

В. Н. ТРИГАЛЕВ,
В. О. ЧЕБОТАРЕВИЧ, С. М. СКОРОБОГАТОВ

ЧИТ. ЗАЛ
ГПНТБ СССР

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ СТАНИНЫ МЕТАЛЛОРЕЖУЩИХ СТАНКОВ

49-237



ГОСУДАРСТВЕННОЕ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО
МАШИНОСТРОИТЕЛЬНОЙ ЛИТЕРАТУРЫ
Москва 1960 Свердловск

из
до-
ке-
к и
уп-
ие
он-

оз-
ль-
та-
ед-
до-
га-
до-
т
ых
на
е-
о-
ла

ы-
ак
а-
о-
ь,
и;
г-
е
я-
т,
р-
к-

и-

464 20
61

Книга обобщает опыт расчета и конструирования железобетонных станин металлорежущих станков. Замена литых станин железобетонными дает большую экономию металла, резко снижает стоимость изготовления станков и повышает долговечность станин.

Предлагаемая методика расчета основана на современных достижениях в области расчета инженерно-строительных конструкций.

Книга предназначена для конструкторов и технологов машиностроительных заводов.

154-5

60-43

Рецензенты

инж. М. И. Браиловский, канд. техн. наук М. И. Бычков

УРАЛО-СИБИРСКОЕ ОТДЕЛЕНИЕ МАШГИЗА

Ведущий редактор инж. Т. М. Сомова

ВВЕДЕНИЕ *

Железобетон с момента своего возникновения стал одним из основных строительных материалов и в ряде случаев вытеснил дорогостоящие металлические конструкции в ответственных инженерных сооружениях, подвергающихся воздействию статических и динамических нагрузок. Арки мостов, подкрановые балки крупных мостовых кранов, каркасы производственных зданий, несущие колонны и фермы, железнодорожные шпалы и ряд других конструкций выполняются из железобетона.

Современные масштабы производства железобетона дают возможность применять его вместо металла не только в строительстве, но и в машиностроении. Из железобетона изготавливают станины металлорежущих станков, силовые рамы прессов. В последнее время созданы проекты железобетонных станин под электродвигатели, железобетонной рамы для преобразовательного агрегата экскаватора и железобетонного противовеса весом 36 т. Противовес запроектирован из пяти сборных блоков весом до 10 т каждый. Блоки будут изготавливаться на заводе железобетонных конструкций, а монтаж противовеса из блоков будет проходить на месте сборки экскаватора. Особенно велики преимущества применения железобетона в тяжелом машиностроении: из железобетона можно создавать более мощное оборудование, чем из металла (сверхмощные прессы весом более 1000 т).

К достоинствам железобетонных конструкций относится: 1) высокое сопротивление механическим усилиям, как сжимающим, так и растягивающим; 2) хорошее сопротивление динамическим нагрузкам (гашение вибраций в железобетонных конструкциях происходит в 5 раз быстрее, чем в стальных); 3) большая жесткость, характеризующаяся малыми прогибами под действием нагрузки; 4) огнестойкость; 5) небольшой расход металла; 6) дешевизна, легкость и быстрота изготовления; 7) способность принимать любые формы; 8) значительная долговечность. Прочность бетона, защищенного от действия атмосферы, с течением времени возрастает, поэтому единственной угрозой железобетону служит коррозия арматуры, опасность которой при рациональной конструкции и тех-

* Введение, глава IV заключение, приложения IV и V написаны В. Н. Тригальевым и В. О. Чеботаревичем, остальное — С. М. Скоробогатовым.

нологии изготовления невелика. В связи с этим железобетон превосходит по долговечности все другие материалы, уступая только камню.

Однако несмотря на достоинства железобетона и большой опыт массового внедрения железобетонных конструкций в строительстве, до последнего времени не решен вопрос широкого применения железобетона для изготовления ответственных деталей в машиностроении. Так в станкостроении железобетон может быть применен для изготовления наиболее тяжелых частей станков — станин. По своей конструкции литая чугунная станина представляет собой совокупность тех же элементов, что и строительное сооружение (стойки, перекладины, балки). Ее статическая расчетная схема аналогична схемам конструкций из железобетона. Поэтому замена чугунного литья железобетоном является вопросом вполне реальным.

Реальность применения железобетона для изготовления станин металлорежущих станков подтверждается опытом ряда отечественных и зарубежных заводов. Так, в американских журналах [41] был описан тяжелый токарный станок на железобетонной станине, проработавший с 1866 по 1909 г., карусельный и колесотокарный станки, также изготовленные на железобетонных станинах.

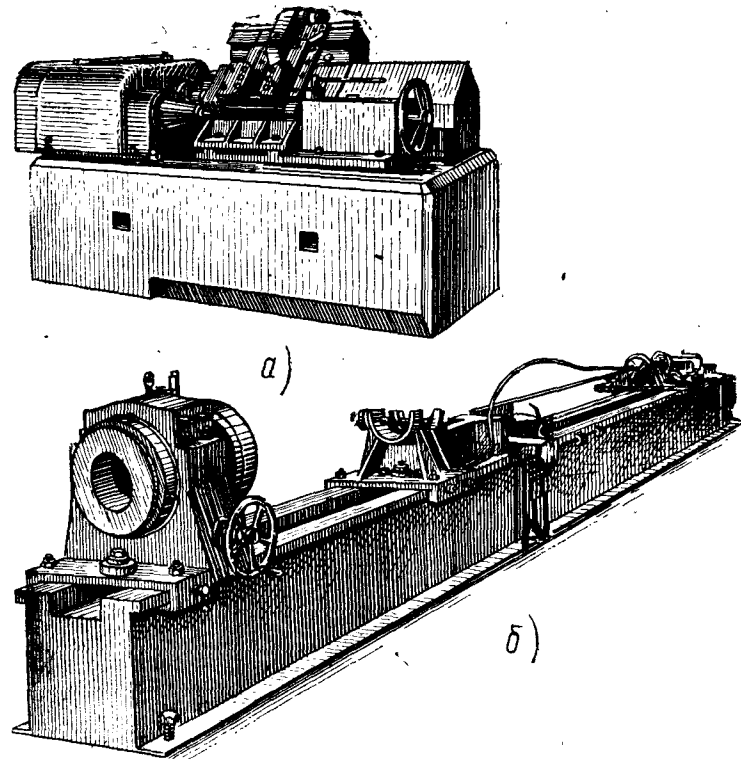
В английском журнале [42] был описан очень крупный продольнострогальный станок на железобетонной станине. Станок имел длину 56 м и ширину 5,18 м, чугунный стол его был собран из коробчатых секций длиной 3,66 м каждая и залит бетонной смесью, составляя общую монолитную плиту. Привод станка осуществлялся от двух электродвигателей мощностью по 40 л.с. На изготовление железобетонных конструкций станка было израсходовано 10 т стальной арматуры и 382 м³ бетона. Железобетонные части станка изготавливались зимой на открытом воздухе, так как одновременно с монтажом станка возводились и стены здания. В этом же журнале рассказывалось о крупном продольно-фрезерном станке на железобетонной станине, предназначенном для обработки чугунных отливок размером 1370×460×580 мм. Вес этого станка без электрооборудования составлял 10,5 т, а вес литья 2,5 т.

