

Министерство энергетики и электрификации СССР
ГЛАВНИИПРОЕКТ
Ордена Октябрьской революции
Всесоюзный Государственный проектно-исследовательский
и научно-исследовательский институт энергетических
систем и электрических сетей
"ЭНЕРГОСЕТЫПРОЕКТ"

РУКОВОДСТВО ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ
ОПОР ЛИНИЙ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ И
РАСПРЕДЕЛИТЕЛЬНЫХ УСТРОЙСТВ
ПОДСТАНЦИЙ НАПРЯЖЕНИЕМ ВЫШЕ 1 КВ

РАЗДЕЛ 4

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Одобрено научно-техническим
Советом института "Энерго-
сетьпроект"

" " _____ 1980 г.

№ 3041тм-тI

Москва - 1980 г.

МЕТОДИЧЕСКИЕ ПОСОБИЯ

Ордена Октябрьской
революции
БГПИ и НИИ
"Энергосетьпроект"

Руководство по проекти-
рованию опор и фундамен-
тов линий электропереда-
чи и распределительных
устройств подстанций на-
пряжением выше 1 кВ

Раздел 4
Железобетонные конструкции

ЭСИ
Взамен:
1066тм, 1070тм,
1071тм, 1340тм,
1562 тм

Зам. главного инженера
института

Ю. А. ГАВЛИЯ

Директор Северо- Западного
отделения



А. М. АСТАФЕЕВ

Начальник производственно-
технического строительного
отдела

№ Начальник технического
отдела

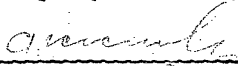


М. А. ЛЕРНЕР

Главный специалист

Л. Э. ЛЕВИН

Зав. лабораторией НИЛКЭС, к. т. н.



А. И. КУРНОСОВ

Разработано
Северо- Западным отделением
института
"Энергосетьпроект"

Срок введения в действие

" ____ " ____ 198 ____ г.

В разработкѣ участвовали:

Зав.НИЛКЭС, к.т.н.

А.И.КУРНОСОВ

Зав.группы НИЛКЭС

И.И.ШТИНА

СОСТАВ "РУКОВОДСТВА"

Инв. № №

| | | |
|-----------|---|-----------|
| РАЗДЕЛ I. | Общие положения | 3534тм-тІ |
| РАЗДЕЛ П. | Сочетания нагрузок, норматив- ные и расчетные нагрузки | 3534тм-тІ |
| РАЗДЕЛ 3. | Стальные конструкции | 3534тм-т2 |
| РАЗДЕЛ 4. | Железобетонные конструкции ... | 304Ітм-тІ |
| РАЗДЕЛ 5. | Деревянные конструкции | 3340тм-тІ |
| РАЗДЕЛ 6. | Основания | 304Ітм-т2 |
| РАЗДЕЛ 7. | Свайные фундаменты..... | 304Ітм-т5 |

А Н Н О Т А Ц И Я

Раздел " Железобетонные конструкции" Руководства по проектированию опор линий электропередачи и ОРУ подстанций выше 1 кВ разработан в соответствии с планом типовых работ Госстроя СССР.

Раздел разработан с учетом положений метода предельных состояний, приведенных в главах СНиП П-А.10-71 "Строительные конструкции и основания. Основные положения проектирования" и СНиП П-21-75 "Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования".

Рекомендуемые расчетные методы скорректированы с учетом экспериментально-теоретических работ, проводившихся лабораторией центрифугированных изделий Днепропетровского инженерно-строительного института, Вильнюсского инженерно-строительного института, Куйбышевского инженерно-строительного института, НИИЖБа, ОРГЭС и др.

Материалы этих работ использованы также при назначении коэффициентов условий работ и коэффициентов надежности.

При подготовке окончательной редакции учтены замечания, полученные от специализированных организаций, которым работа рассылалась для дачи отзыва.

Работа выполнена лабораторией конструкций электросетевого строительства Северо-Западного отделения.

СО Д Е Р Ж А Н И Е

| | стр. |
|--|------|
| 1. Область применения. Определения. Общие указания..... | 7 |
| 2. Материалы и их нормативные и рас- четные характеристики..... | 10 |
| 3. Расчет железобетонных элементов..... | 20 |
| 4. Общие конструктивные требования..... | 102 |
| 5. Статический расчет свободностоящих опор | 106 |
| Литература | 140 |

1. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ. ОПРЕДЕЛЕНИЯ. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

1.1. Настоящий раздел составлен в развитие глав СНиП П-А.10-71, П-21-75, "Правил устройства электроустановок" (ПУЭ) и распространяется на проектирование конструкций железобетонных опор и фундаментов линий электропередачи (ВЛ) и открытых распределительных устройств подстанций (ОРУ) напряжением выше 1000 В с обычной и предварительно напряженной продольной арматурой.

1.2. К железобетонным опорам ВЛ относятся все опоры, состоящие полностью из железобетонных элементов, а также опоры, основные элементы которых (стойки одноствечных опор, стойки и траверсы или только стойки порталных опор) выполнены из железобетона.

1.3. Проектирование железобетонных конструкций, предназначенных для работы в условиях агрессивных сред и повышенной влажности, должно вестись с учетом дополнительных требований СНиП П-28-73 по защите строительных конструкций от коррозии.

1.4. Настоящий раздел содержит, в основном, сведения, отражающие специфические особенности проектирования конструкций железобетонных опор и фундаментов ВЛ и ОРУ подстанций.

1.5. Проектирование элементов конструкций железобетонных опор из других материалов должно производиться по указаниям соответствующих глав СНиП и настоящего Руководства

І.6. Железобетонные конструкции опор и фундаментов ВЛ должны проектироваться с учетом:

а) условий эксплуатации;

б) экономии материалов, индустриализации и наименьшей трудоемкости изготовления, максимального использования грузоподъемности транспортных средств, а также наименьшей трудоемкости монтажа конструкций в условиях строительства.

в) унификации сборных конструкций заводского изготовления путем применения стандартных и типовых схем опор и конструкций фундаментов, элементов и деталей; механизированного изготовления на специализированных предприятиях.

г) стойкости конструкций против коррозии бетона и металла;

Для выполнения этих условий рекомендуется:

а) Применять элементы таких форм сечений (кольцевые, круглые, прямоугольные, двутавровые, коробчатые), которые при заданном характере и величинах действующих внешних нагрузок, обеспечивают минимальный расход материалов и в наибольшей мере удовлетворяют перечисленным выше требованиям. С целью более рационального использования материалов размеры поперечных сечений, при необходимости, должны приниматься переменными по длине элемента в соответствии с характером изменения действующих усилий.

б) Применять для арматуры железобетонных элементов арматурные стали (табл.^х) І9, 20, 22, 23 и приложение 3),

Таблицы, отмеченные звездочкой, см. гл.СНИП П-2І-75.

которые обеспечивают требуемую надежность их работы при наименьшей стоимости. Для продольной арматуры железобетонных стоек рекомендуется применять старжневые арматурные стали, арматурную проволоку периодического профиля и спиральные семипроволочные арматурные канаты. Целесообразность применения продольной арматуры с гладкой поверхностью должна быть подтверждена расчетом с постановкой контрольных испытаний.

Конструкции арматурных каркасов, количество напрягаемой продольной арматуры при смешанном армировании, а также величины предварительного напряжения арматуры должны приниматься с учетом схемы опоры и характера действующих нагрузок. Для опор консольного типа, устанавливаемых в сильно гололедных районах, рекомендуется применение более жестких железобетонных стоек, т.е. с большими величинами общего предварительного напряжения продольной арматуры.

в) Для основных элементов железобетонных конструкций опор (стоек, траверс опор порталного типа) должны, как правило, применяться цельные элементы (без стыков). В тех случаях, когда применение стыков вызывается необходимостью, количество их следует сокращать до минимума. Конструкции стыков должны обеспечивать простоту сборки и монтажа опор в условиях строительства.

г) Элементы сборных конструкций должны отвечать условиям механизированного изготовления на специализированных предприятиях.

1.7. На чертежах конструкций должны приводиться все те данные, которые позволяют осуществить их изготовление, перевозку и монтаж (марка бетона и арматурной стали, величина общего предварительного натяжения арматуры, указания по изготовлению арматурного каркаса и т.д.)

2. МАТЕРИАЛЫ И ИХ НОРМАТИВНЫЕ И РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ

2.1. Материалы для железобетонных элементов опор и фундаментов должны применяться в соответствии с рекомендациями и требованиями гл.СНиП П-2І-75 и настоящего Руководства.

2.2. Для стоек и траверс железобетонных опор должен применяться тяжелый бетон марки по прочности на осевое сжатие - центрифугированных М 400 и выше, вибрированных М300 и выше. Для конструкций сборных фундаментов (подножки, призматические сваи, анкерные и опорные плиты, ригели и др. сборные элементы) - бетон по прочности на осевое сжатие М200 и выше.

2.3. Марка бетона по морозостойкости для всех железобетонных элементов опор ВЛ и ОРУ напряжением 35 кВ и выше, а также фундаментов для этих опор, предназначенных для районов с расчетной зимней температурой наружного воздуха выше минус 40⁰С, должна приниматься не ниже Мрз 150, а для опор и фундаментов ВЛ и ОРУ напряжением ниже 35 кВ - не ниже Мрз 100. Для районов с наружной зимней температурой ниже минус 40⁰С марки по морозостойкости для этих

элементов должны быть Мрз 200 и Мрз 150 соответственно.

2.4. Стандартными контрольными образцами, по которым определяется марка бетона по прочности на сжатие, для центрифугированных труб принимаются бетонные кубы размером 10х10х10 см, изготовленные тем же способом. Контроль прочности бетона вибрированных элементов опор и конструкций фундаментов должен производиться по указаниям главы СНиП I-B.3-72.

Разрешается прочность центрифугированных труб контролировать по вибрированным кубам с ребром 10, 15 и 20 см при наличии установленного прямыми измерениями переходного коэффициента от прочности кубов к прочности бетона в изделии.

2.5. Для напрягаемой и ненапрягаемой арматуры рекомендуется применять следующие арматурные стали.

2.5.1. В качестве напрягаемой арматуры стоек, предназначенных для эксплуатации в I и II районах по гололеду, нормируемых Правилами устройства электроустановок (ПУЭ);

а) преимущественно арматуру классов А-IV, А-V, Атс-VI;

б) при соответствующем технико-экономическом обосновании - арматурные канаты классов К-7 и К-19.

2.5.2. В качестве напрягаемой арматуры стоек, предназначенных для эксплуатации в III, IV и особом районах по гололеду, преимущественно арматуру классов К-7, К-19 и Атс-VI.

ПРИМЕЧАНИЕ : Допускается применять арматуру классов А-У и А-ІУ, при этом число напрягаемых стержней должно быть увеличено по расчету до значения, при котором достигается требуемая жесткость.

2.5.3. В качестве ненапрягаемой арматуры центрифугированных стоек следует применять стержневую сталь классов А-ІУ, А-У, Атс-УІ:

а) если напрягаемая арматура стержневая - допускаются принимать одинакового с ней класса;

б) если напрягаемая арматура канатная - в зависимости от характера работы стойки: А-У - при работе стоек на изгиб по схеме защемленной консоли, А-ІУ - при работе стоек на сжатие с изгибом, когда не обеспечивается эффективное использование арматуры растянутой зоны.

2.5.4. В качестве напрягаемой арматуры железобетонных элементов опор и фундаментов, изготавливаемых вибрированием, следует преимущественно применять:

а) стержневую горячекатанную периодического профиля классов А-ІУ, А-У и Атс-УІ и термически упрочненную классов Ат-ІУ, Ат-У, Ат-УІ - только для продольной рабочей арматуры в вязаных каркасах;

б) допускается применять арматурные канаты классов К-7 и К-І9 при соответствующем технико-экономическом обосновании.

2.5.5. В качестве ненапрягаемой арматуры опор и фундаментов из вибробетона следует применять стержневую горячекатанную арматуру периодического профиля классов А-Ш, А-IV, А-У.

ПРИМЕЧАНИЕ: Если напрягаемая арматура стержневая - допускается ненапрягаемую принимать одинакового с ней класса. Если напрягаемая арматура канатная - в зависимости от характера работы элемента: А-У - при изгибе и растяжении с изгибом, А-IV - при сжатии с изгибом, когда не обеспечивается эффективное использование арматуры растянутой зоны.

2.6. В качестве поперечной арматуры (спирали) следует применять обыкновенную арматурную проволоку класса В-I. При обосновании расчетом допускается применять проволоку класса Вр-I, стержневую арматурную сталь гладкую и периодического профиля классов А-I, А-II.

Нормативные и расчетные характеристики

2.7. В качестве нормативных сопротивлений бетона приняты:

R^H - временное сопротивление сжатию кубов (кубиковая прочность)

$R_{пр}^H$ - временное сопротивление осевому сжатию призм (призменная прочность)

R_p^H - временное сопротивление осевому растяжению

Значения кубиковой и призмной прочностей в зависимости от проектной марки бетона \bar{R} определяются по формулам

$$R^H = \bar{R} (1 - 1,64 U)$$

$$R_{пр}^H = R^H (0,77 - 0,0001 \bar{R}) \geq 0,72 R^H$$

при коэффициенте изменчивости прочности для тяжелых бетонов

$$U = 0,135$$

2.8. Расчетные сопротивления бетона определяются путем деления нормативных сопротивлений на коэффициенты безопасности $K_{бс}$ (для сжатого бетона) и $K_{бр}$ (для растянутого бетона). Для тяжелого бетона при назначении проектной марки по прочности на сжатие их значения принимаются равными

$$K_{бс} = 1,3; K_{бр} = 1,5.$$

2.9. В конкретных случаях, когда условия изготовления, эксплуатации и т.д. железобетонных элементов отличаются от нормальных, расчетные сопротивления необходимо домножать на коэффициенты условий работы $\mu_{сг}$, учитываемые независимо.

2.10. Для высокопрочного тяжелого бетона марок М600, М700 и М800 на расчетное сопротивление бетона сжатия $R_{пр}$ вводится коэффициент $\mu_{сг}$, учитывающий особенности их деформаций и равный соответственно 0,95; 0,925 и 0,9.

2.11. При проектировании предварительно напряженных железобетонных стоек, изготавливаемых центробежным способом, должен учитываться коэффициент $\mu_{сн}$ увеличения прочности бетона, созревающего в условиях одноосного обжатия усилием предварительного напряжения продольной арматуры

$$\text{при } 4 \leq \bar{\sigma}_{\delta H} \leq 6 \text{ МПа} \quad m_{\delta H} = 1,1$$

$$\text{при } \bar{\sigma}_{\delta H} > 6 \text{ МПа} \quad m_{\delta H} = 1,15$$

При этом, отношение $\bar{\sigma}_{\delta H}/R_0$ не должно превышать величин, указанных в табл. 6 СНиП П-21-75.

2.12. При проектировании железобетонных стоек и фундаментов промежуточных опор, основными нагрузками на которые является кратковременные ветровые, расчетные сопротивления бетона сжатию и растяжению должны домножаться на коэффициент условий работы $m_{\delta 1} = 1,1$, учитывающий влияние вероятной длительности действия расчетных условий и условий нарастания прочности во времени.

Для стоек и фундаментов анкерно-угловых опор ВЛ при угле поворота 5° и более и всех опор ОРУ (для гибкой ошиновки и под оборудование) его величину рекомендуется принимать равной $m_{\delta 1} = 1$.

При проектировании стоек из тяжелого бетона для северных районов с расчетной зимней температурой наружного воздуха ниже минус 40°C расчетные сопротивления R_{np} и R_p должны домножаться на коэффициент $m_{\delta 3} = 0,9$, учитывающий попеременное замораживание и оттаивание в условиях эпизодического водонасыщения. Для стоек из полимерцементного бетона допускается принимать $m_{\delta 3} = 1$.

2.13. При расчете железобетонных конструкций опор для гибкой ошиновки (порталов) и их фундаментов на нагрузки, возникающие при двухполюсном коротком замыкании,

расчетные сопротивления бетонов марок М 200 и выше допускается увеличивать путем умножения на коэффициент условий работы $\mathbb{M}_{\delta v} = 1,2$, учитывающий повышение прочности бетона на сжатие при больших скоростях нагружения. В остальных случаях этот коэффициент должен приниматься $\mathbb{M}_{\delta v} = 1$.

2.14. Коэффициенты условий работы, учитывающие знакопеременный (пульсирующий) характер нагрузки $\mathbb{M}_{\delta 2}$, снижение расчетного сопротивления бетона элементов, находящихся постоянно или эпизодически в водонасыщенном состоянии и подвергающихся периодическому замораживанию и оттаиванию при расчете железобетонных конструкций опор и фундаментов $\mathbb{M}_{\delta 3}$ допускается принимать равными единице.

2.15. При проектировании предварительно напряженных центрифугированных стоек следует учитывать повышение начального модуля упругости бетона вследствие обжатия его напрягаемой арматурой в раннем возрасте путем умножения значений, приведенных в табл. 18 СНиП П-21-75 на коэффициент, принимаемый по графику, приведенному на рис.1.

2.16. Нормативные сопротивления арматуры должны приниматься в соответствии с указаниями главы СНиП П-21-75.

2.17. Расчетные сопротивления арматуры определяются путем деления соответствующих нормативных сопротивлений на коэффициент безопасности арматуры. Значения расчетных сопротивлений должны приниматься по табл. 22-23 главы СНиП П-21-75.

Расчетные сопротивления гладкой обмыленной арматурной проволоки, применяемой для спирали железобетонных стоек

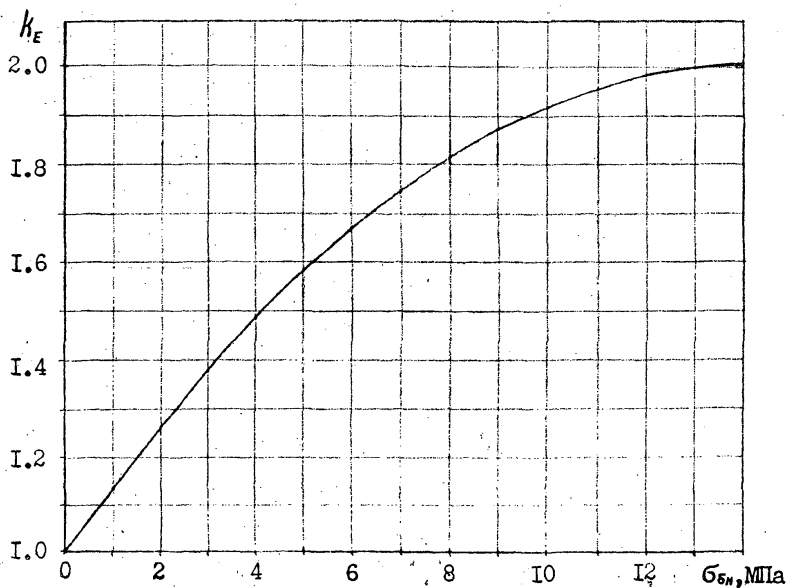


Рис. 1. Зависимость коэффициента увеличения начального модуля упругости бетона от обжатия его напрягаемой арматурой.

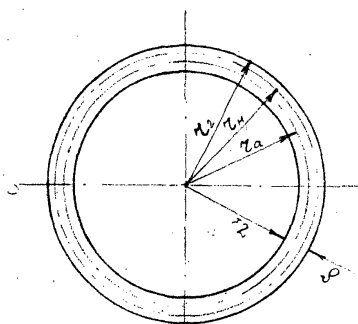


Рис. 2. Геометрические параметры кольцевого сечения:
 z_2, z_1 - внешний и внутренний радиусы;
 δ - толщина стенки.

опор, изготавливаемых центробежным способом из бетона марки по прочности на сжатие М 400 и выше допускается принимать по 2-ой строке табл. 23 СНиП П-2І-75, как и для арматурной проволоки периодического профиля класса Вр-І.

2.18. Факторы, которые могут понизить или повысить прочность или надежность работы железобетонных конструкций учитываются при проектировании путем введения на расчетные сопротивления коэффициентов условий работы, которые могут быть меньше и больше единицы. Степень ответственности конструкций и сооружений учитывается путем деления расчетных сопротивлений на коэффициент надежности, больший единицы.

2.19. Коэффициент условий работы μ_{ax} , учитывающий неравномерность распределения напряжений в арматуре по длине наклонного сечения с трещиной, должен приниматься согласно указаниям п.2.29 главы СНиП П-2І-75 во всех случаях, кроме спирали цилиндрических и конических стоек опор ВЛ и ОРУ подстанций, работающих на изгиб с кручением, для которой его значение допускается принимать $\mu_{ax} = 1$.

ПРИМЕЧАНИЕ. Это допущение не распространяется на спираль подземной части таких стоек при их расчете на действие поперечной силы.

2.20. В соответствии с п.3.13 главы СНиП П-2І-75 расчетные сопротивления напрягаемой арматуры допускается умножать на коэффициенты условий работы μ_{ax} , учитывающий работу арматуры при напряжениях выше условного предела текучести.

2.21. Концевые участки железобетонных элементов с напрягаемой продольной арматурой (концы траверс порталных опор, выполняемых из цилиндрических железобетонных труб, к которым подвешиваются провода, верхние концы стоек свободстоящих опор, удлиняемых посредством наращивания металлических конструкциями, передающими значительный изгибающий момент на концевой участок и др.) должны проверяться с учетом неблагоприятных условий работы напрягаемой арматуры на длине зоны ее анкеровки (когда анкера отсутствуют) путем умножения расчетных сопротивлений на коэффициент условий работы M_{a3} в соответствии с требованиями табл.24 главы СНиП П-2І-75.

2.22. Коэффициенты условий работы, учитывающие снижение сопротивления арматуры при действии знакопеременной (пульсирующей) нагрузки M_{a1} и неблагоприятные условия работы сварных соединений при действии таких нагрузок M_{a2} , при проектировании железобетонных конструкций опор и фундаментов опор ВЛ и ОРУ подстанций допускается не учитывать.

2.23. При расчете железобетонных конструкций опор для гибкой ошиновки и фундаментов ОРУ подстанций на динамические воздействия, возникающие при коротких замыканиях, допускается увеличивать сопротивления арматуры путем их умножения на коэффициент условий работы $M_{av} = 1,1$, учитывающий повышение физического предела текучести арматурных сталей при больших скоростях загрузки.

2.24. Значения начальных модулей упругости бетона при сжатии и растяжении E_b и модулей упругости арматурных сталей E_a должны приниматься по табл. 18 и 29 главы СНиП П-2І-75.

3. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Основные расчетные положения

3.1. Расчет железобетонных конструкций опор и фундаментов должен производиться в соответствии с главой СНиП П-А.10-7І "Строительные конструкции и основания. Основные положения проектирования" по несущей способности (первая группа предельных состояний) и по пригодности к нормальной эксплуатации (вторая группа предельных состояний).

Первой группой предельных состояний предусматривается:

- расчет по прочности
- расчет на устойчивость.

Вторая группа предельных состояний предусматривает:

- расчет по деформациям и перемещениям (прогибы, углы поворота, крены),
- расчет по образованию и раскрытию трещин.

3.2. Расчет железобетонных элементов конструкций опор и фундаментов должен быть произведен для стадии изготовления, транспортирования, монтажа и эксплуатации.

3.3. Расчет железобетонных элементов конструкций опор и фундаментов по прочности должен производиться на воздействие расчетных нагрузок.

3.4. При расчете по прочности свободностоящих опор усилия в их элементах должны определяться с учетом деформированного состояния опор, соответствующего стадии предельного состояния.

3.5. Угол поворота стоек свободностоящих опор за счет деформаций грунта основания должен определяться для каждого рассматриваемого конкретного случая с учетом принятого типа закрепления, действующих нагрузок, физико-механических характеристик грунта и др.

При проектировании массовых (типовых, унифицированных) конструкций свободностоящих опор ВЛ, закрепляемых в грунте путем заглубления нижней части стойки, угол наклона стойки опоры за счет деформаций грунта основания при действии горизонтальных нормативных нагрузок допускается принимать равным $0,01$ рад., а его зависимость от момента на отметке поверхности грунта $M > M_H$, обусловленного действием всех нагрузок, линейной (M_H - момент на той же отметке, создаваемый горизонтальными нормативными нагрузками). При проектировании опор для конкретных условий величину этого угла допускается принимать равной $0,02$ рад., при этом, стойка должна удовлетворять требованиям прочности при угле поворота $0,02$ рад.

Закрепления опор в грунте должны проектироваться таким образом, чтобы угол поворота стойки при оговоренных условиях не превышал указанных предельных величин.

Положение центра поворота стойки при определении ее отклонения, допускается принимать на глубине, равной $2/3$

длины подземной части стойки.

3.6. При расчете свободстоящих опор высотой менее 10 м дополнительные изгибающие моменты от весовых нагрузок на стрелах прогиба допускается учитывать постоянным коэффициентом I, I , вводимым на изгибающие моменты от горизонтальных и неравновешенных вертикальных нагрузок.

3.7. При определении усилий в элементах опор на оттяжках с заделанными в грунт стойками дополнительно должны учитываться перемещения анкерных плит, к которым крепятся оттяжки, и осадка стоек за счет деформации грунта при действии расчетных нагрузок.

3.8. При расчете по прочности железобетонных элементов опор, находящихся под действием продольной сжимающей силы должен учитываться технологический (случайный) прогиб. Его величина должна приниматься по ГОСТ 22687-77, но не менее $\frac{I}{600} L$, где L - расстояние между точками закрепления элемента. Это требование распространяется на элементы опор, рабочее положение которых фиксируется в двух точках (стойки порталных и одностоечных опор на оттяжках, подветренные стойки опор ПЭС ниже узла крепления наклонной связи и др.) Оно не распространяется на опоры, стойки которых работают по схеме защемленной консоли.

3.9. Расчет элементов конструкций железобетонных опор и фундаментов по второй группе предельных состояний производится на воздействие нормативных нагрузок.

3.10. Железобетонные элементы конструкций опор и фундаментов должны рассчитываться по трещинообразованию и раскрытию трещин на нормативные нагрузки нормальных режимов.

Расчет по трещинообразованию производится в следующих случаях:

а) при применении в качестве продольной арматуры высокопрочной арматурной проволоки и спиральных семипроволочных арматурных канатов при действии часто встречающихся нагрузок.

За часто встречающиеся принимаются нагрузки нормальных режимов, создаваемые давлением ветра на провода, грозозащитные тросы, оборудование и конструкции опор, соответствующие повторности один раз в один год;

б) при применении арматуры из любых сталей на действие нормативных постоянных и длительных нагрузок.

В остальных случаях железобетонные элементы должны проверяться по раскрытию трещин.

3.11. Определяемая расчетом ширина раскрытия трещин для конструкций опор и фундаментов, эксплуатируемых в нормальных условиях (неагрессивных средах), не должна превышать:

а) в элементах опор со стержневой арматурой классов от А-І до А-У (А_Т-У) включительно и с обыкновенной арматурной проволокой классов В-І и Вр-І, в элементах фундаментов со стержневой арматурой классов А-І, А-ІІ, А-ІІІ:

- при кратковременном раскрытии (промежуточные опоры ВЛ и их фундаменты) - 0,3 мм;
- при длительном раскрытии (анкерные и анкерно-угловые опоры ВЛ и ОРУ подстанций и их фундаменты) - 0,2 мм;

б) в элементах опор со стержневой арматурой классов $A_{\text{т}}-УІ$ и выше, с высокопрочной проволокой классов В-П и Вр-П и арматурными канатами при диаметре проволоки 4 мм и более:

- при кратковременном раскрытии - 0,15 мм;
- при действии длительных (постоянных) нормативных нагрузок раскрытие трещин не допускается.

Для конструкций опор и фундаментов, эксплуатируемых в агрессивных средах, определяемая расчетом ширина раскрытия трещин должна быть не более:

в элементах опор со стержневой арматурой классов от А-І до А-У ($A_{\text{т}}-У$) включительно и с обыкновенной арматурной проволокой классов В-І и Вр-І, фундаментов - классов А-І, А-П, А-Ш:

- при кратковременном раскрытии - 0,2 мм
- при длительном раскрытии - 0,1 мм

В элементах со стержневой арматурой классов $A_{\text{т}}-УІ$ и выше, с высокопрочной проволокой классов В-П и Вр-П и с арматурными канатами раскрытие трещин не допускается.

Допускаются максимальные значения ширины раскрытия трещин для железобетонных конструкций, эксплуатируемых в

агрессивных средах, принимать такими же как и для конструкций, эксплуатируемых в нормальных условиях, если обеспечивается специальное изоляционное покрытие в соответствии с главой СНиП П-28-73 "Антикоррозийная защита строительных конструкций зданий и сооружений, нормы проектирования".

3.12. Деформации предварительно напряженных элементов от нагрузок, не вызывающих появления трещин, определяются как для сплошного тела с учетом работы сжатой и растянутой зон. Деформации железобетонных элементов от нагрузок, при которых образуются нормальные к продольной оси трещины, определяются по удлинению растянутой арматуры с учетом работы растянутого бетона между трещинами и по укорочению крайнего волокна бетона с учетом неравномерного распределения деформаций вдоль оси элемента.

Расчет железобетонных элементов по несущей способности

3.13. Расчет по прочности железобетонных элементов кольцевого сечения (конических и цилиндрических труб) должен производиться в соответствии с настоящим Руководством.

