учетом потерь $\sigma_1 \div \sigma_5$, МПа (при

растягивающих напряжениях $\sigma_{B,P}$ потери $\sigma_0 = 0$);

a и b - коэффициенты (для бетона марки 300 и выше a=0,6 и b=1,5; марки 250 a=0,55 и b=2,25; марки 200 a=0,5 и b=3); для бетона с тепловой обработкой потери умножают на коэффициент 0,85.

Вторые потери.

От релаксации напряжений арматуры при натяжении ее на бетон снижение пред. напряжения относят ко вторым потерям. Их значения принимают такими же, как и при натяжении на упоры, т.е. $\sigma_7 = \sigma_1$.

От усадки бетона уменьшается начальная длина элемента, а вместе с этим и напряжение растянутой арматуры; происходящие при этом потери напряжения находят по данным таблицы 1.4.

Таблица 1.4. - Потери напряжений в арматуре от усадки бетона (σ_8), МПа

Марка бетона	Натяжение арматуры		
	Бетон естественного твердения	Бетон с тепловой обработкой	Независимо от условий твердения
400 и ниже	40	35	30
500	50	40	35
1000 и выше	60	50	40

От ползучести бетона, происходящей после его сжатия, потери напряжения арматуры (независимо от способа ее натяжения) для бетона естественного твердения:

$$\sigma_9 = 200(\sigma_{B,P} / R_0), \text{ при } \sigma_{B,P} / R_0 \leq 0,6$$

$$\sigma_9 = 400(\sigma_{B,P} / R_0 - 0,3), \text{ при } \sigma_{B,P} / R_0 > 0,6 \quad (1.31)$$

где $\sigma_{B,P}$ - то же, что и в (1.30), для бетонов с тепловой обработкой эти потери принимают с коэффициентом 0,85.

От смятия бетона под витками спиральной (кольцевой) арматуры потери напряжений при круглых сечениях конструкций диаметром до 3м $\sigma_{10} = 30 \text{ МПа}$, а при диаметре более 3м эти потери не велики и их не учитывают.

От деформации обжимаемых стыков между сборными элементами потери напряжений

$$\sigma_{11} = n_{III} \lambda E_S / l \quad (1.32)$$

коэффициент Пуассона $\nu = 0,30$; плотность грунта $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$;

- глубина заложения фундамента $h = 3 \text{ м}$.
- плита из бетона марки 200;
- рабочая арматура класса А-III.

Требуется определить:

- размеры фундаментной плиты;
- расчетные параметры грунтового основания;
- среднюю осадку;
- крен при неравномерной (односторонней) загрузке корпуса;
- расчетные усилия в плите;
- площадь сечения рабочей арматуры плиты;
- толщину плиты из расчета на продавливание и на поперечную силу.

Расчетные нагрузки в уровне подколенников для данного силосного корпуса в соответствии следующие:

- постоянная нагрузка $G = 4860 \text{ т}$, или 48,6 МН;
- временная нагрузка $V = 3510 \text{ т}$, или 35,1 МН;
- момент от ветра $M = 5465 \text{ т м}$ или 54,65 МН м;
- горизонтальная сила $Q = 183 \text{ т}$ или 1,83 МН.

Размеры фундаментной плиты.

В плане принимаем плиту $26 \times 26 \text{ м}$ со срезанными углами. Размеры плиты должны удовлетворять условиям:

$P < R$ и $P_{\max} < 1,2R$. Расчетное сопротивление грунта R для принятых размеров плиты:

$$R = [m_1 m_2 / (\gamma \gamma_m)] [Ab \gamma_{SER} + Bh \gamma'_{SER} + DC_{SER}] \quad (1.103)$$

При $\phi = 28^\circ$; $A = 0,98$; $B = 4,93$; $D = 7,40$ тогда

$$R = [1,2 * 1,2 / (1,1 * 0,95)] * [(0,98 * 26 * 18 + 4,93 * 3 * 18) * 10^{-3} + 7,4 * 0,002] = 1,0$$

Вертикальная нагрузка при $\gamma_a = 1$:

$$F = G / \gamma_f + \Sigma V / \gamma_f = 48,6 / 1,1 + 4 * 35,1 = 152,2 \text{ МН}$$

Площадь плиты:

$$A = 26 * 26 - 4 * 4 * 4 / 2 = 644 \text{ м}^2$$

Среднее давление на грунт:

$$P = \gamma_m h + F / A = 0,02 * 3 + 152,2 / 644 = 0,06 + 0,236 = 0,3 \text{ МПа} < R = 1,06 \text{ МПа}$$

Вертикальная нагрузка при загрузке трех силосов:

$$F = 48,6 / 1,1 + 3 * 35,1 / 1,3 = 105,3 \text{ МПа}$$

Момент в уровне подошвы фундамента от загрузки трех силосов:

$$M_X = M_Y = 35,1 * 6 / 1,3 = 162 \text{ МНм}$$

Момент от ветровой нагрузки:

$$M_W = M + Qh = (54,65 + 1,83 * 2,85) / 1,3 = 46,05 \text{ МНм}$$

Момент сопротивления $W_X = W_Y$:

$$W_X = 21_X / b, \text{ где}$$

$$I_X = 26,0 * 26,0^3 / 12 - (4 * 4 * 4 / 2 * 11,7^2 + 4 * 4 * 4^3 / 36) = 33698 \text{ м}^4$$

$$W_X = 33698 / 13 = 2592 \text{ м}^3$$

Максимальное краевое давление при загрузке трех силосов:

По формулам (1.94) определяем A_S^{SUP} и A_S^{SP}

Вычисляем для опорного сечения:

$$1/(6Z_s) + 0,5 = 2,84/(6 * 0,11) + 0,5 = 4,8;$$

для сечения в пролете:

$$1/(12Z_s) + 0,5 = 2,84/(12 * 0,11) + 0,5 = 2,65;$$

Результаты расчета сведены в табл. 1.9, армирование стен показано на рисунке 1.16.

Таблица 1.9 - Расчет стены квадратного силоса.

Зона сверху	Z, м	Z/d	A	10B	A, см ²		S, кН/м	M, кН/м	P _h
					Теор.	Принято			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	3	1,06	0,5	0,104	$\frac{4,05}{2,24}$		202	$\frac{9,6}{4,8}$	14,0
2	6	2,11	0,7	0,144	$\frac{5,48}{3,07}$		283	$\frac{13,4}{8,7}$	19,9
3	9	3,17	0,8	0,165	$\frac{6,40}{3,54}$		323	$\frac{15,4}{7,2}$	22,7
4	12	4,22	0,83	0,170	$\frac{6,57}{3,63}$		33,6	$\frac{15,9}{8,0}$	23,6
5	15	5,28	0,86	0,174	$\frac{6,74}{3,72}$		34,7	$\frac{16,4}{8,2}$	24,4
6	18	6,34	0,87	0,178	$\frac{6,93}{3,83}$	$\frac{\phi 10 \text{ шаг } 100=7,85}{\phi 10 \text{ шаг } 200=3,93}$	35,1	$\frac{16,6}{8,2}$	24,7

Примечание: В числителе указаны значения опорного сечения, в знаменателе - пролетного.

Изгибающий момент вычисляем по формуле: $M = S1$

Где l:

- для опорного сечения равен l/6;
- для пролетного - l/12.

$$B = (\bar{B}R_q / R_s) \gamma_n = \bar{B} * 0,95 * 210 / 230 = 0,87 \bar{B}.$$

где $n_{ш}$ - число обжимаемых швов;

$\lambda=0,3$ мм - обжатие стыка;

l - длина натягиваемой арматуры, мм.

Полные потери:

$$\sigma_n = \sigma_{n1} + \sigma_{n2}, \quad (1.33)$$

но не менее 100МПа

СТЕНЫ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ И МНОГОУГОЛЬНЫХ СИЛОСОВ

Расчет этих силосов осуществляется в приведенной ниже последовательности.

Определение усилий.

Стены прямоугольных силосов от давления сыпучего материала рассчитывают на внецентренное растяжение. При этом горизонтальное растягивающее усилие определяется по формуле (1.1), в которой за d принимается соответствующий размер стороны силоса в осях за вычетом толщины стены. Расчетное растягивающее усилие за единицу высоты стены пролетом l.

$$S_l = \alpha_0 \gamma_f P_n P_h^n b / 2$$

пролетом в:

$$S = \alpha_0 \gamma_f P_h^n l / 2 \quad (1.34)$$

где P_h^n - определяется (1.5); $a=1$.

Усилие в общих стенах при загрузке двух смежных силосов суммируется. Изгибающие моменты в стенах монолитных силосов определяется как в замкнутой раме, причем влияние смежных силосов не учитывается (рис. 1.3). Для прямоугольных силосов расчетный изгибающий момент на любой опоре от единицы высоты стены силоса:

$$M = -(\alpha_0 \gamma_f P_h^n l^2 / 12)(l + \alpha^2 \eta)(l + \eta) \quad (1.35)$$

где $\alpha = b/l$ - отношение короткой стороны к длинной:

$$\text{в пролете } l: M_l^{\max} = (\alpha_0 \gamma_f P_h^n l^2 / 8) + M_{\text{sup}} \quad (1.36)$$

$$\text{в пролете } b: M_b^{\max} = (\alpha_0 \gamma_f P_h^n l^2 / 8) + M_{\text{sup}} \quad (1.37)$$

В расчет вводится

$$M_B^{\max} \geq \alpha_0 \gamma_f P_h^n b^2 / 24 \quad (1.38)$$

В частом случае, для квадратных силосов, при $b=l$ и одинаковой толщине стен ($\alpha=1$ и $\eta=1$) момент на опоре:

$$M_{\text{sup}} = -\alpha_0 \gamma_f P_h^n l^2 / 12 \quad (1.39)$$

момент в пролете

$$M_{\text{sup}} = \alpha_0 \gamma_f P_h^n l / 24 \quad (1.40)$$

Расчет по приведенным формулам является приближенным, но дает вполне удовлетворительные для практических целей результаты. В сборных силосах изгибающие моменты в зависимости от конструктивного решения узловых соединений элементов с учетом наиболее выгодных схем загрузки определяют по формуле:

$$M = \alpha_0 \beta_l \gamma_f P_h^n l^2 \quad (1.41)$$

где β_l - коэффициент, зависящий от жесткости узловых соединений, принимаемый равным для опорных моментов от 0 до 1/12, а для пролетных от 1/8 до 1/24.