Применение железобетонной станины для крупного обдирочного токарного станка [44] позволило сэкономить свыше 80% металла (фиг. 1, а).

Еще в период первой мировой войны Курагинский машиностроительный завод построил крупные лоботокарные станки на железобетонных станинах для обточки турбинных колес. В 1941 г. на Коломенском станкостроительном заводе по проекту инженеров Чеботаревич, Тригалева и Герн были изготовлены станки на железобетонных станинах для протягивания глубоких отверстий (фиг. 1, б). Длительный срок эксплуатации этих станков подтвердил высокие эксплуатационные качества железобетонных

станин и способность их выдерживать транспортировку на далекие расстояния без дополнительных мер предосторожности. В послевоенное время конструкторами «ЭНИМС» были разработаны и изготовлены ответственные конструкции для металлорежущих станков из тонкостенных металлических коробов с последующим замоноличиванием их бетоном.

Коломенские станкостроители продолжают свои традиции в использовании железобетона. Так, железобетон был применен при



Фиг. 1. Станки с железобетонными станинами:

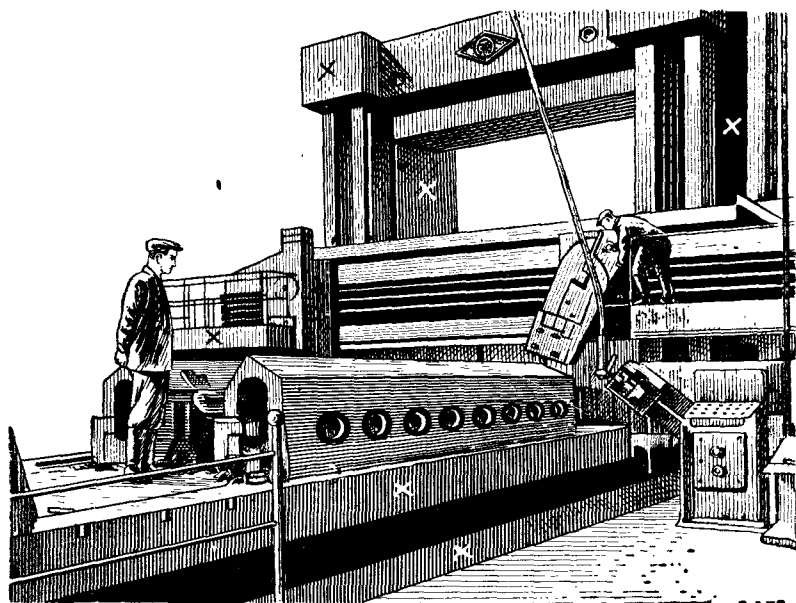
а — обдирочный токарный станок; б — станок для протягивания глубоких отверстий.

изготовлении тяжелого торцефрезерного станка с фрезами диаметром 2250 мм и продольнострогального станка с размерами строгания 400×12000 мм [36]. В настоящее время на коломенском заводе разработано несколько проектов железобетонных базовых деталей для тяжелых станков других типов. В торцефрезерном станке из железобетона была изготовлена маневренная часть. Как показал опыт, работоспособность станка от этого не снизилась, а расход металла сократился с 400 до 90 т.

В продольнострогальном станке (фиг. 2) железобетон был использован для изготовления шести базовых деталей: двух стоек

станины, стола, поперечины и перекладины. При общем весе всех деталей 285 т на детали из металла приходится только 50 т. Даже при кустарном способе изготовления железобетонных деталей выпуск этого станка обошелся заводу на 475 тыс. руб. дешевле. Пятилетний опыт эксплуатации показал, что станок обеспечивает достаточную жесткость, вибростойкость, и высокое качество обработки поверхностей тяжелых корпусных деталей.

Железобетон все чаще применяется на станкостроительных заводах Китайской Народной Республики. Например, Уханьский завод тяжелых станков в 1958 г. начал серийный выпуск продоль-



Фиг. 2. Продольнострогальный станок с деталями из железобетона (отмечены крестиками).

нофрезерных станков с железобетонными станинами. Китайские станкостроители перешли на изготовление транспортабельных железобетонных элементов станков, имеющих такие же размеры, как чугунные элементы.

В отечественной и зарубежной технике определились два пути конструирования ответственных железобетонных деталей станков: первый из них сводится к изготовлению тонкостенных чугунных литых и сварных коробов с последующим замоноличиванием их бетоном, второй основан на армировании железобетонных деталей стандартной стальной арматурой с применением закладных чугунных и стальных деталей в местах сочленения отдельных сек-

ций, как это принято во всех современных строительных конструкциях. Наиболее прогрессивным авторы считают второй путь, так как исключается необходимость изготовления тонкостенных чугунных и сварных коробов. Изготовление таких коробов влечет за собой удорожание конструкций, увеличение расхода металла и усложняет технологию производства.

Применение станин из тонкостенных чугунных и сварных коробов с заполнением их бетоном может рассматриваться только в качестве переходной стадии от металлических конструкций к железобетонным.

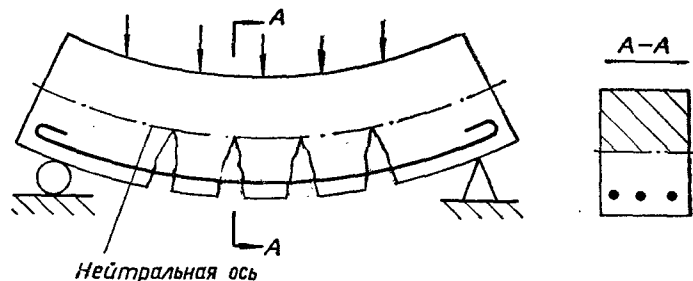
Огромный опыт, накопленный предприятиями строительной индустрии по изготовлению сложнейших сборных железобетонных конструкций на специализированных заводах, позволяет организовать массовое производство деталей любой сложности. Поэтому изготовление железобетонных конструкций для станкостроения вполне может быть осуществлено на любом современном заводе сборного железобетона.