3.14. Расчет по прочности изгибаемых железобетонных элементов кольцевого сечения со смешанной (напрягаемой и ненапрягаемой) продольной арматурой, равномерно распределенной по окружностям радиусов r_n и r_a (рис.2), должен удовлетворять условию:

$$M_p \leq (R_{np} F r_{cp} + R_{ac} F_a r_a + R_{nc} F_n r_n) \frac{\sin \pi \alpha_k}{\pi} + \\ + R_a F_a k_a z_a + R_n F_n k_n z_n \quad (I),$$

$$\text{где } \alpha_k = \frac{A_a R_a F_a + (\sigma_o + A_n R_n) F_n}{R_{пр} F + (R_{ac} + B_a R_a) F_a + (R_{nc} + B_n R_n) F_n} \quad (2)$$

Здесь F - площадь бетона всего сечения;

F_a, F_n - площадь сечения продольной ненапрягаемой и напрягаемой арматуры;

$$\tau_{ср} = \frac{1}{2} (\alpha - \delta) \quad (3)$$

α и δ - диаметр и толщина наружной стенки кольцевого сечения;

τ_a и τ_n - радиусы окружностей, проходящих через центры сечений стержней обычной и напрягаемой продольной арматуры;

$R_{пр}$ - расчетное сопротивление бетона осевому сжатию;

R_a, R_n - расчетное сопротивление обычной и напрягаемой продольной арматуры;

R_{ac}, R_{nc} - расчетное сопротивление обычной и напрягаемой продольной сжатой арматуры;

K_a, K_n - коэффициенты, определяемые по формулам

$$K_a = A_a - B_a \alpha_k \quad (4)$$

$$K_n = A_n - B_n \alpha_k \quad (5)$$

α_a - расстояние от равнодействующей усилий в арматуре растянутой зоны до центра тяжести сечения

$$z_{\alpha(n)} = (0,2 + 1,3 \alpha_k) z_{\alpha(n)} \quad (6)$$

σ_0 - предварительное напряжение арматуры,
определяемое согласно п.п. І.24-І,28
СНиП П-2І-75 при коэффициенте точности

$$m_r = 1,1$$

$$A_{\alpha} = m_{\alpha k} \quad (7)$$

$$A_n = m_{\alpha k} - \frac{\sigma_0}{R_n} \quad (8)$$

где: $m_{\alpha k}$ - коэффициент, принимаемый равным для
арматуры классов А-І, А-ІІ, А-ІІІ - І ;
классов А-ІУ, А_Т-ІУ, А-У, А_Т-У,
А_Т-УІ, В-ІІ, В_р-ІІ, К-7 и К-І9 - І, І ;

$$B_{\alpha} = A_{\alpha} \cdot \Delta_{\alpha} \quad (9)$$

$$B_n = A_n \cdot \Delta_n \quad (10)$$

где: Δ_{α} и Δ_n - принимаются равными

$$\Delta_{\alpha} = 1,5 + 6 \cdot 10^{-4} R_{\alpha} \quad (11)$$

$$\Delta_n = 1,5 + 6 \cdot 10^{-4} R_n \quad (12)$$

Если определенное по формуле (2) $\alpha_k < 0,15$, то в формуле (І) должно быть учтено его значение по формуле (І3)

$$\alpha_k = \frac{K_{\alpha} R_{\alpha} F_{\alpha} + (\sigma_0 + K_n R_n) F_n}{R_{np} F + R_{ac} F_{\alpha} + R_{nc} F_n} \quad (13)$$

Учитываемые в уравнении (13) параметры K_a , K_H и Z_a определяются по формулам (4), (5) и (6) при $\alpha_k = 0,15$

Если коэффициенты K_a и K_H по (4) и (5) получаются отрицательными, то в уравнении (1) их нужно принять равными нулю, при этом в формуле (2) коэффициенты A_a , B_a , A_H , B_H также должны быть приняты равными нулю.

- ПРИМЕЧАНИЯ: 1. Расчетные сопротивления принимаются по табл. 13, 22 и 23 главы СНиП П-21-75 с учетом коэффициентов условий работы и надежности в соответствии с разделом 2 настоящего Руководства.
2. При расчете элементов с обычной арматурой, величина F_H в формулах (1), (2) и (13) принимается равной нулю.
3. Рекомендации п. 3.14 распространяются на сечения с отношением $\frac{\tau_2 - \tau_1}{\tau_2} \leq 0,5$ при числе продольных стержней в поперечном сечении элемента не менее 6.

Пример проверки стойки промежуточной свободстоящей опоры.

Изгибающий момент, создаваемый расчетными нагрузками в расчетном (опорном) сечении

$$M_p = 246 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Характеристики сечения

$$D = 53 \text{ см} \quad \delta = 6,37 \text{ см} \quad \tau_a = \tau_H = 23,5 \text{ см}$$

$$\text{Напрягаемая арматура } 10 \text{ } \phi \text{ } 12 \text{ А-IV } F_H = 11,31 \text{ см}^2$$

Ненапрягаемая арматура І7 Ø І2 А-ІУ $F_a = 19,23 \text{ см}^2$
 $R_a = R_H = 500 \text{ МПа}$ $R_H^H = 600 \text{ МПа}$

Величина предварительного напряжения арматуры
 $\sigma_{ок} = 0,9 \cdot R_H^H = 0,9 \cdot 600 = 540 \text{ МПа}$

$E_a = E_H = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$, $R_{ac} = 400 \text{ МПа}$

Бетон тяжелый марки М 400, $R_{np} = 17,5 \text{ МПа}$,

$E_b = 30000 \text{ МПа}$, $\bar{R} = 40 \text{ МПа}$,

$R_o = 30 \text{ МПа}$

С учетом коэффициентов $m_{\delta_n} = 1,1$ и $m_{\delta_1} = 1,1$

$m_{\delta_n} \cdot m_{\delta_1} \cdot R_{np} = 17,5 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 21,175 \text{ МПа}$

Площадь сечения кольца:

$$F_k = \pi \delta (\Phi - \delta) = \pi \cdot 6,37(53,00 - 6,37) = 932,68 \text{ см}^2$$

Площадь бетона: $F_b = F_k - (F_a + F_H) =$

$$= 932,68 - (19,23 + 11,31) = 902,14 \text{ см}^2$$

$$n_a = n_H = n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{0,3 \cdot 10^5} = 6,67$$

Приведенная площадь бетона:

$$F_n = F_k + (n - 1) \cdot (F_a + F_H) =$$

$$= 932,68 + (6,67 - 1) \cdot 30,54 = 1105,84 \text{ см}^2$$

Потери предварительного напряжения:

І) от релаксации

$$\sigma_1 = 0,1 \sigma_{ок} - 20 = 0,1 \cdot 540 - 20 = 34 \text{ МПа}$$

2) от быстронатекающей ползучести:

$$\sigma_{\delta n} = \frac{(\sigma_{ок} - \sigma_1) F_n}{F_n} = \frac{(540 - 34) \cdot 11,31}{1105,84} = 5,175 \text{ МПа}$$

$$\frac{\sigma_{\delta n}}{R_0} = \frac{5,175}{30} = 0,173 < \alpha = 0,6$$

$$\sigma_2 = 50 \cdot \frac{\sigma_{\delta n}}{R_0} \cdot 0,85 = 50 \cdot 0,173 \cdot 0,85 = 7,35 \text{ МПа}$$

3) от усадки бетона

$$\sigma_3 = 35 \text{ МПа};$$

4) от ползучести бетона:

$$\sigma_4 = 200 \cdot k \cdot \frac{\sigma_{\delta n}}{R_0} = 200 \cdot 0,85 \cdot 0,173 = 29,41 \text{ МПа}$$

Предварительное напряжение после проявления всех потерь:

$$\begin{aligned} \sigma_0 &= \sigma_{ок} - (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4) = \\ &= 540 - (34 + 7,35 + 35 + 29,41) = 434,24 \text{ МПа} \end{aligned}$$

$$A_a = m_{ак} = 1,1$$

$$A_n = m_{ак} \cdot \frac{\sigma_0}{R_n} = 1,1 \cdot \frac{434,24}{500} = 0,232$$

$$\Delta_a = 1,5 + 6 \cdot R_a \cdot 10^{-4} = 1,5 + 6 \cdot 500 \cdot 10^{-4} = 1,8$$

$$\text{т.к. } R_n = R_a, \text{ то } \Delta_n = \Delta_a = 1,8$$

$$B_a = A_a \Delta_a = 1,1 \cdot 1,8 = 1,98$$

$$B_n = A_n \Delta_n = 0,232 \cdot 1,8 = 0,42$$

$$\alpha_k = \frac{(434,24 + 0,232 \cdot 500) \cdot 11,31 + 1,1 \cdot 500 \cdot 19,23}{21,175 \cdot 902,14 + (400 + 1,98 \cdot 500) \cdot 19,23 + (400 + 0,42 \cdot 500) \cdot 11,31} = 0,319$$

$$\tau_{cp} = \frac{I}{2} (\alpha - \delta) = \frac{I}{2} (53 - 6,37) = 23,3 \text{ см}$$

$$K_a = A_a - B_a \alpha_k = 1,1 - 1,98 \cdot 0,319 = 0,47$$

$$K_H = A_H - B_H \alpha_k = 0,232 - 0,420 \cdot 0,319 = 0,10$$

$$z_{a(n)} = (0,2 + 1,3 \alpha_k) \tau_{a(n)} = (0,2 + 1,3 \cdot 0,319) \cdot 23,5 = 14,45 \text{ см}$$

$$\sin(180 \cdot 0,319) = \sin 57,42^\circ = 0,8427$$

$$M_n = \frac{1}{\pi} (21,175 \cdot 902,14 \cdot 23,3 + 400 \cdot 19,23 \cdot 23,5 + 400 \cdot 11,31 \cdot 23,5) \cdot 0,8427 + 500 \cdot 19,23 \cdot 0,47 \cdot 14,45 + 500 \cdot 11,31 \cdot 0,1 \cdot 14,45 = 270 \text{ кН.м}$$

$M_p < M_n$ следовательно, условие прочности удовлетворяется.

3.15. Расчет по прочности железобетонных элементов, находящихся под воздействием сжимающих сил, во всех случаях должен производиться по формулам внецентренного сжатия, поскольку в реальных условиях имеют место монтажные эксцентриситеты, производственные прогибы, а также действующие одновременно со сжатием поперечные нагрузки (собственный вес, давление ветра и др.).

3.16. Расчет по прочности внецентренно сжатых железобетонных элементов кольцевого сечения со смешанной напрягаемой и ненапрягаемой продольной арматурой, равномерно распределенной по окружностям радиусов τ_n и τ_a (рис.2), производится по формулам:

$$\sigma_e \leq (R_{пр} F \tau_{cp} + R_{ас} F_a \tau_a + R_{нс} F_n \tau_n) \frac{\sin \pi \alpha_k}{\pi} + R_a F_a k_a z_a + R_n F_n k_n z_n \quad (14)$$

где

$$\alpha_k = \frac{A_a R_a F_a + (\sigma_0 + A_n R_n) F_n + N}{R_{np} F + (R_{ac} + B_a R_a) F_a + (R_{nc} + B_n R_n) F_n} \quad (I5)$$

При этом, если подсчитанное по формуле (I5) $\alpha_k < 0, I5$, то оно должно быть скорректировано по формуле:

$$\alpha_k = \frac{K_a R_a F_a + (\sigma_0 + K_n R_n) F_n + N}{R_{np} F + R_{ac} F_a + R_{nc} F_n} \quad (I6)$$

N - внешняя сжимающая сила ;

e_0 - эксцентриситет приложения продольной силы относительно геометрического центра сечения, определяется с учетом прогиба элемента от кратковременного и длительного действия всех поперечных и продольных нагрузок, а в необходимых случаях также технологического, принимаемого в соответствии с п. 3.8.

Принятие в формулах (I4), (I5) и (I6) остальные обозначения те же, что и в формулах (I), (2) и (I3)

ПРИМЕЧАНИЕ: Те же, что и I, 2, 3 по 3, I4.

Пример проверки по прочности стойки промежуточной portalной опоры на оттяжках.

Усилия, полученные из статического расчета опоры на расчетные нагрузки:

| | | |
|----------|------------------|----------------|
| I режим | $M_D = 342$ кН.м | $N_p = 771$ кН |
| II режим | $M_D = 338$ кН.м | $N_p = 227$ кН |

Характеристики сечения:

$$\Phi = 56 \text{ см} \quad \delta = 6 \text{ см} \quad r_a = r_n = 25,6 \text{ см}$$

$$\text{Напрягаемая арматура } 12 \text{ } \emptyset \text{ } 12 \text{ А-IV} \quad F_n = 13,572 \text{ см}^2$$

$$\text{Ненапрягаемая арматура } 18 \text{ } \emptyset \text{ } 12 \text{ А-IV} \quad F_a = 20,358 \text{ см}^2$$

Величина предварительного напряжения арматуры

$$\sigma_{ок} = 0,9 \cdot R_n^H = 0,9 \cdot 600 = 540 \text{ МПа}$$

$$R_a = R_n = 500 \text{ МПа} \quad R_n^H = 600 \text{ МПа}$$

$$R_{nc} = R_{ac} = 400 \text{ МПа}$$

$$E_a = E_n = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$$

Бетон тяжелый марки М 500:

$$\bar{R} = 50 \text{ МПа} \quad , \quad R_o = 37,5 \text{ МПа} \quad , \quad R_{np} = 21,5 \text{ МПа}$$

$$E_o = 32500 \text{ МПа}$$

Коэффициент условий работы $m_{bn} = 1,1$ и $m_{bt} = 1,1$

$$R_{np} \cdot m_{bn} \cdot m_{bt} = 21,5 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 26,015 \text{ МПа}$$

Площадь сечения кольца:

$$F_k = \pi \delta (\Phi - \delta) = \pi \cdot 6 (56 - 6) = 942 \text{ см}^2$$

Площадь сечения бетона:

$$F = F_k - (F_n + F_a) = 942 - (13,572 + 20,358) = 908 \text{ см}^2$$

$$\mu_a = \mu_n = \frac{E_a}{E_o} = \frac{2 \cdot 10^5}{0,325 \cdot 10^5} = 6,15$$

Приведенная площадь бетона:

$$F_n = F_k + (\mu_a - 1)(F_n + F_a) = 942 + (6,15 - 1) \cdot (13,572 + 20,358) = 1117 \text{ см}^2$$

Потери предварительного напряжения:

а) потери от релаксации:

$$\sigma_r = 0,1 \cdot \sigma_{ок} = 20 = 0,1 \cdot 540 = 54 \text{ МПа};$$

б) потери от быстронатекающей ползучести:

$$\sigma_{\epsilon_H} = \frac{(\sigma_{ок} - \sigma_1) \cdot F_H}{F_H} = \frac{(540-34) \cdot 13,572}{1117} = 6,15 \text{ МПа}$$

$$\frac{\sigma_{\epsilon_H}}{R_o} = \frac{6,15}{37,5} = 0,164 < \alpha = 0,6$$

$$\sigma_2 = 50 \cdot \frac{\sigma_{\epsilon_H}}{R_o} \cdot 0,85 = 50 \cdot 0,164 \cdot 0,85 = 6,97 \text{ МПа};$$

в) потери от усадки бетона:

$$\sigma_3 = 40 \text{ МПа};$$

г) потери от ползучести:

$$\sigma_4 = 200 \cdot k \cdot \frac{\sigma_{\epsilon_H}}{R_o} = 200 \cdot 0,85 \cdot 0,164 = 27,9 \text{ МПа}$$

$$\sigma_o = \sigma_{ок} - (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4) = 540 - (34 + 6,97 + 40 + 27,9) = 431,1 \text{ МПа}$$

$$A_a = m_{ак} = 1,1; \quad A_H = m_{ак} - \frac{\sigma_o}{R_H} = 1,1 - \frac{431,1}{500} = 0,24;$$

$$\Delta_a = 1,5 + 6 \cdot 10^{-4} R_a = 1,5 + 6 \cdot 10^{-4} \cdot 500 = 1,8;$$

здесь $\Delta_H = 1,8$ т.к. $R_a = R_H$

$$B_a = A_a \Delta_a = 1,1 \cdot 1,8 = 1,98;$$

$$B_H = A_H \Delta_H = 0,24 \cdot 1,8 = 0,432$$

$$\alpha_k = \frac{A_a R_a F_a + (\sigma_o + A_H R_H) F_H + N}{R_{np} F + (R_{ac} + B_a R_a) F_a + (R_{nc} + B_H R_H) F_H}$$

I режим

$$\alpha_k = \frac{1,1 \cdot 500 \cdot 20,358 + (431,1 + 0,24 \cdot 500) \cdot 13,572 + 771 \cdot 10^4}{26,015 \cdot 908 + (400 + 1,98 \cdot 500) \cdot 20,358 + (400 + 0,432 \cdot 500) \cdot 13,572} = 0,438$$

$$\sin \pi \alpha_k = \sin (180.0,438) = \sin 78^{\circ}50' = 0,981$$

$$Z_H = Z_a = (0,2 + j1,3 \alpha_k) Z_a = (0,2 + j1,3 \cdot 0,981) \cdot 25,6 = 19,71 \text{ см}$$

$$K_a = A_a - B_a \cdot \alpha_k = 1,1 - 1,98 \cdot 0,438 = 0,234$$

$$K_H = A_H - B_H \cdot \alpha_k = 0,24 - 0,432 \cdot 0,438 = 0,051$$

По формуле (I4):

$$\begin{aligned} (\sqrt{e_0})_n &= (26,015 \cdot 908.25 + 400 \cdot 20,358.25,6 + 400 \cdot 13,572 \cdot \\ &\quad \cdot 25,6) \cdot \frac{0,981}{\pi} + 500 \cdot 20,358 \cdot 0,234 \cdot 19,71 + 500 \cdot 13,572 \cdot \\ &\quad \cdot 0,051 \cdot 19,71 = 346,7 \text{ кН.м} \end{aligned}$$

II режим

$$\begin{aligned} \alpha_k &= \frac{1,1 \cdot 500 \cdot 20,358 + (431,1 + 0,24 \cdot 500) 13,572 + 227 \cdot 10^4}{26,015 \cdot 908 + (400 + 1,98 \cdot 500) 20,358 + (400 + 0,432 \cdot 500) \cdot 13,572} = \\ &= 0,347 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z_H = Z_a &= (0,2 + j1,3 \alpha_k) Z_a = (0,2 + j1,3 \cdot 0,347) \cdot 25,6 = \\ &= 16,66 \text{ см} \end{aligned}$$

$$\sin \pi \alpha_k = \sin (\pi \cdot 0,347) = 0,887$$

$$K_a = 1,1 - 1,98 \cdot 0,347 = 0,41$$

$$K_H = 0,24 - 0,432 \cdot 0,347 = 0,09$$

По формуле (I4):

$$\begin{aligned} (\sqrt{e_0})_n &= (26,015 \cdot 908.25 + 400 \cdot 20,358.25,6 + 400 \cdot 13,572.25,6) \cdot \\ &\quad \cdot \frac{0,887}{\pi} + 500 \cdot 20,358 \cdot 0,41 \cdot 16,66 + 500 \cdot 13,572 \cdot 0,09 \cdot 16,66 = \\ &= 344,7 \text{ кН.м} \end{aligned}$$

3.17. Расчет по прочности внецентренно растянутых железобетонных элементов кольцевого сечения со смешанной (напрягаемой и ненапрягаемой) продольной арматурой, равномерно распределенной по окружностям радиусов r_n и r_a (рис.2), удовлетворяющих условию $\alpha_k \geq \frac{1}{6}$, рекомендуется производить по формулам (I4) и (I5) с заменой знака перед N на минус.

Принятые обозначения те же, что и в п.п. 3.14 и 3.16.

Примечания. Те же, что и к п. 3.14

Если определенное по формуле (I5) значение $\alpha_k < 1/6$, расчет рекомендуется производить по соотношению

$$N_{e_0} \leq \frac{N_{ny} - N}{N_{ny} - N_{ng}} M_{ng} \quad (I7)$$

где:

N_{ng} - предельное значение растягивающей силы (граничное), соответствующее $\alpha_k = \frac{1}{6}$, определяется из уравнения (I5) при $\alpha_k = \frac{1}{6}$;

M_{ng} - предельное (граничное) значение момента, определяемое по формуле (I) при $\alpha_k = \frac{1}{6}$;

N_{ny} - предельная величина центральной растягивающей силы
 $N_{ny} = m_{a4} R_a F_a + m_{a4} R_n F_n \quad (I8)$

m_{a4} - коэффициент, принимаемый для стали классов А-I, А-II, А-III - I; для стали других классов - по указаниям п.3.14 глав СНиП II-21-75.

3.18. Если по условиям проектирования для проверяемого сечения требуется построить кривую зависимости предельной величины растягивающей силы N_n , от эксцентриситета e , рекомендуется сначала определить по формуле (18) предельную величину центральной растягивающей силы N_{nc} и величины граничного эксцентриситета e_r и соответствующей ему предельной силы N_{nr} по формулам (19) и (20).

$$e_r = \frac{1}{N_{nr}} \left[\frac{1}{2x} (R_{np} F z_{cp} + R_{ac} F_a z_a + R_{nc} F_n z_n) + R_a F_a K_a z_a + R_n F_n K_n z_n \right] \quad (19)$$

$$N_{nr} = A_a R_a F_a + (\sigma_0 + A_n R_n) F_n - \frac{1}{6} [R_{np} F + (R_{ac} + B_c R_a) F_a + (R_{nc} + B_n R_n) F_n] \quad (20)$$

Для значений $\alpha_k < \frac{1}{6} (e_0 < e_r)$ расчет производится по формуле (17), для $\alpha_k > \frac{1}{6} (e_0 > e_r)$ - по формулам (14) и (15).

В последнем случае целесообразно задаться значениями $N < N_{nr}$ в нужном диапазоне и определить соответствующие им эксцентриситеты приложения силы.

Пример расчета внецентренно растянутого элемента по прочности (стойка анкерной Л-образной опоры).

Усилия, полученные из статического расчета опоры на расчетные нагрузки:

$$M_D = 24 \text{ І кН.м} \quad N_p = 864 \text{ кН} \quad (\text{І нормальный режим})$$

Характеристики сечения:

$$x = 56 \text{ см}, \quad \delta = 6 \text{ см}, \quad z_a = z_n = 25,6 \text{ см}$$

Напрягаемая арматура I2 Ø I2 А-У $F_n = 13,572 \text{ см}^2$

Ненапрягаемая арматура I8 Ø2А-У $F_a = 20,358 \text{ см}^2$

$$R_a = R_n = 640 \text{ МПа} \quad R_n^H = 800 \text{ МПа}$$

Величина предварительного напряжения арматуры

$$\sigma_{ок} = 0,9 R_n^H = 0,9 \cdot 800 = 720 \text{ МПа}$$

$$E_a = E_n = 1,9 \cdot 10^5 \text{ МПа}; \quad R_{ac} = R_{nc} = 400 \text{ МПа}$$

Бетон тяжелый марки М 500

$$\bar{R} = 50 \text{ МПа} \quad E_g = 32500 \text{ МПа} \quad R_o = 37,5 \text{ МПа}$$

$$R_{np} = 21,5 \text{ МПа}$$

Коэффициенты условий работы $m_{bn} = 1,15$ и $m_{b1} = 1,0$

$$R_{np} \cdot m_{bn} \cdot m_{b1} = 21,5 \cdot 1,15 \cdot 1,0 = 24,725 \text{ МПа}$$

Площадь сечения кольца:

$$F_k = \pi \delta (D - \delta) = \pi \cdot 6 (56 - 6) = 942 \text{ см}^2$$

Площадь сечения бетона:

$$F = F_k - (F_n + F_a) = 942 - (13,572 + 20,358) = 908 \text{ см}^2$$

$$n_a = n_n = \frac{E_a}{E_g} = \frac{1,9 \cdot 10^5}{0,325 \cdot 10^5} = 5,85$$

Приведенная площадь бетона:

$$F_n = F_k + (n_a - 1)(F_n + F_a) = 942 + (5,85 - 1)(13,572 + 20,358) = 1107 \text{ см}^2$$

Потери предварительного напряжения:

1) от релаксации:

$$\sigma_1 = 0,1 \cdot \sigma_{ок} = 20 = 0,1 \cdot 720 = 72 \text{ МПа}$$

2) от быстройнагрузки ползучести:

$$\sigma_{\delta H} = \frac{(\sigma_{ок} - \sigma_1) F_H}{F_H} = \frac{(720 - 52) \cdot 13,572}{1107} = 8,19 \text{ МПа}$$

$$\frac{\sigma_{\delta H}}{R_0} = \frac{8,19}{37,5} = 0,218 < \alpha = 0,6$$

$$\sigma_2 = 50 \cdot \frac{\sigma_{\delta H}}{R_0} \cdot 0,85 = 50 \cdot 0,218 \cdot 0,85 = 9,265 \text{ МПа}$$

3) от усадки бетона:

$$\sigma_3 = 40 \text{ МПа}$$

4) от ползучести:

$$\sigma_4 = 200 \cdot \mu \frac{\sigma_{\delta H}}{R_0} = 200 \cdot 0,85 \cdot 0,218 = 37,06 \text{ МПа}$$

$$\sigma_0 = \sigma_{ок} - (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4) = 720 - (52 + 9,3 + 40 + 37,1) = 581,6 \text{ МПа}$$

$$A_a = m_{ак} = 1,1 ; A_H = m_{ак} \frac{\sigma_0}{R_H} = 1,1 \cdot \frac{581,6}{640} = 0,991 ;$$

$$\Delta_a = 1,5 + 6 \cdot R_a \cdot 10^{-4} = 1,5 + 6 \cdot 10^{-4} \cdot 640 = 1,884$$

$$\Delta_H = 1,5 + 6 \cdot R_H \cdot 10^{-4} = 1,5 + 6 \cdot 10^{-4} \cdot 640 = 1,884$$

$$B_a = A_a \Delta_a = 1,1 \cdot 1,884 = 2,07 ; B_H = A_H \Delta_H = 0,991 \cdot 1,884 = 0,360$$

I режим

$$\alpha_k = \frac{A_a R_a F_a + (\sigma_0 + A_H R_H) F_H - N}{R_{np} F + (R_{ac} + B_a R_a) F_a + (R_{nc} + B_H R_H) F_H} =$$

$$= \frac{1,1 \cdot 1,640 \cdot 20,358 + (581,6 + 0,991 \cdot 640) \cdot 13,572 - 864 \cdot 10^1}{24,725 \cdot 908 + (400 + 2,07 \cdot 640) \cdot 20,358 + (400 + 0,360 \cdot 640) \cdot 13,572} =$$

$$= 0,230$$

$$\sin(\pi \alpha_k) = \sin(180 \cdot 0,23) = \sin(41,024) = 0,6613$$

$$z_n = z_a = (0,2+1,3 \alpha_k) z_a = (0,2+1,3 \cdot 0,23) \cdot 25,6 = 22,77 \text{ см}$$

$$K_a = A_a - B_a \alpha_k = 1,1 - 2,07 \cdot 0,23 = 0,624$$

$$K_H = A_H - B_H \alpha_k = 0,191 - 0,360 \cdot 0,23 = 0,108$$

$$z_{cp} = \frac{I}{2} \cdot (\alpha - \delta) = \frac{I}{2} (56 - 6,0) = 25,0 \text{ см}$$

$$M_n = (R_{np} F z_{cp} + R_{ac} F_a z_a + R_{nc} F_H z_H) \frac{\sin \pi \alpha_k}{\pi} + \\ + R_a F_a K_a z_a + R_H F_H K_H z_H =$$

$$= (24,725 \cdot 908 \cdot 25 + 400 \cdot 20,358 \cdot 25,6 + 400 \cdot 13,572 \cdot 25,6) \cdot$$

$$\cdot \frac{0,6613}{\pi} + 640 \cdot 20,358 \cdot 0,624 \cdot 22,77 + 640 \cdot 13,572 \cdot 0,108 \cdot 22,77 = \\ = 307,2 \text{ кН.м}$$

$M_p < M_n$, следовательно условие прочности удовлетворяется

3.19. Расчет по прочности центрально растянутых железобетонных элементов кольцевого сечения со смешанной (напрягаемой и напрягаемой) продольной арматурой, равномерно распределенной по окружностям радиусов z_a и z_H , рекомендуется производить по формуле (18).

При расчете элементов с одной напрягаемой продольной арматурой в формуле (18) необходимо положить $F_a = 0$, а при расчете элементов с обычной арматурой $F_H = 0$.

3.20. Расчет по прочности железобетонных элементов кольцевого сечения (I-ая группа предельных состояний) при совместном действии крутящего и изгибающего моментов может не производиться, если при всех сочетаниях внешних расчетных нагрузок трещины не образуются, а также при наличии трещин (как наклонных, так и нормальных), если удовлетворяется неравенство

$$M_v < M_{\dots} \quad (26)$$

где $M_{кн}$ - крутящий момент, воспринимаемый элементом за счет нагального действия продольной арматуры

$$M_{кн} = 4\pi \tau_a^2 R_p^H P_a \quad (27)$$

- P_a - подупериметр одного продольного стержня;
 τ_a - радиус окружности, проходящей через центры сечений продольной арматуры.