Стены многоугольных силосов от горизонтального давления сыпучего материала рассчитывают на внецентренное растяжение (рис. 1.4). Изгибающие моменты и горизонтально

растягивающие усилия в стенах, так же как и в прямоугольных силосах, определяют как в горизонтально замкнутой раме с жестко заделанными стержнями.

Расчетное горизонтальное растягивающее усилие S на единицу высоты стены вычисляется по формуле:

$$S = \alpha_0 v t g \beta \quad (1.42)$$

где $v = \gamma_f P_h^n l / 2$;

В частном случае:

- для шестиугольного силоса $\nu=60^\circ$, $t g \beta = 1,732$ и тогда

$$S = 0,866 \alpha_0 \gamma_f P_h^n l ;$$

- для восьмиугольного силоса $\nu=67^\circ 30'$, $t g \beta = 2,414$ и тогда

$$S = 0,866 \alpha_0 \gamma_f P_h^n .$$

Определение площади сечения горизонтальной арматуры.

Стены прямоугольных и многоугольных силосов армируют двойной симметричной арматурой. Площадь сечения арматуры как для внецентренно растянутых элементов в случае больших эксцентриситетов по формуле:

$$A_S = A'_S = (\gamma_n / R_S) (M / z_S + S / 2) \quad (1.43)$$

где M - расчетный изгибающий момент в пролете или на опоре;

z_S - плечо пары внутренних сил (расстояние между центрами тяжести арматур A_S

и A'_S). Формулу (1.43) можно записать и в другом виде:

$$A_S = A'_S = (\gamma_n S / R_S) (l_0 / z_S + 0.5) \quad (1.44)$$

где $l_0 = M / S$ - эксцентриситет горизонтального растягивающего усилия.

Значение l_0 для любого горизонтального сечения монолитного квадратного силоса является

постоянным, зависящим от размера стороны силоса, а именно:

- для опорного сечения $l_{0,SUP} = 1/6$;

- для пролетного сечения $l_{0,SUP} = 1/12$;

где l - размер стороны силоса в осях за вычетом толщины стены.

Таким образом, для расчета стен монолитных квадратных силосов достаточно определить растягивающее усилие S по формуле

(1.34) и эксцентриситет $l_{0,SP}$ после чего по формуле (1.43) может быть вычислена площадь

арматуры $A_{S,SP}$. На опоре устанавливается в 2 раза больше арматуры, чем в пролете.

Зная P_h^n , площадь сечения арматуры можно определить так же непосредственно по формуле:

$$A = [\alpha_0 \gamma_f P_h^n l / (2R_S)] [(l / 12z) + 0.5] \quad (1.44)$$

Внутренние стены квадратных силосов при загрузке смежных испытывают центральное растяжение от силы:

$$S = \alpha_0 \gamma_f P_h^n l \quad (1.45)$$

В этом случае (при $t > 1 / 25$) стены на нейтральное растяжение по прочности можно не рассчитывать, так как арматура, поставленная по расчету на внецентренное растяжение всегда больше арматуры, рассчитанной на силу S по формуле (1.45)

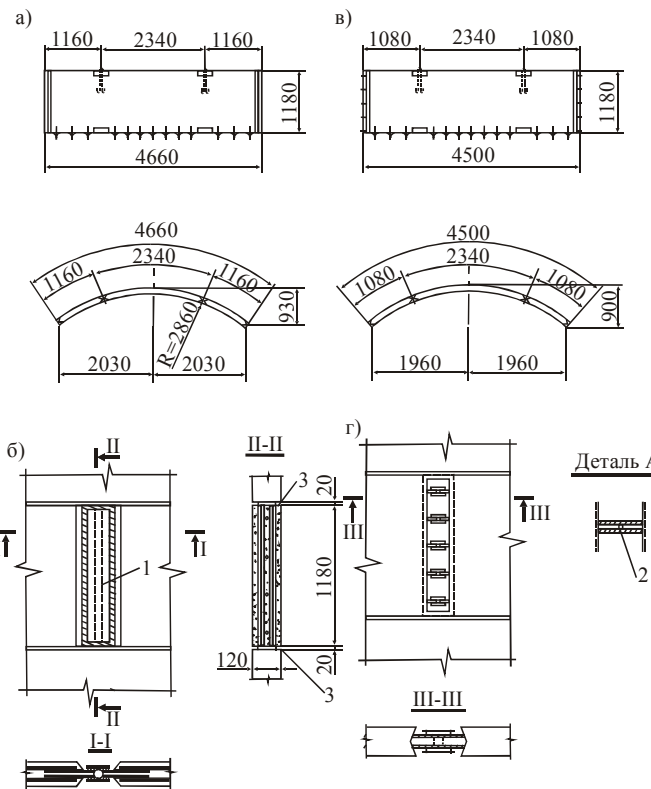


Рис.1.14. Сборные элементы и детали стыков:
а - 1-й вариант; б - деталь стыка; в, г - 2-й и 3-й варианты;
1 - стальная накладка; 2 - арматурный коротыш; 3 - цементный раствор.

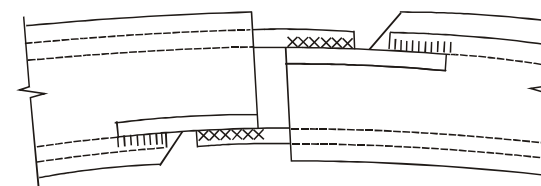


Рис.1.15. Деталь стыка сборных элементов стен.

Требуется определить площадь сечения горизонтальной арматуры. Расчет производим с помощью графика 1.10,б, $\alpha_0 = 1,0$.

Толщину стены принимаем $t = 16 \text{ см}$. Тогда

$$1 = 3 - 0,16 = 2,84 \text{ м}$$

Плечо внутренней пары:

$$Z_C = \frac{16}{41} \cdot 2,84 = 11 \text{ см}.$$

б) при коэффициенте $\gamma_f = 1$:

$$S_{SER} = 980/1,3 = 754 \text{кН}$$

Напряжения арматуры при натяжении на бетон:

а) для проволоки при механическом способе натяжении:

$$\sigma_0 = 0,8R_{p,ser} = 0,8 * 1440 = 1152 \text{МПа} < 0,95R_{p,ser};$$

б) для стержневой арматуры при электротермическом способе натяжения:

$$\sigma_0 = R_{p,ser} - P = 800 - 40 = 760 \text{МПа}$$

где $P = 30 + 360/1 = 30 + 360/(3,14 * 12) = 40 \text{МПа}$

принимая $\sigma_0 = 700 \text{МПа} < R_{p,ser} - P = 760 \text{МПа}$.

Кубиковая прочность бетона к моменту отпуска натяжения напрягаемой арматуры:

$$R_C = 0,7R = 0,7 * 30 = 21 \text{МПа}.$$

Расчет по образованию, раскрытию и закрытию трещин сведен в таблицу 1.8.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ В ВЕРТИКАЛЬНОЙ ПЛОСКОСТИ

Изгибающие моменты, возникающие в процессе навивки арматуры, определяются по формулам:

$$M_0 = 0,0476 \sigma_0 m_T A_p t = 0,0476 * 1,1 * 1152(0,1) * 8,57 * 0,16 = 8,28 \text{кНм}$$

ПРИМЕР 3. РАСЧЕТ СТЕНЫ КВАДРАТНОГО СИЛОСА

Исходные данные:

- размер стороны (в осях) - 3м;
- высота стены $p = 18 \text{м}$;
- материал-цемент с $\rho = 1600 \text{кг/см}^3$, $\phi = 30^\circ$ и $\mu = 0,6$;
- марка бетона 200;
- горизонтальная арматура из горячекатанной стали класса А-I с $R_S = 230 \text{МПа}$.

Расчет на трещиностойкость, раскрытия трещин и прогиб выполняется по общим правилам расчета внецентренно растянутых элементов.

РАСЧЕТ СТЕН НА ВЕРТИКАЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ

Кроме расчета на горизонтальное давление, необходимо проверка стены на сжатие в горизонтальных сечениях от собственного веса, нагрузки от вышележащей конструкции (надсильного перекрытия и т.д.) и от веса сыпучего материала, передающегося силами трения. Вертикальное сжимающее усилие в стене силоса определяется следующим образом. Вес сыпучего материала в силосе до глубины z равен $\gamma z A$. Часть его, равная $P_v^n A$, передается на нижележащие слои сыпучего материала, остальная часть силами трения передается на стены.

Таким образом, вес сыпучего материала, передающийся на стены силами трения, равен:

$$\gamma z A - P_v^n = (\gamma z - P_v^n) A; \quad (1.46)$$

Тогда сжимающее усилие на единицу длины периметра горизонтального сечения стены силоса равно:

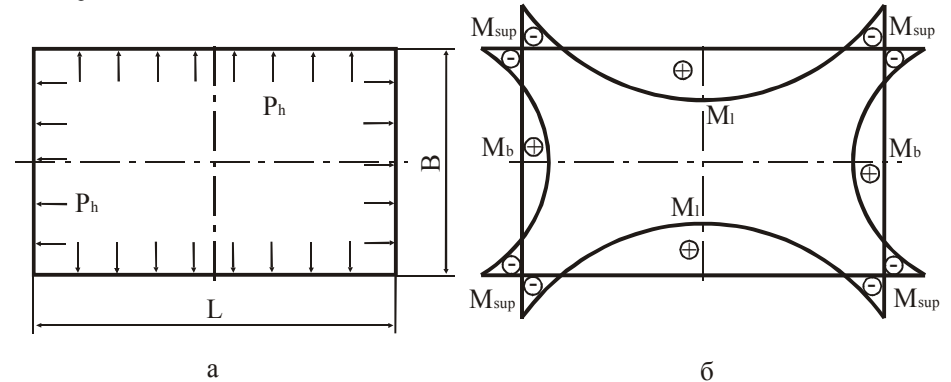


Рис. 1.3 - Расчетная схема прямоугольного силоса.

а - схема давление;
б - эпюра изгибающих моментов.