ГЛАВА I

ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА БЕТОНА, СТАЛИ И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Железобетоном называется конструктивное сочетание бетона и стальной арматуры, в котором эти материалы работают совместно. Совместную работу двух разных материалов легче всего представить при изгибе железобетонной балки (фиг. 3). В верхней части балки при изгибе возникают напряжения сжатия, а в нижней —



Фиг. 3. Схема работы железобетонной изгибаемой балки.

растяжения. Поскольку бетон сопротивляется растяжению в значительно меньшей степени (в 10—15 раз), чем сжатию, то несущая способность балки определится работой бетона на растяжение, а прочность сжатой зоны балки останется недоиспользованной. Для повышения несущей способности балки на изгиб целесообразно вводить в растянутую зону стальную арматуру, которая увеличивает сопротивление растяжению. В случае появления трещин в растянутой зоне усилие воспринимается арматурой.

Сочетание двух любых строительных материалов возможно, во-первых, при наличии сцепления между обоими материалами. Сцепление между бетоном и стальной арматурой равно примерно 20—40 кг/см^2 . Во-вторых, материалы должны обладать близкими по величине коэффициентами линейного расширения α_t . Коэффици-

ент линейного расширения арматуры $\alpha_{st}=0,000012$, а бетона в зависимости от вида заполнителей $\alpha_{tb}=0,000007—0,000014$. В железобетоне при обычной температуре возникают лишь небольшие внутренние напряжения, не приводящие к опасным деформациям. Различие в коэффициентах линейного расширения отчасти сглаживается благодаря тому, что бетон защищает арматуру от резких колебаний температуры. Кроме того, необходимо, чтобы один материал (бетон) предохранял другой (арматуру) от коррозии. Многолетний опыт эксплуатации железобетонных сооружений подтверждает то, что бетон надежно предохраняет стальную арматуру от коррозии.

За основную механическую характеристику бетона — меру его прочности — обычно принимают так называемую кубиковую прочность, или марку бетона. Марка бетона обозначает предел прочности при сжатии (в кг/см^2) бетонного куба с ребром 200 мм после 28 дней твердения в нормальных условиях при температуре от $+15$ до $+20^\circ$ и относительной влажности воздуха 90—100% (ГОСТ 6901—54). Строительные нормы и правила (СНиП) устанавливают 10 основных марок [7]: 35; 50; 75; 100; 150; 200; 300; 400; 500 и 600. Наиболее ходовые марки для железобетонных станин — 200; 300 и 400. Для железобетонных станин применение тяжелого бетона марки ниже 150 не рекомендуется, а марки ниже 100 не допускается. В конструкциях, подвергающихся воздействию динамических нагрузок и рассчитываемых на выносливость, применение марки ниже 200 не рекомендуется, а ниже 150 не допускается.

Кубиковая прочность бетона в расчетах не используется. Она служит для контрольных испытаний и с помощью переходных коэффициентов или зависимостей используется для определения других прочностных характеристик бетона, необходимых для расчета.

На величину прочности бетона при сжатии оказывает влияние призматическая прочность. Многими опытами установлено, что призматическая прочность R_{np} бетона меньше кубиковой прочности R . Прочность R_{np} уменьшается с увеличением отношения высоты h образца к стороне b его поперечного сечения:

$\frac{h}{b}$	1	2	3	4
$\frac{R_{np}}{R}$	1	0,85	0,78	0,74

Для определения призматической прочности R_{np} бетона в зависимости от его кубиковой прочности R пользуются эмпирической формулой проф. А. А. Гвоздева

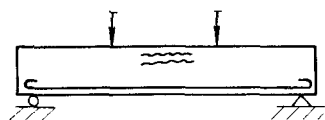
$$R_{np} = \frac{1300+R}{1450+3R} R.$$

Эта формула справедлива для бетона марки не выше 300. Для бетона более высоких марок рекомендуется пользоваться формулой

$$R_{np}=0,7R.$$

Призменная прочность бетона используется при расчетах на центральное сжатие и в случае малых эксцентрицитетов на внецентренное сжатие.

Прочность бетона на сжатие при изгибе R_u недостаточно изучена. При чистом изгибе во время разрушения балки в сжатой зоне бетона появляются трещины, параллельные верхней кромке балки (фиг. 4). На основании опытов принимается $R > R_u > R_{np}$ и $R_u = 1,25 R_{np}$. При низких марках бетона значение R_u приближается к значению R , а при высоких марках бетона $R_u < R$. Величина R_u является важной прочностной характеристикой железобетона. Она используется при расчетах на изгиб и на внецентренное сжатие в случае больших эксцентрицитетов.



Фиг. 4. Характер разрушения сжатого бетона в изгибаемой железобетонной балке.

Из всех физико-механических свойств бетона особый интерес представляет сопротивление растяжению и растяжимость. Работа растянутой зоны элемента, т. е. прочность на растяжение, растяжимость и сцепление бетона с арматурой оказывают решающее влияние на жесткость и трещиностойкость железобетонных элементов [3].

Разрушение бетона при растяжении происходит внезапно, хрупко, с отрывом одной части от другой по плоскости, перпендикулярной направлению действия силы. Для бетона марок 100 и 200 прочность на растяжение примерно равна $R_p \approx 0,1 R_u$ [1]. Для бетона более высоких марок прочность на растяжение меньше, чем для бетона низких марок. Для бетона всех марок принимают следующую зависимость:

$$R_p = \frac{1}{2} \sqrt[3]{R^2}.$$

Результаты, подсчитанные по этой формуле, с небольшими округлениями вошли в действующие нормы и технические условия проектирования железобетонных конструкций.

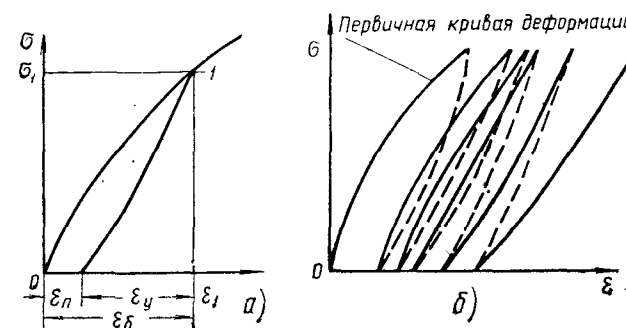
Сопротивление бетона растяжению при изгибе $R_{p,u}$ больше сопротивления при осевом растяжении R_p : $R_{p,u} = 1,7 R_p$.