3.21. Момент образования трещин железобетонных элементов кольцевого сечения с равномерно распределенной продольной арматурой и поперечной в виде односторонней одновитковой спирали, находящихся под одновременным воздействием изгиба и кручения рекомендуется определять по формуле:

$$M_T = M_S \frac{\sqrt{1+4c^2(1+b)^2}-1}{2c^2} \quad (28)$$

где: $M_S = R_p^H \gamma W_o$; $c = \alpha \gamma a$; $b = \frac{M_o}{M_S}$; $a = \frac{W_o}{W_{TK}}$

при $\sigma_{\delta H} \leq R_p^H$ $M_o = \sigma_{\delta H} W_o \gamma$

при $\sigma_{\delta H} > R_p^H$ $M_o = R_p^H W_o \gamma + (\sigma_{\delta H} - R_p^H) W_o$
 $\alpha = \frac{M_k}{M_{ук}}$; $\gamma = 2 - 0,4 \frac{\tau_1}{\tau_2}$

R_p^H - нормативное сопротивление бетона осевому растяжению;

$\sigma_{\delta H}$ - напряжение в бетоне, создаваемое предварительным напряжением арматуры;

W_o - момент сопротивления приведенного кольцевого сечения при изгибе;

$$W_o = \frac{\pi}{4} \tau_a^3 (1 - \alpha^4) + \frac{\pi \tau_a}{2} (F_a + F_n); \quad \mu = \frac{E_a}{E_b}$$

$W_{Тк}$ - пластический момент сопротивления при
кручении

$$W_{Тк} = \frac{2}{3} \pi (1 - \alpha^3) \tau_2^3, \quad \alpha = \frac{\tau_1}{\tau_2}$$

τ_2 и τ_1 - наружный и внутренний радиусы сечения;

τ_α - см. п. 3.20

3.22. Если условие (26) не удовлетворяется, достаточность принятых значений площадей продольной и поперечной арматуры, а также поперечных размеров элемента должна быть подтверждена расчетом. Прочность проверяемого сечения при одновременном действии изгиба и кручения достаточна, если удовлетворяются условия

$$M_{ук} < M_{укп}$$

$$M_k < M_{кп}$$

где

$M_{ук}, M_k$ - действующие совместно изгибающий и крутящий моменты создаваемые расчетными нагрузками;

$M_{укп}, M_{кп}$ - действующие совместно изгибающий и крутящий моменты, характеризующие несущую способность элемента.

Дополнительно должно удовлетворяться условие

$$M_k \leq 0,1 \pi R_{пр} (\tau_2^3 - \tau_1^3) \quad (29)$$

Предельный крутящий момент элемента кольцевого сечения с равномерно распределенной по окружности радиуса τ_α (τ_n) продольной арматурой и поперечной арматурой в виде охватывающей однозаходной односторонней спирали рекомендуется определять по формуле:

$$M_{\text{укп}} = [(R_{\text{ук}} - \sigma_s) F \tau_{\text{ср}} + (R_{\text{н}} + \sigma'_s) F_{\text{н}} \tau_{\text{н}} + (R_{\text{а}} + \sigma'_s) F_{\text{а}} \tau_{\text{а}}] \frac{\sin \pi \alpha_{\text{к}}}{\pi} \quad (30)$$

где

$R_{\text{ук}}$ — предельная прочность бетона на сжатие вдоль оси при изгибе с кручением;

$$R_{\text{ук}} = \frac{R_{\text{пр}} - R_{\text{пр}} \sigma_{\delta \text{к}}}{R_{\text{пр}} - \sigma_{\delta \text{к}} \sin^2 \alpha_{\text{с}}} + \sigma_s \quad (31)$$

$$\sigma_s = \sigma_{\delta \text{к}} \cos^2 \alpha_{\text{с}}; \quad \sigma_{\delta \text{к}} = \frac{2 \partial M_{\text{укп}}}{F \tau_{\text{ср}} \sin 2 \alpha_{\text{с}}} \leq R_{\text{пр}} \quad (32)$$

$$\alpha_{\text{к}} = \frac{R_{\text{н}} F_{\text{н}} + R_{\text{а}} F_{\text{а}} - \sigma_s F}{(R_{\text{ук}} - \sigma_s) F + (R_{\text{н}} + \sigma'_s) F_{\text{н}} + (R_{\text{а}} + \sigma'_s) F_{\text{а}}} \quad (33)$$

Величина $\alpha_{\text{к}}$ определяемая по (33) ограничивается неравенствами: $\alpha_{\text{к}} \leq 0,3$ для элементов с обычной арматурой ($F_{\text{н}} = 0$), а также со смешанной при $\sigma_s < 200$ МПа; $\alpha_{\text{к}} \leq 0,5$ для элементов с одной напрягаемой арматурой ($F_{\text{а}} = 0$);

$\alpha_{\text{к}} \leq \frac{F_{\text{н}} + 0,9 F_{\text{а}}}{2 F_{\text{н}} + 3 F_{\text{а}}}$ для элементов со смешанной арматурой при $\sigma_s > 200$ МПа

$$\tau_{\text{ср}} = \frac{\tau_1 + \tau_2}{2}$$

$\alpha_{\text{с}}$ определяется из уравнения

$$\text{tg } \alpha_{\text{с}} = \text{tg } \alpha_0 \frac{\tau_{\text{ср}}}{\tau_2}, \quad \text{где } \text{tg } \alpha_0 = \frac{R_{\text{п}} W_0}{\alpha_{\text{а}} M_{\text{т}}}$$

Если $\text{tg } \alpha_{\text{с}} > \text{tg } \alpha_0^{\text{пр}} = \frac{\tau_2 - \tau_1}{2 \sigma}$, то $\alpha_0 = \alpha_0^{\text{пр}}$

Если $\sigma'_s > 0$, то при $\eta \leq \eta_{\text{н}}$ $\sigma'_s = \frac{\eta - \eta_{\text{н}}}{\eta_{\text{н}}} R_{\text{а}}$

при $\eta > \eta_{\text{н}}$ $\sigma'_s = \frac{\eta - \eta_{\text{н}}}{\eta_{\text{н}}} \sigma'_s$

где: $\eta = \frac{R_{\text{а}}}{R_{\text{а}} + \sigma'_s}$ $\eta = \frac{M_{\text{укп}}}{M_{\text{п}}} - \eta_{\text{н}}$

$M_{\text{п}}$ — изгибающий момент при изгибе, определяемый по формуле (1)

Если $\sigma_c' < 0$, то $\sigma_n' = \eta(R_a + \sigma_c') - R_a$

Величина σ_c' определяется по указаниям настоящего Руководства.

$$\sigma_a' = \frac{\eta - \eta_0}{\eta} R_{ac} \quad \text{при} \quad \eta \leq \eta_0 ;$$

$$\sigma_a' = \frac{\eta - \eta_0}{1 - \eta_0} R_{ac} \quad \text{при} \quad \eta > \eta_0 ;$$

где
$$\eta_0 = \frac{R_a}{R_a + R_{ac}}$$

Расчет рекомендуется производить методом последовательного приближения, в соответствии с которым необходимо:

а) задаться начальным значением $M_{укп}$ ($M_{укп} < M_n$) и по формуле (31) и (32) определить σ_s и $R_{ук}$;

б) по полученным значениям σ_s и $R_{ук}$ определить по формуле (30) момент $M_{укп}$;

в) по новому значению $M_{укп}$ скорректировать σ_s и $R_{ук}$;

г) вновь определить по формуле (30) $M_{укп}$ и т.д.

Процесс приближения продолжается до тех пор, пока полученное в последнем подсчете значение $M_{укп}$ будет отличаться от его значения в предыдущем подсчете не более, чем на 5%.

При этом за расчетное следует принимать среднее значение моментов, полученных на последнем и предпоследнем приближениях. Задаваемую величину $M_{укп}$ можно принимать по кривым рис.3 в зависимости от α и σ_{sn} .

При выполнении приближенных расчетов момент $M_{укп}$ допускается определять по формуле

$$M_{укп} = \eta M_n \quad (34)$$

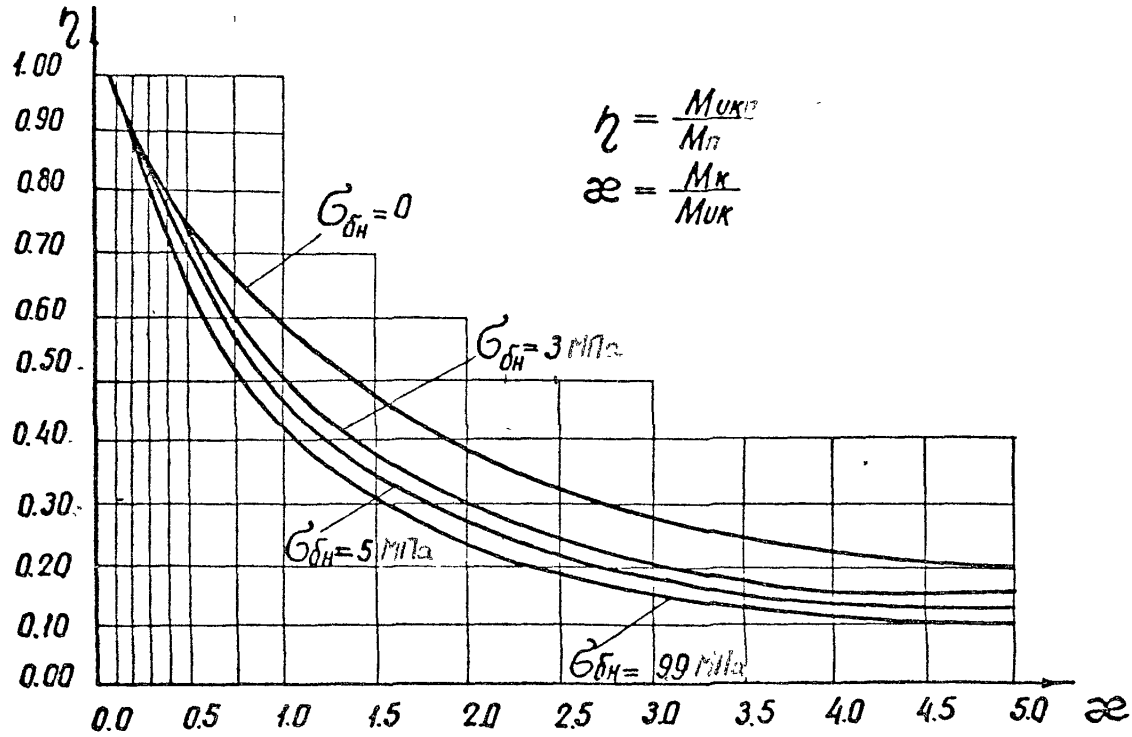


Рис. 3. Графики зависимости η от α .

в которой коэффициент η принимается по кривым рис.3

Предельный крутящий момент для элементов, работающих на кручение с изгибом, рекомендуется определять по формуле

$$M_{кн} = M_{кн} + 2\alpha \tau_{ср} r_x q_x \operatorname{ctg} \alpha_c \quad (35)$$

где
$$q_x = \frac{f_x R_x}{u}$$

f_x - площадь одного витка;

R_x - расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению;

r_x - радиус витка;

u - шаг витков;

$M_{кн}$ - момент определяемый по формуле (27).

Пример расчета стойки свободностоящей промежуточной опоры на совместное действие изгиба и кручения по опорному сечению.

Изгибающий и крутящий моменты создаваемые расчетными нагрузками в опорном сечении равны соответственно:

$$M_{изг} = 298 \text{ кН.м}, \quad M_{кр} = 45 \text{ кН.м}$$

Характеристики сечения:

$$d = 53 \text{ см}; \quad \delta = 7,24 \text{ см}; \quad r_a = r_n = 23,5 \text{ см}; \quad r_x = 24,3 \text{ см}$$

$$\text{Напряженная арматура } 10 \text{ } \emptyset \text{ 12 АІУ } F_n = 11,31 \text{ см}^2$$

$$\text{Ненапряженная арматура } 23 \text{ } \emptyset \text{ 12 АУ } F_a = 26,013 \text{ см}^2$$

$$R_a = R_n = 500 \text{ МПа} \quad R_n^* = 600 \text{ МПа}$$

$$R_{ас} = R_{нс} = 400 \text{ МПа} \quad E_a = E_n = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$$

Величина предварительного напряжения арматуры:

$$\sigma_{ок} = 0,9 \cdot R_n^* = 0,9 \cdot 600 = 540 \text{ МПа}$$

Бетон тяжелый марки М400

$$\bar{R} = 40 \text{ МПа} ; R_o = 30 \text{ МПа} ; R_{op} = 17,5 \text{ МПа}$$

$$E_s = 30000 \text{ МПа} ; R_p^H = 1,8 \text{ МПа}$$

Коэффициенты условий работы $m_{сн} = 1,1$, $m_{с1} = 1,1$

$$m_{сн} m_{с1} R_{op} = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 17,5 = 21,175 \text{ МПа}$$

Спираль \emptyset 4В-І $R_x = 350 \text{ МПа}$, $f_x = 0,126 \text{ см}^2$,

$$u = 3,0 \text{ см}$$

Площадь сечения кольца:

$$F_k = \pi \delta (d - \delta) = \pi \cdot 7,24(53 - 7,24) = 1040 \text{ см}^2$$

$$r_{cp} = \frac{I}{2} (d - \delta) = \frac{I}{2} (53 - 7,24) = 22,88 \text{ см}$$

$$n = n_a = n_H = \frac{E_a}{E_s} = \frac{2 \cdot 10^5}{0,3 \cdot 10^5} = 6,67$$

Площадь сечения бетона:

$$F = F_k - (F_a + F_H) = (1040 - (26,013 + 11,31)) = 1003 \text{ см}^2$$

Приведенная площадь бетона:

$$F_n = F_k + (n_a - 1)(F_H + F_a) = 1040 + 5,67(26,013 + 11,31) = 1252 \text{ см}^2$$

Потери предварительного напряжения

1) от релаксации:

$$\sigma_1 = 0,1 \cdot \sigma_{ок} = 20 = 0,1 \cdot 540 = 54 \text{ МПа} ;$$

2) От быстроснатекающей ползучести:

$$\sigma_{сн} = \frac{(\sigma_{ок} - \sigma_1) F_H}{F_n} = \frac{(540 - 54) \cdot 11,31}{1252} = 4,571 \text{ МПа}$$

$$\text{так как } \frac{\sigma_{сн}}{R_o} = \frac{4,571}{30} = 0,152 < \alpha = 0,6$$

$$\sigma_2 = 50 \cdot \frac{\sigma_{\text{нп}}}{R_0} = 0,85 = 50 \cdot 0,152 \cdot 0,85 = 6,46 \text{ МПа};$$

3) от усадки бетона;

$$\sigma_3 = 35 \text{ МПа}$$

4) от ползучести бетона:

$$\sigma_4 = 200 \cdot \frac{\sigma_{\text{нп}}}{R_0} = 200 \cdot 0,85 \cdot 0,152 = 25,8 \text{ МПа}$$

$$\sigma_0 = \sigma_{0к} - (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4) = 540 - (34 + 6,5 + 35 + 25,8) = 438,7 \text{ МПа};$$

$$\gamma = 2 - 0,4 \frac{\tau_1}{\tau_2} = 2 - 0,4 \frac{19,26}{26,5} = 1,71;$$

$$\alpha = \frac{M_k}{M_{uk}} = \frac{45}{298} = 0,151$$

$$\alpha = \frac{\tau_1}{\tau_2} = \frac{19,26}{26,5} = 0,727$$

$$W_0 = \frac{\pi}{4} \tau_2^3 (1 - \alpha^4) + \frac{n \tau_a}{2} (F_a + F_n) =$$

$$= \frac{\pi}{4} \cdot 26,5^3 (1 - 0,727^4) + \frac{6,67 \cdot 23,5}{2} (26,013 + 11,31)$$

$$= 13453 \text{ см}^3$$

$$W_{\text{TK}} = \frac{2}{3} \pi (1 - \alpha^3) \tau_2^3 = \frac{2}{3} \pi (1 - 0,727^3) \cdot 26,5^3 = 24000 \text{ см}^3$$

$$a = \frac{W_0}{W_{\text{TK}}} = \frac{13453}{24000} = 0,561$$

$$c = \alpha \cdot \gamma \cdot a = 0,151 \cdot 1,71 \cdot 0,561 = 0,145$$

$$\rho_a = \frac{\pi \cdot d_a}{2} = \frac{\pi \cdot 1,131}{2} = 1,776$$

$$M_{KH} = 4\pi \tau_a^2 R_p^H \rho_a = 4 \cdot \pi \cdot 23,5^2 \cdot 1,8 \cdot 1,776 = 22,2 \text{ кН.м}$$

$$\sigma_{\delta H} = \frac{\sigma_0 F_H}{F_n} = \frac{438,7 \cdot 11,31}{1252} = 3,963 \text{ МПа} > R_p^H$$

$$M_0 = R_p^H W_0 \gamma + (\sigma_{\delta H} - R_p^H) W_0 = 1,8 \cdot 13453 \cdot 1,71 + (3,963 - 1,8) \cdot 13453 = 70,5 \text{ кН.м}$$

$$M_0 = R_p^H \gamma W_0 = 1,8 \cdot 1,71 \cdot 13453 = 41,4 \text{ кН.м}$$

$$b = \frac{M_0}{M_0} = \frac{70,5}{41,4} = 1,70$$

$$M_T = M_0 \cdot \frac{\sqrt{1 + 4c^2(1+b)} - 1}{2c^2} = 41,4 \cdot \frac{\sqrt{1 + 4 \cdot 0,145^2(1+1,7)} - 1}{2 \cdot 0,145^2} = 106,1 \text{ кН.м}$$

$$M_k < 0,1 \pi R_{np} (\tau_2^3 - \tau_1^3) = 0,1 \cdot \pi \cdot 21,175 (26,5^3 - 19,26^3) = 76,2 \text{ кН.м}$$

$$A_a = m_{ak} = 1,1; \quad A_H = m_{ak} - \frac{\sigma_0}{R_H} = 1,1 - \frac{438,7}{500} = 0,223;$$

$$\Delta_a = 1,5 + 6 \cdot 10^{-4} \cdot R_a = 1,5 + 6 \cdot 10^{-4} \cdot 500 = 1,8;$$

$$\Delta_H = 1,5 + 6 \cdot 10^{-4} \cdot R_H = 1,5 + 6 \cdot 10^{-4} \cdot 500 = 1,8;$$

$$B_a = A_a \Delta_a = 1,1 \cdot 1,8 = 1,98;$$

$$B_H = A_H \Delta_H = 0,223 \cdot 1,8 = 0,401;$$

$$\alpha_k = \frac{A_a R_a F_a + (\sigma_0 + A_H R_H) F_H}{R_{np} F + (R_{ac} + B_a R_a) F_a + (R_{nc} + B_H R_H) F_H} =$$

$$= \frac{1,1 \cdot 500,26,013 + (438,7+0,223,500) \cdot 11,31}{21,175 \cdot 1003 + (400+1,98 \cdot 500) \cdot 26,013 + (400+0,401 \cdot 500) \cdot 11,31}$$

$$= 0,32$$

$$\sin(180,32) = \sin(57^{\circ}36') = 0,844$$

$$z_n = z_a = (0,2+1,3 \alpha_k) \tau_a = (0,2+1,3 \cdot 0,32) 23,5 = 14,48$$

$$K_a = A_a - B_a \alpha_k = 1,1 - 1,98 \cdot 0,32 = 0,466$$

$$K_H = A_H - B_H \alpha_k = 0,223 - 0,401 \cdot 0,32 = 0,095$$

$$M_{II} = (R_{np} F \tau_{cp} + R_{uc} F_a \tau_a + R_{nc} F_H \tau_H) \cdot \frac{\sin \pi \alpha_k}{\pi} + R_a F_a K_a z_a + R_H F_H K_H z_H =$$

$$= (21,175 \cdot 1003 \cdot 22,88 + 400 \cdot 26,013 \cdot 23,5 + 400 \cdot 11,31 \cdot 23,5) \cdot$$

$$\cdot \frac{0,844}{\pi} + 500 \cdot 26,013 \cdot 0,466 \cdot 14,48 + 500 \cdot 11,31 \cdot 0,095 \cdot 14,48 =$$

$$320,5 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

В первом приближении $M_{укп}$ можно определить по формуле (34):

$$M_{укп} = \eta M_n, \text{ где } \eta \text{ берется из графика рис.3}$$

В данном случае $\eta = 0,95$

$$\text{тогда } M_{укп} = \eta M_n = 0,95 \cdot 320,5 = 304,5 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$\text{tg } \alpha_0 = \frac{R_p W_0}{\alpha_a M_T} = \frac{1,2 \cdot 13453}{0,151 \cdot 0,561 \cdot 106,1 \cdot 10^3} = 1,8$$

$$\alpha_0 = 61^{\circ} \quad \text{tg } \alpha_0^{np} = \frac{\tau_2 - \tau_1}{2c} = \frac{26,5 - 19,26}{2 \cdot 0,145} = 24,97 > \text{tg } \alpha_0$$

$$\operatorname{tg} \alpha_c = \operatorname{tg} \alpha_0 \cdot \frac{r_{cp}}{r_2} = 1,8 \cdot \frac{22,88}{26,5} = 1,55 \quad \alpha_c = 57^{\circ}10'$$

$$\sin 2\alpha_c = \sin 114^{\circ}20' = \cos 24^{\circ}20' = 0,9112$$

$$\sigma_{\sigma_k} = \frac{2 \operatorname{Re} M_{ukn}}{F r_{cp} \sin 2\alpha_c} = \frac{2 \cdot 0,151 \cdot 304,5 \cdot 10^2}{1003 \cdot 22,88 \cdot 0,9112} = 4,398 \text{ МПа}$$

$$\sin^2 \alpha_c = (\sin 57^{\circ}10')^2 = 0,8403^2 = 0,7061$$

$$\sigma_{\sigma} = \sigma_{\sigma_k} \cos^2 \alpha_c = 4,398 \cdot 0,5422^2 = 1,293 \text{ МПа};$$

$$R_{uk} = \frac{R_{np}^2 - R_{np} \sigma_{\sigma_k} + \sigma_{\sigma}}{R_{np} - \sigma_{\sigma_k} \sin^2 \alpha_c} = \frac{21,175^2 - 21,175 \cdot 4,398 + 1,293}{21,175 - 4,398 \cdot 0,7061} + 1,293 = 20,953 \text{ МПа}$$

$$\sigma_c' = 400 - m_T \sigma_c = 400 - 1,1 \cdot 438,7 = -82,6 \text{ МПа}$$

$$\eta_H = \frac{R_a}{R_a + \sigma_c'} = \frac{500}{500 - 82,6} = 1,2$$

$$\eta_0 = \frac{R_a}{R_a + R_{ac}} = \frac{500}{500 + 400} = 0,56 \quad \sigma_c^{*'} < 0$$

$$\sigma_H' = \eta (R_a + \sigma_c') - R_a = 0,95(500 - 82,6) - 500 = 103,5 \text{ МПа};$$

$$\eta > \eta_0 \quad \sigma_a' = \frac{\eta - \eta_0}{1 - \eta_0} R_{ac} = \frac{0,95 - 0,56}{1 - 0,56} \cdot 400 = 354,5 \text{ МПа}$$

$$\alpha_k = \frac{R_H F_H + R_a F_a - \sigma_{\sigma} F}{(R_{uk} - \sigma_{\sigma}) F + (R_H + \sigma_H') F_H + (R_a + \sigma_a') F_a} =$$

$$\frac{500 \cdot 11,31 + 500 \cdot 26,013 - 1,293 \cdot 1003}{(20,953 - 1,293) \cdot 1003 + (500 - 103,5) \cdot 11,31 + (500 + 354,5) \cdot 26,013} = 0,374$$

$$\alpha_k^n = \frac{F_H + 0,9 F_a}{2 F_H + 3 F_a} = \frac{11,31 + 26,013 \cdot 0,9}{2 \cdot 11,31 + 3 \cdot 26,013} = 0,345$$

Принимаем $\alpha_k = 0,345$

$$\sin(\pi \cdot 0,345) = \sin 62^\circ 30' = 0,8870$$

$$M_{\text{укп}} = [(R_{\text{ук}} - \sigma_b) F \tau_{\text{cp}} + (R_H + \sigma'_H) F_H \tau_H + (R_a + \sigma'_a) F_a \tau_a] \frac{\sin \pi \alpha_k}{\pi} =$$

$$= (20,953 - 1,293) \cdot 1003,22,88 + (500 - 103,5) 11,31,23,5 +$$

$$+ (500 + 354,5) \cdot 26,013,23,5 / \frac{0,8870}{\pi} = 304,8 \text{ кН.м}$$

Так как $M_{\text{укп}} = \eta M_n \approx M_{\text{укп}}$, подбор прекращаем и принимаем

$$M_{\text{укп}} = 304,8 \text{ кН.м}$$

$$q_x = \frac{f_x R_x}{u} = \frac{0,126 \cdot 350}{3} = 14,7$$

$$\text{ctg } \alpha_c = \text{ctg } 57^\circ 10' = 0,6453$$

$$M_{\text{кп}} = M_{\text{кн}} + 2 \pi \tau_{\text{cp}} \tau_x q_x \text{ctg } \alpha_c =$$

$$= 22,2 + 2 \cdot \pi \cdot 22,88,24,3 \cdot 14,7 \cdot 0,6453 \cdot 10^{-3} = 55,3 \text{ кН.м}$$

3.23. Главные растягивающие напряжения в бетоне железобетонных элементов кольцевого сечения, создаваемые крутящими моментами и перерезывающими силами рекомендуется определять по формуле:

$$\sigma_{\text{rp}} = - \frac{\sigma_{\text{bn}}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_{\text{bn}}}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (36)$$

где $\tau = \tau_k + \tau_a$ (37)

$$\tau_k = \frac{M_k \tau_2}{J_{pn}} \quad (38)$$

J_{pn} - приведенный полярный момент инерции

$$J_{pn} = \frac{\pi}{32} (2b^4 - d^4) + (n_a - 1) F_a \tau_a^2 + (n_n - 1) F_n \tau_n^2 \quad (39)$$

$$n_a = \frac{E_a}{E_s} ; \quad n_n = \frac{E_n}{E_s}$$

$$\tau_a = \frac{4}{3} \frac{Q}{F_n} \frac{1+d+d^2}{1+d^2} \quad (40)$$

где $\alpha = \frac{\tau_1}{\tau_2}$

3.24. Расчет по прочности элементов железобетонных конструкций прямоугольных, тавровых и др. сечений должен производиться в соответствии со СНиП П-2І-75.

3.25. В настоящем Руководстве дополнительно приводится метод расчета прочности предварительно напряженных и ненапряженных элементов прямоугольных и трапециoidalных сечений, с учетом нелинейной работы бетона и арматуры (см. п.п. 3.26-3.31), более строго отражающий напряженное состояние при работе на изгиб с центральным сжатием или растяжением. Расчетные уравнения метода записаны для 2-х случаев, соответствующих двум качественно разным его состояниям - когда элемент в предельной стадии имеет трещины и когда работает без трещин. Несмотря на внешнюю сложность эти уравнения более просты по построению при расчете, чем общие уравнения СНиП П-2І-75 (п.3.28) и потому рекомендуются к преимущественному применению при расчете

конструкций массового производства.

3.26. Расчет изгибаемых элементов прямоугольного сечения, когда внешний момент действует в плоскости оси симметрии сечения при наличии нормальных к продольной оси элемента трещин производится из следующих условий:

а) Если $\varepsilon_0 < \varepsilon_m$

$$M \leq M_n = 0,5 R_{np} b x^2 \left(1 - 0,1 \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_m}\right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{ai} f_{ai} (h_{oi} - x) \quad (41)$$

При этом, высота сжатой зоны x определяется из уравнения

$$R_{np} b x \left(1 - 0,25 \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_m}\right) - \sum_{i=1}^n \sigma_{ai} f_{ai} = 0 \quad (42)$$

где f_{ai} - площадь сечения i -го стержня арматуры;

$$\varepsilon_0 = \frac{2 R_{np}}{0,712 E_s};$$

ε_m - относительная деформация наиболее сжатого волокна бетона.