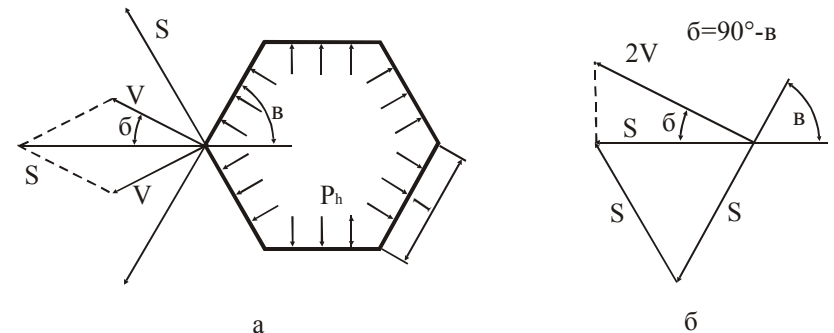


Рис.1.4 - Расчетная схема шестигранного силоса.

а - схема давления и усилий;
б - определение растягивающего усилия в стене.

$$S_f^n = (\gamma_z - P_v^n)(A/U) = P_h(\gamma_z - P_v^n) \quad (1.47)$$

Введя теперь в формулу (1.47) коэффициент надежности по нагрузке γ_f и значение

$r_h = d/4$, получим для f круглых и квадратных силосов расчетное значение усилия:

$$S_f = \gamma_f d (\gamma_z - P_v^n) / 4 \quad (1.48)$$

Во внутренних стенах квадратных и прямоугольных силосов:

$$S_f = 2\gamma_f r_h (\gamma_z - P_v^n) \quad (1.49)$$

В этих формулах значение P_v^n подставляется в кПа. При расчете на сжатие нижней зоны стен силосов принимается усредненное значение удельного веса сыпучего материала в силосе равно $0,9\gamma$, где γ - нормативный удельный вес сыпучего материала, кН/м. Если при расчете стен уменьшение S_f может ухудшить условия их работы, то коэффициент надежности по нагрузке γ_f принимают равным 0,9.

ДНИЦА СИЛОСОВ

Конические воронки.

Расчет конических воронок выполняют на осевое растяжение, действующее в горизонтальной плоскости и вдоль образующей (рис. 1.5), от давления сыпучего материала, а так же от собственного веса воронки и веса сыпучего материалов ней. Поскольку давление сыпучего материала в силосе с глубиной увеличивается незначительно, а гидравлический радиус горизонтального сечения воронки уменьшается, то при определении усилий в воронке давление принимают постоянным, равным вычисленному для верха воронки.

Расчетное горизонтальное растягивающее усилие в меридиональном сечении конической воронки определяют как для кольца, нагруженного равномерно распределенной нагрузкой по формуле:

$$S_h = (\alpha_0 \gamma_f P_h^n + \gamma_f g_n^n) d_h / (2 \sin \alpha) \quad (1.50)$$

где S_h - растягивающее усилие на единицу длины меридионального сечения воронки, кН;

γ_f - коэффициент надежности по нагрузке;

P_h^n - основное нормативное давление сыпучего материала, действующее перпендикулярно к поверхности воронки и определяемое по формуле (1,6), кПа;

g_n^n - нормальная составляющая собственного веса воронки, равная

$$g_n^n = g \cos \alpha ;$$

g - вес единицы площади стенки воронки;

d_h - диаметр воронки в рассматриваемом горизонтальном сечении, м;

α - угол наклона образующей к горизонту.

Собственным весом стальных воронок обычно пренебрегают. Расчетное растягивающее усилие по направлению образующей определяют из условия равновесия внешних сил, действующих ниже рассматриваемого сечения, и внутренних усилию в воронке:

$$S_0 = \alpha_0 \gamma_f P_v^n / (4 \sin \alpha) + \gamma_f G_n / (\pi d_h \sin \alpha) \quad (1.51)$$

где S_0 - растягиваемое усилие на единицу длины горизонтального сечения, кН;

G_n - вес части воронки и сыпучего материала, расположенных ниже рассматриваемого сечения, кН;

P_v^n - основное нормативное вертикальное давление сыпучего материала.

Диаметр d_h в любом сечении воронки можно определить из выражения:

$$d_h = d_{0,k} - d_0) h_{hz} / h_h + d_0 \quad (1.52)$$

$$\kappa = 1,2;$$

$$C_1 = 1,5;$$

$$\eta = 1.$$

$$\sigma_s = S_1 / A_s = 480 / 31,42 = 15,28 \text{ кН} / \text{см}^2 = 152,8 \text{ МПа},$$

$$\mu = A_s / (bt) = 31,42 / (100 * 25) = 0,125,$$

тогда

$$a_{cr,1} = 1,2 * 1,5 * 1,0 * 152,8 / (2,1 * 10^5) * 20 * (3,5 * 100 * 0,0125) * 20^{1/3} = ($$

Ширина кратковременного раскрытия трещин

$$a_{cr,sh} = 1,33 a_{cr,1} = 1,33 * 0,16 = 0,213 \text{ мм} < 0,3 \text{ мм}.$$

ПРИМЕР 2. Расчет предварительно напряженной стены силоса

При тех же данных, что и в примере 1, надо определить площадь сечения предварительно напряженной арматуры $B-II$, наматываемой на монолитную стену навивочной машиной, и площадь сечения стержневой предварительно напряженной арматуры стены, собираемой из сборных железобетонных элементов с предварительно напряжением на них электротермическим способом стержней арматуры класса A_T-V .

Толщина монолитной стены 160 мм, сборных элементов 180мм; толщина защитного торкретного слоя 20 мм. Проволока принята диаметром 4 мм с $R_p=1200$ МПа, стержневая арматура класса A_T-V с $R_p=695$ МПа.

Расчет необходимой площади сечения арматуры приведен в табл. 1.8. Не напряженную арматуру не учитываем.

РАСЧЕТ НА ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ

Принимаем напрягаемую проволочную арматуру класса $B-II$ при диаметре проволоки 4мм относится ко второй категории, а со стержневой арматурой класса A_T-V к третьей категории трещиностойкости.

Соответственно этим категориям и выполняем расчет при действии расчетных ($\gamma_f > 1$) и нормативных ($\gamma_f = 1$) нагрузок.

Таблица 1.8 - Подбор предварительно напряженной арматуры.

Зона сверху	Z, м	S, кН/м	Данные расчета при армировании			
			Проволокой B-II		Стержнями A_T-V	
			A, см²	Принято, см²	A, см²	Принято, см²
1	4,5	173	1,37	19 ø 4=2,39	2,36	5ø10=3,93
2	9,0	266	2,11	-"-	3,64	-"-

12	Полные потери предварительного напряжения, МПа; $\sigma_n = \sigma_{n1} + \sigma_{n2}$	63,4+171,6=235	0+107,7= 107,7
13	Напряжение в арматуре за вычетом всех потерь МПа; $\sigma_{02} = \sigma_0 - \sigma_n$	1152-235=917	700-107 7=592,3
14	Полное усилие обжатия бетона при $m_1=0,9$ кН; $P_{02} = m_1 \sigma_{02} A_p$	0,9*0917*8,57* *(0,1)=707.3	0,9*592,3 *15,71* *(0,1)=768
15	Усилие, воспринимаемое сечением при образовании трещин (без учета конструктивной арматуры и работы бетона в сборных стенах), кН $S_{C2} = R_{bt,scr} A + (m_1 \sigma_{02} + 2\alpha R_{bt,scr}) A_p$, т.к. $S_{scr} > S_{C2}$ при армировании проволокой, то трещиностойкость сечения не обеспечена и поэтому необходим расчет на раскрытие трещин.	$[1,5*1600+(0,9*917+2*6,9*1,5)*8,57]*(0,1)==964,8 < S_{scr}=980$	$(0,9*592,3*15,7)**(0,1)=768,2> S_{scr}=754$
II. Расчет по кратковременному раскрытию трещин			
16	Расчетное усилие R_{scr} от действия всех нагрузок при $\gamma_f=1$, кН	754	
17	Ширина раскрытия трещин, мм $a_{cr,sh} = K C_1 h (\sigma_p E_p)^2 20^3 (3,5 - 100\mu) d^{1/3}$ где $K=1,2$; $C_1=1$; $\eta=1,4$; $\mu=0,0053$	$1,2*1*1,4*54,5/(2**10^5)*20^3*(3,5-100*0,0053)*4^{1/3}=$ $=0,043 < 0,1$ мм	
18	σ_p -приращение напряжений, МПа $\sigma_p = (S_{scr} - P_{02}) / A_p$	$(754-707,3)(10)/$ $/8,57=54,5$	
III. Расчет по закрытию трещин.			
19	Расчетное усилие действия длительных нагрузок при $\gamma_f=1$. S_{scr} , кН	754/2=377	
20	Проверка условия $\sigma_{02} + \sigma_p \leq 0,8 R_{p,SEF}$; где $\sigma_p = (S_{EP} - P_{02}) / A_p = (377 - 707,3) * (10) / 8,57 = 385,4$ МПа, приращений напряжений нет.	$917 < 0,8 * 1440 =$ $=1152$	
21	Проверка условия $\sigma_b > 1$, МПа $\sigma_b = (P_{02} - S_{scr}) / A_{red}$	$(707,3 - 377)(10)/$ $/1659,03 = 1,99 > 1$	

Растягивающее усилие вычисляем:

Так как $t = 25 \text{ см} < KA = 1,57 * 28 = 42,5 \text{ см}$, то необходим расчет на раскрытие трещин.

$$S = 1,5 * 0,76 * 30 * 11,52 * 6 * 0,397 = 936 \text{ кН}.$$

Растягивающее усилие от нормативных нагрузок в соответствии с табл. 1.7:

$$S_{SER} = 936 / 1,3 = 720 \text{ кН}.$$

Усилие от длительного действия нагрузок:

$$S_1 = S_{SUR} / a_v = 720 / 1,5 = 480 \text{ кН}.$$

То же, от кратковременного:

$$S_{Sh} = S_{SER} - S_1 = 720 - 480 = 240 \text{ кН}.$$

Ширину длительного раскрытия трещин, при:

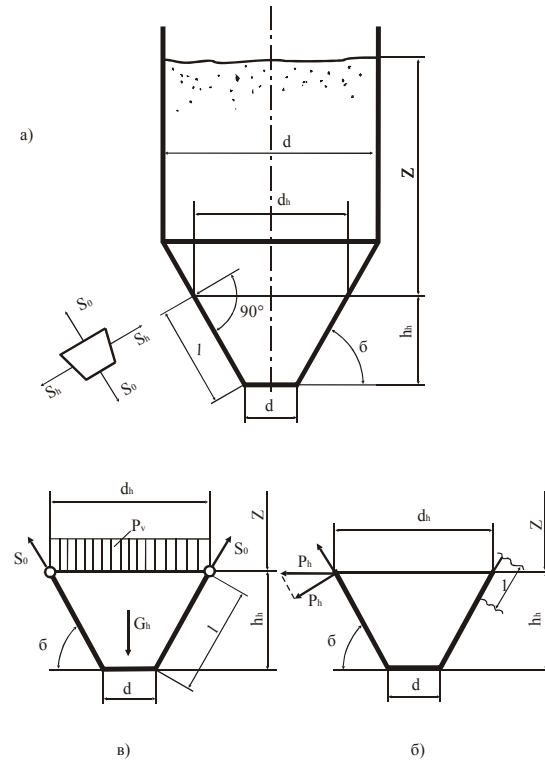


Рис. 1.5 - Схемы расчета воронок.