Большую роль в трещиностойкости конструкций играет растяжимость бетона, т. е. свойство бетона следовать за деформациями, например, арматуры. Величина предельной растяжимости принимается равной 0,15 мм/м. На величину предельной растяжимости влияет деформативная способность заполнителей бетона. Так, бетон на пористых более деформируемых заполнителях имеет большую предельную растяжимость. Вероятно, путем специальных исследований удастся достичь того, что, применяя определенный

пористый заполнитель, можно будет заранее задавать предельную растяжимость бетона.

Растяжимость бетона можно увеличивать и другими способами. Например, добавка сульфитно-спиртовой барды увеличивает растяжимость на 50%, а применение абиетата натрия — почти вдвое. При этом прочность на растяжение остается без изменений [5]. Повысить растяжимость бетона можно также путем изменения минералогического состава цемента.

Сопротивление бетона удару зависит от сжимаемости бетона, т. е. от его способности к деформациям. При одних и тех же



Фиг. 5. Деформации бетона:

а — при первичном нагружении; б — при повторных нагрузках.

марках легкий бетон, изготовленный на низко модульных пористых заполнителях, лучше сопротивляется ударным нагрузкам, чем бетон, изготовленный на заполнителях из тяжелых естественных пород.

Значительное влияние на восприятие ударных нагрузок оказывает арматура, хорошо распределенная в бетоне. Арматура воспринимает на себя деформации растяжения, опасные для бетона. Чем лучше бетон сопротивляется разрыву, тем большую ударную нагрузку он может выдержать.

Главную роль в сопротивлении бетона изнашиванию играет не цементный раствор, а заполнитель. Хорошо противостоит изнашиванию заполнитель из твердых и нехрупких пород. Если конструкция подвергается сильному изнашиванию при ударах, то следует применять так называемый сталебетон. В сталебетон входит цемент, песок и металлическая стружка (вместо крупного заполнителя). Сталебетон лучше обычного бетона сопротивляется растягивающим усилиям.

Зависимость деформаций бетона от нагрузки не является прямой, т. е. не подчиняется закону Гука. В общем случае полные деформации бетона состоят из упругих и пластических деформаций (фиг. 5, а)

$$\epsilon_{\sigma} = \epsilon_y + \epsilon_n.$$

Упругие деформации бетона можно отделить от пластических путем разгрузки элемента конструкции. Остаточная часть деформаций будет представлять пластические деформации.

Многочисленные опыты показывают, что при действии на бетон повторных нагрузок его деформативные свойства изменяются. При первичном нагружении кривая сжатия бетона своей выпуклостью обращена в сторону оси напряжений (фиг. 5, б). Кривая разгрузки имеет выпуклость, обращенную в противоположную сторону, т. е. в сторону оси деформаций. При повторении циклов нагрузки кривые нагружения и разгрузки выпрямляются. Остаточные деформации с каждым циклом уменьшаются, и бетон деформируется по прямой, т. е. по закону Гука.

Анализ опытных данных [9] показывает, что если напряжения не превышают определенной величины (предела выносливости), то, следуя закону Гука, деформации бетона стабилизируются, а повторные нагружения не приводят к разрушению образца. Если напряжения превышают предел выносливости, то кривая деформаций, достигнув после первых нескольких циклов нагрузки прямолинейного вида, вскоре начинает снова искривляться, но уже в другую сторону — в сторону оси деформаций. При этом остаточные деформации увеличиваются, кривая все сильнее наклоняется к оси абсцисс. При дальнейшем повторном нагружении и разгрузении бетонный образец начинает разрушаться. Искривление кривой деформаций в сторону оси деформаций является признаком усталости бетона.

Величина предела выносливости, или усталости, бетона обусловлена возникновением в бетонном образце микротрещин [10], которые приводят также и к снижению модуля упругости бетона. Предел усталости R_y принимается примерно равным $0,5 R_{np}$ или $0,4 R$ (получено на базе повторений $2 \cdot 10^6$). Эта же величина принята за основу условных расчетных сопротивлений бетона при расчете на выносливость (см. гл. III).

В расчетах обычно пользуются средней величиной модуля упругости E_σ (фиг. 6)

$$E_\sigma = \operatorname{tg} \alpha = \frac{\sigma_1}{\epsilon_1}.$$

Ниже приводятся нормативные, т. е. полученные непосредственно из опыта, модули упругости бетона при сжатии:

Марка бетона	100	150	200	300	400	500	600
Модуль упругости E_σ в кг/см ²	190000	240000	290000	340000	380000	410000	430000

Модуль упругости при растяжении можно приближенно принимать равным модулю упругости при сжатии.

Значение модуля сдвига G , исходя из теоретической зависимости $G = \frac{E_\sigma}{2(1+\eta)}$, при коэффициенте Пуассона $\eta = \frac{1}{6}$ получается равным $G_\sigma = 0,425 E_\sigma$ (E_σ — модуль упругости бетона при сжатии).

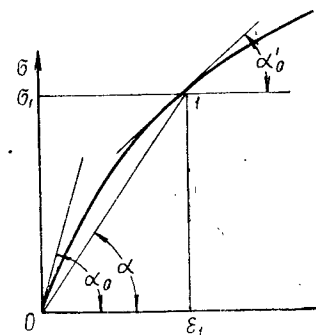
Деформация ползучести (пластические деформации, образующиеся под влиянием длительно действующей постоянной нагрузки) бывают в бетонных и железобетонных конструкциях, при этом они могут значительно превосходить деформации, полученные при кратковременном нагружении. Деформации ползучести главным образом учитываются при определении максимально возможных прогибов железобетонных конструкций. Наличие арматуры уменьшает эти деформации в 1,5—2 раза.

В железобетонных сжатых колоннах ползучесть бетона приводит к перераспределению напряжений: в бетоне напряжения уменьшаются, а в арматуре возрастают. Однако в стадии разрушения эти деформации не приводят к снижению несущей способности элемента. В изгибаемых элементах ползучесть уменьшает напряжения в сжатой зоне и увеличивает их в растянутой арматуре. Это явление также не приводит к снижению несущей способности изгибаемого элемента.

Деформации ползучести могут расти продолжительный период (до десяти лет). Однако нарастание деформаций вначале происходит настолько интенсивно, что к третьему году они достигают значения, близкого к максимальному. При этом с увеличением напряженности (нагрузки) ползучесть бетона возрастает. Возраст бетона оказывает сильное влияние на величину деформаций: чем старше бетон, тем меньше деформации.