Напряжения в арматурных стержнях определяются:

для арматурных сталей классов А-I, А-II, А-III, имеющих площадку текучести

$$\sigma_{ai} = \varepsilon_{ai} E_{ai} \quad \text{при} \quad \varepsilon_{ai} E_{ai} < R_a$$

$$\sigma_{ai} = R_a \quad \text{при} \quad \varepsilon_{ai} E_{ai} \geq R_a$$

где ε_{ai} - относительная деформация i -го стержня

продольной арматуры:

$$\varepsilon_{ai} = \frac{(h_{oi} - x)}{x} \varepsilon_m$$

для арматурных сталей, которые не имеют площадки текучести - по диаграмме $\sigma_a - \varepsilon_a$ согласно приложению 5; b, h_{oi}, x - в соответствии с обозначениями на рис. 4;

б) если $\varepsilon_0 \geq \varepsilon_m$

$$M \leq \frac{1}{60} (25 R_{np} + 2c) b x^2 + \sum_{i=1}^n \sigma_{ai} f_{ai} (h_{oi} - x) \quad (43)$$

Высота сжатой зоны x из уравнения

$$\left(\frac{2}{3}R_{np} + \frac{c}{12}\right)bx - \sum_{i=1}^n \sigma_{ai} f_{ai} = 0 \quad (44)$$

где $c = \frac{0,2 \frac{\epsilon_m}{\epsilon_\epsilon} + \frac{\epsilon_\epsilon}{\epsilon_m} - 2}{\left(1 - \frac{\epsilon_\epsilon}{\epsilon_m}\right)^2} R_{np}$; $\epsilon_\epsilon = \frac{0,2R_{np}}{E_\delta}$

3.27. Расчет внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения имеющих нормальные трещины в растянутой зоне ($x < h$), когда внешняя сила действует в плоскости оси симметрии сечения, может производиться:

а) если $\epsilon_o < \epsilon_m$ по (45) и (46)

$$N_p e_o \leq M_n = 0,5R_{np} bx^2 \left(1 - 0,1 \frac{\epsilon_o^2}{\epsilon_m^2}\right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{ai} f_{ai} (h_{oi} - x) + N_p \left(\frac{h}{2} - x\right) \quad (45)$$

$$R_{np} bx \left(1 - 0,25 \frac{\epsilon_o}{\epsilon_m}\right) - \sum_{i=1}^n \sigma_{ai} f_{ai} - N_p = 0 \quad (46)$$

б) если $\epsilon_o \geq \epsilon_m$ по (47) и (48)

$$N_p e_o \leq M_n = \frac{1}{60} (25R_{np} + 2c) bx^2 + \sum_{i=1}^n \sigma_{ai} f_{ai} (h_{oi} - x) + N_p \left(\frac{h}{2} - x\right) \quad (47)$$

$$\frac{1}{12} (8R_{np} + c) bx - \sum_{i=1}^n \sigma_{ai} f_{ai} - N_p = 0 \quad (48)$$

3.28. Расчет внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения, когда внешняя сила действует в плоскости оси симметрии сечения и имеет место условие $x \geq h$ (растянутая зона отсутствует), рекомендуется производить:

а) если $\varepsilon_0 < \varepsilon_m$, по (49)

$$\mathcal{N}_p e_0 \leq M_n = \frac{1}{20} R_{np} b x_0^2 (9 + 3\lambda_0 - 3\lambda_0^2 + \lambda_0^3) + \frac{1}{2} R_{np} b (h^2 - x_0^2) + \sum_{i=1}^n \bar{\sigma}_{ai} f_{ai} (h_{oi} - h) - \mathcal{N}_p \frac{h}{2} \quad (49)$$

Параметр λ_0 , характеризующий распределение деформаций по высоте сечения, определяется из уравнения (50)

$$\frac{1}{4} R_{np} b x_0 (3 + 3\lambda_0 - 3\lambda_0^2 + \lambda_0^3) + R_{np} b (h - x_0) - \sum_{i=1}^n \bar{\sigma}_{ai} f_{ai} - \mathcal{N}_p = 0 \quad (50)$$

$$\text{Здесь } \lambda_0 = \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_0}, \quad \varepsilon_0 = \frac{2 R_{np}}{0,717 E_s}$$

Высота участка сечения, в пределах которого $\bar{\sigma}_s < R_{np}$:

$$x_0 = \frac{1 - \lambda_0}{\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_0} - \lambda_0} h \quad (51)$$

Остальные обозначения те же, что и в уравнениях (47) и (48).

$\bar{\sigma}_{ai}$ определяется по ε_{ai} , которая находится по формуле (52)

$$\varepsilon_{ai} = \varepsilon_m - \frac{h_{oi}}{h} (\varepsilon_m - \lambda_0 \varepsilon_0) \quad (52)$$

б) если $\varepsilon_0 \geq \varepsilon_m$, по (53)

$$\mathcal{N}_p e_0 \leq M_n = \frac{1}{12} R_{np} b h^2 (5 + 2\lambda - \lambda^2) + \frac{1}{60} c b h^2 (2 - \lambda - 4\lambda^2 + 3\lambda^3) + \sum_{i=1}^n \bar{\sigma}_{ai} f_{ai} (h_{oi} - h) - \frac{1}{2} \mathcal{N}_p \cdot h \quad (53)$$

Неизвестный параметр $\lambda = \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_m}$ определяется из уравнения (54):

$$\frac{1}{3} R_{np} b h (2 + 2\lambda - \lambda^2) + \frac{1}{12} c b h (1 + \lambda - 5\lambda^2 + 3\lambda^3) - \sum_{i=1}^n \bar{\sigma}_{ai} f_{ai} - \mathcal{N}_p = 0 \quad (54)$$

$\bar{\sigma}_{ai}$ определяется по ε_{ai} , которая находится по формуле (55):

$$\varepsilon_{ai} = \varepsilon_m \left[1 - \frac{h_{oi}}{h} (1 - \lambda) \right] \quad (55)$$

Принятые в уравнениях (53) и (54) обозначения те же, что и в (47), (48).

3.29. Расчет прочности внецентренно растянутого железобетонного элемента прямоугольного сечения со сквозными трещинами (сжатая зона бетона отсутствует) от нагрузки, действующей в одной из плоскостей симметрии сечения, нормального к продольной оси элемента, производится путем решения уравнений (56) и (57)

Предельный момент определяется по формуле (56)

$$M_p \leq M_n = \sum_{i=1}^n \sigma_{ai} f_{ai} h_{oi} - \frac{1}{2} N_p h \quad (56)$$

При этом, параметр $\gamma_a = \frac{\epsilon_a}{\epsilon_{an}}$, необходимый для определения напряжений σ_{ai} находится из уравнения (57); методом последовательного приближения

$$\sum_{i=1}^n \sigma_{ai} f_{ai} - N_p = 0 \quad (57)$$

где σ_{ai} определяется по ϵ_{ai}

$$\epsilon_{ai} = \epsilon_{an} \left[\gamma_a + \frac{h_{oi}}{h_o} (1 - \gamma_a) \right] \quad (58)$$

здесь ϵ_{an} - предельная относительная деформация арматуры;

ϵ_a - относительная деформация наиболее растянутого края сечения.

3.30. Расчет предварительно-напряженных элементов по методу изложенному в п.п. 3.25-3.31 настоящего Руководства производится в следующем порядке:

I. Определяются относительные деформации, возникающие в результате предварительного напряжения в ненапрягаемой и напрягаемой арматуре ϵ_a^H и ϵ_n^H

$$\epsilon_a^H = \frac{\sigma_s F_n}{E_s F_s + E_a F_a} \quad (59)$$

$$\varepsilon_n^H = \frac{\sigma_0}{E_n} \quad (60)$$

где σ_0 - предварительное напряжение в напрягаемой арматуре с учетом всех потерь.

2) По начальному приближению высоты сжатой зоны бетона определяются относительные деформации в бетоне и арматуре, возникшие от внешней нагрузки (без предварительного напряжения).

3) Определяются суммарные деформации, полученные в п.1 и п.2 (то есть: $\varepsilon_{a1} + \varepsilon_{a2}^H$).

4) По полученным суммарным деформациям определяются соответствующие им напряжения и их значения подставляются в уравнение равновесия (в уравнение суммы проекций всех сил на ось элемента). Если уравнение удовлетворяется, то переходим к п.5, если нет - расчет повторяется с п.2.

5) Определяется предельный момент.

6) Расчет элемента без предварительного напряжения производится в том же порядке, но п.1 и п.3 опускаются.

Пример расчета на прочность внецентренно сжатого элемента прямоугольного сечения удовлетворяющего условию $x > h$ (все сечение сжато).

Выполнена проверка сечения стойки СВ-6 (черт. № 7209тм-9) анкерно-угловой опоры с расщепленными оттяжками, расположенного на отметке поясов нижней траверсы. Величины расчетных усилий приняты такими, чтобы обеспечивалось сжатие всего сечения

$$N_p = 2190 \text{ кН} \quad M_p = 32 \text{ кН.м}$$

Бетон вибрированный М 300:

$$R_{np} = 13,5 \text{ МПа} ; \quad \bar{R} = 30 \text{ МПа} ; \quad R_o = 22,5 \text{ МПа}$$

$$E_s = 26000 \text{ МПа} ; \quad \varepsilon_m = 0,0025$$

Арматура:

напрягаемая 8 Ø І4 А-ІУ $F_H = 12,31 \text{ см}^2$

ненапрягаемая 8 Ø І2 А-ІУ $F_a = 9,05 \text{ см}^2$

$$R_a = R_H = 500 \text{ МПа} ; \quad R_H^H = 600 \text{ МПа} ;$$

$$E_a = E_H = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$$

Размеры сечения и расположение арматуры даны на рис.5

Граница нелинейного участка зависимости $\sigma_s - \varepsilon_s$:

$$\varepsilon_o = \frac{2 R_{np}}{0,717 E_s} = \frac{2 \cdot 13,5}{0,717 \cdot 0,26 \cdot 10^5} = 0,00145 <$$

$$< \varepsilon_m = 0,0025$$

Площадь сечения $F = b \cdot h = 37 \times 37 = 1369 \text{ см}^2$

Площадь бетона $F_s = F - (F_a + F_H) = 1369 - (9,05 + 12,31) = 1347,64 \text{ см}^2$

$$n_a = n_H = n = \frac{E_a}{E_s} = \frac{2 \cdot 10^5}{0,26 \cdot 10^5} = 7,7$$

Приведенная площадь бетона

$$F_n = F + (n - 1)(F_a + F_H) = 1369 + 6,7(9,05 + 12,31) = 1512 \text{ см}^2$$

Потери предварительного напряжения.

Контролируемая величина предварительного напряжения продольной арматуры

$$\sigma_{ок} = \frac{N_{ок}}{F_H} = \frac{400}{12,31} = 324,9 \text{ МПа}$$

где $N_{ок}$ - принятое (черт. № 7209ІІІ-9) общее усилие натяжения арматуры

а) первые потери

От релаксации -

$$\sigma_1 = 0,1 \sigma_{ок} - 20 = 0,1 \cdot 324,9 - 20 = 12,5 \text{ МПа}$$

От быстронатекающей ползучести бетона -

$$\sigma_{\delta n} = \frac{(\sigma_{ок} - \sigma_1) F_n}{F_n} = \frac{(324,9 - 12,5) \cdot 12,31}{1512} = 2,54 \text{ МПа}$$

$$\frac{\sigma_{\delta n}}{R_0} = \frac{2,54}{22,5} = 0,113 < \alpha = 0,6, \text{ поэтому}$$

$$\sigma_2 = 50 \frac{\sigma_{\delta n}}{R_0} \cdot 0,85 = 4,8 \text{ МПа}$$

б) Вторые потери

От усадки бетона

$$\sigma_3 = 35 \text{ МПа}$$

От ползучести бетона

$$\sigma_4 = 200 K \frac{\sigma_{\delta n}}{R_0} = 200 \cdot 0,85 \cdot \frac{2,54}{22,5} = 19,22 \text{ МПа}$$

Так как суммарная величина всех потерь меньше 100 МПа, то согласно п.І.26 СНиП П-2І-75 они принимаются равными 100 МПа.

Предварительное напряжение после проявления всех потерь

$$\sigma_0 = 324,9 - 100 = 224,9 \text{ МПа}$$

Относительные деформации, возникающие в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре от предварительного напряжения, соответственно равны:

$$\epsilon_n^H = \frac{\sigma_0}{E_n} = \frac{224,9}{2 \cdot 10^5} = 0,001125$$

$$\epsilon_a^H = \frac{\sigma_0 F_n}{E_s F_s + E_a F_a} = \frac{224,9 \cdot 12,31}{(0,26 \cdot 1347,64 + 2 \cdot 9,05) \cdot 10^5} = 0,000075$$

Относительные деформации, возникшие от внешней нагрузки определяются по формуле (52);

$$\varepsilon_{ai} = \varepsilon_m - \frac{h_{oi}}{h} (\varepsilon_m - \nu_0 \varepsilon_0) \quad (52)$$

На рис.6 изображена эпюра деформаций и напряжений по высоте сечения элемента.

По значениям суммарных деформаций, согласно п.3.30 настоящего Руководства по диаграмме $\sigma - \varepsilon$ рис.7 определяются напряжения σ_{ai} .

Для решения уравнения равновесия (50) следует задаваться параметром ν_0 . Предельный момент находится по формуле (49) В нашем примере уравнение (50) удовлетворяется при $\nu_0 = 0,5$, при этом из формулы (51):

$$x_0 = \frac{1 - \nu_0}{\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_0} - \nu_0} \cdot h = \frac{1 - 0,5}{\frac{0,0025}{0,00145} - 0,5} \cdot 37 = 15,10 \text{ см}$$

Все вычисления, связанные с определением высоты сжатой зоны и предельного момента M_n сведены в таблицу:

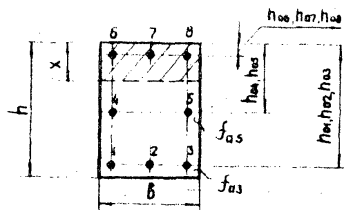


Рис. 4. Геометрические параметры прямоугольного сечения.

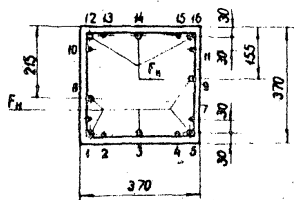


Рис. 5. Размеры сечения и расположение арматуры в сечении стойки опоры, СВ-6 на отметке поясов нижней траверсы.

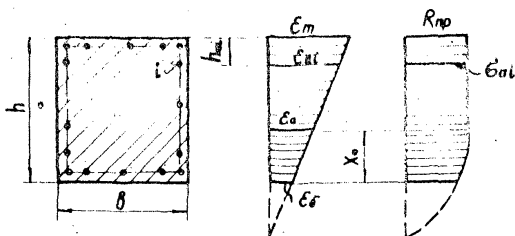


Рис. 6. Эпюра деформаций и напряжений по высоте сечения элемента.

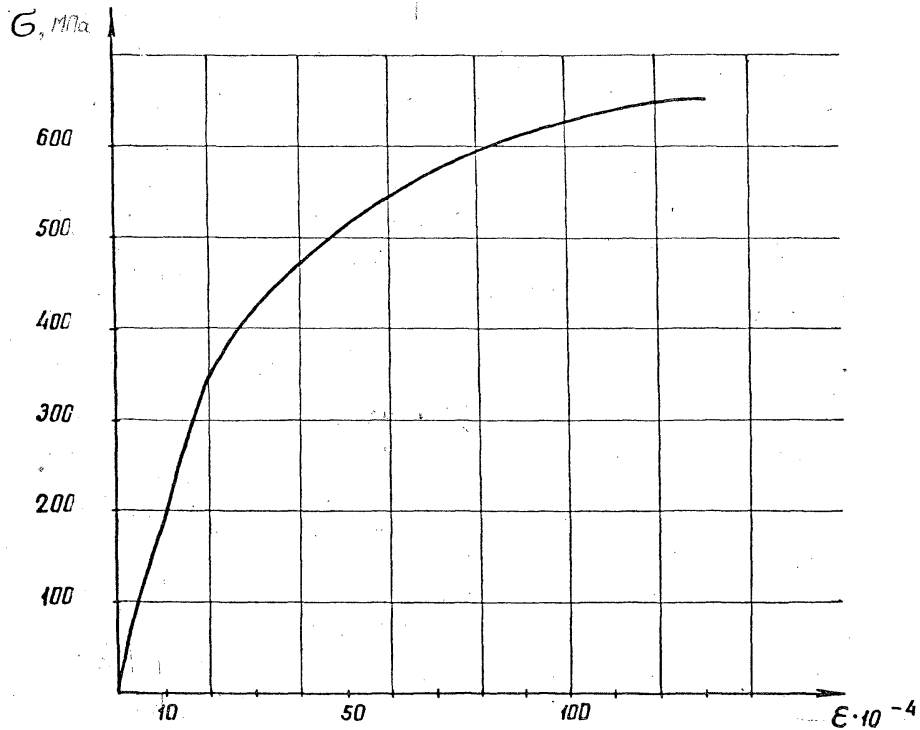


Рис.7. Диаграмма σ - ϵ построенная для расчетных сопротивлений арматуры класса А-IV.

Все вычисления, связанные с определением высоты сжатой зоны и предельного момента M_n сведены в таблицу

| Номер стержня i | f_{ai} см ² | h_{oi} см | ОТНОСИТ. деформ. $\varepsilon_{ai} = \varepsilon_m \left(1 - \frac{h_{oi}}{h}\right) + \varepsilon_c \gamma_c \frac{h_{oi}}{h}$ | ε_{ai} | $\sum \varepsilon_{ai}$ | σ_{ai} МПа | $\sigma_{ai} f_{ai}$ кН | $h_{oi} - h$ | $\sigma_{ai} f_{ai} (h_{oi} - h)$ кН.м |
|----------------------|-----------------------------|----------------|--|--------------------|-------------------------|----------------------|----------------------------|--------------|---|
| 1,3,5 | 4,62 | 34 | -0,000869 | 0,001125 | 0,000256 | 51,2 | 23,65 | -3 | -0,7 |
| 2,4 | 2,26 | 34 | -0,000869 | -0,000075 | -0,000944 | -188,8 | -42,67 | -3 | 1,3 |
| 6,7 | 2,26 | 31 | -0,001010 | -0,000075 | -0,001085 | -210,0 | -47,46 | -6 | 2,8 |
| 8 | 1,54 | 21,5 | -0,001468 | 0,001125 | -0,000343 | -68,0 | -10,58 | -15,5 | 1,6 |
| 9 | 1,54 | 15,5 | -0,001756 | 0,001125 | -0,000631 | -126,3 | -19,45 | -21,5 | 4,2 |
| 10,11 | 2,26 | 6 | -0,002210 | -0,000075 | -0,002285 | -365,0 | -82,49 | -31 | 25,6 |
| 13,15 | 2,26 | 3 | -0,002350 | -0,000075 | -0,002425 | -375,0 | -84,75 | -34 | 28,8 |
| 12,14,16 | 4,62 | 3 | -0,002360 | 0,001125 | -0,001235 | -235,0 | -108,57 | -34 | 36,9 |

$$\sum_{i=1}^n = -372,32 \quad \sum_{i=1}^n = 100,5$$

Подставим в уравнение (50):

$$\frac{1}{4} R_{np} b x_0 (3 + 3\lambda_0 - 3\lambda_0^2 + \lambda_0^3) + R_{np} b (h - x_0) - \sum_{i=1}^n G_{ai} f_{ai} - N_p = 0$$

$$\frac{I}{4} \cdot 13,5 \cdot 37 \cdot 15,1 (3 + 3 \cdot 0,5 - 3 \cdot 0,5^2 + 0,5^3) \cdot 10^{-1} + 13,5 \cdot 37 \cdot$$

$$(37 - 15,1) \cdot 10^{-1} + 372,32 - 2190 \approx 0$$

Момент из уравнения (49):

$$M_n = \frac{1}{20} R_{np} b x_0^2 (9 + 3\lambda_0 - 3\lambda_0^2 + \lambda_0^3) + \frac{1}{2} R_{np} b (h^2 - x_0^2) +$$

$$+ \sum_{i=1}^n G_{ai} f_{ai} (h_{oi} - h) - N_p \frac{h}{2} = \frac{I}{20} 13,5 \cdot 37 \cdot 15,1^2 \cdot$$

$$\cdot (9 + 3 \cdot 0,5 - 3 \cdot 0,5^2 + 0,5^3) \cdot 10^{-3} + \frac{I}{2} \cdot 13,5 \cdot 37 \cdot (37^2 - 15,1^2) \cdot$$

$$10^{-3} + 100,5 - 2190 \cdot \frac{37}{2} \cdot 10^{-2} = 36,5 \text{ кН.м}$$

Пример расчета на прочность внецентренно сжатого элемента прямоугольного сечения, удовлетворяющего условию $x < h$.

Выполнена проверка вибрированной стойки СВ-4 (чертеж № 7269ТМ-7) промежуточной опоры.

Усилия создаваемые расчетными нагрузками в опорном сечении

$$M_p = 158 \text{ кН.м} \quad N_p = 50 \text{ кН}$$

Характеристики сечения

$$b = 37 \text{ см}; \quad h = 38 \text{ см}; \quad \alpha = \alpha' = 3,0 \text{ см}$$

Продольная арматура:

| | | |
|---------------|-------------|----------------------------|
| напрягаемая | 8 Ø 14 А ІУ | $F_n = 12,31 \text{ см}^2$ |
| ненапрягаемая | 8 Ø 12 А ІУ | $F_a = 9,05 \text{ см}^2$ |

$$R_a = R_n = 500 \text{ МПа}$$

$$R_n^u = 600 \text{ МПа}$$

$$E_a = E_n = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$$

Бетон тяжелый марки М 500

$$\bar{R} = 30 \text{ МПа}; \quad R_o = 22,5 \text{ МПа}; \quad R_{np} = 13,5 \text{ МПа}$$

$$E_s = 26000 \text{ МПа}; \quad \varepsilon_m = 0,0025$$

Размеры сечения и распределение арматуры даны на рис. 8

Коэффициенты условий работы

$$m_{\delta_1} = 1,1; \quad m_{\delta_H} = 1,0$$

$$m_{\delta_1} \cdot m_{\delta_H} \cdot R_{np} = 1,1 \cdot 1,0 \cdot 13,5 = 14,85 \text{ МПа}$$

Величина контролируемого напряжения арматуры

$$\sigma_{ок} = 0,9 R_H = 0,9 \cdot 600 = 540 \text{ МПа}$$

$$n_a = n_H = n = \frac{E_a}{E_H} = \frac{2 \cdot 10^5}{0,26 \cdot 10^5} = 7,7$$

Площадь сечения бетона

$$F_s = b h - (F_a + F_H) = 37,38 - (9,05 + 12,31) = 1384,64 \text{ см}^2$$

Приведенная площадь бетона

$$F_n = F_s + (n - 1)(F_a + F_H) = 1384,64 + 6,7 \cdot (9,05 + 12,31) = 1550 \text{ см}^2$$

Потери предварительного напряжения арматуры

а) первые потери

От релаксации

$$\sigma_1 = 0,1 \sigma_{ок} - 20 = 0,1 \cdot 540 - 20 = 34 \text{ МПа}$$

От быстроснатекающей ползучести

$$\sigma_{\delta_H} = \frac{(\sigma_{ок} - \sigma_1) F_H}{F_n} = \frac{(540 - 34) \cdot 12,31}{1550} = 4,019 \text{ МПа}$$

Так как $\frac{\sigma_{\delta_H}}{R_o} = \frac{4,019}{22,5} = 0,179 < \alpha = 0,6$, то

$$\sigma_2 = 50 \cdot \frac{\sigma_{\delta_H}}{R_o} \cdot 0,85 = 42,5 \cdot 0,179 = 7,6 \text{ МПа}$$

б) Вторые потери

От усадки бетона

$$\sigma_3 = 35 \text{ МПа}$$

От ползучести бетона

$$\sigma_4 = 200 \frac{\sigma_{\text{н}}}{R_0} \cdot K = 200 \cdot 0,179 \cdot 0,85 = 30,4 \text{ МПа}$$

Суммарная величина потерь напряжений

$$\sigma_n = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 = 34 + 7,6 + 35 + 30,4 = 107 \text{ МПа}$$

Предварительное напряжение после проявления всех потерь

$$\sigma_0 = \sigma_{0к} - \sigma_n = 540 - 107 = 433 \text{ МПа}$$

Относительная деформация напрягаемой арматуры

$$\varepsilon_n^m = \frac{433}{2 \cdot 10^5} = 0,00217.$$

Ненапрягаемой -

$$\varepsilon_a^m = \frac{\sigma_0 \cdot F_n}{E_s F_s + E_a F_a} = \frac{433 \cdot 12,31}{(0,26 \cdot 1384,64 + 2 \cdot 9,05) \cdot 10^5} = 0,000141$$

Граница нелинейного участка зависимости $\sigma_s - \varepsilon_s$

$$\varepsilon_0 = \frac{2 R_{np}}{0,717 E_s} = \frac{2 \cdot 14,85}{0,717 \cdot 0,26 \cdot 10^5} = 0,00159 < \varepsilon_m = 0,0025$$

Относительные деформации, возникающие от внешней нагрузки определяются по формуле:

$$\varepsilon_{oi} = \frac{\varepsilon_m (h_{oi} - x)}{x}$$

На рис.9 изображена эпюра деформаций и напряжений по высоте сечения элемента.

По значениям суммарных деформаций, согласно п.3.30 настоящего Руководства по диаграмме $\sigma - \varepsilon$ рис.7 определяются напряжения σ_{oi} .

Для решения уравнения равновесия (46) следует задаваться параметром x . Предельный момент находится по формуле (45).

В нашем примере уравнение (46) удовлетворяется при $x=12,1$ см.

Все вычисления, связанные с определением высоты сжатой зоны и предельного момента M_n сведены в таблицу:

30417M-11

| Номер стержня i | f_{ai} см ² | h_{oi} см | Относит. деформ. $(\frac{h_{oi}}{x} - 1) \varepsilon_m$ | ε_{ai} | $\sum \varepsilon_{ai}$ | σ_{ai} МПа | $\sigma_{ai} f_{ai}$ кН | $h_{oi} - x$ см | $\sigma_{ai} f_{ai} (h_{oi} - x)$ кН.м |
|----------------------|-----------------------------|----------------|--|--------------------|-------------------------|----------------------|----------------------------|--------------------|---|
| 1,3,5 | 4,62 | 35 | 0,00473 | 0,00217 | 0,0069 | 570 | 263,34 | 22,9 | 60,3 |
| 2,4 | 2,26 | 35 | 0,00473 | -0,000141 | 0,00459 | 500 | 113,00 | 22,9 | 25,9 |
| 6,7 | 2,26 | 32 | 0,00411 | -0,000141 | 0,00397 | 470 | 106,22 | 19,9 | 21,1 |
| 8 | 1,54 | 22 | 0,002045 | 0,00217 | 0,004215 | 480 | 73,92 | 9,9 | 7,3 |
| 9 | 1,54 | 16 | 0,000806 | 0,00217 | 0,00298 | 417,5 | 64,30 | 3,9 | 2,5 |
| 10,11 | 2,26 | 6 | -0,00126 | -0,000141 | -0,001401 | -270 | -61,02 | -6,1 | 3,7 |
| 13,15 | 2,26 | 3 | -0,00188 | -0,000141 | -0,002021 | -340 | -76,84 | -9,1 | 7,0 |
| 12,14,16 | 4,62 | 3 | -0,00188 | 0,00217 | 0,00029 | 58 | 26,78 | -9,1 | -2,4 |

$$\sum_{i=1}^n = 509,70$$

$$\sum_{i=1}^n = 125,4$$

Проверим подстановкой в уравнение (46):

$$R_{np} b x \left(1 - 0,25 \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_m}\right) - \sum_{i=1}^n \sigma_{ai} f_{ai} - N_p = 0$$

$$14,85 \cdot 37 \cdot 12,1 \cdot (1 - 0,25 \cdot \frac{0,00159}{0,0025}) \cdot 10^{-1} - 509,7 - 50 \approx 0$$

Предельный момент по формуле (45)

$$M_n = 0,5 R_{np} b x^2 \left(1 - 0,1 \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_m}\right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{ai} f_{ai} (h_{oi} - x) + N_p \left(\frac{h}{2} - x\right) =$$

$$= 0,5 \cdot 14,85 \cdot 37 \cdot 12,1^2 (1 - 0,1 \frac{0,00159^2}{0,0025^2}) 10^{-3} + 125,4 +$$

$$+ 50 \cdot \left(\frac{38}{2} - 12,1\right) \cdot 10^{-2} = 167,4 \text{ кН.м}$$

Пример расчета на прочность внецентренно растянутого железобетонного элемента прямоугольного сечения когда $X = 0$ (все сечение растянуто).

Выполнена проверка стойки фундамента Ф2-А по типовому проекту серии 3.407-И15, чертежи КИЗ и КИ4.

Характеристики сечения даны на рис.10. Арматура ненапрягаемая 8Ø 25 А-Ш. Предельная относительная деформация (принятая в расчете) $\varepsilon_{an} = 0,015$

Расчетная величина растягивающей силы

$$N_p = 1424 \text{ кН}$$

Из уравнения (57) методом последовательных приближений находим ν_a .

Для арматуры класса А-Ш принимается диаграмма Прандтля с площадкой текучести $\sigma_T = R_a^H = 400 \text{ МПа}$

Относительная деформация, соответствующая пределу пропорциональности

$$\varepsilon_T = \frac{400}{2 \cdot 10^5} = 0,002$$

Уравнение (57) удовлетворяется при $\nu_a = 0,1$
 Все вычисления сведены в таблицу:

| Номера стержней | f_{ai} см ² | $\varepsilon_{ai} = \varepsilon_{on}[\nu_a + \frac{h_{ai}(1-\nu_a)}{h_a}]$ | ε_a | σ_{ai} МПа | $\sigma_{ai} f_{ai}$ кН | h_{ai} | $\sigma_{ai} f_{ai} h_{ai}$ кН.м |
|-----------------|-----------------------------|--|-----------------|----------------------|----------------------------|----------------|-------------------------------------|
| 1,2,3 | 14,73 | 0,0015 | 0 | 300 | 441,90 | 4 | 17,7 |
| 4 | 4,909 | 0,00614 | 0 | 400 | 196,36 | 15 | 29,5 |
| 5 | 4,909 | 0,01036 | 0 | 400 | 196,36 | 25 | 49,1 |
| 6,7,8 | 14,73 | 0,015 | 0 | 400 | 589,20 | 36 | 212,1 |
| | | | | $\sum_{i=1}^n$ | =1423,82 | $\sum_{i=1}^n$ | =308,4 |

Делаем проверку подстановкой в уравнение (57):

$$\sum_{i=1}^n \sigma_{ai} f_{ai} - N_p = 1423,82 - 1424 \approx 0$$

Предельный момент определяем по (56):

$$M_n = \sum_{i=1}^n \sigma_{ai} f_{ai} h_{ai} - \frac{1}{2} N_p h = 308,4 - 1424 \cdot \frac{40}{2} \cdot 10^{-2} = 23,6 \text{ кН.м}$$

3.31. Расчет плит грибовидных подножников, когда изгибающий момент действует в плоскости оси симметрии сечения параллельной сторонам плиты, в общем случае, т.е. при любых значениях высоты сжатой зоны, в зависимости от направления изгибающего момента рекомендуется производить:

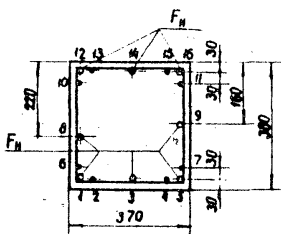


Рис.8. Размеры сечения и расположение арматуры в сечении стойки опоры СВ-4 на отметке опорного сечения.