- а – усилий и размеров;
- б – горизонтальное растягивающее усилие;
- в – меридиальное усилие вдоль ската.

где $d_{0,k}$ - диаметр воронки в ее верхнем сечении;

h_h - полная высота воронки;

d_0 - диаметр выпускного отверстия;

h_{hz} - высота воронки в рассматриваемом сечении.

Усилия S_h и S_0 достигают максимального значения у опорного кольца воронки. Внизу, у выпускного отверстия, усилия приближаются к нулю. Расчетное сжимающее усилие S_R в опорном кольце конической воронки определяется по формуле:

$$S_R = 0,5 S_0 d_{0,k} \cos \alpha \quad (1.53)$$

где S_0 и $d_{0,k}$ - растягивающее усилие по образующей и диаметр опорного кольца.

Формулы (1.50) и (1.51) для практического использования могут быть представлены в виде:

$$S_h = \alpha_0 \gamma_f P_v^n d_h m_1;$$

$$S_0 = (\alpha_0 \gamma_f P_v^n d_h + G' / 19) m \quad (1.54)$$

Таблица 1.7 – Расчет ж/б воронки силоса

где m_1 и m_2 т2 - коэффициенты, при $\alpha = 90^\circ$ и $\phi = 30^\circ$, $m_1 = 0,833$, $m_2 = 0,5$

при $\alpha = 45^\circ$, $\phi = 30^\circ$, $m_1 = 0,471$, $m_2 = 0,354$

при $\alpha = 60^\circ$, $\phi = 30^\circ$, $m_1 = 0,289$, $m_2 = 0,289$

при $\alpha = 30^\circ$, $\phi = 45^\circ$, $m_1 = 0,793$, $m_2 = 0,500$

при $\alpha = 45^\circ$, $\phi = 45^\circ$, $m_1 = 0,414$, $m_2 = 0,354$

при $\alpha = 60^\circ$, $\phi = 60^\circ$, $m_1 = 0,219$, $m_2 = 0,289$ и т.д.

G'_h - влияние веса воронки и сыпучего материала с учетом коэффициента надежности по нагрузке, расположенных ниже рассматриваемого сечения.

Значение G'_h определяется по формуле:

$$G'_h = 0,44(d_h + d_0 + d_0^2 / d_h)h_{hz}\gamma_m + 2,2(1 + d_0 / d_h)tl\gamma_h \quad (1.55)$$

Для металлической воронки, пренебрегая ее собственным весом получим:

$$G'_h = 0,44(d_h + d_0 + d_0^2 / d_h)h_{hz}\gamma_m \quad (1.56)$$

где d_0 - диаметр выпускного отверстия, м;

h_{hz} - высота от рассматриваемого сечения до выпускного отверстия ;

γ_m - удельный вес сыпучего материала, кН/м³;

t - толщина стенки воронки, м;

$l = h_{hz} / \sin \alpha$ - длина образующей воронки от рассматриваемого сечения до выпускного отверстия, м;

γ_h - удельный вес материала воронки, кН/м .

Зная S_h , можно определить S_0 по формуле:

$$S_0 = (S_h / m_1 + G'_h) m_2 \quad (1.57)$$

Площадь сечения арматуры подбирается из условия передачи всего рассматриваемого усилия на арматуру без учета работы бетона на растяжение:

$$A_S = \gamma_n S / R_S \quad (1.58)$$

где A_S - площадь сечения арматуры на единицу длины сечения воронки, см²;

S - кольцевое усилие или усилие вдоль образующей на единицу длины соответствующего сечения воронки, кН;

R_S - расчетное сопротивление арматуры, МПа;

γ_n - коэффициент надежности; $\gamma_n = 0,95$.

Так как S_0 и S_h по направлению к выпускному отверстию уменьшается, то и толщину стенок воронки принимают переменной, уменьшая их к низу. Стенки рассчитывают на раскрытие трещин, если не соблюдено условие (1.8).

Пирамидальные воронки.

Под действием нормального давления сыпучего материала грани пирамидальной воронки испытывают изгиб из своей плоскости. Следовательно, грани пирамидальных воронок должны быть

№	Вид расчета	Данные расчета по армированию	
		Проволокой В-II	Стержня ми А _г -V
1	2	3	4
1. Расчет по образованию трещин ΔНИЮ тоешин			
1	Расчетное усилие S _{SER} , кН	980	754
2	Приведенное сечение: A _{ред} =A+aA _п ; α=E _п +E _с , см ²	16*100+6,9* *8,57=1659	18*1 00+6,6* *15,7 1=1904
3	Принятие характеристик: а) контролируемое напряжение при натяжении σ ₀ , МПа б) кубиковая прочность бетона R ₀ =0,7 МПа в) коэффициент точности натяжения арматуры при подсчете потерь, m _т г) то же при расчете по образованию трещин	0,8*1440=11 52 21 1 0,9	700 21 1 0,9
4	Подсчет первых потерь напряжений арматуры σ _{н1} . От неодновременной навивки арматуры, МПа σ ₁₂ =σ ₀ *1,57*α*μ/(1+1,18*α*μ) где α=2*10 ⁵ /(2,9*10 ⁴)=6,9 μ=8.57/(100*16)=0,0053	1152*1,57*6,9* *0,0053/(1+1,18 * *6,9*0,0053)= =63,4	-
5	Суммарное значение первых потерь, МПа,	63,4	0
6	Напряжение в арматуре за вычетом первых потерь, МПа: σ ₀₁ =σ ₀ -σ _{н1}	1152- 63,4=1088,6	700- 0=700
7	Усилие предварительного обжатия бетона с учетом первых потерь, кН, P ₀₁ =σ ₀₁ *A _п	1088,6*8,57(0,1) = =933	700*15,7 1(0,1)= =1100
8	Напряжение в бетоне от действия усилий P ₀₁ , МПа. σ _в =P ₀₁ /A _{ред}	933(10)/1659= =5,63	1100(10) /1904= =5,78
9	Отношение σ _{в,п} /R ₀	5,63/21= =0,27<0,55	5,78/21= =0,28<0,55
10	Подсчет вторых потерь а) от релаксации напряжений арматуры, МПа σ ₇ =(0,22*σ ₀ /R _{п,сег} -0,1)*σ ₀ , σ ₇ =0,03*σ ₀	(0,22*1152/ /1140-0,1)* *1152=87,6	0,03*700 =21

$$\mu = A_s / (bt) = 32,16 / (100 * 24) = 0,0134$$

тогда

$$a_{CR1} = KC_1 \eta (\sigma_s / E_s) 20(3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{dd} =$$

$$1,2 * 1,5 * 1 * 117,2 / (2,1 * 10^5) 20(3,5 - 100 * 0,0134) * 16^{1/3} = 0,11 \text{ мм} < 0,$$

Принимаем $k=1,2$; $C_1=1,5$; $\eta=1$

Ширину кратковременного раскрытия трещин

$$a_{cr,sh} = 1,67 a_{cr,1} = 1,67 * 0,11 = 0,18 \text{ мм} < 0,3 \text{ мм}$$

ПРОВЕРКА стены в нижнем сечении (выше днища) на сжатие в вертикальном направлении. Собственный вес 1м стены силоса с учетом коэффициента перегрузки:

$$q = 1,0 * 0,24 * 30 * 25 * 1,1 = 198 \text{ кН/м}$$

по формуле (1.100) вычисляем:

$$G_h = 7,0(6 + 1 + 1^2 / 6) 3,0 = 150 \text{ кН/м};$$

По формулам (1.97) и (1.98) определяем:

$$t_h = 2,5 * 0,014 * 30 * 11,52 * 60,397 / 50 = 0,58 \text{ см};$$

$$t_0 = 0,58 / 0,397 + 150 / [100 * 260 * (0,1)] = 0,50 \text{ см}.$$

Толщину листа воронки с учетом необходимой толщины сварного шва принимаем = 10 мм > 5,8 мм. Аналогично вычисляем t_h и t_0 для z , равного 31 и 32 м. Коэффициенты A и B

можно принять постоянными для любого уровня воронки, т.е. $A=0,76$; $B=0,014$.

При необходимости определяем:

$$P_n = 0,76 * 30 * 11,52 * 0,608 = 160 \text{ кН/м}^2 = 160 \text{ кПа};$$

$$S_h = 2,5 * 0,76 * 30 * 11,52 * 6 * 0,397 = 1560 \text{ кН/м};$$

$$S_0 = (1560 / 0,397 + 150) 0,327 = 1340 \text{ кН/м}.$$

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ВОРОНКИ

Принимаем $\alpha_0 = 1,5$, по номограмме при $z/d = 2,6$ и арматурной стали класса А-II

находим $B = 0,014 * 0,9 = 0,013$. По формуле (1.95) определяем:

$$A_s^h = 1,5 * 2 * 0,013 * 11,52 * 6,0 * 0,397 = 31,14 \text{ см}.$$

Принимаем 2 Ø 20 А-II с шагом 200 мм (31.42 см²)

$$G'_h = 7,0 * (6 + 1 + 1^2 / 6) * 3 + 5,5 * (1 + 1 / 6) * 0,2 * 3 / 0,707 = 204,5 \text{ кН}$$

$$A_s^0 = (31,14 / 0,397 + 204,5 / 285 * (0,1)) * 0,327 = 28 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2Ø20 А-II с шагом 200 мм (31.42 см²). Аналогично вычисляем A_s^h и A_s^0 для глубины $z = 31$ и 32 м. Коэффициенты A и B можно принять постоянными для любого уровня воронки, т.е. $A = 0,76$; $B = 0,014 * 0,9 = 0,013$. Принимаем в верхнем сечении на уровне $z = 30,6$ м толщину стенки равной 25 см, а у выпускного отверстия - 15 см.