Бетон на высокомарочном (глиноземистом) цементе имеет значительно меньшую ползучесть, чем бетон на обыкновенном цементе. С увеличением водоцементного отношения B/C ползучесть бетона возрастает. При постоянном водоцементном отношении ползучесть растет с увеличением содержания цемента, т. е. жирный бетон обладает большей ползучестью, чем тощий. Вибрированный бетон (с меньшим водоцементным отношением и содержанием цемента) имеет меньшие деформации ползучести.

Величина пластических деформаций зависит и от заполнителя и от размеров образца. Чем жестче заполнитель, тем меньше пластические деформации бетона. Легкие, низко модульные заполнители способствуют более значительным деформациям бетона. С увеличением размеров образца деформации ползучести уменьша-



Фиг. 6. Определение модуля упругости на первичной кривой деформации бетона.

ются. Это происходит потому, что большие образцы высыхают медленнее, чем образцы небольших размеров.

При твердении бетона в воде деформации ползучести уменьшаются более чем вдвое по сравнению с твердением на воздухе. При твердении на воздухе бетон уменьшается в объеме, а при твердении в воде увеличивается. Однако с течением времени набухание бетона в воде приостанавливается и переходит в усадку. Заполнители бетона уменьшают усадку: чем жестче заполнитель, тем меньше усадка. Усадка увеличивается с увеличением водоцементного отношения и количества цемента. Высокоактивные, глиноземистые цементы дают большую усадку, чем обыкновенные цементы. Бетон, изготовленный на пористом песке и щебне, имеет меньшую усадку, чем бетон, изготовленный на гравии. Вибрированный, плотный бетон имеет меньшую усадку, чем бетон, уложенный вручную. Величина годичной усадки бетона примерно равна 0,2—0,4 мм/м. Деформации бетона от усадочных явлений при твердении на воздухе значительно больше, чем при твердении в воде.

Наибольшее развитие усадка получает за первый год, причем за первые три месяца она составляет примерно половину годовой. Общая величина усадки бетона мала и ее влияние на изменение размеров конструкций меньше, чем, например, влияние усадочных деформаций чугунных станин или влияние деформаций стальных станин, возникающих во время сварки.

При обследовании железобетонной станины, пролежавшей восемь лет на открытом воздухе, не было обнаружено отклонений от первоначальных размеров. Аналогичные результаты были получены при замерах на станинах работающих станков после восьмилетнего срока эксплуатации. В крупноразмерных железобетонных элементах при твердении в недостаточно влажных условиях усадка приводит к появлению в бетоне трещин.

Усадочные деформации можно уменьшить путем армирования элементов (наличие арматуры более чем вдвое уменьшает усадку и разбухание бетона), путем более плотной укладки бетона, применением безусадочного цемента, а также увлажнением бетона во время его твердения.

Под влиянием усадки в арматуре и бетоне возникают начальные (собственные) напряжения. При этом арматура получает сжимающие напряжения, а бетон растягивающие. В избегаемых элементах арматура в растянутой зоне под влиянием усадки бетона разгружается. Наоборот, в растянутом бетоне напряжения от усадки складываются с напряжениями от нагрузки, что может привести к преждевременному появлению трещин.

При нагревании прочность бетона снижается [11]. Нагревание бетона до 400° вызывает снижение прочности в 2 раза, а до 500° — в 3 раза. При этом прочность бетона после охлаждения не восстанавливается. Необратимая потеря прочности бетона опасна для тонкостенных элементов. Высокая температура вызывает сниже-

ние модуля упругости бетона. Так, нагрев бетона до 550° приводит к снижению модуля упругости в 17 раз.

2. КОРРОЗИЯ БЕТОНА И АРМАТУРЫ

Появление коррозии зависит от свойств цемента или бетона и от свойств среды, окружающей бетон. Среда, окружающая бетон, по своему воздействию на него делится на три основные группы [14].

В среде первой группы происходит прямое растворение цементного камня и в первую очередь гидрата окиси кальция. Под влиянием воды, фильтрующейся через бетон, окись кальция растворяется, и бетон вымывается.

В среде второй группы протекают химические реакции между веществами, содержащимися в агрессивной среде и цементном камне. Характерной реакцией является воздействие на бетон магниевых солей. Продукты реакции растворяются и уносятся агрессивной средой.

В среде третьей группы наблюдается постепенное заполнение пор бетона кристаллами, образованными из нерастворяющихся продуктов химического взаимодействия среды и бетона. Рост кристаллов вызывает внутренние напряжения в стенках пор, что приводит к разрушению бетона. Такого рода коррозия происходит, например, при действии сернокислых солей средней и высокой концентрации.

Коррозии способствуют небольшая плотность или большая проницаемость бетона, а также наличие в цементном камне гидрата окиси кальция, который легче всего вымывается водой. Обыкновенный портландцемент содержит большое количество гидрата окиси кальция, поэтому он больше подвержен коррозии, чем, например, пуццолановый, или шлаковый, цемент. Некоторые заполнители, например известняки и определенные виды песчаников, способны сами разрушаться под действием агрессивной среды, чем усиливают коррозию бетона.

Коррозия арматуры происходит при достаточной ширине раскрытия трещин (более 0,2 мм) в результате газо- и водонепроницаемости бетона в агрессивной среде. Опыт эксплуатации железобетонных станин в заводских условиях показал, что вследствие большой жесткости появление трещин в них исключено, а раскрытие трещин наблюдается незначительное, поэтому имеется очень малая вероятность коррозии арматуры.

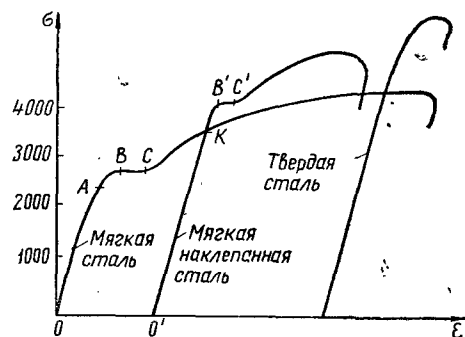
При установке железобетонных станин во влажных цехах с относительной влажностью воздуха свыше 60% в целях защиты арматуры от коррозии необходимо выполнять станины из бетона повышенной плотности с водоцементным отношением не более 0,6. При относительной влажности воздуха свыше 75% рекомендуется добавлять в бетон нитрит натрия в количестве 2% от веса цемента.