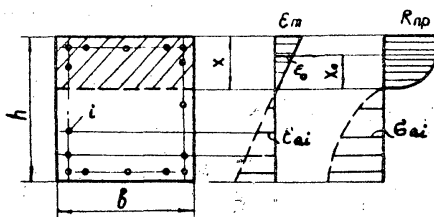


Рис.9. Эпюра деформаций и напряжений по высоте сечения элемента.

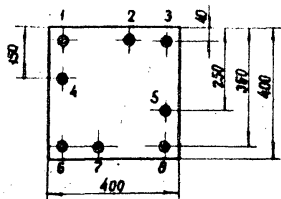


Рис.10. Размеры сечения и расположение арматуры в сечении стойки фундамента Ф2-А.

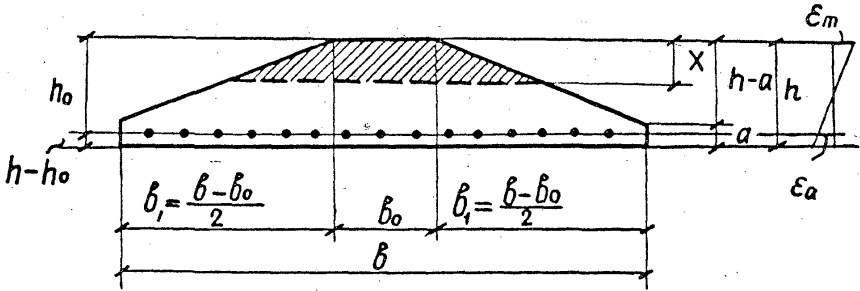


Рис. II. Расчетное сечение плиты сжатого грибовидного подножника.

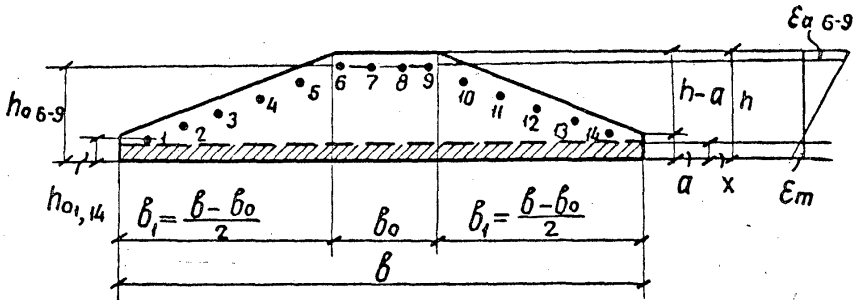


Рис. 12. Расчетное сечение плиты выдерживаемого грибовидного подножника

а) сжатая зона расположена в верхней части сечения (рис.ІІ).

Предельный изгибающий момент определяется по формуле

$$M_n = R_{np} \left[\frac{(b-b_0)x^3}{6(h-a)} + \frac{b_0 x^2}{2} \right] + \sum_{i=1}^n \sigma_{ai} f_{ai} x_{ai} \quad (61)$$

При этом, высота сжатой зоны x определяется из уравнения

$$x^2 + Ax - B \sum_{i=1}^n \sigma_{ai} f_{ai} = 0 \quad (62)$$

где $A = \frac{2(h-a)b_0}{b-b_0}$; $B = \frac{2(h-a)}{R_{np}(b-b_0)}$

Принятые обозначения даны на рис.ІІ

б) Сжатая зона расположена в нижней части сечения (рис.І2).

Прямоугольный участок отсутствует ($a = 0$).

Предельный изгибающий момент определяется по формуле

$$M_n = R_{np} \left[\frac{bx^2}{2} - \frac{(b-b_0)x^3}{6h} \right] + \sum_{i=1}^n \sigma_{ai} f_{ai} (h_{oi} - x) \quad (63)$$

высота сжатой зоны из уравнения

$$x^2 - Ax + B \sum_{i=1}^n \sigma_{ai} f_{ai} = 0 \quad (64)$$

где $A = \frac{2bh}{b-b_0}$; $B = \frac{2h}{R_{np}(b-b_0)}$

Сечение имеет прямоугольный участок ($a \neq 0$).

Если высота сжатой зоны находится в пределах прямоугольного участка сечения ($x \leq a$), то предельный момент определяется по формуле

$$M_n = \frac{1}{2} R_{np} b x^2 + \sum_{i=1}^n \sigma_{ai} f_{ai} (h_{oi} - x) \quad (65)$$

а высота сжатой зоны - из уравнения

$$R_{np} b x - \sum_{i=1}^n \sigma_{ai} f_{ai} = 0 \quad (66)$$

Если высота сжатой зоны находится в пределах трапецеидного участка сечения ($x > a$), то предельный момент определяется по формуле

$$M_n = R_{np} \left[\frac{dx^2}{2} - \frac{(d-b)a^2}{2} + \frac{(d-b_0)a^2 x}{2h} - \frac{(d-b_0)x^3}{6h} - \frac{(d-b_0)a^3}{3h} \right] + \sum_{i=1}^n \sigma_{ai} f_{ai} (h_{oi} - x) \quad (67)$$

а высота сжатой зоны - из уравнения

$$x^2 - \bar{A}x + \bar{B} + \bar{C} \sum_{i=1}^n \sigma_{ai} f_{ai} = 0 \quad (68)$$

где

$$\bar{A} = \frac{[d + (d-b_0) \frac{a}{h}] 2h}{d-b_0};$$

$$\bar{B} = \frac{[2a + (d-b_0) \frac{a^2}{2h}] 2h}{d-b_0};$$

$$\bar{C} = \frac{2h}{R_{np} (b-b_0)}; \quad d = b + 2a$$

Пример расчета по прочности изгибаемого элемента трапецеидального сечения (плита сжатоопрокидываемого грибовидного фундамента промежуточной опоры).

Расчетное сечение дано на рис. II.

Характеристики сечения:

$$b = 200 \text{ см}, \quad b_0 = 40 \text{ см}; \quad a_n = 10 \text{ см}; \quad h = 40 \text{ см}; \\ h_0 = 36 \text{ см}$$

Бетон М 300, $R_{np} = 135 \text{ МПа}$, $E_s = 0,26 \cdot 10^5 \text{ МПа}$.

$$\epsilon_m = 0,003$$

Арматура ненапрягаемая 15 Ø 22 А-III $R_a = 340$ МПа;

$$E_a = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа} \quad F_a = 57,02 \text{ см}^2 \text{ (15Ø 22)}$$

С учетом коэффициента $m_{a_i} = 1,1$ (табл.15 СНиП II-21-75)

$$R_{np} = 13,5 \cdot 1,1 = 14,85 \text{ МПа}$$

Определяем высоту сжатой зоны из (62)

$$A = \frac{2(40-10) \cdot 40}{200 - 40} = 15$$

$$B = \frac{2(40-10)}{14,85(200-40)} = 0,0253$$

$$x^2 + 15x - 0,0253 \cdot 57,02 \quad \sigma_{a_i} = 0$$

Исходим из допущения, что $\epsilon_a > \epsilon_y$, тогда

$$\sigma_{a_i} = R_a = 340 \text{ МПа}$$

$$x^2 + 15x - 0,0253 \cdot 57,02 \cdot 340 = 0$$

$$x = 15,74 \text{ см}$$

$$\epsilon_{a_i} = \frac{0,003(36-15,74)}{15,74} = 0,00386 > \epsilon_y = 0,0017$$

$$x_{a_i} = 36 - 15,74 = 20,26 \text{ см}$$

$$M_n = 14,85 \cdot \left/ \frac{(200-40) \cdot 15,74^3}{6(40-10)} + \frac{40 \cdot 15,74^2}{2} \right/ +$$

$$+ 340 \cdot 57,02 \cdot 20,26 = 517,9 \text{ кН·м}$$

Пример расчета по прочности изгибаемого элемента трапециевидного сечения (плита грибовидного фундамента промежуточной опоры, работающего на выдергивание с опрокидыванием). Расчетное сечение дано на рис.12.

Исходные данные: бетон М300; $R_{np} = 13,5$ МПа;

$$E_s = 0,26 \cdot 10^5 \text{ МПа}; \quad \epsilon_m = 0,003$$

Характеристики сечения:

$$b = 200 \text{ см}; \quad b_0 = 40 \text{ см}; \quad a = 10 \text{ см}; \quad h = 40 \text{ см}; \quad h_0 = 36 \text{ см}$$

Арматура ненапрягаемая 15 \emptyset 22 А-III; $f_a = 3,801 \text{ см}^2$

$$R_a = 340 \text{ МПа}; \quad E_a = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}; \quad \varepsilon_y = 0,0017$$

С учетом коэффициента $m_{b1} = 1,1$

$$R_{np} = 13,5 \cdot 1,1 = 14,85 \text{ МПа}$$

Задаемся $X=10 \text{ см}$

| Номера стержней i | f_{ai} см ² | $\varepsilon_{ai} = \frac{\varepsilon_m(h_{0i} - x)}{x}$ | h_{0i} см | σ_{ai} МПа | $\sigma_{ai} f_{ai}$ кН |
|------------------------|-----------------------------|--|----------------|----------------------|----------------------------|
| 1,14 | 7,602 | -0,0012 | 6 | -240 | -182,448 |
| 2,13 | 7,602 | 0,0006 | 12 | 120 | 91,224 |
| 3,12 | 7,602 | 0,0024 | 18 | 340 | 258,468 |
| 4,11 | 7,602 | 0,0042 | 24 | 340 | 258,468 |
| 5,10 | 7,602 | 0,0060 | 30 | 340 | 258,468 |
| 6,7,8,9 | 15,204 | 0,0078 | 36 | 340 | 516,936 |

$$\sum_{i=1}^n = 1201,116$$

Делаем проверку подстановкой в уравнение (66):

$$R_{np} b x - \sum_{i=1}^n \sigma_{ai} f_{ai} = 14,85 \cdot 200 \cdot 10 \cdot 10^{-1} - 1201,116 =$$

$$= 2970 - 1201,116 - \text{уравнение (66) не удовлетворяется,}$$

принятое X велико.

Уравнение (66) удовлетворяется при $x = 5,4 \text{ см}$

$$\varepsilon_{1,14} = \frac{0,003(6-5,4)}{5,4} = 0,000333 \quad \sigma_{1,14} = 66,6 \text{ МПа}$$

$$\varepsilon_{2,13} = \frac{0,003(12-5,4)}{5,4} = 0,00367 \quad \sigma_{2,13} = 340 \text{ МПа}$$

$$\varepsilon_{3-12} > \varepsilon_y \quad \sigma_{3-12} = 340 \text{ МПа}$$

$$14,85 \cdot 200 \cdot 5,4 - 3,801 \cdot (2 \cdot 66,6 + 12 \cdot 340) \approx 0$$

Предельный момент находим по формуле (65):

$$M_n = \frac{148,5 \cdot 5,4^2 \cdot 200}{2} + 3,801 / (2 \cdot 66,6 + 0,6 + 340(2 \cdot 6,6 + 2 \cdot 12,6 + 2 \cdot 18,6 + 2 \cdot 24,6 + 4 \cdot 30,6)) / = 363,1 \text{ кН.м}$$

3.32. Площадь поперечного сечения однозаходной охватывающей продольную арматуру спирали, соответствующая I метру длины элемента кольцевого сечения, требуемой по условиям действия поперечной силы, рекомендуется определять по формуле

$$F_{ca} = \frac{100 Q^2}{4 Q'_s R_{ax}} \quad (69)$$

$$Q'_s = 0,38 (y_a + r)^2 R_{np} \quad (70)$$

$$\text{где } y_a = \frac{\frac{1}{2}(\pi - \alpha) - \frac{1}{4} \sin 2\theta}{\sin \theta + (\pi - \theta) \cos \theta} \quad (71)$$

Параметр θ определяется из уравнения, которое решается подбором или графически $\text{tg } \theta - \theta = \pi \mu n'$

$$\mu n' = \frac{E_a F_a + E_n F_n}{0,85 E_s F} \quad (72)$$

3.33. Расчет по деформации железобетонных элементов кольцевого сечения (конических и цилиндрических труб) производится в соответствии с указаниями настоящего раздела.

3.34. Деформации железобетонных элементов кольцевого сечения с напряжением всей или части продольной арматуры от нагрузок не вызывающих образования трещин, вычисляются как упругие деформации по жесткости B.

$$B = 0,85 E_s J_n \quad (73)$$

E_s - начальный модуль упругости бетона при сжатии.

Для элементов с напрягаемой арматурой принимается коэффициент m_{δ_n} в соответствии с п.2.15 настоящего Руководства.

J_n - момент инерции приведенного сечения трубы.

$$J_n = \frac{\pi}{8} \delta_3 D_{cp}^3 \quad (74)$$

где D_{cp} - средний диаметр кольцевого сечения ;
 δ_3 - эквивалентная (с учетом продольной арматуры) толщина стенки трубы .

$$\delta_3 = \delta [1 + m(n-1)] \quad (75)$$

При выполнении проверочных расчетов допускается момент инерции сечения определять по фактической толщине стенки, т.е. без учета продольной арматуры.

При определении прогибов свободностоящих опор момент инерции J_n определяется для сечения, расположенного на отметке заземления; за которое условно принимается сечение, расположенное на отметке поверхности грунта. При определении прогибов стоек одноэтажных и порталных опор на оттяжках, выполняемых из цилиндрических железобетонных труб с постоянной по длине толщиной стенки, момент инерции рекомендуется определять по сечению с наименьшим армированием.

3.35. Деформации железобетонных элементов кольцевого сечения с обычной, предварительно напряженной и смешанной продольной арматурой, если при действии внешних нагрузок трещины образуются, вычисляются как упруго-пластические дефор-

мации по кривизнам, определяемым по п.3.39.

3.36. Определение стрел прогиба, заземленных свободностоящих стоек, f_p (рис.13) из конических или цилиндрических железобетонных труб, а также из вибрированных призматических и пирамидальных сплошных и коробчатых элементов квадратного и прямоугольного сечений с обычной, предварительно напряженной и смешанной продольной арматурой от действия горизонтальных сосредоточенных сил и распределенных нагрузок, если при их действии образуются трещины, допускается про-изводить по следующим формулам:

$$\left. \begin{array}{l} \text{при } h_i > H_0 \\ \text{при } h_i < H_0 \end{array} \right\} \begin{array}{l} f_i = \frac{H_0^2}{3} \frac{1}{\rho} \left(\frac{3}{2} \nu_i - \frac{1}{2} \right) \omega_3 C. \\ f_i = \frac{h_i^2}{3} \frac{1}{\rho} \left(\frac{3}{2} - \frac{1}{2} \nu_i \right) \omega_3 C. \end{array} \quad (76)$$

где $\nu_i = \frac{h_i}{H_0}$

$H_0 = \frac{M_{он}}{Q_{он}}$ - высота равнодействующей всех горизонтальных нагрузок с учетом влияния моментов, создаваемых вертикальными неуравновешенными нагрузками;

$M_{он}$ и $Q_{он}$ - изгибающий момент и перерезывающая сила, создаваемые горизонтальными и неуравновешенными вертикальными нагрузками в опорном сечении

h_i - высота до отметки оси стойки, для которой определяется прогиб

$\frac{1}{\rho}$ - кривизна в опорном сечении, подсчитанная в соответствии с п.3.39, а для прямоугольных и коробчатых сечений по указаниям Руководства [I]

ω_3 - коэффициент полноты эпюр кривизн - принимается по табл. I

C_0 - коэффициент, учитывающий увеличение прогиба стойки за счет действия вертикальных осесимметричных сил при ее отклонении и изгибе определяемый в соответствии с указаниями п.3.38.

ПРИМЕЧАНИЕ: Здесь и в дальнейшем к осесимметричным отнесены нагрузки, обусловленные весом проводов, гололедных отложений, оборудования и конструкций, симметричных относительно оси стойки недеформированной опоры.

Табл. I

Значения коэффициента ω_3

| Тип опор | Вид арматуры | Значения ω_3 , при толщине стенки гололеда мм нормируемой плотности | | | |
|---|------------------------------------|--|--------|--------|--------|
| | | $C \leq 5$ | $C=10$ | $C=15$ | $C=20$ |
| Одноцепные с треугольным расположением проводов | стержневая смешанная | 0,90 | 1,0 | 1,05 | 1,10 |
| | проволочная (прядевая) напряженная | 0,85 | 0,95 | 1,0 | 1,05 |
| Двухцепные с расположением проводов по шестиугольнику | стержневая смешанная | 0,95 | 1,05 | 1,10 | 1,15 |
| | проволочная (прядевая) напряженная | 0,90 | 1,0 | 1,05 | 1,10 |

3.37. Определение стрел прогиба f_p заземленных свободностоящих стоек из конических или цилиндрических железобетонных

бетонных труб с предварительно напряженной или смешанной продольной арматурой от действия горизонтальных сосредоточенных сил и распределенных нагрузок, если при их действии трещины не образуются, допускается производить по формуле

$$f = \frac{Q h_{\min}^3}{3 B_1} (\sqrt{m_1} - \sqrt{m_2}) C_0 \quad (77)$$

m_1 и m_2 - коэффициенты, учитывающие изменение по длине геометрических размеров сечений стойки.

Для стоек из конических и цилиндрических труб определяются по табл. 2 и 3.

3.38. Коэффициент C_0 , учитывающий увеличение прогибов жесткозаемленных свободностоящих стоек из конических или цилиндрических железобетонных труб за счет действия вертикальных (весовых) нагрузок при их отклонении от вертикали за счет изгиба и деформаций грунта основания, рекомендуется определять по формуле

$$C_0 = \frac{1}{1 + \frac{N_{np}}{N_{кр}}} \quad (78)$$

где:

N_{np} - приведенная к отметке верхнего сечения стойки сосредоточенная вертикальная сила

$$N_{np} = \sum_{i=1}^n G_i \frac{f_{ii}}{f_{in}} \frac{h_n}{h_i} \quad (79)$$

G_i - учитываемая в расчете вертикальная сосредоточенная сила, действующая на отметке h_i ;

f_{ii} - прогиб стойки на отметке h_i от единичной горизонтальной силы, приложенной на отметке h_n ;

f_{in} - прогиб стойки на отметке, определяемой высотой h_n от единичной горизонтальной силы, приложенной на той же отметке;

h_i - высота до отметки приложения силы G_i ;

h_n - высота до отметки, к которой приводятся вертикальные силы;

$N_{кр}$ - "критическая" сила, характеризующая общую устойчивость опоры (с учетом закрепления) на рассматриваемой стадии нагружения

$$N_{кр} = \frac{\pi^2}{12} \frac{h_n}{f_1} \quad (80)$$

где:

f_i - прогиб стойки на отметке h_n , обусловленный изгибом стойки и ее отклонением вследствие деформаций грунта основания от единичной горизонтальной силы, приложенной на той же отметке

$$f_i = f_{ia} + f_{ir} \quad (81)$$

f_{ia} - прогиб стойки на отметке h_n от единичной горизонтальной силы, приложенной на той же отметке в предположении, что стойка жестко заземлена. Если трещины не образуются f_{ia} определяется по ф-ле (77) при $Q = I$, $\nu = I$, $C_0 = I$ и $h_{min} = h_n$. Если трещины образуются f_{ia} принимается равной

$$f_{ia} = f_a \frac{h_n}{M} \quad (82)$$

f_a - стрела прогиба на отметке h_n , определяемая по формуле (76) от всех учитываемых горизонтальных и неуравновешенных вертикальных нагрузок (при $C_0 = I$);

M - изгибающий момент в опорном сечении, создаваемый теми же нагрузками;

f_{1r} - отклонение стойки на отметке h_n от единичной горизонтальной силы, приложенной на той же отметке, за счет деформаций грунта

$$f_{1r} = \frac{0,01 h_n (h_n + 2)}{M_r^H} \quad (83)$$

M_r^H - наибольший из опрокидывающих моментов (изгибающие моменты на отметке поверхности земли), действующих в одной плоскости, от нормативных значений горизонтальных и неравновешенных вертикальных нагрузок.

3.39. Кривизны железобетонных элементов кольцевого сечения (конических и цилиндрических труб) с обычной, предварительно напряженной и смешанной продольной арматурой, в которых при действии учитываемых внешних нагрузок образуются трещины, рекомендуется определять по формуле

$$\frac{1}{R} = \frac{\varepsilon_{sc} + \varepsilon_{ac}}{D - a} \quad (84)$$

Здесь:

D - наружный диаметр кольцевого сечения ;

a - расстояние по радиусу от осей стержней продольной арматуры до наружной поверхности ($a = r_2 - r_a$) ;

ε_{sc} - средняя относительная деформация наиболее удаленного от нейтральной оси волокна бетона сжатой зоны

$$\varepsilon_{sc} = \frac{\sigma_s \psi_s}{E_s \sqrt{s}} \quad (85)$$

Ψ_{δ} - отношение средних деформаций бетона на сжатой грани между трещинами к деформациям бетона над трещиной.

При расчете прогибов элементов кольцевого сечения его значение рекомендуется принимать равным

$$\Psi_{\delta} = 0,9$$

ν_{δ} - коэффициент, учитывающий неупругие деформации бетона и равный отношению упругой части деформации наиболее удаленного от нейтральной оси волокна сжатой зоны сечения к полной его деформации, включающей все виды неупругой деформации бетона (ползучесть, усадку, пластические деформации). Значения коэффициента ν_{δ} для случая действия кратковременных нагрузок должны приниматься по кривым рис.14 в зависимости от отношения $\frac{\sigma_{\delta}}{R_{нп}^n}$

σ_{δ} - напряжение в бетоне сжатой зоны.

$$\sigma_{\delta} = \frac{M_n + (N_0 \pm N) \alpha z}{F \alpha z \left(1 + \mu n \frac{\omega_{ac}}{\nu_{\delta}} \right)} \quad (86)$$

M_n - приведенный момент внешних сил.

Приведенный момент определяется как сумма моментов всех внешних сил, расположенных по одну сторону сечения. относительно оси нормальной к плоскости изгиба и проходящей через геометрический центр кольцевого сечения.

ПРИМЕЧАНИЕ: При центральном обжатии элементов равнодействующей усилий предварительного напряжения арматуры момент этого усилия относительно оси, проходящей через геометрический центр сечения, равен нулю.

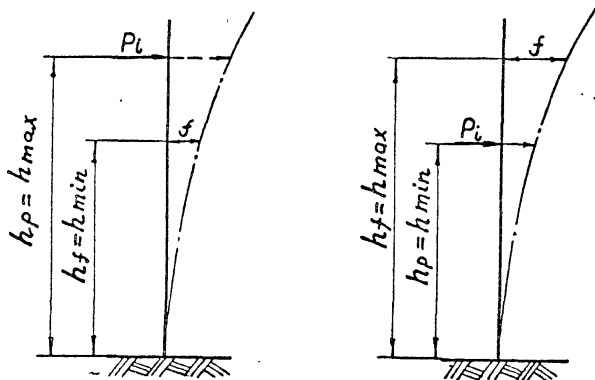


Рис. 13. Расчетная схема для определения прогибов стоек.

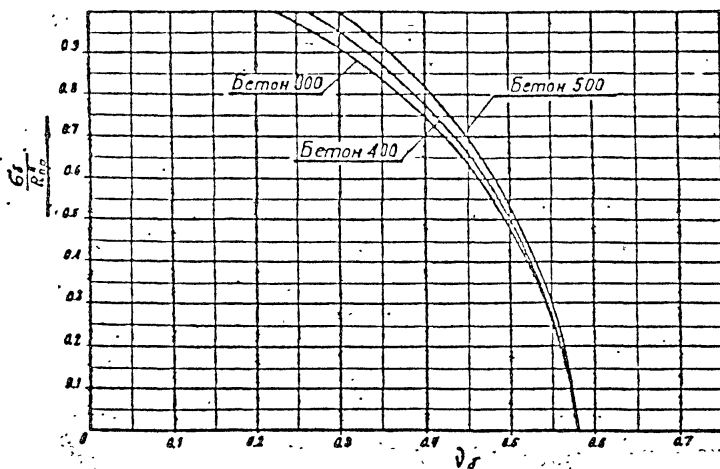


Рис. 14. Кривые зависимости $v_s = f\left(\frac{\sigma_s}{R_{sp}}\right)$.

N_0 - равнодействующая усилий в продольной арматуре, определяемая с учетом потерь напряжения в напрягаемой арматуре и возникновения напряжений сжатия в результате усадки и ползучести бетона в ненапрягаемой арматуре. Характер учитываемых потерь (до или после окончания обжатия бетона) должен соответствовать той стадии изготовления железобетонного элемента, для которой выполняется расчет.

N - осевое усилие, создаваемое внешними нагрузками. Сжимающее учитывается со знаком (+), растягивающее - со знаком (-)

α - относительная площадь сжатой зоны кольцевого сечения после образования трещин в бетоне растянутой зоны

$$\alpha = \alpha_T - (\alpha_T - \alpha_n) \Delta - 0,2(\alpha_T + \alpha_n) \Delta (1 - \Delta) \quad (87)$$

где

$$\Delta = \frac{M_n - M_{нт}}{M_{nn} - M_{нт}} \quad (88)$$

$M_{нт}$ - приведенный момент внешних сил, соответствующий стадии образования трещин

$$M_{нт} = W_T R_p^n + (N_0 \pm N) r_y \quad (89)$$

W_T - момент сопротивления для растянутой грани сечения, определяемый с учетом неупругих свойств бетона

$$W_T = \gamma W_0 \quad (90)$$

$$\gamma = 2 - 0,4 \frac{d}{D}$$

\mathfrak{D} ; d - наружный и внутренний диаметры сечения;

W_0 - момент сопротивления для растянутой грани сечения, определяемый по правилам сопротивления упругих материалов

$$W_0 = \frac{2J_n}{\mathfrak{D}} \quad (91)$$

$r_{я}$ - радиус ядра сечения

$$r_{я} = \frac{W_0}{F_n} \quad (92)$$

J_n - приведенный момент инерции сечения, определяемый по формуле

$$J_n = \frac{\pi}{64} (\mathfrak{D}^4 - d^4) + \frac{1}{2} [(n_a - 1) F_a r_a^2 + (n_n - 1) F_n r_n^2] \quad (93)$$

r_n, r_a - радиусы окружностей, проходящих через центры сечений стержней напрягаемой и ненапрягаемой продольной арматуры;

n_n, n_a - отношение модулей упругости, соответственно $\frac{E_n}{E_s}; \frac{E_a}{E_s}$;

$M_{пн}$ - предельная величина приведенного момента внешних сил, характеризующего прочность элемента и определяемого правой частью формулы (I) при чистом изгибе, с учетом п.3.16 при внецентренном сжатии и п.3.17 при внецентренном растяжении;

M_n - приведенный ^{х)} момент внешних сил рассматриваемой стадии;

α_T - относительная площадь сжатой зоны бетона перед образованием трещин:

х) определение приведенного момента см. выше

$$\alpha_T = \frac{1 + \frac{\bar{\sigma}_{\delta, N}}{R_p^n}}{2,1 + \frac{1}{10 \mu n} + 1,3 \frac{\bar{\sigma}_{\delta, N}}{R_p^n}} \quad (94)$$

$$\bar{\sigma}_{\delta, N} = \frac{N_0 \pm N}{F_n} \quad (95)$$

$$\begin{aligned} \mu n &= \mu_a n_a + \mu_n n_n \\ \mu_a &= \frac{F_a}{F} \quad ; \quad \mu_n = \frac{F_n}{F} \end{aligned} \quad (96)$$

α_n - относительная площадь сжатой зоны бетона, соответствующая предельной стадии работы элемента и определяемая по формулам (2) и (13) при чистом изгибе, с учетом п.3.16 при внецентренном сжатии и п.3.17 при внецентренном растяжении ;

z - расстояние между точками приложения равнодействующих усилий в сжатой и растянутой зонах сечения

$$z = \frac{r_c \sin \pi \alpha}{\pi \alpha (1 - \alpha)} \quad (97)$$

r_c - средний радиус железобетонного кольцевого сечения

$$r_c = \frac{r_1 + r_1'}{2}, \text{ где } r_p = \frac{r_1 + r_2}{2}; \quad r_a = \frac{r_a + r_n}{2}$$

r_1, r_2 - внутренний и наружный радиусы сечения

r_a, r_n - см. п.3.14

F - площадь бетона в сечении, определяемая как разность площади кольца $\pi \delta (\bar{\delta} - \delta)$ и площади напрягаемой и ненапрягаемой продольной арматуры ($F_n + F_a$) ;

δ - толщина стенки элемента в сечении ;

ω_{ac} - коэффициент полноты эпюры напряжений в арматуре сжатой зоны сечения, принимаемый равным $\omega_{ac} = 0,55$ для всех стадий нагружения элемента;

ε_{ac} - средняя относительная деформация удлинения наиболее удаленного от нейтральной оси стержня продольной арматуры

$$\varepsilon_{ac} = \varepsilon_a \gamma_a \quad (98)$$

ε_a - приращение деформации удлинения наиболее удаленного от нейтральной оси арматурного стержня

$$\varepsilon_a = \frac{\sigma_{кп}}{E_a \gamma_a} - \frac{N_0}{(F_n + F_a) E_a} \quad (99)$$

E_a - модуль упругости арматурной стали.