рассчитаны на внецентренное растяжение в горизонтальном направлении и вдоль ската граней.

Расчетное горизонтальное растягивающее усилие S , приходящееся на единицу длины грани симметричной квадратной воронки, определяется по формуле (1.50), в которой вместо d подставляется b_h - размер грани в рассматриваемом горизонтальном сечении воронки или определяется по формуле:

$$S_h = (\gamma_f P_n + \gamma_g g_n) b_n / 2 \sin \alpha \quad (1.59)$$

Длительное время благополучно существующие воронки бункеров, рассчитанные с использованием этой формулы, подтверждают ее справедливость.

Расчетное растягивающее усилие S_0 , действующее вдоль ската грани симметричной квадратной воронки, на единицу длины квадратного сечения грани определяется по формуле (1.51), в которой вместо d_h подставляют b_h , а вместо π принимают 4. Усилия S_h и S_0 можно определить по формулам (1.54), в которых за d_h принимается размер грани в рассматриваемом горизонтальном сечении, а α - угол наклона грани к горизонту. Значение G'_h определяется по формуле (1.56), в которой принимают $d_h = b_h$, $d_0 = b_0$, где b_h и b_0 соответственно размер грани в рассматриваемом горизонтальном сечении и размер выпускного отверстия воронки.

Грани пирамидальной воронки имеют трапециевидальную форму с различным соотношением сторон. В зависимости от соотношения сторон изгибающие моменты в гранях определяют как в треугольных, трапециевидальных или прямоугольных плитах. При отношении большого основания b к меньшему b более 4 грани рассчитывают по таблицам для треугольных плит, причем для получения треугольника боковые ребра грани продлевают до пересечения. Высота полученной при этом треугольной плиты определяется по формуле:

$$h_b = hb_n / (b_n - b_0) \quad (1.60)$$

где h - высота трапециевидальной стенки (по наклону);

b_h - большее основание трапеции;

b_0 - меньшее основание трапеции.

В случае отсутствия необходимых таблиц треугольную плиту преобразовывают в прямоугольную с приведенными размерами:

$$b_d = 2b_h / 3 \text{ и } h_d = h - b_h / 6$$

При отношении оснований меньше 4 грани следует рассчитывать по таблицам для трапециевидальных плит. Расчетные размеры прямоугольной плиты находят по формулам:

$$b_d = (2b_h / 3)(b_h + 2b_0) / (b_h + b_0)$$

$$h_d = h - b_h (b_h - b_0) / [6 / (b_h + b_0)] \quad (1.61)$$

При этом, если $b_d / h_d > 2$, то плиты рассчитывают как балочные пролетом b_d , а если $2 > b_d / h_d > 0,5$, то их рассчитывают как плиты, опертые по контуру.

ПЛИТЫ И КОЛЬЦЕВЫЕ БАЛКИ

Плиты днищ, как правило, опираются на балки и рассчитываются на давление сыпучего материала как одно- или многопролетные балки или как плиты, опертые по контуру. Расчетная нагрузка на плиту днища (кН/м²) составит:

$$q = 1,3P_v^n + 1,1q^n$$

где P_v^n - основное нормативное вертикальное давление сыпучего материала в силосе, определяемое по формуле (1.5), т.е. $P = P$ кПа.

q^n - нормативная нагрузка от собственного веса плиты и балки, кН/м².

Нагрузка от воронки, опирающейся на плиту, приводится к кольцевой по периметру отверстия (кН/м):

$$P = \gamma_f P_v^n d_{0,k} / 4 + \gamma_f G_h / \pi d_{0,k} \quad (1.62)$$

где G_h - вес воронки и сыпучего материала в ней, кН;

$d_{0,k}$ - диаметр опорного кольца воронки, м.

Усилия в плитах вычисляются с учетом общего поправочного коэффициента α_0 . Толщина плиты определяется расчетом на поперечную силу из условия передачи ее на бетон без учета арматуры.

Кольцевая балка дна, передающая нагрузки от стены и дна силоса на колонны, является весьма ответственным элементом. Хотя кольцевая балка выполняет роль несущей конструкции, она работает не самостоятельно, а во взаимодействии с жесткими стенами силосов. При монолитных стенах, обладающих значительной вертикальной жесткостью, можно считать, что вертикальная нагрузка через стены силосов передается непосредственно на колонны. Расчет кольцевой балки можно было бы выполнить аналогично расчету балок на упругом основании. В этом случае вертикальную нагрузку, передающуюся от стен на балки, нужно принимать в полном размере и распределять ее по треугольникам с вершиной над колоннами. Однако кривизна стен вносит неясность в понимание работы кольцевых балок.

Еще больше затруднений возникает при сборных стенах силосов. Степень влияния швов на общую жесткость стен силосов не поддается точному учету. Очевидно, что общая жесткость стен силосов в этом случае будет меньше, чем при монолитной конструкции. Учитывая эти соображения, можно рекомендовать при сборных стенах силосов расчет кольцевой балки выполнять на нагрузки, передающиеся через стены и дна силосов от веса сыпучего материала, собственного веса конструкции и нагрузки от надсилосного перекрытия при равномерном распределении всей нагрузки по длине кольцевой балки. Такая схема нагрузки для расчета кольцевой балки приведет к некоторому запасу ее прочности, но не вызовет значительного перерасхода материала и позволит получить надежную ее конструкцию. Если учесть, что всегда возможна замена монолитных стен на сборные, то этот расчет кольцевой балки можно оставить и для случая с монолитными стенами.

Принимается, что нагрузка от стен q_1 , включающая их собственный вес, нагрузку от сыпучего материала, передающегося на стены силами трения и нагрузку от надсилосного перекрытия, передается на балку в виде равномерно распределенной по длине l_1 , равной длине капителей колонн плюс удвоение толщины плиты (или балки) дна (эту же длину принимают при определении площади смятия стен).

При $l_1 \geq (l_0$ расстояние между осями колонн) нагрузка от стен силосов принимается равномерно распределенной по всей длине балки. Нагрузку от дна q_2 следует принимать равномерно распределенной по периметру балки.

При плоском дне с балками расположенными внутри контура силоса, нагрузка q_2 может быть переменной в соответствии с грузовой площадью, приходящейся на кольцевую балку.

Таблица 1.6 - Расчет стены круглого силоса диаметром 12м

Зона сверху	Z, м	Z/d	α_0	A	10/B	10/B	A_S , см ²		S, кН/м	P _k , кПа	P _V , кПа
							теор.	принято			
1	4,5	0,39	1,0	0,26	0,05	0,045	5,99	2(ø10А-II шаг 200)= =7,85	173	31,0	90
2	9,0	0,78	1,0	0,40	0,075	0,068	6,26	2(ø10А-II шаг 200)= =7,85	266	45,2	139
3	13,5	1,17	2,0	0,52	0,090	0,081	123,9 4	2(ø16А-II шаг 150)= =26,9	690	60,0	180
4	18,0	1,56	2,0	0,61	0,115	0,104	27,54	2(ø16А-II шаг 125)= =32,16	810	70,3	211
5	22,5	1,95	2,0	0,69	0,130	0,117	31,05	2(ø16А-II шаг 125)= =32,16	920	79,5	238
6	27,0	2,34	2,0	0,74	0,137	0,123	32,7 2	2(ø16А-II шаг 125)= =32,16	980	85,3	256

ПРИМЕЧАНИЕ: значение B принято равным:

$$B = \bar{B}(\bar{R}_q / R_S) \gamma_n$$

где B - определяется по номограмме;

R_q - расчетное сопротивление арматуры растяжению;

R_S - то же, $R = 285$ МПа

$$B = \bar{B}(270/285)0,95 = \bar{B}0,9$$

ПРОВЕРКА

необходимости расчета стены на раскрытие трещин

При марке бетона 300 и арматурной стали класса А-2 из табл.1.2 находим $\kappa=1.517$. Тогда:

$$t = \kappa A_S = 1,517 * 32,72 = 49,7 \text{ см} > 24 \text{ см},$$

т.е. необходима проверка ширины раскрытия трещин.

РАСЧЕТ НА РАСКРЫТИЕ ТРЕЩИН

Расчет производится по формуле:

$$\gamma_n a_{CR} \leq a_{CR,W} \quad (1.101)$$

Полное растягивающее усилие от нормативной нагрузки

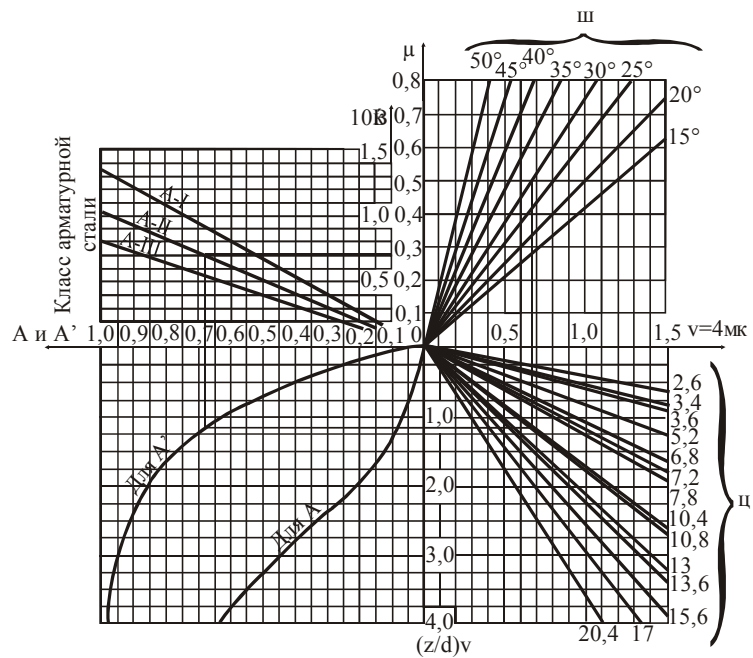
$$S_{SER} = S / 1,3 = 980 / 1,3 = 753 \text{ кН}$$