В отдельных случаях величина защитного слоя бетона может

быть выбрана равной 4—5 см, возможно также применение пропиток, облицовок, защитных оболочек и т. п. [39]. В особо неблагоприятных условиях рекомендуется применять антикоррозийное покрытие арматуры в виде водоцементной смеси, в состав которой вводится органическое клеящее вещество или холодная битумная мастика. Долговечность бетона и железобетона повышается при использовании специальных сульфатостойких цементов и поверхностных покрытий [15]. В качестве поверхностных покрытий применяют природные битумы, нефтяные битумы, каменноугольные смолы, перхлорвиниловые лаки и различные краски.

3. МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА МЯГКОЙ И ТВЕРДОЙ СТАЛИ

Наиболее важной прочностной характеристикой мягкой стали, применяемой в обычных железобетонных конструкциях, является предел текучести. Во время текучести стали нарушается сцепление ее с бетоном, конструкция получает большие трещины и прогибы.



Фиг. 7. Механические свойства стали.

Позтому достижение арматурой предела текучести принимается за начало потери конструкцией несущей способности. Пластические свойства стали способствуют рациональному перераспределению усилий в железобетонных конструкциях, устраняют опасность хрупкого разрушения конструкции и преждевременного истощения ее несущей способности. При низких пластических свойствах, особенно холодносплюсненной арматуры, повышается вероятность ее хрупкого излома еще в состоянии заготовки. Государственные стандарты устанавливают максимальную допустимую величину относительных удлинений арматуры при разрыве, характеризующих пластические свойства стали.

Для получения стали повышенной прочности часто используют явление наклепа стали.

На фиг. 7 представлена диаграмма растяжения мягкой стали марки Ст. 3. Если стержень растянуть до напряжения, превышающего площадку текучести BC, например до точки K, и разгрузить его, то получим остаточную деформацию OO'. При повторном нагружении деформация будет проходить по линии O'K. При этом сталь получит упрочнение (наклеп), площадка текучести поднимается до B'C' и немного при этом сократится, сталь станет более хрупкой. Высокопрочная твердая сталь вообще не имеет площадки текучести.

За момент разрушения железобетонной балки, армированной

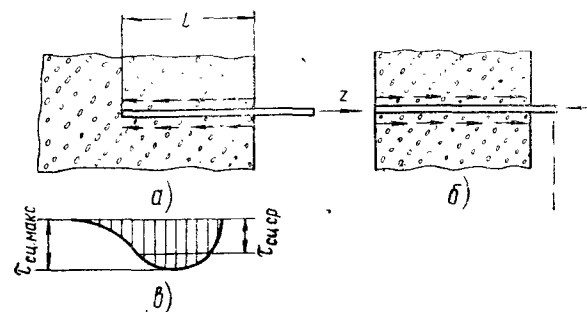
вердой арматурой, принимается достижение ее предела прочности.

При повторных нагрузках возникает усталость металла. Предел выносливости металла, по данным И. А. Маторова [9], колеблется в широких пределах: для мягкой стали 0,72—0,50, для упрочненной стали 0,64—0,27 от предела прочности.

Механические характеристики обычной горячекатаной стали не изменяются после нагрева. Сталь, подвергнутая холодной обработке (наклепу), теряет наклеп и снижает свои прочностные показатели при температуре 200—400°. Горячекатаная низколегированная сталь 25Г2С существенно снижает предел текучести при температуре выше 800°.

4. СЦЕПЛЕНИЕ АРМАТУРЫ С БЕТОНОМ

Забетонированный стержень оказывает значительное сопротивление его выдергиванию (фиг. 8, а) или выталкиванию (фиг. 8, б). При определенной длине заделки стержня силы сцепления по величине могут быть равнопрочны с самим стержнем.



Фиг. 8. Сцепление бетона с арматурой.

Сцепление бетона с арматурой [2] вызывается силами трения, склеивания и сопротивления срезу. Силы трения, возникающие вследствие усадки бетона, при круглой гладкой арматуре составляют до 3/4 общей силы сцепления. Силы склеивания—это силы сцепления между бетоном и сталью, зависящие от состояния поверхности арматуры и способа хранения изделий. Величина сил склеивания может быть 5—19 кг/см². Силы сопротивления срезу возникают из-за неровностей при круглой арматуре и вследствие выступов при арматуре периодического профиля.

В расчетах указанные силы не разделяются, а объединяются под общим понятием — напряжение сцепления бетона с арматурой $\tau_{сц}$. Для обычного бетона принимают среднюю величину $\tau_{сц ср}$, равную 25—40 кг/см². Напряжение сцепления $\tau_{сц}$ распределяется неравномерно по длине заделки стержня (фиг. 8, в). Сопротивление при проталкивании стержня больше, чем при выдергивании.

Это объясняется поперечными деформациями расширения проталкиваемого стержня.

Основную роль при круглой гладкой арматуре играют силы трения, зависящие от усадки бетона. Легкий бетон на низкопористых заполнителях имеет большие усадочные деформации и большую величину сцепления с арматурой, чем обычный бетон.

На величину сил сцепления и сопротивления срезу, составляющих около $\frac{1}{4}$ общей силы сцепления при гладкой арматуре, влияют главным образом следующие факторы: 1) количество и качество цементного камня; 2) плотность бетона и 3) возраст бетона.

Для стержней периодического профиля основную роль в сцеплении играют силы сопротивления срезу. Такие стержни при выдергивании оказывают сопротивление, превышающее сопротивление гладких стержней более чем в 2 раза.

Величину сил сцепления учитывают при определении величины заделки стержней, а также величины нахлестки в растянутых и сжатых стыках арматуры. Для увеличения силы сцепления бетона с арматурой необходимо применять сварные каркасы и сетки, стержни периодического профиля. При применении круглой гладкой арматуры на концах стержней предусматривают крюки или специальные анкерные устройства. Установка хомутов или поперечных стержней также увеличивает силу сцепления.

В железобетонных конструкциях при действии высокой температуры значительно снижается сцепление между бетоном и арматурой. Например, средний коэффициент линейного расширения стали, равный $12 \cdot 10^{-6}$ в интервале температур от 0 до 100° , повышается до $40 \cdot 10^{-6}$ при изменении температуры от 0 до 300° [1]. Коэффициент линейного расширения бетона при тех же колебаниях температуры повышается меньше, отсюда возникают дополнительные напряжения на поверхности сцепления бетона с арматурой. При 250° прочность сцепления металла с бетоном может снизиться на 50%.

ГЛАВА II

КОНСТРУИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СТАНИН.