При наличии в сечении арматурных сталей с разными модулями упругости в расчет должен быть введен эквивалентный модуль, определяемый по формуле

$$E_{э} = \frac{E_1 F_1 + E_2 F_2 + \dots}{F_1 + F_2 + \dots} \quad (100)$$

$\sigma_{кп}$ - полное напряжение в наиболее удаленном от нейтральной оси арматурном стержне

$$\sigma_{кп} = \frac{N_0}{F_n + F_a} + \frac{\sigma_a}{\omega_{ар}} \quad (101)$$

σ_a - напряжение в арматуре растянутой зоны, вызываемое внешней нагрузкой

$$\sigma_a = \frac{M_n - (N_0 \pm N)(1 - \alpha) z}{(F_n + F_a)(1 - \alpha) z} \quad (102)$$

1. Проволочная арматура
2. Стержневая горячекатаная арматура.
3. Стержневая арматура подвергнутая упрочнению вытяжкой.

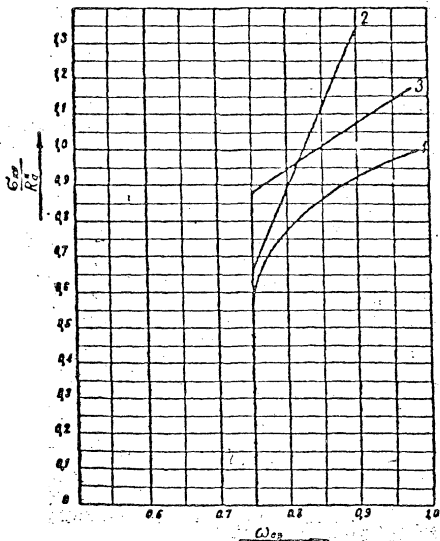
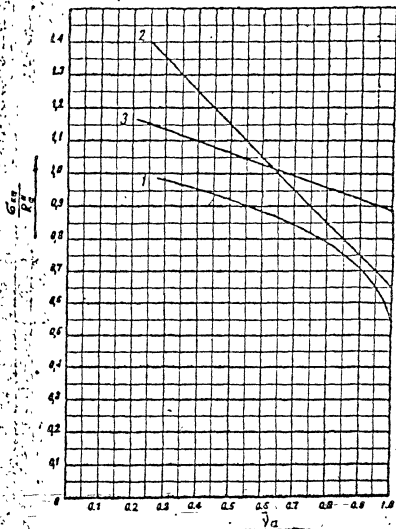


Рис 15. Зависимость $\omega_{ар} = f\left(\frac{\sigma_{к2}}{R_{т2}}\right)$



1. Проволочная арматура.
2. Стержневая горячекатаная арматура.
3. Стержневая арматура подвергнутая упрочнению вытяжкой.

Рис.16. Кривые зависимости $\nu_a = f\left(\frac{\sigma_{st}}{R_a}\right)$

$\omega_{ар}$ - коэффициент полноты, эпюры напряжений в арматуре растянутой зоны, принимаемый по графикам рис. 15

$\bar{\nu}_a$ - коэффициент, учитывающий пластические деформации арматуры при напряжениях, превышающих предел пропорциональности, равный отношению упругого удлинения арматуры к полному. Он должен приниматься по графикам рис. 1

При расчете деформаций элементов от нагрузок, не превышающих нормативных для рекомендуемых "Руководством" марок арматурных сталей допускается принимать коэффициент $\bar{\nu}_a = 1$

Коэффициенты $\omega_{ар}$ и $\bar{\nu}_a$ допускается определять по отношению $\frac{\sigma_{кп}}{R_a^n}$ (R_a^n - нормативное сопротивление ненапрягаемой арматуры) и в том случае, когда арматура выполнена из разных арматурных сталей с неодинаковыми сопротивлениями.

ψ_a - отношение средних деформаций удлинения арматуры к деформациям удлинения ее в сечении с трещиной определяемое по формулам (103), (104) но принимаемое не более 1,0

Для изгибаемых элементов кольцевого сечения, выполняемых без предварительного напряжения

$$\psi_a = 1,05 - 0,8 S' \frac{M_T}{M} \quad (103)$$

в остальных случаях

$$\psi_a = 1,3 - S' \frac{m}{0,3 + 0,8 m} \leq 1 \quad (104)$$

З д о з ь:

S' - коэффициент, зависящий от профиля арматурных стержней и длительности действия нагрузки. При кратковременном действии нагрузки $S' = 1,1$ для стержней периодического профиля; $S' = 1,0$ для гладких стержней

$$m = \frac{M_{\text{пр}} - (N_0 \pm N)(1 - \alpha_r) Z_r}{M_n - (N_0 \pm N)(1 - \alpha) Z} \quad (105)$$

при этом должно удовлетворяться условие

$$m \leq 1$$

Значения букв, входящих в числитель формулы (105) принимаются по стадии непосредственно после образования трещин, в знаменателе - по стадии, для которой определяется коэффициент " m ".

В приведенном методе полное напряжение в наиболее удаленном от нейтральной оси стержне арматуры $\sigma_{\text{кп}}$ и напряжение в бетоне сжатой зоны $\sigma_{\text{с}}$ определяются через коэффициенты $\bar{\nu}_a$ и $\bar{\nu}_s$, которые в свою очередь находятся по кривым в зависимости от определяемых напряжений $\sigma_{\text{кп}}$ и $\sigma_{\text{с}}$. Поэтому при выполнении расчетов напряжения $\sigma_{\text{кп}}$ и $\sigma_{\text{с}}$ определяются подбором или методом последовательных приближений. При использовании метода последовательных приближений нужно задаться любым начальным значением коэффициента, находящимся в интервале возможных его изменений и по этому значению определить напряжение. По подсчитанному таким образом напряжению, пользуясь соответствующей кривой графиков, нужно найти новое значение коэффициента, по нему снова определить напряжение, а по напряжению следующее значение коэффициента, продолжая процесс до тех пор пока погрешность в вычислении по предыдущему и последующему приближениям будет меньше заданной (она должна быть не более 5%). Для сокращения числа приближений начальное значение целесообразно выбрать с учетом конкретных условий.

Иногда лучшие результаты получаются если напряжение определять не по значению коэффициента, полученному в данном приближении, а по среднему значению данного и предыдущего приближений.

Допускается определять кривизну по формуле:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_n + (N_0 \pm N) \alpha z}{(\delta - \alpha) z} \left[\frac{\psi_a}{(F_a + F_n)(1 - \alpha) E_a \bar{\nu}_a \omega_{ap}} - \frac{\psi_s}{F_d (1 + \mu_n \frac{\omega_{ac}}{\nu_s}) E_a \nu_s} \right] - \frac{N_0 \pm N}{\delta - \alpha} \frac{\psi_a}{(F_a + F_n)(1 - \alpha) E_a \bar{\nu}_a \omega_{ap}} - \frac{N_0 \psi_a}{(\delta - \alpha)(F_a + F_n) E_a} \left(\frac{1}{\nu_a} - 1 \right) \quad (106)$$

Входящие в формулу буквы имеют те же значения, что и в приведенных выше выражениях, используемых при определении кривизны по формуле (84).

Пример расчета кривизны оси стойки СК-2 промежуточной свободностоящей опоры на отметке опорного сечения.

В сечении действует изгибающий момент

$$M = 287 \text{ кН.м}$$

Характеристики сечения

$$\delta = 53 \text{ см}, \quad \delta' = 7,23 \text{ см}, \quad \tau_a = \tau_n = 23,5 \text{ см}$$

Продольная арматура:

$$\text{напрягаемая } 10 \text{ } \varnothing 12 \text{ А-ІУ } F_n = 11,31 \text{ см}^2$$

$$\text{ненапрягаемая } 23 \text{ } \varnothing 12 \text{ А-ІУ } F_a = 26,013 \text{ см}^2$$

$$R_a = R_n = 500 \text{ МПа}; \quad R_{nc} = R_{ac} = 400 \text{ МПа};$$

$$R_n^m = 600 \text{ МПа}; \quad E_a = E_n = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$$

Бетон тяжелый марки М 400

$$\bar{R} = 40 \text{ МПа}; \quad R_o = 30 \text{ МПа}; \quad R_{np} = 17,5 \text{ МПа}$$

коэффициенты условий работы

$$m_{\delta n} = 1,1; \quad m_{\delta 1} = 1,1$$

$$m_{\delta n} m_{\delta 1} R_{np} = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 17,5 = 21,175 \text{ МПа}$$

Контролируемая величина предварительного напряжения продольной арматуры $\sigma_{ок} = 0,9 R_n^H = 0,9 \cdot 600 = 540$ МПа

$$\sigma_o = 438,7 \text{ МПа}; \quad \mu = 6,67; \quad F_n = 1252 \text{ см}^2; \quad \alpha_n = 0,32;$$

$$M_n = 320,5 \text{ кН.м}$$

Значения σ_o , μ , F_n , α_n и M_n приняты по примеру расчета этой же стойки на совместное действие изгиба и кручения см. пример расчета к п.3.22.

Определяется момент трещинообразования:

$$J_n = \frac{\pi}{64} (53^4 - 38,54^4) + \frac{I}{2} (6,67-1) (26,013+11,31) \cdot$$

$$\cdot 23,5^2 = 337319 \text{ см}^4$$

$$W_o = \frac{2 J_n}{d} = 12729 \text{ см}^3 \quad \tau_a = \frac{W_o}{F_n} = \frac{12729}{1252} = 10,17 \text{ см}$$

$$\gamma = 2-0,4 \frac{d}{\phi} = 2-0,4 \cdot \frac{53-7,23}{53} = 1,709$$

$$W_T = \gamma W_o = 1,709 \cdot 12729 = 21754 \text{ см}^4$$

$$N_o = F_n \sigma_o - F_a \sigma_{ан} = 11,31 \cdot 438,7 - 26,013(35+25,8) = 338,01 \text{ кН}$$

$$M_T = W_T R_p^H + (N_o \pm N) \tau_a = 21754 \cdot 1,8 \cdot 10^{-1} + 338,01 \cdot 10,17 = 73,5 \text{ кН.м}$$

По формуле (94) определяется площадь сечения сжатой зоны бетона в момент образования трещин

$$\sigma_{б,н} = \frac{N_o \pm N}{F_n} = \frac{338,01}{1252} = 2,7 \text{ МПа}$$

$$\mu n = \frac{26,013+11,31}{1003} \cdot 6,67 = 0,248$$

$$\alpha_T = \frac{1 + \frac{2,7}{1,8}}{2,1 + \frac{1}{10 \cdot 0,248} + 1,3 \frac{2,7}{1,8}} = 0,561$$

По формуле (87) определяется относительная площадь сжатой зоны сечения соответствующая действующему моменту $M=287$ кН

$$\Delta = \frac{M - M_r}{M_n - M_r} = \frac{287 - 73,5}{320,5 - 73,5} = 0,864$$

$$\alpha = 0,561 - (0,561 - 0,32) \cdot 0,864 - 0,2(0,561 + 0,32) \cdot 0,864 \cdot 0,136 = 0,332$$

По формуле (97) определяется плечо внутренней пары z

$$z_c = \frac{22,88 + 23,5}{2} = 23,19 \text{ см}$$

$$z = \frac{23,19 \sin \pi \cdot 0,332}{\pi \cdot 0,332(1 - 0,332)} = 28,8 \text{ см}$$

$$\sin \pi \cdot 0,332 = \sin 59^{\circ}46' = 0,864$$

По формуле (86) и кривым рис.14 определяется напряжение в бетоне сжатой зоны:

$$\sigma_s = \frac{2870000 + 33801 \cdot 0,332 \cdot 28,8}{1003 \cdot 0,332 \cdot 28,8(1 + 0,248 \cdot \frac{0,55}{\sqrt{6}})} = \frac{332,96}{1 + \frac{0,136}{\sqrt{6}}}$$

$$= 21,175 \text{ МПа}$$

При этом $\sqrt{\sigma_s} = 0,238$

По формуле (85) определяется относительная деформация ϵ_{bc}

$$\epsilon_{bc} = \frac{21,175 \cdot 0,9}{30000 \cdot 0,238} = 0,00267$$

Определение относительной деформации ϵ_{sc} .

По формуле (102) определяется напряжение σ_{sc}

$$\sigma_{sc} = \frac{2870000 - 33801(1 - 0,332) \cdot 28,8}{(26,013 + 11,31)(1 - 0,332) \cdot 28,8} = 309,1 \text{ МПа}$$

По формуле (101) определяется краевое напряжение $\sigma_{\text{кн}}$

$$\sigma_{\text{кн}} = \frac{338,01 \cdot 10^4}{26,013+11,31} + \frac{309,1}{\omega_{\text{ар}}} = 481,8 \text{ МПа}$$

Здесь $\omega_{\text{ар}} = 0,79$

По формуле (99) определяется относительная деформация ϵ_{α}

$$\epsilon_{\alpha} = \frac{481,8}{2 \cdot 10^5 \cdot \bar{\nu}_{\alpha}} - \frac{338,01 \cdot 10^4}{(26,013+11,31) \cdot 2 \cdot 10^5} = 0,00238$$

$$\bar{\nu}_{\alpha} = 0,85$$

По формуле (97) определяется z_{τ}

$$z_{\tau} = \frac{23,19 \cdot \sin \pi \cdot 0,561}{\pi \cdot 0,561(1-0,561)} = 29,45 \text{ см}$$

$$\sin \pi \cdot 0,561 = \sin 100^{\circ}59' = 0,9816$$

По формуле (105) определяется параметр m

$$m = \frac{73,5-338,01(1-0,561) \cdot 29,45 \cdot 10^{-2}}{287-338,01(1-0,332) \cdot 28,8 \cdot 10^{-2}} = 0,134$$

По формуле (104) определяется коэффициент ψ_{α}

$$\psi_{\alpha} = 1,3-1,1 \frac{0,134}{0,3+0,8 \cdot 0,134} = 0,938$$

По формуле (98) - $\epsilon_{\text{ас}}$

$$\epsilon_{\text{ас}} = 0,00238 \cdot 0,938 = 0,00223$$

По формуле (84) определяется кривизна :

$$\frac{1}{\rho} = \frac{0,00267 + 0,00223}{53-3} = 0,98 \cdot 10^{-4}$$

3.40. Расчет по образованию и раскрытию трещин элементов железобетонных опор и конструкций фундаментов прямоугольной двутавровой и других форм сечений, кроме кольцевого, произво-

дится в соответствии с указаниями Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона.

3.41. Расчет по образованию и раскрытию трещин железобетонных элементов кольцевого сечения с равномерно распределенной по окружностям радиусов r_a и r_n продольной арматурой должен производиться в соответствии с указаниями настоящего Руководства.

3.42. Расчет по образованию трещин изгибаемых элементов кольцевого сечения конструкций железобетонных опор рекомендуется производить по формуле

$$M_{тр} \leq \left[\frac{A_1}{2} f_1(\psi) + 2A_2 f_2(\psi) \right] \frac{F r}{2\pi} R_p^n \quad (107)$$

при этом параметр ψ находится из уравнения

$$A_1 f_3(\psi) - A_2 f_4(\psi) - \frac{\pi N_0}{F_n R_p^n} = 0 \quad (108)$$

3.43. Расчет по образованию трещин внецентренно сжатых и внецентренно растянутых с большим эксцентриситетом железобетонных элементов кольцевого сечения рекомендуется производить по формуле

$$N_{тр} e_0 \leq \left[\frac{A_1}{2} f_1(\psi) + 2A_2 f_2(\psi) \right] \frac{F r}{2\pi} R_p^n \quad (109)$$

параметр ψ находится из уравнения

$$A_1 f_3(\psi) - A_2 f_4(\psi) \pm \frac{r}{e_0} \left[\frac{A_1}{4} f_1(\psi) + A_2 f_2(\psi) \right] - \frac{\pi N_0}{F_n R_p^n} \quad (110)$$

+ внецентренное сжатие

- внецентренное растяжение

Здесь :

$$A_1 = C(I + \mu n)$$

$$A_2 = I + \mu n'_p$$

C - коэффициент пластичности, принимаемый при расчете по трещиностойкости изгибаемых и внецентренно сжатых элементов равным $C=2,0$, а при расчете внецентренно растянутых $C=1,5$

μ - коэффициент армирования

$$\mu = \frac{F_a + F_n}{F}$$

F - площадь бетонной части кольцевого сечения

$$F = F_c - (F_a + F_n)$$

F_c - площадь сечения, определяемая по геометрическим размерам

$$n = \frac{n_a F_a + n_n F_n}{F_a + F_n}$$

$$n'_p = 2n$$

$$n_a = \frac{E_a}{E_s}; \quad n_n = \frac{E_n}{E_s}$$

Значения переменных параметров $f_1(\psi)$, $f_2(\psi)$, $f_3(\psi)$ и $f_4(\psi)$ даны в табл.4

3.44. Ширину раскрытия трещин изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых с большим эксцентриситетом элементов кольцевого сечения с равномерно распределенной по периметру продольной арматурой допускается определять по формуле

$$\alpha = 0,8 \frac{F_n + F_a}{S} \frac{\sigma_a}{E_a} \left(\frac{\sigma_{a,тр}}{R_p} - n'_p \right) \quad (III)$$

где :

S - периметр поперечного сечения всей продольной арматуры ;

σ_a - напряжение в крайнем (наиболее удаленном от нейтральной оси) стержне продольной арматуры растянутой зоны на участке трещины от рассматриваемых нагрузок;

$\sigma_{a,тр}$ - то же, что и σ_a , но в момент образования трещины

R_p - расчетное сопротивление бетона на растяжение

Напряжение $\sigma_{a,тр}$ независимо от характера действующего усилия (внецентренное сжатие и растяжение, изгиб) должно определяться по формуле

$$\sigma_{a,тр} = \frac{4\pi \cdot M_{тр}}{Fz} \cdot \frac{1}{A_1' f_1(\theta) + m f_5(\theta)} \quad (II2)$$

Напряжение σ_a должно определяться по ф-ле

$$\sigma_a = \frac{4\pi N^H e_0}{Fz} \cdot \frac{1}{A_1'' f_1(\alpha) + m f_5(\alpha)} \quad (II3)$$

При расчете изгибаемых элементов в формуле (II3) произведение $N^H e_0$ нужно заменить изгибающим моментом M^H .

Значения параметров θ и α определяются из уравнений

$$A_1' f_3(\theta) - m f_6(\theta) - \frac{N_0' z}{4 M_{тр}} [A_1' f_1(\theta) + m f_5(\theta)] = 0 \quad (II4)$$

$$A_1'' f_3(\alpha) - m f_6(\alpha) - \frac{(N_0' \pm N^H) z}{4 N^H e_0} [A_1'' f_1(\alpha) + m f_5(\alpha)] = 0 \quad (II5)$$

В формуле (II5) (+) принимается при расчете внецентренно сжатых, (-) - внецентренно растянутых элементов.

При расчете изгибаемых элементов в формуле (II5) нужно положить $N^H = 0$ и вместо $N^H e_0$ поставить изгибающий момент M^H

$$N_0' = \frac{N_0}{1 + m(n-1)}$$

$$n' = n \quad n'' = 2n$$

коэффициенты $f_i(\psi)$, $f_i(\theta)$ и $f_i(\alpha)$ даны в табл. 4

Параметр ψ определяется из уравнений (I08), (II0) подбором по таблице 4.

Параметры θ и α определяются из уравнений (II4) и (II5) подбором по табл. 4.

При расчете ширины раскрытия трещин ненапряженных элементов величины N_0 в формулах (I08), (II0), (II4) и (II5) принимается равной нулю.

3.45. Ширина раскрытия трещин изгибаемых внецентренно сжатых и внецентренно растянутых с большим эксцентриситетом железобетонных элементов кольцевого сечения с равномерно распределенной по периметру продольной арматурой может определяться по формуле

$$a_T = \epsilon_{ac} l_T \quad (II6)$$

ϵ_{ac} - средняя деформация удлинения наиболее удаленного от нейтральной оси арматурного стержня растянутой зоны, определяемая в соответствии с рекомендациями п.3.39 настоящего Руководства.

l_T - расстояние между трещинами.

Для изгибаемых внецентренно растянутых и внецентренно сжатых элементов l_T рекомендуется определять по формуле

$$l_T = k, n u \eta \quad (II7)$$

где:
$$u = \frac{F_a + F_n}{S}$$

S - периметр сечения всей продольной арматуры;

η - коэффициент, зависящий от вида продольной растянутой арматуры, принимаемый равным:

Для стержней периодического профиля

$$\eta = 0,7$$

Для гладких горячекатаных стержней

$$\eta = 1,0$$

K_1 - коэффициент, определяемый по формуле

$$K_1 = \frac{W_T}{(F_a + F_n)(1 - \alpha)z n} - 2 \quad (118)$$

Значения остальных параметров даны в п.3.39

4. ОБЩИЕ КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

4.1. При конструировании железобетонных элементов опор ВЛ необходимо руководствоваться указаниями СНиП II-21-75 Руководств (1,2) и настоящего Руководства.

4.2. Толщина наружного защитного слоя для продольной арматуры железобетонных труб, изготавливаемых центробежным способом должна быть не менее:

а) Для элементов, к которым предъявляется требование трещиностойкости - 10 мм.

б) Для элементов с продольной арматурой из горячекатанной стали, к которым требование трещиностойкости не предъявляется - 15 мм.

Толщина внутреннего защитного слоя для продольной арматуры железобетонных труб должна быть не менее 15 мм, а толщина защитного слоя для монтажных колец должна быть не менее 5 мм.

Толщина защитного слоя для спиральной арматуры железобетонных труб, изготавливаемых центробежным способом: должна быть не менее:

в) Для элементов, к которым предъявляется требование трещиностойкости - 10 мм.

г) Для элементов, к которым требование трещиностойкости не предъявляется - 15 мм.

4.3. Толщину защитного слоя стоек опор с предварительно напряженной продольной арматурой периодического профиля, изготавливаемых методом вибрирования рекомендуется принимать в соответствии с указаниями (1,2).

4.4. Участки стоек железобетонных опор для ВЛ 110 кВ и выше находящиеся в процессе эксплуатации ниже отметки + 0,5 м относительно поверхности грунта, в целях защиты от влаги, должны покрываться гидроизоляцией. В этом случае толщину защитного слоя допускается принимать такой же как и для участка стойки, расположенного над поверхностью земли.

4.5. Концы продольных стержней ненапрягаемой арматуры в стойках и траверсах опор ВЛ 35 кВ и выше должны отстоять от торца не более чем на 10 мм, концы напрягаемой арматуры должны быть защищены слоем раствора не менее 5 мм или путем установки торцевых крышек на цементном растворе.

В стойках опор ВЛ ниже 35 кВ концы напрягаемой продольной арматуры разрешается не защищать слоем раствора.

4.6. В целях исключения раскалывания торцов напряженно армированных элементов, используемых для стоек и траверса опор (центрифугированные конические и цилиндрические трубы,

вибрированные стойки прямоугольного сечения пирамидальные и призматические с полостью и без полости) на длине анкеровки напрягаемой арматуры должны устанавливаться внутренние по отношению к продольной арматуре заминутые хомуты (для трубок-кольца) из арматурной стали кл. А-I с площадью не менее 6 см^2 на I м длины и шагом не более 50 мм и охватывающая продольную арматуру спираль с площадью не менее $2,5 \text{ см}^2$ на I м длины и шагом не более 50 мм.

Длина анкеровки в предварительно напряженных элементах, армируемых стержнями периодического профиля без анкеров принимается равной $15d$, а в элементах армируемых проволокой, пучками и прядями без анкеров по указаниям (I, 2).

При мгновенной передаче предварительного напряжения на бетон начало зоны анкеровки арматуры принимается на расстоянии $0,25 l_{ан}$ от торца элемента (для тяжелого бетона).

При выполнении этого требования разрешается толщину защитного слоя бетона на концах принимать такой же, как и на всей остальной длине.

4.7. При назначении расстояний между стержнями в элементах с сечениями, отличными от кольцевого необходимо руководствоваться указаниями СНиП II-2I-75.

4.8. Расстояния в свету между стержнями и прядями в цилиндрических и конических трубах, изготавливаемых методом центрифугирования, должны назначаться с учетом удобства укладки и уплотнения бетонной смеси.

4.9. При выборе пространственного размещения и схем обрывов стержней необходимо стремиться к равномерному их

распределению по периметру на всей длине стойки.

При этом среднее расстояние между стержнями в свету по периметру должно быть не менее 30 мм.

Ненапряженные стержни продольной арматуры должны обрываться в соответствии с эпюрой усилий по три стержня в одном сечении, расположенных через 120 дуговых градусов по периметру.

Взаимные смещения обрываемых стержней в двух ближайших сечениях должны приниматься по возможности близкими к 60° .

4.10. Поперечная арматура (спираль) для центрифугированных труб с шагом менее 30 мм не рекомендуется. В этом случае необходимо принимать следующий больший диаметр проволоки или предусмотреть на этом участке спираль из двух рядом расположенных проводов того же диаметра.

4.11. В трубах, используемых в качестве стоек прямых промежуточных свободностоящих опор, в которых наружная спираль, охватывающая продольную арматуру не ставится (по расчету не требуется), расстояния между поперечными хомутами в зоне наибольших усилий, т.е. на участке опоры между отметками (1,0+4,0) м, должны быть не более 500 мм, на остальных участках не более 1000 мм. Диаметр хомутов должен быть не менее 8 мм.

4.12. В трубах используемых в качестве стоек опор, для которых значительную часть нагрузок оставляют постоянные (опоры на оттяжках, промежуточные угловые и т.д.), во всех случаях должна ставиться наружная спираль с расстояниями между витками не более 120 мм.

При наличии наружной спирали расстояния между монтажными кольцами могут быть увеличены до 1500 мм.

5. Статический расчет свободностоящих опор

5.1. Статический расчет опор необходимо производить с учетом указаний гл.3 "Расчет железобетонных элементов" и рекомендаций настоящей главы.

5.2. Опоры должны быть рассчитаны на нагрузки сочетаний нормальных, аварийных и монтажных режимов в соответствии с разделом "Опоры" "Правил устройства электроустановок" (ПУЭ).

Допускается не производить расчет на отдельные сочетания, если путем сравнения нагрузок может быть установлено, что эти сочетания не являются расчетными.

5.3. Усилия в элементах промежуточных опор (нормальных и угловых) при расчете этих опор по прочности (I-я группа предельных состояний) должны определяться от расчетных нагрузок сочетаний всех режимов (нормальных и аварийных), а по трещиностойкости (2-я группа предельных состояний) от нормативных нагрузок только нормальных режимов.

5.4. Усилия в элементах анкерных и анкерно-угловых опор при расчете этих опор по прочности (устойчивости формы) должны определяться от расчетных нагрузок всех режимов (нормальных, аварийных и монтажных), по деформациям (2-я группа предельных состояний) - от нормативных нагрузок сочетаний только аварийных режимов, по трещиностойкости - от нормативных нагрузок сочетаний нормальных и монтажных режимов. В тех случаях, когда расчет по трещиностойкости от нагрузок монтажных режимов оказывается определяющим для отдельных элементов опор реко-

мендуется предусматривать мероприятия по их усилению на период монтажа, о чем должны быть даны соответствующие указания в рабочих чертежах таких опор.

5.5. При расчете опор по прочности усилия в железобетонных элементах должны быть определены раздельно от постоянных и временных или особых нагрузок нормируемых сочетаний. Для определения усилий в железобетонных элементах от постоянных нагрузок, опоры должны быть рассчитаны дополнительно на эти нагрузки в соответствии с указаниями^[5] Усилия от временных нагрузок или от особых воздействий определяются как разность усилий, полученных из расчета на полные и на постоянные нагрузки данного сочетания.

5.6. Расчет железобетонных элементов промежуточных свободностоящих нормальных (прямых) опор допускается производить на усилия, полученные из статического расчета на полные нагрузки соответствующих сочетаний без их дифференциации на постоянные и временные, т.е. считая все нагрузки временными.

5.7. Расчетная схема опоры должна в наибольшей мере отвечать действительным условиям работы конструкции. Выбор ее должен осуществляться с учетом всех факторов, могущих оказать влияние на величины усилий в отдельных элементах опоры. Такими факторами, например, в статически неопределимых конструкциях являются: жесткость узловых сопряжений, податливость якорных плит, степень жесткости заделки стоек в грунте и др. Если конструктивными мерами нельзя добиться их постоянства, то расчет должен выполняться с учетом граничных значений характеристики, которые могут иметь место при работе проектируемой конструкции в эксплуатационных условиях.

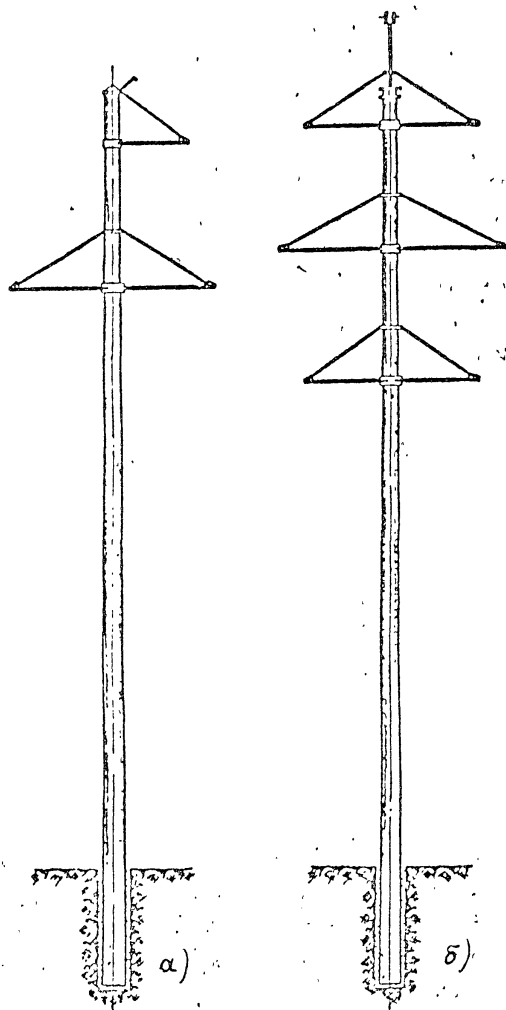


Рис. 17. Схемы одноцепной и двухцепной промежуточных одноствольных свободностоящих железобетонных опор.