Усилие от длительно действующей нагрузки

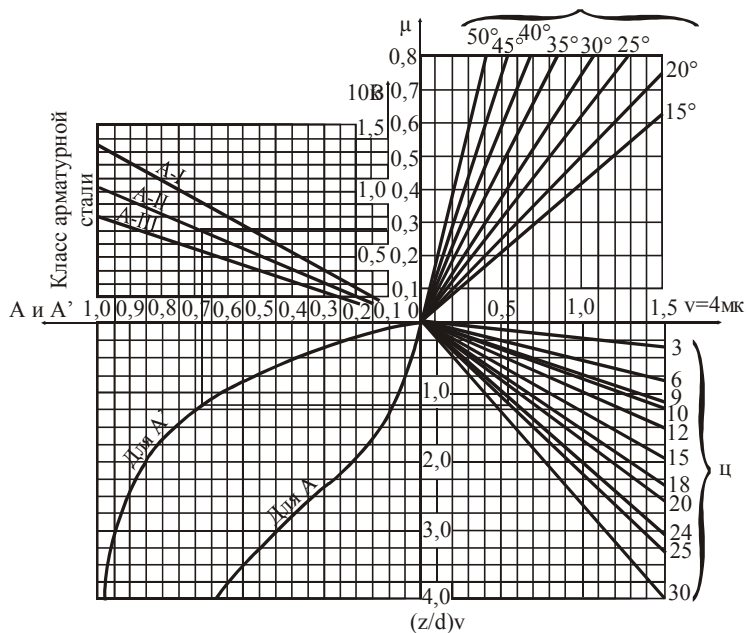
$$S_t = S_{SER} / \alpha_0 = 753 / 2 = 376,5 \text{ кН}$$

Ширину длительного раскрытия трещин

$$\sigma_S = S_t / A_S = 376,5 / 32,16 = 11,72 \text{ кН} / \text{м}^2 = 117,2 \text{ МПа}$$



а) диаметр силоса 6 метров



б) диаметр силоса 12 метров

Рис.1.11. Номограммы для расчета силосов

Кольцевые балки, кроме изгиба вследствие криволинейности их осей в плане, испытывают так же кручение. Максимальный изгибающий момент (кНм) в середине пролета кольцевой балки с равными пролетами, шарнирно опертой на колонны, при равномерно распределенной нагрузке определяется по формуле (рис. 1.6):

$$M_{SP} = qr^2(\phi_0 / \sin \phi - 1) \quad (1.63)$$

где ϕ_0 - половина центрального угла, соответствующего одного пролета.

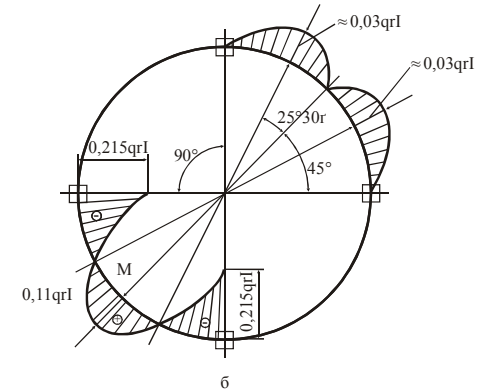
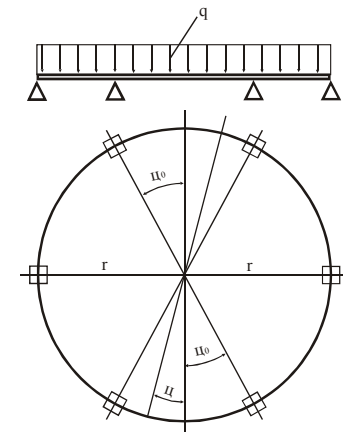


Рис. 1.6. - Расчетная схема кольцевой балки (а) и эпюры изгибающих и крутящих моментов (б).

Из-за симметрии размеров и нагрузки моменты во всех пролетах одинаковы. Для любой точки балки, положение которой определяет угол ϕ , измеряемый от середины пролета, изгибающий и крутящий моменты вычисляются по формулам:

$$M = M_{SP} \cos \phi - qr^2(1 - \cos \phi) \quad (1.64)$$

$$T = M_{SP} \sin \phi - qr^2(\phi - \sin \phi) \quad (1.65)$$

где M - изгибающий момент в балке, кНм;

T - крутящий момент в балке, кНм.

Вследствии симметрии крутящие моменты в середине пролетов (для $\phi=0$) и над колоннами

(для $\phi = \phi_0$) равняются нулю.

В частном случае, при четырех колоннах, т.е. для $\phi_0 = 45^\circ$ (рис. 1.6, б) получаем:

- изгибающий момент в середине пролета:

$$M_{SP} = +0,119qr^2 \quad (1.66)$$

- опорные изгибающие моменты:

$$M_A = \dots M_0 = -0,215qr^2 \quad (1.67)$$

для $\phi = 25^\circ 50'$; $M = 0$; $T \approx +0,03qr^2$

(1.67')

- при восьми колоннах ($\phi = 22,5^\circ$)

$$M_{SP} = +0,026qr^2; M_{SUP} = -0,052qr^2, \text{ кНм} \quad (1.68)$$

$$\text{для } \phi = 12^\circ 57'; M = 0; T = +0,004qr^2, \text{ кНм} \quad (1.68')$$

- поперечная сила на грани опоры

$$Q_{SUP} = qr\phi - qb_c/2, \text{ кН} \quad (1.69)$$

Поперечная сила в любом сечении пролета балки: $Q = qr\phi$. Максимальный крутящий

момент T определяется в сечении, где $M = 0$. Приравнявая правую часть формулы к нулю, получим:

$$\cos \phi = qr^2\phi / (M_{sp} + qr^2) \quad (1.70)$$

В частном случае:

$$\cos \phi = qr^2 / (kqr^2 + qr^2) = 1 / (K + 1) \quad (1.71)$$

где $k = 0,11$ - при четырех колоннах и $k = 0,026$ - при восьми колоннах.

Симметричные кольцевые балки с равными пролетами, монолитно соединенные с жесткими колоннами, при действии вертикальной нагрузки, симметрично расположенных относительно опор, можно рассчитывать приближенно, принимая полную заделку на опорах (рис. 1.7). В этом случае расчет кольцевой балки сводится к расчету одного из ее пролетов, рассматриваемого как защемленная балка. Криволинейные балки с двумя жестко защемленными концами являются статически не определенными системами, в которых значения изгибающих и крутящих моментов зависят от деформации балки, т.е. от соотношения жесткостей балки при изгибе в вертикальной плоскости и при кручении

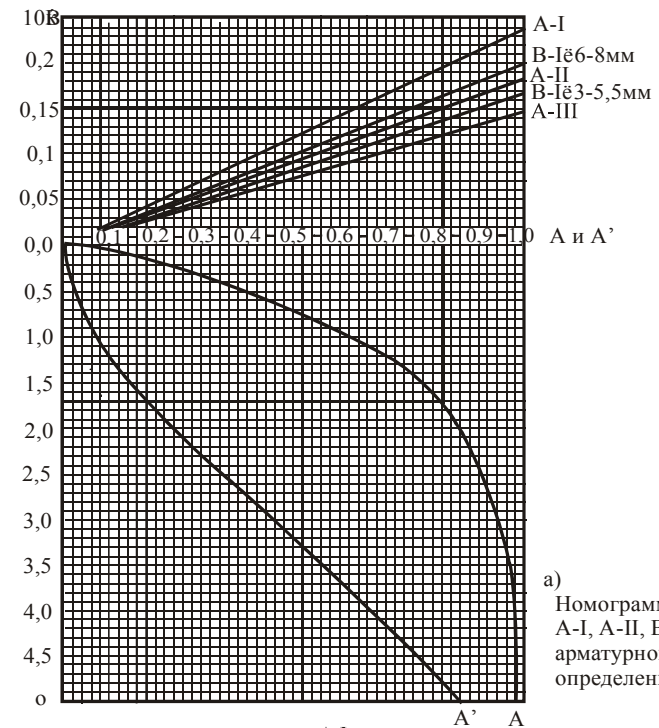
$$\eta = EI / GI_t$$

Для железобетонной балки прямоугольного сечения $I = bh^3 / 12$ и $I_T = k_2hb^3$, где

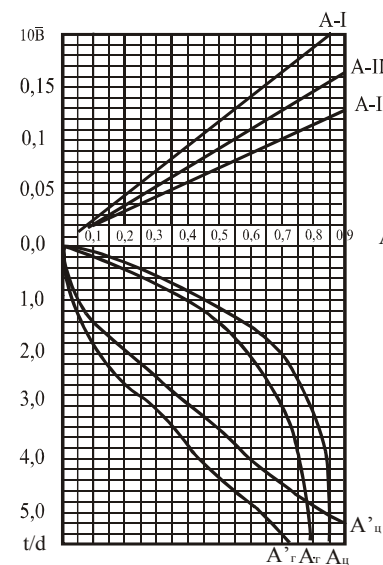
k_2 - принимается в зависимости от h/b (табл. 1.5).

Тогда при $G = 0,4E$ для определения q получаем:

$$\eta = (1/4,8k_2)(h/b)^2, \text{ где } h > b$$



а) Номограмма для расчета силовос $A-I, A-II, B-I, B-II$ - классы арматурной стали для определения $A_s(B)$.



б) Номограмма для расчета силовос, заполняемых цементом и линоземом $A-I, A-II, B-I, B-II$ - классы арматурной стали для определения $A_s(B)$: $A'_{ц}, A'_{и}$ - кривые для цемента; $A'_{г}, A'_{т}$ - кривые для цемента.

Рис.1.10 - Номограммы для расчета силовос

d - внутренний диаметр круглого или размер в свету стороны квадратного силоса, м;

ν , β и ψ - коэффициенты, принимаемые для:

- цемента и песка:

$$\phi = 30^\circ; \nu = 0,8; \beta = 0,866 \text{ кН/м}^3; \psi = 2,6 \cdot 10^{-1} \text{ кН/м}^3;$$

- для угля:

$$\phi = 35^\circ; k = 0,271; \nu = 0,542; \beta = 0,65 \cdot 10^{-1} \text{ кН/м}^3; \psi = 2,4 \cdot 10^{-1} \text{ кН/м}^3;$$

- для гравия:

$$\rho = 2,0 \cdot 10^{-3} \text{ кг/м}^3; \phi = 30^\circ; K = 0,333; \nu = 0,666; \beta = 1,3 \cdot 10^{-1} \text{ кН/м}^3; \psi = 3,9 \cdot 10^{-1} \text{ кН/м}^3;$$

α - угол наклона днища, град.;

ϕ - угол естественного откоса сыпучего материала, град.;

d_n - внутренний диаметр конической или квадратной воронки;

R_s и R_y - расчетное сопротивление арматурной или листовой стали на растяжение, МПа;

G'_h - влияние веса части воронки и сыпучего материала, кН/м;

α_0 - выше приведены для днища и стены;

m_0 , m_1 и m_2 - тоже, как (1.54).