ОБЩИЕ ДАННЫЕ

Станины металлорежущих станков классифицируются [40] по расположению оси станка на горизонтальные и на вертикальные, по схеме работы на незамкнутые (балочного типа) и на рамные. Большая часть станков выполняется с горизонтальными станинами.

Горизонтальные станины изготавливаются на ножках, сплошными и рамными. Станины на ножках применяются для станков с небольшими усилиями резания, сплошные станины — для станков со значительными усилиями резания, рамные — для высокопроизводительных станков.

Для станин металлорежущих станков решающее значение имеет не только прочность материала, но и его способность противостоять возможным упругим деформациям и вибрациям. Поэтому основным критерием работоспособности станин является жесткость.

Легкие и средние станки небольшой длины обычно устанавливаются на общей бетонной плите цеха с подливкой. При этом предполагается, что жесткость станин обеспечивается без фундамента. Станины тяжелых станков конструируются с учетом совместной работы их с фундаментом. Для таких станин устраиваются фундаменты.

Чистота поверхности обрабатываемого изделия и точность его изготовления зависят от величины упругих деформаций станины и ее способности противостоять быстрым изменениям нагрузок. Необходимость уменьшения деформаций станины обусловлена не только требованием точности обработки изделий, но также и стремлением удалить частоту собственных колебаний от опасной области резонанса.

Обработка стружки сопровождается периодическими колебаниями станины станка. При скоростных режимах обработки, широко применяемых в настоящее время, частота этих вынужденных колебаний может быть очень высокой. Известно также, что частота колебаний при изгибе стержнеобразного звена обратно пропорциональна \sqrt{f} (f — стрела прогиба). Следовательно, в области

малых прогибов, т. е. при большой жесткости конструкции, малое по абсолютной величине изменение деформации вызывает большое изменение частоты собственных колебаний. При небольшой жесткости звена таким изменениям деформации отвечают лишь небольшие изменения собственных колебаний.

Таким образом, чем больше жесткость конструкции, тем легче осуществить удаление от области резонанса, наступающего при совпадении частот собственных и вынужденных колебаний.

Жесткость станины характеризуется величиной перемещения инструмента относительно изделия в результате деформаций станины под влиянием действующих сил. Чтобы по вычисленной величине перемещений инструмента относительно изделия в результате деформаций данного элемента можно было судить о его жесткости, следует сравнить эту величину с перемещениями, вычисленными таким же путем для станков, хорошо показавших себя в эксплуатации. Допустимую величину приведенных к инструменту упругих перемещений элемента можно также определять по требуемой точности обработки.

Расчетная схема станины определяется способом опирания станка и характером действующих сил. Станины, устанавливаемые на ножках, рассматриваются при расчетах на изгиб как шарнирно опертые однопролетные балки, при расчетах на кручение как балки, защемленные на опорах. Влиянием упругого защемления ножек станины на фундаменте пренебрегают. Сплошные станины, закрепленные и не закрепленные на фундаменте, следует рассматривать как балки на упругом основании.

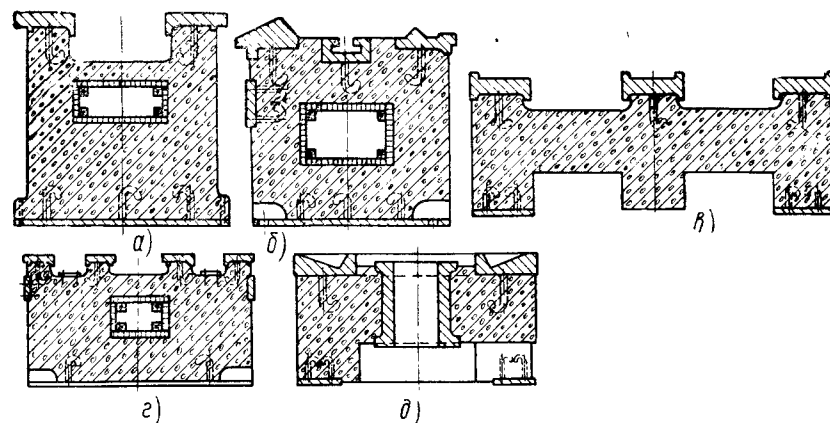
Расчетными усилиями для станин являются силы резания и веса перемещающихся узлов. Для станин станков, например продольнострогальных и продольнофрезерных, у которых нагрузка от резания является внутренней и воспринимается тем же сечением станины, к которому она приложена, основной расчетной нагрузкой служит вес перемещающихся узлов.

Для станков, у которых силы резания относительно невелики по сравнению с весом перемещающихся узлов (координатно-расточные станки), за основную расчетную нагрузку также принимают вес перемещающихся узлов. Для станин токарных, револьверных, долбежных станков расчетным усилием являются силы резания. В тяжелых станках этого же типа в расчетную нагрузку, кроме того, включается вес изделий и перемещающихся узлов. В станинах средних станков усилия от веса изделий и перемещающихся узлов небольшие по сравнению с усилиями резания, поэтому ими пренебрегают. В общем случае станины испытывают изгиб в горизонтальной и вертикальной плоскости и кручение.

Расчет и конструирование железобетонных станин имеет специфические особенности, свойственные расчету и конструированию железобетонных конструкций. Кроме того, применение железобетона в машиностроительных конструкциях требует дополнительных исследований.

На фиг. 9 показаны сечения железобетонных станин. Сечения приняты сплошными, чтобы упростить изготовление станин и обеспечить достаточную жесткость их. В настоящее время целесообразно проектировать станины коробчатого вида. Этому способствует наличие бетона высоких марок и современные способы армирования и изготовления железобетонных конструкций.

Габаритные размеры железобетонных станин рекомендуется выбирать такими же, как и чугунных станин. Толщину стенок железобетонных коробчатых станин при марках бетона от 200 до 400 можно назначать в 3—5 раз больше, чем толщина стенок чугунных станин. При одинаковом весе чугунных и железобетонных станин толщину стенок железобетонных коробчатых сечений



Фиг. 9. Рекомендуемые сечения железобетонных станин:

а — для протяжного станка; б — токарного станка; в — продольнострогального станка; г — станка глубокого сверления; д — карусельного станка.

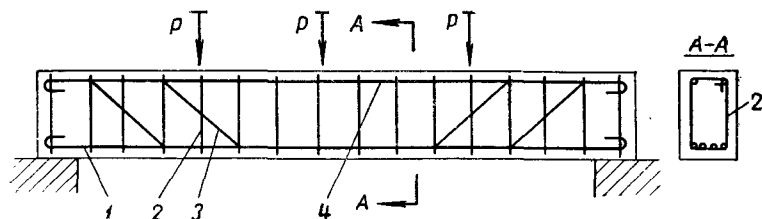
следует увеличивать в 3 раза по сравнению с чугунными. После назначения размеров железобетонную станину необходимо проверить на прочность, выносливость, жесткость и трещиностойкость.