5.8. Конструкции опор представляющие собою статически неопределимые системы допускается рассчитывать приближенными способами, как статически определимые, только при условии, что вполне надежно определены границы, внутри которых ошибка в определении усилий при расчете этими приближенными способами не превосходит заданной величины.

Одноствоячные свободностоящие опоры (рис.17)

5.9. Расчет массовых (типовых, унифицированных) одноствоячных свободностоящих опор при их проектировании должен производиться по деформированной схеме, которая определяется расчетом путем учета прогиба стойки опоры под действием всех сил, как горизонтальных, так и вертикальных, а также ее отклонения за счет деформаций грунта основания.

5.10. Расчет разрешается производить при следующих упрощающих допущениях:

а) Распределенный по длине собственный вес стойки заменяется сосредоточенными вертикальными силами, численно равными весам секций стойки, на которые она разбивается. Число таких секций должно быть не менее шести.

б) Сосредоточенные вертикальные силы, заменяющие веса секций стойки опоры, прикладываются на отметках середин секций.

в) Вертикальные силы, создаваемые весами проводов, гирлянд изоляторов, гололедных отложений на проводах и конструкции траверс прикладываются на отметках крепления к стойке поясов соответствующих траверс, а веса тросов, гололедных отложений на них и тросовых подвесок - к отметкам крепления тросовых подвесок.

г) Действующая на стойку распределенная нагрузка, создаваемая давлением ветра, заменяется горизонтальными сосредоточенными силами, отнесенными к точкам крепления проводов и тросов.

д) Расчет прогибов стоек опор, имеющих металлические надставки (например, тросовые стойки) производится в предположении, что их жесткость на участках этих надставок изменяется по тому же закону, что и жесткость железобетонной, продолженной до отметки крепления троса с сохранением сбега диаметра и толщины стенки при постоянстве продольной арматуры на всем этом участке, принятой по отметке верхнего сечения, железобетонной стойки.

5.11. Разбивку стойки на секции рекомендуется производить в соответствии с намеченными отметками расчетных сечений, для которых подсчитывается усилия (за отметки расчетных сечений желательнее принять также отметки креплений к стойке поясов траверса). Середина (по высоте) каждой секции должна совпадать с отметкой расчетного сечения. Рекомендуемые схемы разбивки даны на рис.18.

5.12. Замену распределенной ветровой нагрузки на стойку горизонтальными сосредоточенными силами, приложенными на отметках крепления гирлянд изоляторов и тросов, допускается производить путем разнесения ее между расчетными отметками, рассматривая отдельные участки, как однопролетные шарнирно-опертые балки. Пример замены равномерно распределенной нагрузки для одноцепных и двухцепных опор дан на рис.19.

При этом,

для одноцепных опор

$$P_3 = P_T + \frac{W}{2} n$$

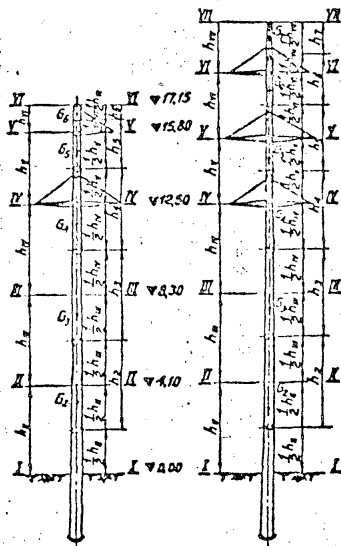


Рис.18. Схема учета вертикальных (весовых) нагрузок

Однощелевая опора: $G_2 = q_{к2}$; $G_3 = q_{к3}$;
 $G_4 = q_{к4} + 2(q_n + q_r) + q_{тр.н}$;
 $G_5 = q_{к5} + q_n + q_r + q_{тр.в}$;
 $G_6 = q_{к6} + q_T + q_{кс}$

Двухщелевая опора: $G_2 = q_{к2}$; $G_3 = q_{к3}$;
 $G_4 = q_{к4} + 2(q_n + q_r) + q_{тр.н}$;
 $G_5 = q_{к5} + 2(q_n + q_r) + q_{тр.в}$;
 $G_6 = q_{к6} + 2(q_n + q_r) + q_{тр.в}$;
 $G_7 = q_T + q_{кс}$

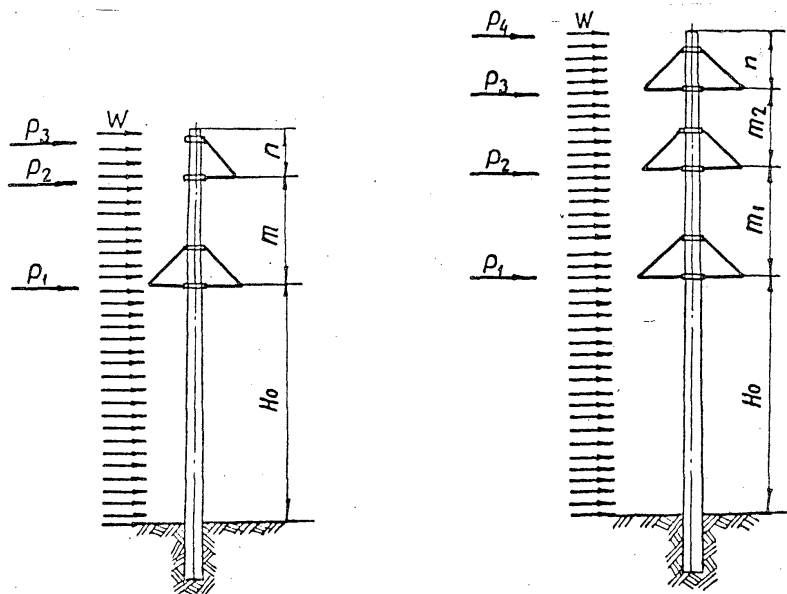


Рис.19. Схемы, поясняющие замену распределенной ветровой нагрузки сосредоточенными горизонтальными силами.

$$P_2 = P_n + \frac{W}{2}(n + m)$$

$$P_1 = 2P_n + \frac{W}{2}(m + H_0)$$

для двухцепных опор

$$P_4 = P_T + \frac{W}{2}n$$

$$P_3 = 2P_n + \frac{W}{2}(n + m_2)$$

$$P_2 = 2P_n + \frac{W}{2}(m_2 + m_1)$$

$$P_1 = 2P_n + \frac{W}{2}(m_1 + H_0)$$

5.І4. Расчет рекомендуется выполнять в следующем порядке:

І. Намечаются расчетные сечения с учетом рекомендаций п.5.ІІ.

2. Определяются изгибающие моменты и перерезывающие силы, действующие в расчетных сечениях от горизонтальных (M_1, Q_1) и неравновешенных вертикальных (M_2, Q_2) нагрузок.

3. Стойка разбивается на секции - распределенная по высоте нагрузка, обусловленная весом стойки заменяется сосредоточенными силами в соответствии с указаниями п.5.ІІ

4. Распределенная горизонтальная нагрузка на стойки (давление ветра) заменяется сосредоточенными силами, приложенными на отметках крепления гирлянд изоляторов и тросовой подвески в соответствии с п.5.І2.

5. Определяются стрелы прогиба стойки на отметках расчетных сечений от единичных горизонтальных сил при $C_0 = 1$, приложенных на отметках крепления гирлянд изоляторов и тросовой подвески по формуле (76) при наличии трещин, по формуле (77) при их отсутствии.

6. Для тех же отметок по формуле (83) определяются отклонения стойки от вертикального положения за счет деформаций грунта основания. При этом, h_n заменяется на h_i (h_i - высота до отметки, для которой определяется отклонение).

7. Определяются стрелы прогиба от действия горизонтальных и неуравновешенных вертикальных сил с учетом деформаций грунта основания.

$$f_i = f_{ia} + f_{ig} \frac{M}{M_{\max}}$$

где: M - изгибающий момент на отметке опорного сечения, создаваемый горизонтальными и неуравновешенными вертикальными нагрузками рассматриваемого сочетания ;
 M_{\max} - максимальный из изгибающих моментов, создаваемых горизонтальными и вертикальными неуравновешенными нагрузками расчетных сочетаний на той же отметке и той же плоскости.

8. По формуле (80) определяется "критическая" сила.

9. По формуле (79) определяется приведенная вертикальная сила.

10. По формуле (78) определяется коэффициент C_0 и полные стрелы прогиба, т.е. стрелы, обусловленные совместным действием всех нагрузок рассматриваемого режима с учетом деформированного состояния опоры.

II. Для расчетных сечений стоек определяются изгибающие моменты, создаваемые несимметричными нагрузками на стрелах прогиба.

12. Определяются суммарные изгибающие моменты, создаваемые всеми нагрузками данного сочетания (горизонтальными, вертикальными неуравновешенными, вертикальными осесимметричными).

13. Строится эпюра изгибающих моментов, по которой производится расчет продольной арматуры.

14. При расчете на нагрузки аварийных режимов производится проверка также в соответствии с требованиями п.3.20 на совместное действие изгиба и кручения.

Пример расчета одностоечной свободностоящей опоры ПБ-110-2 на нагрузки нормального режима I.

Исходные данные

Провод АС-150, трос ТК-50, III р-н по ветру, II р-н по гололеду, ветровой пролет $l_g = 200$ м, весовой пролет $l_{гес} = 250$ м, стойка СК-2пр.

Расчетные нагрузки на опору:

От веса проводов фазы, троса, кН

$$G_{\phi} = 1,7 \quad G_{\tau} = 1,15$$

От веса гирлянд изоляторов $G_r = 0,5$ кН

От ветра на провода фазы, трос, кН

$$P_{\phi} = 1,95 \quad P_{\tau} = 1,2$$

От ветра на опору (распределенная по высоте), кН/м $P_K = 0,126$

От веса опоры (распределенная по высоте), кН/м $Q_{\kappa} = 2,37$

Кривизна оси стойки на отметке опорного сечения, подчитанная по указаниям п.3.39 Руководства при $M = M_{II} = 285,4$ кН.м

$$\frac{1}{\rho} = 0,513 \cdot 10^{-4} \quad 1/\text{см}$$

Распределенная нагрузка от давления ветра на конструкцию опоры заменяется сосредоточенными силами, действующими на отметках поясов траверс и тросового крепления

$$P_I = 2 \cdot I,95 + 0, I26 \frac{I6,5-0}{2} = 4,94 \text{ кН}$$

$$P_2 = 2 \cdot I,95 + 0, I26 \frac{I9,5-I3,5}{2} = 4,28 \text{ кН}$$

$$P_3 = 2 \cdot I,95 + 0, I26 \frac{22,2-I6,5}{2} = 4,26 \text{ кН}$$

$$P_4 = I,2 + 0, I26 \frac{22,2-I9,5}{2} + \frac{I, I5 \cdot 0,2}{22,2} = I,38 \text{ кН}$$

В настоящем примере определение усилий дано для опорного сечения.

Изгибающие моменты от горизонтальных сил P_I, P_2, P_3 и P_4

$$M_{1Г} = 4,94 \cdot I3,5 = 66,6 \text{ кН.м}$$

$$M_{2Г} = 4,28 \cdot I6,5 = 70,6 \text{ кН.м}$$

$$M_{3Г} = 4,26 \cdot I9,5 = 83,0 \text{ кН.м}$$

$$M_{4Г} = I,38 \cdot 22,2 = 30,6 \text{ кН.м}$$

Суммарный изгибающий момент от горизонтальных сил

$$M_{\Sigma Г} = 250,8 \text{ Кн.м}$$

Поскольку результирующий (т.е. с учётом действия вертикальных сил на стрелах прогиба) изгибающий момент не будет сильно отличаться от предельного, то кривизны соответствующие силам P_I, P_2, P_3 и P_4 определяются по кривизне, соответствующей предельному моменту $M_{п} = 285,4 \text{ кН.м}$

$$\left(\frac{1}{\rho} \right)_1 = 0,5 I3 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{66,6}{285,4} = 0, I I97 \cdot 10^{-4}$$

$$\left(\frac{1}{\rho} \right)_2 = 0,5 I3 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{70,6}{285,4} = 0, I27 \cdot 10^{-4}$$

$$\left(\frac{1}{\rho} \right)_3 = 0,5 I3 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{83,0}{285,4} = 0, I49 \cdot 10^{-4}$$

$$\left(\frac{1}{P}\right)_4 = 0,513 \cdot 10^{-4} \frac{30,6}{285,4} = 0,055 \cdot 10^{-4}$$

Прогибы стойки опоры от сосредоточенных горизонтальных сил P_1, P_2, P_3 и P_4

а. На отметке нижней траверсы

$$f_{11} = \frac{1350^2}{3} \cdot 0,1197 \cdot 10^{-4} \left(\frac{3}{2} - \frac{1}{2} \cdot \frac{1350}{1350} \right) = 7,28 \text{ см}$$

$$f_{12} = \frac{1350^2}{3} \cdot 0,127 \cdot 10^{-4} \left(\frac{3}{2} - \frac{1}{2} \cdot \frac{1350}{1650} \right) = 8,42 \text{ см}$$

$$f_{13} = \frac{1350^2}{3} \cdot 0,149 \cdot 10^{-4} \left(\frac{3}{2} - \frac{1}{2} \cdot \frac{1350}{1950} \right) = 10,48 \text{ см}$$

$$f_{14} = \frac{1350^2}{3} \cdot 0,055 \cdot 10^{-4} \left(\frac{3}{2} - \frac{1}{2} \cdot \frac{1350}{2220} \right) = 4,00 \text{ см}$$

б) На отметке средней траверсы

$$f_{21} = \frac{1350^2}{3} \cdot 0,1197 \cdot 10^{-4} \left(\frac{3}{2} \cdot \frac{1650}{1350} - \frac{1}{2} \right) = 9,70 \text{ см}$$

$$f_{22} = \frac{1650^2}{3} \cdot 0,127 \cdot 10^{-4} \left(\frac{3}{2} \cdot \frac{1650}{1650} - \frac{1}{2} \right) = 11,53 \text{ см}$$

$$f_{23} = \frac{1650^2}{3} \cdot 0,149 \cdot 10^{-4} \left(\frac{3}{2} - \frac{1}{2} \cdot \frac{1650}{1950} \right) = 14,55 \text{ см}$$

$$f_{24} = \frac{1650^2}{3} \cdot 0,055 \cdot 10^{-4} \left(\frac{3}{2} - \frac{1}{2} \cdot \frac{1650}{2220} \right) = 5,64 \text{ см}$$

в) На отметке верхней траверсы

$$f_{31} = \frac{1350^2}{3} \cdot 0,1197 \cdot 10^{-4} \left(\frac{3}{2} \cdot \frac{1950}{1350} - \frac{1}{2} \right) = 12,11 \text{ см}$$

$$f_{32} = \frac{1650^2}{3} \cdot 0,127 \cdot 10^{-4} \left(\frac{3}{2} \cdot \frac{1950}{1650} - \frac{1}{2} \right) = 14,68 \text{ см}$$

$$f_{33} = \frac{1950^2}{3} \cdot 0,149 \cdot 10^{-4} \left(\frac{3}{2} \cdot \frac{1950}{1950} - \frac{1}{2} \right) = 18,90 \text{ см}$$

$$f_{34} = \frac{1950^2}{3} \cdot 0,055 \cdot 10^{-4} \left(\frac{3}{2} - \frac{1}{2} \cdot \frac{1950}{2220} \right) = 7,40 \text{ см}$$

г) Прогібы на отметке крепления грозозащитного троса

$$f_{41} = \frac{1350^2}{3} \cdot 0,1197 \cdot 10^{-4} \left(\frac{3}{2} \cdot \frac{2220}{1350} - \frac{1}{2} \right) = 14,28 \text{ см}$$

$$f_{42} = \frac{1650^2}{3} \cdot 0,127 \cdot 10^{-4} \left(\frac{3}{2} \cdot \frac{2220}{1650} - \frac{1}{2} \right) = 17,51 \text{ см}$$

$$f_{43} = \frac{1950^2}{3} \cdot 0,149 \cdot 10^{-4} \left(\frac{3}{2} \cdot \frac{2220}{1950} - \frac{1}{2} \right) = 22,85 \text{ см}$$

$$f_{44} = \frac{2220^2}{3} \cdot 0,055 \cdot 10^{-4} \left(\frac{3}{2} \cdot \frac{2220}{2220} - \frac{1}{2} \right) = 9,03 \text{ см}$$

д) Полные прогибы

$$f_1 = 7,28 + 8,42 + 10,48 + 4,00 + 0,01(1350+200) = 45,68 \text{ см}$$

$$f_2 = 9,70 + 11,53 + 14,55 + 5,64 + 0,01(1650+200) = 59,92 \text{ см}$$

$$f_3 = 12,11 + 14,68 + 18,90 + 7,40 + 0,01(1950+200) = 74,59 \text{ см}$$

$$f_4 = 14,28 + 17,51 + 22,85 + 9,03 + 0,01(2220+200) = 87,87 \text{ см}$$

Вертикальные сосредоточенные силы на отметках поясов

траверз и тросового крепления.

$$G_1 = 2,2 \cdot 2 + 2,37 \frac{16,5-0}{2} = 23,9 \text{ кН}$$

$$G_2 = 2,2 \cdot 2 + 2,37 \frac{19,5-13,5}{2} = 11,5 \text{ кН}$$

$$G_3 = 2,2 \cdot 2 + 2,37 \frac{22,2 - 16,5}{2} = 11,15 \text{ кН}$$

$$G_4 = 1,15 + 2,37 \frac{22,2 - 19,5}{2} = 4,35 \text{ кН}$$

Изгибающий момент от вертикальных сил на стрелах прогиба

$$M_G = 23,9 \cdot 0,457 + 11,5 \cdot 0,599 + 11,15 \cdot 0,746 + 4,35 \cdot 0,879 = 29,96 \text{ кН.м}$$

Суммарный изгибающий момент

$$M_{\Sigma} = 250,8 + 29,96 = 280,76 \text{ кН.м}$$

Так как суммарный изгибающий момент ($M_{\Sigma} = 280,76 \text{ кН.м}$) мало отличается от предельного ($M_{II} = 285,4 \text{ кН.м}$) расчет может не уточняться.

При значительной разнице нужно по полученному суммарному моменту скорректировать кривизну и весь расчет, начиная с определения кривизны ($\frac{I}{\rho}$), соответствующих силам P_1, P_2, P_3 и P_4 .

Горизонтальная (перерезывающая) сила

$$Q = 4,94 + 4,28 + 4,26 + 1,38 + 0,126 \cdot \frac{13,5}{2} = 15,71 \text{ кН.м}$$

Вертикальная сила

$$G = 2,2 \cdot 6 + 1,15 + 2,37 \cdot 22,2 = 67 \text{ кН}$$

Аналогично, если это необходимо, определяются усилия для других сечений стойки.

Портальные опоры с внутренними наклонными связями.

5.15. Рекомендации по статическому расчету портальных свободностоящих опор с внутренними наклонными связями даны применительно к схеме опоры, приведенной на рис. 20 и 21.

5.16. Схема опоры представляет собой две заделанные в грунт стойки (ст), шарнирно соединенные металлическим ригелем (р) на отметке крепления проводов (к нему подвешивается средняя фаза). На этой же отметке на каждой стойке закреплена наружная консоль (к) в виде кронштейна с тягой для подвески крайних фаз.

Точки крепления тяг консолей к стойкам соединены растяжкой (Т), обеспечивающей разгрузку стоек от постоянных изгибающих моментов, создаваемых весовыми нагрузками на консолях и повышающей "рамность" конструкции. Ниже отметки траверсы стойки опоры соединены двумя наклонными гибкими связями (Н.с.) образующими крест. Назначение их уменьшить изгибающие моменты, действующие в сечениях стоек и опрокидывающие моменты, действующие на закрепления, за счет создания удерживающей пары "У.в".

При действии нагрузок в плоскости портала опора работает как система с четырьмя лишними связями, но может рассматриваться как система с тремя лишними связями, поскольку одна из наклонных связей (заранее известная) при действии несимметричных нагрузок выходит из работы, а при действии симметричных - усилия в этих связях одинаковы.

При действии нагрузок перпендикулярно плоскости портала гибкие наклонные и верхняя горизонтальная связи не работают и потому схема опоры представляет собой дважды, а при учете поддерживающего действия грозозащитных тросов четырежды статически неопределимую систему.

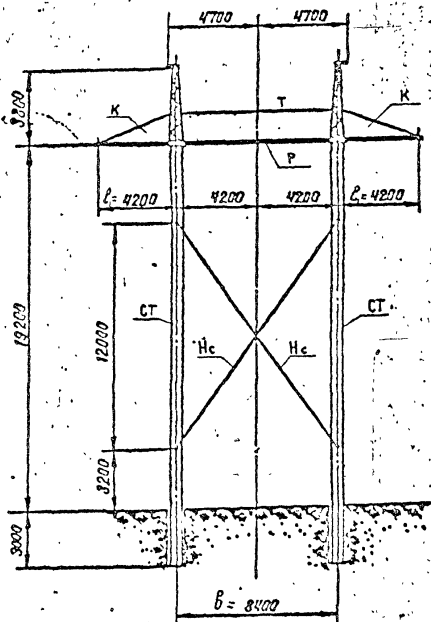


Рис.20. Схема порталной свободностоящей опоры с внутренними связями.

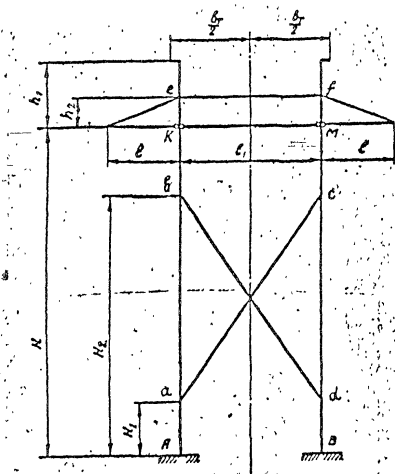


Рис 21 Расчетная схема portalной свободностоящей опоры с внутренними связями.

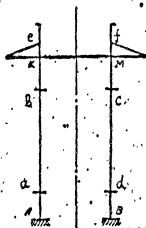


Рис 22. Основная система I.

5.17. Допускается статический расчет таких опор выполнять при следующих упрощающих допущениях:

а) Наклонные и верхняя горизонтальная гибкие связи работают только на растяжение и при этом имеют прямолинейную форму.

б) Первоначальная форма опоры (т.е. ее форма в ненагруженном состоянии) остается неизменной при всех действующих на опору нагрузках.

в) Защемление стоек в грунте при действии нагрузок в плоскости портала является жестким.

5.18. При сочетаниях нагрузок, действующих из плоскости портала (аварийные режимы) расчет рекомендуется выполнять для обоих граничных случаев закрепления стоек в грунте: жесткое и шарнирное с шарниром на глубине $\frac{2}{3} h$, где h - заглубление стоек опоры. Последний случай только при учете поддерживающего действия тросов.

5.19. Рекомендуется следующий способ статического расчета этих опор.

а) На нагрузки, действующие в плоскости портала (нормальные режимы).

Усилия от кососимметричных и симметричных нагрузок определяются раздельно.

За основную систему принимается один раз статически неопределимая система I (рис.22), полученная рассечением рабочей наклонной и верхней горизонтальной связей. При этом, опира усилия от кососимметричных нагрузок - давление ветра

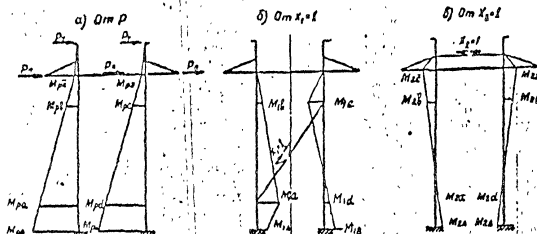


Рис.23 Усилия в элементах I основной системы.

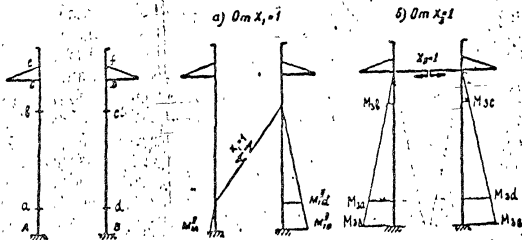


Рис.24 Основная система II Рис.25 Усилия в элементах II основной системы.

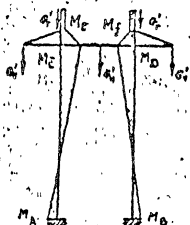


Рис. 26 Усилия в элементах I основной системы от симметричных внешних нагрузок G

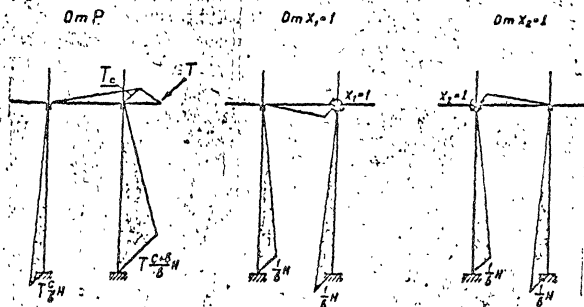


Рис. 27 Усилия в элементах основной системы II

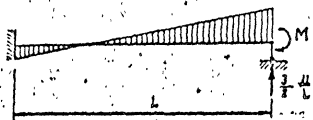


Рис. 28 Схема работы стоек при действии силы $X_2=1$

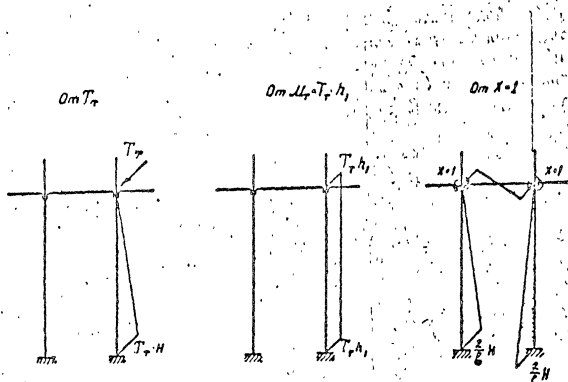


Рис. 29. Усилия в элементах основной системы III

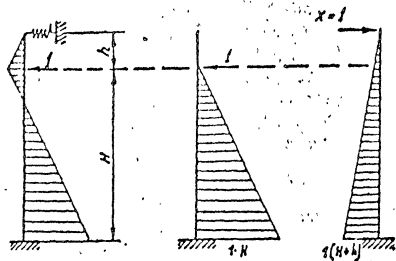


Рис. 30. Схема учета поддерживающего действия
врезающего троса

на провода, грозозащитные тросы и конструкции опоры (рис.23а) строится с учетом того, что усилия в ригеле равно нулю (основная система симметричная).

При определении усилий в элементах системы от силы $X_I = I$ рассчитывается система, имеющая одну лишнюю связь (ригель) Основная система II в этом случае представляет собой две раздельностоящие жесткозаземленные стойки (рис.24). Состояние, соответствующее при этом внешнему нагружению дано на рис.25а, а единичному ($X_3 = I$) на рис. 25б.

$$x_3 = - \frac{\Delta_{3p}}{\delta_{33}}$$

где
$$\delta_{33} = \frac{2H^3}{3B}$$

$$\Delta_{3p} = \frac{1}{6B} [H_1 M_{1A}'' (M_{3a} + 2M_{3A}) + H_2 M_{1B}'' (M_{3c} + 2M_{3B})]$$

При действии силы $X_2 = I$ схема работы стоек приводится к балке, жесткозаземленной одним концом и опертой на подвижную опору другим, на которую действует изгибающий момент, приложенный в сечении над подвижной опорой (рис.28) и потому можно воспользоваться готовыми решениями.