Для цемента при $\gamma_m = 16 \text{ кН/м}^3$ и $= 25 \text{ кН/м}^3$

$$G'_h = 7,0(d_h + d_0 + d_0^2 / d_h)h_h + 55(1 + d_0 / d_h)t_1 \quad (1.100)$$

Для арматурной стали класса А-II В=0.0146 или

$$B = \overline{B}(\overline{R}_q / R_s)\gamma_n \text{ или } B = B(\overline{270} / 285)0,9\overline{B}$$

Результаты расчета сведены в табл. 1.6, и армирование стены показано на рис. 1.12.

Таблица 1.5 – Значение коэффициента k_2 для балок прямоугольного сечения

h/b	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,3	1,9	0,2
$k_2 \cdot 10^{-3}$	141	154	166	177	187	197	204	217	229	249	263

Для заданного соотношения h/b значение η можно определить по графику на рис. 1.8. При значениях $\eta = 0,8 \dots 2,0$ расчет можно вести приближенно, принимая $\eta = 1,0$, так как при этом ошибки обычно не превышают 10%. Изгибающий момент в середине пролета балки с равномерно распределенной нагрузкой:

$$M_{SP} = qr^2 \frac{(4 \sin \alpha - 2\alpha)(\eta + 1) + \sin 2\alpha(\eta - 1) - 4\eta\alpha \cos \alpha}{2\alpha(\eta + 1) - (\eta - 1)\sin 2\alpha} \quad (1.72)$$

При $n=1,0$

$$M = qr^2 [(2 \sin \alpha - \alpha \cos \alpha / \alpha) - 1] \quad (1.72')$$

Изгибающий и крутящий момент в любом сечении балки определяется по формулам (1.64) и (1.65). Между крутящим и изгибающим моментом существует зависимость $dT/d\phi = M$,

поэтому крутящий момент достигает максимума в сечении, где $M = 0$.

В частном случае при $\alpha = 90^\circ$ и для любого η имеем:

$$M_{SP} = 0,274qr^2; M = qr^2(4 \cos \phi / \pi - 1)$$

$$T = qr^2(4 \sin \phi / \pi - \phi); M_A = M_B = -qr^2; T_A = T_B = -0,3qr^2$$

для $\phi = 38^\circ 14'$, $M = 0$ и $T = 0,12qr^2$

для $\phi = 0^\circ$ и 65° , $T = 0$.

При $\alpha = 45^\circ$ и $\eta = 1$ имеем $M_{SP} = +0,094qr^2$

$$M = qr^2(1,094 \cos \phi - 1); T = qr^2(1,094 \sin \phi - \phi)$$

$$M_a = M_B = -0,226qr^2; T_a = T_B = -0,012qr^2$$

для $\phi = 23^\circ 47'$, $M = 0$ и $T = 0,0023qr^2$

Размеры поперечного сечения кольцевой балки, работающей на изгиб с кручением, рекомендуется назначать из условия:

$$T \leq 0,01R_b b^2 h \quad (1.73)$$

где T - максимальный крутящий момент в балке;

R_b - расчетное сопротивление бетона сжатию, МПа, принимаемое для бетона марки выше 400

как для бетона марки 400; $h > b$ - в с.м.

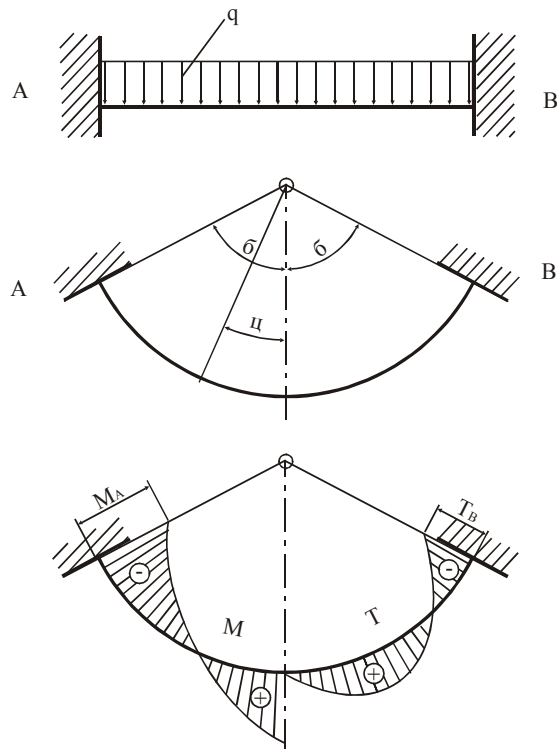


Рис. 1.7 - Расчетная схема кольцевой балки с жестко защемленными опорами и эпюры изгибающих и крутящих моментов.

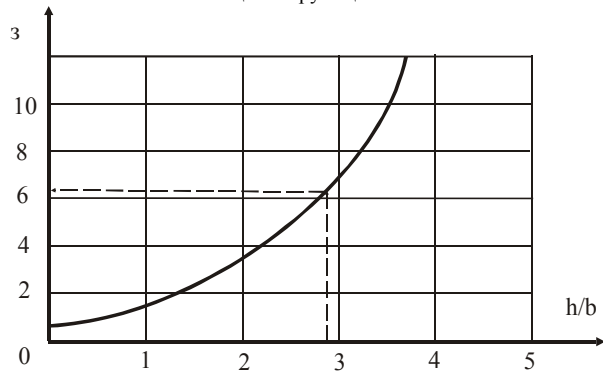


Рис 1.8 - График для определения значения η .

Прочность сечения проверяется из условия:

$$T \leq R_s A_s (1 + \gamma \delta \beta^2) (h^0 - 0,5X) / (k\beta + X) \quad (1.74)$$

Для элементов, подвергающимся изгибу с кручением, расчет предельных состояний по второй группе не разработан и нормами не предусматривается, но введено ограничение по соотношению поперечной и продольной арматуры в элементе для обеспечения эксплуатационных требований по деформативности элементов и ширине раскрытия трещин в бетоне.

$$A_S^{SUP} = \alpha_0 B \beta d^2 [(d / 12 z_c) + 0,5] \quad (1.94)$$

$$A_S^h = \alpha_0 2 B \psi d d_h m_1 \quad (1.95)$$

$$A_S^0 = (A_S^h m_1 + G'_h / R_s) m_2 \quad (1.96)$$

$$t_h = \alpha_0 B \psi d_h m_1 / 50 \quad (1.97)$$

$$t_0 = [t_h / m_1 + G'_h / (100 R_y)] m_2 \quad (1.98)$$

$$S_f = A \psi d^2 \quad (1.99)$$

В этих формулах:

P_h и P_v - основное расчетное горизонтальное и вертикальное давления, кПа;

P_n - основное расчетное нормальное давление на наклонную поверхность дна или воронки, кПа;

S - расчетное горизонтальное растягивающее усилие в стене силоса, кН/м;

S_h и S_0 - горизонтальное и меридиальное расчетное усилия в конической или пирамидальной, квадратной воронке, кН/м;

M_{SUP} и M_{SP} - опорный и пролетный расчетные изгибающие моменты в стене монолитного квадратного силоса, кНм;

A_S - площадь сечения горизонтальной растянутой арматуры в стене силоса, см²;

A_S^{SUP} и A_S^{SP} - площади сечения горизонтальной арматуры на опоре и в пролете, см²;

A_S^h и A_S^0 - площади сечения горизонтальной и меридиальной арматуры конической воронки, см²;

t_h и t_0 - толщины листов стальной воронки по расчету на горизонтальные и меридиальные усилия, см;

S_f - расчетное вертикальное усилие в стене силоса от веса сыпучего материала, передающегося силами трения, кН/м;

z_c - плечо внутренней пары, м;

A , B и A' - коэффициенты, определяемые по номограмме (см.рис. 1.10) в зависимости от параметра $= \nu z / d$, где z - расстояние от поверхности сыпучего материала до рассматриваемого сечения, м;

$$(B = B \gamma_n R_q / R_s)$$

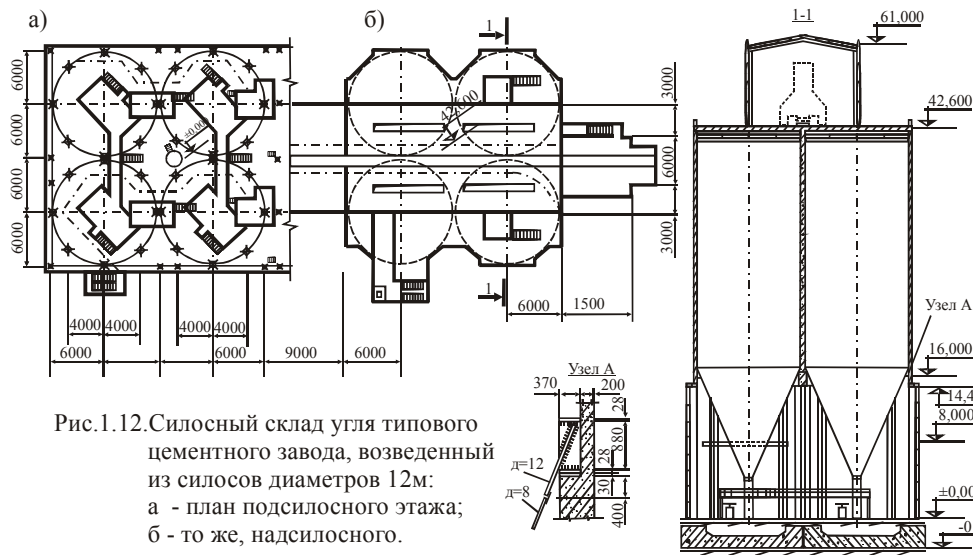


Рис.1.12.Силосный склад угля типового цементного завода, возведенный из силосов диаметров 12м:
а - план подсилосного этажа;
б - то же, надсилосного.