Усилия в лишних связях X_I и X_2 определяются путем решения системы канонических уравнений метода сил

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11} x_1 + \delta_{12} x_2 + \Delta_{1p} &= 0 \\ \delta_{21} x_1 + \delta_{22} x_2 + \Delta_{2p} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (II9)$$

$$\begin{aligned} \text{где } \delta_{11} = & \frac{1}{B} \left\{ \frac{H_1}{6} [2(M_{1a}^2 + M_{1A}^2) + 2M_{1A}M_{1a}] + \frac{H-H_1}{3} M_{1a}^2 + \right. \\ & \left. + \frac{H-H_2}{3} M_{1c}^2 + \frac{H_2}{6} [2(M_{1c}^2 + M_{1B}^2) - 2M_{1c}M_{1B}] \right\} + \frac{L_{ac} \cdot 1}{E F_{ac}} \end{aligned} \quad (I20)$$

$$\begin{aligned} \delta_{22} = & \frac{1}{6B} \left\{ 2H [2(M_{2A}^2 + M_{2\bar{c}}^2) - 2M_{2A}M_{2\bar{c}}] + 2 \frac{a}{3} M_{2\bar{c}}^2 \right\} + \\ & + \frac{N_2 L_{c\bar{\phi}}}{E F_{c\bar{\phi}}} + \frac{1 L_{ef}}{E F_{ef}} \end{aligned} \quad (I21)$$

$$\begin{aligned} \delta_{12} = & \frac{1}{B} \left\{ - \frac{H-H_1}{6} M_{1a} (M_{2\bar{c}} - 2M_{2a}) - \frac{H_1}{6} [2(M_{2a}M_{1a} + M_{2A}M_{1A}) + \right. \\ & \left. + M_{2a}M_{1A} + M_{1a}M_{2A}] - \frac{H-H_2}{6} M_{1c} (2M_{2c} + M_{2\partial}) + \right. \\ & \left. + \frac{H_2}{6} [-2(M_{2c}M_{1c} + M_{2B}M_{1B}) + M_{2c}M_{1B} + M_{2B}M_{1c}] \right\} \end{aligned} \quad (I22)$$

$$\Delta_{1p} = -\frac{1}{6B} \left\{ H_1 \left[2(M_{pa} M_{1a} + M_{pa} M_{1A}) + M_{pa} M_{1A} + M_{1a} M_{pa} \right] + \right. \\ \left. + (H-H_1) M_{1a} (2M_{pa} + M_{p\bar{c}}) - (H-H_2) M_{1c} (2M_{pc} + M_{p\bar{b}}) + \right. \\ \left. + H_2 \left[2(-M_{pc} M_{1c} + M_{pb} M_{1b}) + M_{pc} M_{1b} - M_{pb} - M_{1c} \right] \right\} \quad (123)$$

$$\Delta_{2p} = 0 \quad (124)$$

Определение усилий для состояния "р" при действии симметричных нагрузок (рис. 2θ) производится с учетом тех же соображений, что и для состояния $X_2 = I$. Единичные состояния, а следовательно и коэффициенты δ_{11} , δ_{22} и δ_{12} при расчете от симметричных нагрузок остаются те же, что и от обратосимметричных. Грузовые члены канонических уравнений метода сил определяются по формулам

$$\Delta_{1p} = \frac{1}{B} \left\{ -\frac{H-H_1}{6} M_{1a} (M_{\bar{c}} - 2M_a) - \frac{H_1}{6} \left[2(M_a M_{1a} + M_A M_{1A}) + M_a M_{1A} + M_{1a} M_A \right] - \right. \\ \left. - \frac{H-H_2}{6} M_{1c} (2M_c + M_b) + \frac{H_2}{6} \left[-2(M_c M_{1c} + M_B M_{1b}) + M_c M_{1b} + M_B M_{1c} \right] \right\} \quad (125)$$

$$\Delta_{2p} = -\frac{1}{3B} \left\{ \alpha M_{2\bar{c}} (2M_{\bar{c}} + M_c) + H \left[2(M_{2\bar{c}} M_{\bar{c}} + M_{2A} M_A) - M_c - M_{2A} - M_{2c} - M_A \right] \right\} \quad (126)$$

По полученным в обоих расчетах усилиям (от кососимметричных и симметричных нагрузок) строятся результирующие эпюры усилий, по которым производится расчет сечений элементов конструкций опоры.

Допустимость определения усилий раздельно от обратно симметричных и симметричных нагрузок, с последующим их сложением определяется условием

$$S_{nc} > 0$$

где S_{nc} — усилие в наклонной связи.

$$\mu_1 = \frac{3}{(m_2 - n_2)^3} \left[n_2 (1 - n_2) \ln \frac{n_2}{m_2} + \frac{n_2 (1 - m_2) (m_2 - n_2)}{m_2} + \frac{(1 + m_2) (n_2 - m_2)^2}{2 m_2} \right]$$

$$\mu_1 (m_2 = 1, n_2 \neq 1) = \frac{3}{(1 - n_2)^2} [n_2 \ln n_2 + (1 - n_2)]$$

$$\mu_1 (m_2 \neq 1, n_2 = 1) = \frac{3}{2 m_2}$$

$$\mu_1 (m_2 = n_2) = \frac{1 + 2 n_2}{2 n_2^2}$$

$$\mu_1 (m_2 = n_2 = 1) = \frac{3}{2}$$

Таблица 2

Table with 33 columns (m2) and 33 rows (n2). Values range from 0.025 to 1.000 for both axes. The table contains numerical data points for the function mu_1.

Таблица 4

ТРИГОНОМЕТРИЧЕСКИЕ КОЭФФИЦИЕНТЫ

$f_1(\rho), f_2(\rho), f_3(\rho), f_4(\rho), f_5(\rho)$ и $f_6(\rho)$ где $\rho = \psi, \theta, \alpha$

| ρ град. | $f_1(\rho)$ | $f_2(\rho)$ | $f_3(\rho)$ | $f_4(\rho)$ | $f_5(\rho)$ | $f_6(\rho)$ |
|-----------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| 1 | 0,000004 | 0,01745 | 0,000001 | 3,124 | 3,1418 | I,5707 |
| 2 | 0,000028 | 0,0349 | 0,000007 | 3,107 | 3,1425 | I,5703 |
| 3 | 0,000095 | 0,523 | 0,000024 | 3,089 | 3,1436 | I,5697 |
| 4 | 0,000228 | 0,0698 | 0,000057 | 3,071 | 3,1452 | I,5689 |
| 5 | 0,000442 | 0,0872 | 0,000111 | 3,054 | 3,1471 | I,5679 |
| 6 | 0,000767 | 0,1050 | 0,000193 | 3,036 | 3,1495 | I,5667 |
| 7 | 0,001218 | 0,1218 | 0,000243 | 3,019 | 3,1521 | I,5652 |
| 8 | 0,001815 | 0,1390 | 0,000454 | 3,002 | 3,1552 | I,5636 |
| 9 | 0,002585 | 0,1560 | 0,000646 | 2,984 | 3,1585 | I,5617 |
| 10 | 0,003550 | 0,1740 | 0,000891 | 2,967 | 3,1621 | I,5597 |
| 11 | 0,004724 | 0,1960 | 0,001186 | 2,949 | 3,1660 | I,5574 |
| 12 | 0,00614 | 0,2080 | 0,001540 | 2,932 | 3,1702 | I,5550 |
| 13 | 0,00781 | 0,2250 | 0,001961 | 2,915 | 3,1746 | I,5524 |
| 14 | 0,00976 | 0,2420 | 0,00245 | 2,897 | 3,1793 | I,5496 |
| 15 | 0,01200 | 0,2590 | 0,00300 | 2,880 | 3,1840 | I,5466 |
| 16 | 0,014575 | 0,2760 | 0,00367 | 2,862 | 3,1890 | I,5434 |
| 17 | 0,01750 | 0,2920 | 0,00441 | 2,844 | 3,1943 | I,5401 |
| 18 | 0,02080 | 0,3090 | 0,00525 | 2,827 | 3,1995 | I,5366 |
| 19 | 0,02445 | 0,3260 | 0,00618 | 2,810 | 3,2051 | I,5330 |
| 20 | 0,02853 | 0,3420 | 0,00722 | 2,793 | 3,2107 | I,5292 |
| 21 | 0,0331 | 0,3580 | 0,00838 | 2,775 | 3,2165 | I,5252 |
| 22 | 0,0380 | 0,3750 | 0,00965 | 2,757 | 3,2223 | I,5211 |
| 23 | 0,0435 | 0,3910 | 0,01100 | 2,740 | 3,2282 | I,5168 |
| 24 | 0,04945 | 0,4070 | 0,0126 | 2,722 | 3,2341 | I,5124 |
| 25 | 0,0559 | 0,4230 | 0,0143 | 2,705 | 3,2401 | I,5078 |
| 26 | 0,0630 | 0,4330 | 0,0161 | 2,688 | 3,2461 | I,5031 |
| 27 | 0,0706 | 0,4540 | 0,0180 | 2,670 | 3,2521 | I,4983 |
| 28 | 0,0788 | 0,4690 | 0,0202 | 2,653 | 3,2581 | I,4933 |

Продолжение
таблицы 4

| ρ град. | $f_1(\rho)$ | $f_2(\rho)$ | $f_3(\rho)$ | $f_4(\rho)$ | $f_5(\rho)$ | $f_6(\rho)$ |
|-----------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| 29 | 0,0876 | 0,4850 | 0,0225 | 2,635 | 3,2542 | I,4882 |
| 30 | 0,0971 | 0,5000 | 0,0249 | 2,618 | 3,2701 | I,4830 |
| 31 | 0,1072 | 0,5150 | 0,0276 | 2,600 | 3,2759 | I,4776 |
| 32 | 0,1181 | 0,5300 | 0,0305 | 2,589 | 3,2818 | I,4721 |
| 33 | 0,1296 | 0,545 | 0,0335 | 2,565 | 3,2876 | I,4665 |
| 34 | 0,1419 | 0,559 | 0,0368 | 2,543 | 3,2983 | I,4607 |
| 35 | 0,1550 | 0,574 | 0,0403 | 2,530 | 3,2988 | I,4549 |
| 36 | 0,1689 | 0,588 | 0,0439 | 2,513 | 3,3044 | I,4489 |
| 37 | 0,1836 | 0,602 | 0,0479 | 2,495 | 3,3097 | I,4428 |
| 38 | 0,1992 | 0,616 | 0,0520 | 2,478 | 3,3149 | I,4366 |
| 39 | 0,2156 | 0,629 | 0,0565 | 2,461 | 3,3199 | I,4303 |
| 40 | 0,2329 | 0,643 | 0,0512 | 2,443 | 3,3249 | I,4239 |
| 41 | 0,2512 | 0,656 | 0,0661 | 2,426 | 3,3295 | I,4173 |
| 42 | 0,2710 | 0,669 | 0,0714 | 2,409 | 3,3140 | I,4107 |
| 43 | 0,2910 | 0,682 | 0,0769 | 2,391 | 3,3383 | I,4040 |
| 44 | 0,3120 | 0,695 | 0,0827 | 2,374 | 3,3424 | I,3977 |
| 45 | 0,3340 | 0,707 | 0,0889 | 2,356 | 3,3462 | I,3902 |
| 46 | 0,3570 | 0,719 | 0,0954 | 2,339 | 3,3498 | I,3831 |
| 47 | 0,3820 | 0,731 | 0,1020 | 2,321 | 3,3533 | I,3760 |
| 48 | 0,4080 | 0,743 | 0,1090 | 2,304 | 3,3563 | I,3688 |
| 49 | 0,4350 | 0,754 | 0,1170 | 2,286 | 3,3592 | I,3615 |
| 50 | 0,4630 | 0,766 | 0,1248 | 2,269 | 3,3617 | I,3541 |
| 51 | 0,4920 | 0,777 | 0,1332 | 2,251 | 3,3641 | I,3466 |
| 52 | 0,5230 | 0,788 | 0,1419 | 2,234 | 3,3660 | I,3390 |
| 53 | 0,5550 | 0,799 | 0,1510 | 2,217 | 3,3677 | I,3314 |
| 54 | 0,5880 | 0,809 | 0,1606 | 2,199 | 3,3690 | I,3226 |
| 55 | 0,6230 | 0,819 | 0,1707 | 2,182 | 3,3701 | I,3158 |
| 56 | 0,6590 | 0,829 | 0,1810 | 2,164 | 3,3707 | I,3079 |
| 57 | 0,6970 | 0,839 | 0,1920 | 2,147 | 3,3711 | I,2999 |
| 58 | 0,7360 | 0,848 | 0,2040 | 2,129 | 3,3710 | I,2918 |
| 59 | 0,7760 | 0,857 | 0,2160 | 2,112 | 3,3707 | I,2837 |
| 60 | 0,8190 | 0,866 | 0,2280 | 2,094 | 3,3699 | I,2755 |
| 61 | 0,8630 | 0,875 | 0,2410 | 2,077 | 3,3687 | I,2672 |

Продолжение таблицы

| P град. | $f_1(P)$ | $f_2(P)$ | $f_3(P)$ | $f_4(P)$ | $f_5(P)$ | $f_6(P)$ |
|--------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| 62 | 0,9090 | 0,883 | 0,2550 | 2,059 | 3,8672 | 1,2588 |
| 63 | 0,9560 | 0,891 | 0,2690 | 2,042 | 3,8652 | 1,2504 |
| 64 | 1,0050 | 0,899 | 0,2840 | 2,025 | 3,8630 | 1,2419 |
| 65 | 1,0560 | 0,906 | 0,3000 | 2,007 | 3,8602 | 1,2333 |
| 66 | 1,1090 | 0,914 | 0,3160 | 1,990 | 3,8571 | 1,2247 |
| 67 | 1,1640 | 0,921 | 0,3330 | 1,972 | 3,8535 | 1,2160 |
| 68 | 1,2210 | 0,927 | 0,3510 | 1,955 | 3,8495 | 1,2072 |
| 69 | 1,2800 | 0,934 | 0,3700 | 1,937 | 3,8450 | 1,1984 |
| 70 | 1,342 | 0,940 | 0,389 | 1,920 | 3,8402 | 1,1895 |
| 71 | 1,405" | 0,946 | 0,409 | 1,902 | 3,8348 | 1,1805 |
| 72 | 1,471 | 0,951 | 0,430 | 1,885 | 3,8291 | 1,1715 |
| 73 | 1,539 | 0,956 | 0,452 | 1,868 | 3,8227 | 1,1624 |
| 74 | 1,610 | 0,961 | 0,474 | 1,850 | 3,8161 | 1,1533 |
| 75 | 1,683 | 0,966 | 0,498 | 1,833 | 3,8088 | 1,1441 |
| 76 | 1,758 | 0,970 | 0,523 | 1,815 | 3,8011 | 1,1349 |
| 77 | 1,836 | 0,974 | 0,549 | 1,798 | 3,2930 | 1,1256 |
| 78 | 1,917 | 0,978 | 0,575 | 1,780 | 3,2843 | 1,1162 |
| 79 | 2,000 | 0,982 | 0,603 | 1,763 | 3,2753 | 1,1068 |
| 80 | 2,088 | 0,985 | 0,633 | 1,745 | 3,2656 | 1,0973 |
| 81 | 2,178 | 0,988 | 0,663 | 1,728 | 3,2556 | 1,0878 |
| 82 | 2,271 | 0,990 | 0,694 | 1,710 | 3,2449 | 1,0782 |
| 83 | 2,367 | 0,993 | 0,727 | 1,693 | 3,2338 | 1,0686 |
| 84 | 2,466 | 0,995 | 0,762 | 1,676 | 3,2221 | 1,0590 |
| 85 | 2,521 | 0,996 | 0,797 | 1,658 | 3,2101 | 1,0493 |
| 86 | 2,676 | 0,998 | 0,835 | 1,641 | 3,1973 | 1,0395 |
| 87 | 2,786 | 0,999 | 0,873 | 1,623 | 3,1843 | 1,0297 |
| 88 | 2,900 | 0,999 | 0,914 | 1,606 | 3,1705 | 1,0198 |
| 89 | 3,019 | 0,999 | 0,956 | 1,588 | 3,1564 | 1,0099 |
| 90 | 3,141 | 1,000 | 1,000 | 1,571 | 3,1416 | 1,0000 |
| 91 | 3,268 | 0,999 | 1,046 | 1,553 | 3,1264 | 0,9900 |
| 92 | 3,296 | 0,999 | 1,094 | 1,536 | 3,1106 | 0,9800 |
| 93 | 3,430 | 0,999 | 1,143 | 1,518 | 3,0942 | 0,9699 |
| 94 | 3,677 | 0,998 | 1,195 | 1,500 | 3,0775 | 0,9598 |

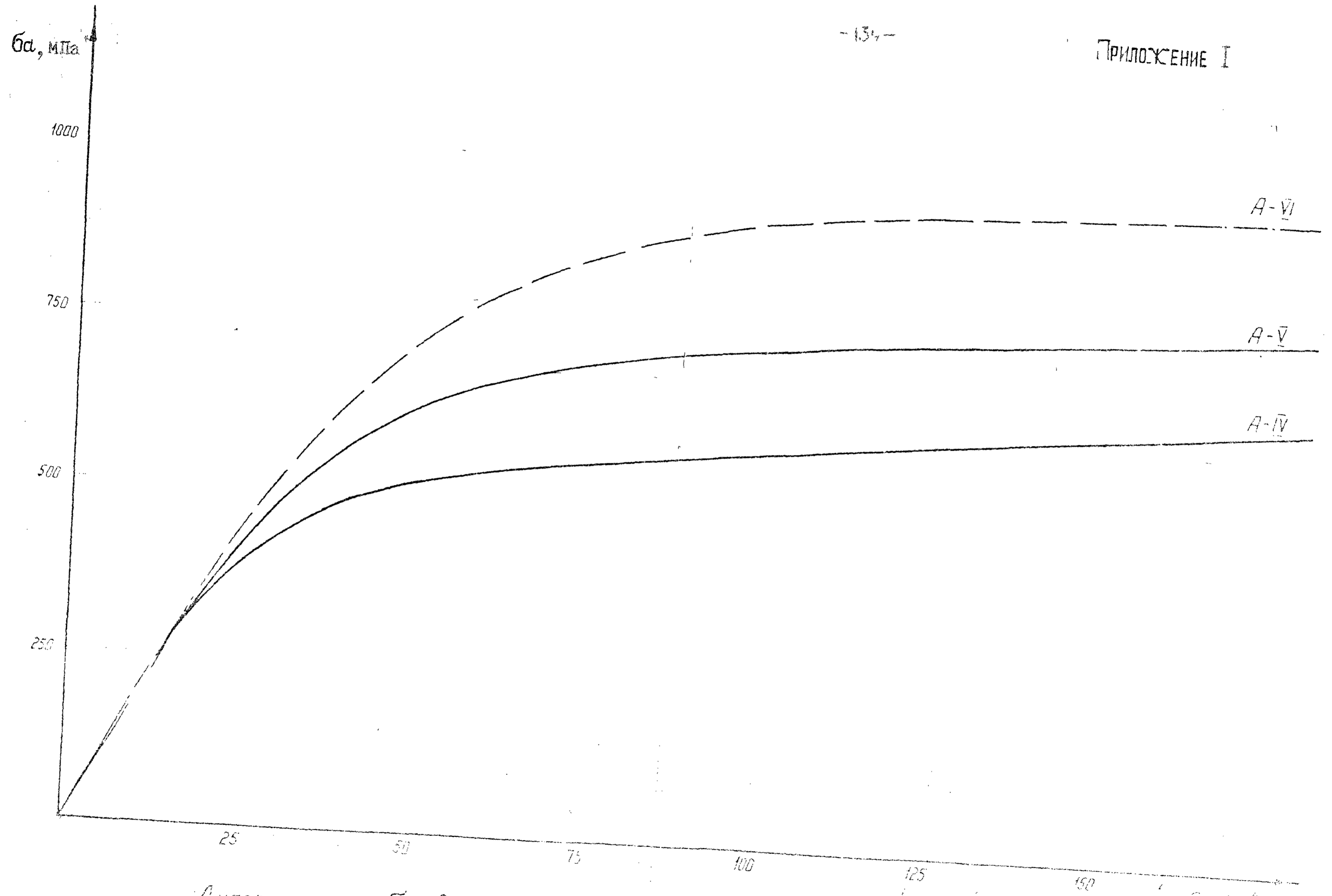
| P град. | $f_1(P)$ | $f_2(P)$ | $f_3(P)$ | $f_4(P)$ | $f_5(P)$ | $f_6(P)$ |
|--------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| 95 | 3,823 | 0,996 | 1,250 | 1,484 | 3,0603 | 0,9497 |
| 96 | 3,974 | 0,995 | 1,306 | 1,466 | 3,0423 | 0,9395 |
| 97 | 4,131 | 0,993 | 1,365 | 1,449 | 3,0238 | 0,9293 |
| 98 | 4,294 | 0,990 | 1,427 | 1,431 | 3,0050 | 0,9190 |
| 99 | 4,463 | 0,988 | 1,491 | 1,414 | 2,9854 | 0,9087 |
| 100 | 4,638 | 0,985 | 1,559 | 1,395 | 2,9655 | 0,8983 |
| 101 | 4,822 | 0,982 | 1,629 | 1,379 | 2,9449 | 0,8880 |
| 102 | 5,008 | 0,978 | 1,702 | 1,361 | 2,9240 | 0,8776 |
| 103 | 5,205 | 0,974 | 1,779 | 1,344 | 2,9023 | 0,8671 |
| 104 | 5,408 | 0,970 | 1,859 | 1,326 | 2,8804 | 0,8566 |
| 105 | 5,620 | 0,966 | 1,943 | 1,309 | 2,8576 | 0,8461 |
| 106 | 5,840 | 0,961 | 2,031 | 1,292 | 2,8346 | 0,8356 |
| 107 | 6,068 | 0,956 | 2,123 | 1,274 | 2,8108 | 0,8250 |
| 108 | 6,307 | 0,951 | 2,219 | 1,267 | 2,7865 | 0,8144 |
| 109 | 6,554 | 0,946 | 2,320 | 1,239 | 2,7619 | 0,8038 |
| 110 | 6,813 | 0,940 | 2,426 | 1,222 | 2,7366 | 0,7931 |
| 111 | 7,082 | 0,934 | 2,537 | 1,204 | 2,7110 | 0,7824 |
| 112 | 7,362 | 0,927 | 2,653 | 1,187 | 2,6846 | 0,7717 |
| 113 | 7,655 | 0,921 | 2,776 | 1,169 | 2,6580 | 0,7609 |
| 114 | 7,960 | 0,914 | 2,904 | 1,152 | 2,6306 | 0,7501 |
| 115 | 8,279 | 0,906 | 3,039 | 1,134 | 2,6031 | 0,7393 |
| 116 | 8,613 | 0,899 | 3,181 | 1,117 | 2,5746 | 0,7285 |
| 117 | 8,962 | 0,891 | 3,330 | 1,100 | 2,5461 | 0,7176 |
| 118 | 9,327 | 0,883 | 3,478 | 1,082 | 2,5167 | 0,7067 |
| 119 | 9,709 | 0,875 | 3,622 | 1,065 | 2,4871 | 0,6958 |
| 120 | 10,110 | 0,866 | 3,772 | 1,047 | 2,4568 | 0,6849 |
| 121 | 10,530 | 0,857 | 3,927 | 1,030 | 2,4263 | 0,6739 |
| 122 | 10,971 | 0,848 | 4,084 | 1,012 | 2,3949 | 0,6629 |
| 123 | 11,435 | 0,839 | 4,249 | 0,995 | 2,3631 | 0,6519 |
| 124 | 11,923 | 0,829 | 4,426 | 0,977 | 2,3312 | 0,6408 |
| 125 | 12,436 | 0,819 | 4,606 | 0,960 | 2,2984 | 0,6298 |
| 126 | 12,977 | 0,809 | 4,793 | 0,942 | 2,2657 | 0,6187 |
| 127 | 13,548 | 0,799 | 4,986 | 0,925 | 2,2320 | 0,6076 |
| 128 | 14,150 | 0,788 | 5,189 | 0,903 | 2,1983 | 0,5965 |

Продолжение таблицы

| ρ град. | $f_1(\rho)$ | $f_2(\rho)$ | $f_3(\rho)$ | $f_4(\rho)$ | $f_5(\rho)$ | $f_6(\rho)$ |
|-----------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| 129 | 14,787 | 0,777 | 5,919 | 0,800 | 2,1637 | 0,5853 |
| 130 | 15,461 | 0,766 | 6,227 | 0,873 | 2,1293 | 0,5742 |
| 131 | 16,174 | 0,755 | 6,556 | 0,855 | 2,0938 | 0,5630 |
| 132 | 16,932 | 0,743 | 6,905 | 0,838 | 2,0585 | 0,5518 |
| 133 | 17,736 | 0,731 | 7,278 | 0,820 | 2,0221 | 0,5406 |
| 134 | 18,592 | 0,719 | 7,677 | 0,803 | 1,9860 | 0,5293 |
| 135 | 19,504 | 0,707 | 8,103 | 0,785 | 1,9498 | 0,5181 |
| 136 | 20,476 | 0,695 | 8,559 | 0,768 | 1,9120 | 0,5068 |
| 137 | 21,515 | 0,682 | 9,048 | 0,750 | 1,8740 | 0,4955 |
| 138 | 22,626 | 0,669 | 9,573 | 0,733 | 1,8356 | 0,4842 |
| 139 | 23,818 | 0,656 | 10,139 | 0,716 | 1,7976 | 0,4729 |
| 140 | 25,098 | 0,643 | 10,748 | 0,698 | 1,7584 | 0,4616 |
| 141 | 26,475 | 0,629 | 11,406 | 0,681 | 1,7197 | 0,4502 |
| 142 | 27,959 | 0,616 | 12,117 | 0,663 | 1,6798 | 0,4389 |
| 143 | 29,563 | 0,602 | 12,883 | 0,646 | 1,6405 | 0,4275 |
| 144 | 31,300 | 0,5880 | 13,724 | 0,628 | 1,5999 | 0,4161 |
| 145 | 33,183 | 0,5740 | 14,634 | 0,611 | 1,5594 | 0,4047 |
| 146 | 35,234 | 0,5590 | 15,628 | 0,593 | 1,5186 | 0,3933 |
| 147 | 37,469 | 0,5450 | 16,713 | 0,576 | 1,4781 | 0,3818 |
| 148 | 39,914 | 0,5300 | 17,904 | 0,559 | 1,4360 | 0,3704 |
| 149 | 42,596 | 0,5150 | 19,213 | 0,541 | 1,3950 | 0,3589 |
| 150 | 45,548 | 0,5000 | 20,656 | 0,524 | 1,3523 | 0,3475 |
| 151 | 48,803 | 0,4850 | 22,251 | 0,506 | 1,3100 | 0,3360 |
| 152 | 52,412 | 0,4690 | 24,023 | 0,489 | 1,2675 | 0,3245 |
| 153 | 56,425 | 0,4540 | 25,996 | 0,471 | 1,2247 | 0,3130 |
| 154 | 60,899 | 0,4380 | 28,200 | 0,454 | 1,1816 | 0,3015 |
| 155 | 65,925 | 0,4230 | 30,680 | 0,436 | 1,1318 | 0,2900 |
| 156 | 71,574 | 0,4070 | 33,477 | 0,419 | 1,0944 | 0,2784 |
| 157 | 77,983 | 0,3910 | 36,642 | 0,401 | 1,0505 | 0,2669 |
| 158 | 85,277 | 0,3750 | 40,256 | 0,384 | 1,0065 | 0,2553 |
| 159 | 93,636 | 0,3580 | 44,401 | 0,367 | 0,9622 | 0,2433 |
| 160 | 103,264 | 0,3420 | 49,181 | 0,349 | 0,9177 | 0,2322 |
| 161 | 114,460 | 0,3260 | 54,744 | 0,332 | 0,8730 | 0,2207 |

Продолжение таблицы 4

| P град | $f_1(P)$ | $f_2(P)$ | $f_3(P)$ | $f_4(P)$ | $f_5(P)$ | $f_6(P)$ |
|-------------|-----------|----------|-----------|----------|----------|----------|
| 162 | 127,560 | 0,3090 | 61,260 | 0,314 | 0,8282 | 0,2091 |
| 163 | 143,000 | 0,2920 | 68,946 | 0,297 | 0,7831 | 0,1975 |
| 164 | 161,450 | 0,2760 | 78,139 | 0,279 | 0,7379 | 0,1859 |
| 165 | 183,730 | 0,2590 | 89,243 | 0,262 | 0,6926 | 0,1743 |
| 166 | 210,910 | 0,2420 | 102,800 | 0,244 | 0,6471 | 0,1627 |
| 167 | 244,550 | 0,2250 | 119,600 | 0,227 | 0,6014 | 0,1511 |
| 168 | 287,000 | 0,2080 | 140,780 | 0,209 | 0,5557 | 0,1395 |
| 169 | 341,530 | 0,1910 | 168,000 | 0,192 | 0,5098 | 0,1279 |
| 170 | 413,180 | 0,1740 | 203,800 | 0,175 | 0,4633 | 0,1163 |
| 171 | 510,000 | 0,1560 | 252,170 | 0,157 | 0,4177 | 0,1047 |
| 172 | 645,400 | 0,1390 | 319,830 | 0,140 | 0,3715 | 0,0931 |
| 173 | 844,000 | 0,1218 | 418,630 | 0,122 | 0,3252 | 0,0814 |
| 174 | 1146,300 | 0,1050 | 570,210 | 0,105 | 0,2789 | 0,0698 |
| 175 | 1648,900 | 0,0872 | 821,500 | 0,0873 | 0,2325 | 0,0582 |
| 176 | 2574,900 | 0,0698 | 1284,440 | 0,0698 | 0,1851 | 0,0465 |
| 177 | 4586,000 | 0,0523 | 2290,000 | 0,0524 | 0,1396 | 0,0349 |
| 178 | 10300,210 | 0,0349 | 5147,000 | 0,0349 | 0,0931 | 0,0233 |
| 179 | 41887,800 | 0,01745 | 20940,800 | 0,01745 | 0,0465 | 0,0116 |
| 180 | | 0,00000 | | 0,00000 | 0,0000 | 0,0000 |



Диаграммы $\sigma_a - \epsilon_a$ арматурных сталей IV, V и VI классов
 по стандарту $\sigma = \frac{F}{S_0} \cdot 10^6$

Л И Т Е Р А Т У Р А

- 1 Руководство по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона. НИИЖБ, 1977г.
- 2 Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона / без предварительного напряжения/ НИИЖБ, 1977г.
- 3 Руководство по проектированию опор ВЛ и ОРУ "Общие положения. Сочетания нагрузок. нормативные и расчетные нагрузки." ЭСП, 1973г.