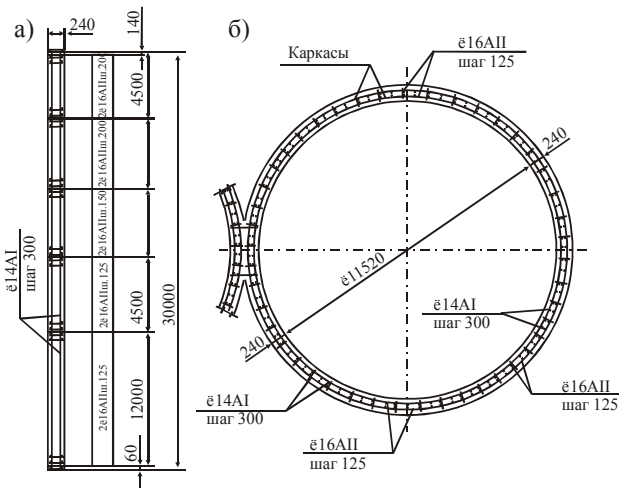


Рис.1.13.Армирование стены круглого силоса:
а - вертикальное сечение;
б - горизонтальное сечение нижней части.

$$M_{SUP} = Sd / 6 \quad (1.91)$$

$$M_{SP} = \alpha A \beta d^3 / 24 \text{ или } M_{SP} = Sd / 12 \quad (1.92)$$

$$A_s = \alpha_0 B \beta d^2 \quad (1.93)$$

$$A_s^{SUP} = \alpha_0 B \beta d^2 [(d / 6z_c) + 0,5]$$

РАСЧЕТ СИЛОСНЫХ КОРПУСОВ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

Силосные корпуса, возводимые в районах с сейсмичностью 6 баллов и менее, проектируют без учета сейсмических воздействий. При сейсмичности 7 баллов и более основания и все конструктивные элементы силосного корпуса должны быть проверены расчетом на действие сейсмических нагрузок.

Силосные корпуса рассчитывают на горизонтальные сейсмические нагрузки, действующие по двум главным осям, если жесткости конструкции подсилосного этажа и основания, фундаментов в этих направлениях отличаются больше 10 %.

Вертикальные сейсмические нагрузки, как правило, не рассматриваются, так как они не создают в элементах корпуса усилий, превышающие вычисленные при основном сочетании нагрузок. Усилия в элементах корпуса в предположении, что сейсмическая нагрузка действует на корпус статически. В целях большей надежности работы конструкции рекомендуется принимать в основном жесткую заделку колонн подсилосного этажа как в фундаменте, так и в днище.

При определении статической нагрузки рекомендуется учитывать податливость основания, а жесткость колонн подсилосных этажей допускается вычислять без учета образования в них трещин. Расчетная сейсмичность железобетонных силосных корпусов принимается равной сейсмичности площадки строительства. Расчет силосных корпусов с учетом сейсмических нагрузок выполняют по первому предельному состоянию (по несущей способности). При расчете на сейсмические воздействия к величинам расчетных нагрузок вводятся коэффициенты сочетания n_c : для постоянных нагрузок - 0,9; для временных длительных - 0,8; для кратковременных нагрузок на перекрытия и снеговые нагрузки - 0,5.

При определении давления сыпучего материала на стены квадратных силосов со стороны не более 6м или круглых диаметром не более 12м воздействие сейсмических сил дополнительно не учитывается. Сыпучий материал при определении сейсмической силы может рассматриваться как твердое тело. Днища силосов рассчитывают на вертикальное давление сыпучего материала, причем расчетное значение его рекомендуется принимать не менее

$$P_v = n_c \gamma_f \xi \gamma h$$

где γ_f - коэффициент надежности по нагрузке равный 1,3;

γ - удельный вес сыпучего материала;

n_c - коэффициент сочетания нагрузок, принимаемый равным 0,8;

h - высота стены.

Коэффициент ξ , учитывающий расчетную сейсмичность и относительную высоту стены силоса, можно вычислять по формуле:

$$\xi = 1 - \{(0,5 - 2K_{eq}) [1 - e^{-3((h/\sqrt{A})-1,5)}]\} \quad (1.75)$$

где $h_{eq} = 0,025; 0,05$ и $0,1$ при расчетной сейсмичности соответственно 7; 8 и 9 баллов. При $\leq 1,5$

$$\xi = 1,0; \text{ при } 1,5 < h/\sqrt{A} < 3 \xi$$

вычисляется по формуле (1.75); при $h/\sqrt{A} \geq 3 \xi = 0,5 + K_{eq}$

ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНОЙ СЕЙСМИЧЕСКОЙ НАГРУЗКИ

Расчетная сейсмическая нагрузка E_{ik} в выбранном направлении, приложенная к точке K и соответствующая i -му тону собственных колебаний сооружения, определяется по формуле:

$$E_{ik} = K_1 K_2 E_{0ik} \quad (1.76)$$

где $K_1 = 0,25$ - коэффициент учитывающий допустимые повреждения сооружений;

$K_2 = 1$ - коэффициент, для силосных корпусов:

E_{0ik} - значение сейсмической нагрузки для i -го тона собственных колебаний сооружения, определяемое в предположении упругого деформирования конструкций.

Значение сейсмической нагрузки определяется:

$$E_{0ik} = G_k A \beta_i K_\psi \eta_{ik} \quad (1.77)$$

где G_k - вертикальная нагрузка, принимаемая сосредоточенной в одной точке K , мН;

A - коэффициент значения которого следует принимать равными 0.1; 0.2; 0.4 для расчетной сейсмичности соответственно 7; 8 и 9 баллов;

β_i - коэффициент динамичности, зависящий от периода собственных колебаний сооружения и категории грунтов по сейсмическим свойствам;

K_ψ - коэффициент, принимаемый для силосных корпусов $K_\psi = 1$;

η_{ik} - коэффициент, зависящий от формы деформации сооружения при его собственных колебаниях и от места расположения нагрузки.

Для силосных корпусов нагрузка G_k , вызывающая инерциальную силу, принимается сосредоточенной в центре массы и равна весу всех элементов и сыпучего материала, за исключением веса фундамента и колонн с учетом коэффициентов надежности по нагрузке и сочетаний n_c .

Расположение сейсмической силы допускается принимать в уровне центра тяжести геометрического объема емкости или на половине высоты стен силосов. Принимая $K_1 A = K_{cq}$ и подставляя в формулу (1.77) числовые значения входящих в нее величин, получим:

$$E_{ik} = K_{cq} G_k \beta_i \eta_{ik} \quad (1.78)$$

Коэффициент динамичности $\beta \geq 0,8$:

- для грунтов 1-категории $\beta \leq 3$

- для грунтов 2-категории $\beta \leq 2,7$

- для грунтов 3-категории $\beta \leq 2$

При расчете надсилосных галерей и их креплений к надсилосному перекрытию коэффициент $\beta \eta = 5$.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПЕРИОДА И ФОРМЫ СОБСТВЕННЫХ КОЛЕБАНИЙ

Методика расчета сооружений на действие сейсмических сил основана на динамической теории сейсмичности, поэтому, чтобы определить сейсмическую нагрузку на сооружение, необходимо знать его основные динамические характеристики-периоды и формы собственных колебаний, а так же затухание колебаний в конструкциях.

Для силосных корпусов с подсилосным этажом на колоннах форма и период собственных колебаний зависят в основном от изгиба колонн. Жесткость самих силосов несоизмеримо велика по сравнению с суммарной жесткостью колонн, поэтому в практических расчетах принимается расчетная схема - система с одной степенью свободы, с массой, сосредоточенной в уровне середины высоты стен силосов (рис. 1.9). Для такой схемы период собственных колебаний при абсолютно жестком основании определяется по формуле:

$$T_1 \approx 2\sqrt{G_1 \delta_{11}} \quad (1.79)$$

где T_1 - период первого тона собственных колебаний, с;

G_1 - вертикальная нагрузка принятая сосредоточенной в одной точке, мН;

δ_{11} - перемещение центра массы, вызванное единичной силой, м.

Форма колебаний для выбранной расчетной схемы представляется постоянной величиной $X_1 = 1$ и коэффициентом формы колебаний $\eta_1 = 1$. Для жестких сооружений следует учитывать упругую податливость основания, которая, в частности, для силосных корпусов может иметь существенное значение, поэтому перемещение массы определяют с учетом упругого поворота фундамента и его упругого горизонтального перемещения, т.е. общее перемещение равно:

$$\delta_{11}^{OCH} = \delta_{11} + \delta_{OCH} \quad (1.80)$$

Перемещение массы от изгиба колонн под действием единичной силы определяют по формуле:

$$\delta_{11} = h_1^3 / (3\Sigma EI_C K_B^2) \quad (1.81)$$

где h_1 - высота колонн, м;

ΣEI_C - суммарная изгибная жесткость колонн, МПа м⁴;

K_B - коэффициент жесткости системы.

При жесткой заделке колонн в днище $K_B = 2$, при шарнирном закреплении $K_B = 1$.

Перемещение центра массы при повороте фундамента и горизонтальном сдвиге под действием единичной силы, приложенной к сосредоточенной массе будет:

$$\delta_{OCH} = H_u^2 / K_\phi + 1 / K_X \quad (1.82)$$

где H_u^2 / K_ϕ - упругий поворот фундамента;

$1 / K_X$ - упругое горизонтальное перемещение;

H_u - расстояние от подошвы фундамента до центра массы, м;

K_ϕ - коэффициент, при повороте фундамента относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента перпендикулярно плоскости колебаний:

$$K_\phi = C_\phi I_\phi + C_X A_{TP} I_{TP}^2 + C_{\phi X} I_{TP}, \text{ мНм} \quad (1.83)$$

где K_X - коэффициент при упругом равномерном сдвиге;

$$K_X = C_X A_\phi + C_X A_{TP} + C_Z + A_{CЖ} \quad (1.84)$$

где $C_\phi = 2 C_Z$, МН/м³ - коэф. упругого неравномерного сжатия;

A_ϕ и I_ϕ - площадь и момент инерции подошвы фундамента относительно оси, проходящей через центр тяжести фундамента и перпендикулярной плоскости действия сейсмической силы. $C_X = 0,7 C_Z$.

Для $A < 200 \text{ м}^2$:

$$C_Z = b_0 E'_m (1 + \sqrt{A_0 / A_\phi}) \quad (1.85)$$

где $b_0 = 1$ - для песка; для супеси и суглинков $b_0 = 1,2$; для глин $b_0 = 1,5$;

E'_m - модуль деформации грунта, МПа; $E'_m = K_{o\phi} E_m^{red}$;