Применение железобетона особенно рекомендуется при изготовлении уникальных станков больших размеров, так как в этих случаях экономический эффект весьма высок, станины обладают высокой жесткостью, подвергаются небольшим вибрациям и просты в изготовлении.

2. НАЗНАЧЕНИЕ АРМАТУРЫ

Арматура располагается главным образом в тех частях конструкции, которые могут подвергаться растягивающим усилиям (при изгибе, осевом растяжении, внецентренном сжатии и растяжении). Иногда арматуру ставят для восприятия сжимающих, усадочных и температурных напряжений.

В изгибаемой железобетонной балке (фиг. 10) основная, рабочая, арматура воспринимает растягивающие усилия. Для этой арматуры расходуется сталь повышенной прочности, количество арматуры определяется расчетом. Поперечные стержни, или хомуты, воспринимают поперечную нагрузку балки, иногда они выполняют функции распределительной арматуры. Для этого вида арматуры можно расходовать сталь обычную пониженной прочности диаметром 6; 8 или 10 мм. Отогнутые стержни, или отгибы, изготавливают из той же стали, что и основная, рабочая арматура. Монтажная арматура воспринимает растягивающие усилия при монтаже и может воспринимать часть сжимающих усилий при эксплуатационных нагрузках (выполняется из обычной стали Ст. 0 и Ст. 3 диаметром 10—12 мм).



Фиг. 10. Расположение арматуры в изгибаемой балке:

1 — основная рабочая арматура; 2 — хомуты (поперечная арматура); 3 — отогнутые стержни (поперечная арматура); 4 — монтажная арматура.

Если стержни арматуры соединить, например, вязальной проволокой, то получим вязанный арматурный каркас (устаревший способ армирования). При соединении стержней арматуры сваркой получается сварной арматурный каркас. Крюки на концах продольных стержней делаются лишь в случае применения круглой гладкой стали. В арматуре периодического профиля таких крюков нет. Отогнутые стержни применяются в основном в вязанных каркасах. Ради простоты изготовления в сварных каркасах поперечная арматура выполняется в виде хомутов (отогнутые или наклонные стержни не рекомендуются).

В настоящее время основным видом армирования железобетонных конструкций являются сварные арматурные каркасы и сетки, которые изготавливаются на специальных сварочных машинах.

3. ВИДЫ СТЕРЖНЕЙ АРМАТУРЫ

Арматура должна отвечать следующим основным требованиям [11]: а) надежно работать совместно с бетоном на всех стадиях работы конструкции; б) использоваться до предела текучести или предела прочности при исчерпании несущей способности железобетонной конструкции; в) иметь достаточные пластические свойства; г) обладать свойствами, обеспечивающими удобство производства арматурных работ и возможность их механизации.

Основные виды арматурной (мягкой) стали, применяемой в обычных, ненапряженных, конструкциях, приведены в табл. 1.

Гладкая арматура круглого сечения обычно из стали марок Ст. 0 и Ст. 3 выпускается диаметром от 6 до 100 мм. Стержни диаметром 10 мм и более поставляются длиной 9—12 м (по длине вагона), а диаметром менее 10 мм в мотках (катанка) длиной до 40 м. Круглая арматура применяется для изготовления монтажной арматуры, а также используется в качестве основной, несущей, арматуры, если не имеется более эффективной арматуры. Гладкие стержни в растянутой зоне железобетонных элементов при эксплуатационных нагрузках имеют напряжения, при которых сцепление бетона с арматурой мало нарушается, трещины раскрываются незначительно, а прогибы получаются вполне допустимыми.

В целях экономии металла на армирование конструкций применяют сталь повышенной прочности. Если арматуру из такой стали выпускать гладкой, то при более высоких эксплуатационных напряжениях сцепление между бетоном и арматурой будет заметно нарушаться. Это вызовет появление больших трещин и недопустимые деформации (провисание) конструкций.

Для эффективного использования высокопрочной арматуры ей придают периодический профиль, в этом случае достигается лучшее сцепление с бетоном, чем при гладкой арматуре.

Арматура периодического профиля из стали марки Ст. 5 имеет на поверхности выступы, расположенные по винтовой линии. Арматура из низколегированной стали марок 25Г2С и 30ХГ2С имеет выступы, расположенные в «елочку».

Арматура периодического профиля из стали марок Ст. 5, 25Г2С, 35ГС и 30ХГ2С используется в железобетоне в качестве основной, несущей, арматуры. Поскольку сталь этих марок относится к мягкой стали, за нормативное сопротивление принимается ее браковочный минимум предела текучести.

В обычном железобетоне с арматурой периодического профиля количество трещин увеличивается почти в 2 раза по сравнению с гладкой арматурой, при этом ширина раскрытия трещин уменьшается примерно на ту же величину. Жесткость балок с арматурой периодического профиля из стали марок Ст. 5 и 25Г2С с браковочным минимумом предела текучести 2800—4000 кг/см² в большинстве случаев оказывается достаточной. Применение вместо гладкой арматуры арматуры периодического профиля из стали марок Ст. 5, 25Г2С и 35ГС позволяет в обычном железобетоне снизить расход металла на 25—40%.

Сталь 30ХГ2С с браковочным минимумом предела текучести 6000 кг/см² целесообразно использовать в железобетонных конструкциях только с предварительным напряжением или в конструкциях с большой высотой (жесткостью) сечения. Стальную высокопрочную проволоку, гладкую и периодического профиля (ГОСТ 7348—55 и 8480—57), с браковочным минимумом предела прочно-

Характеристика арматуры из мягкой стали [11]

Виды арматуры	Номер ГОСТ	Диаметр арматуры в мм	Браковочный минимум на растяжение		Относительное удлинение при разрыве в % не менее	Условия испытания на холодный изгиб
			предел текучести (нормативное сопротивление)	предел прочности		
I. Горячекатаная сталь						
Круглая гладкая: марки Ст. 0 марки Ст. 3	380—50 2590—57	6—100 6—100	1900 2400	3200 3800	22 25	180°; C=2d 180°; C=0
	Периодического профиля: марки Ст. 5 марок 25Г2С и 35ГС марки 30ХГ2С	5781—58 7314—55 5053—57	10—90 6—40 10—32	2800 4000 6000	5000 6000 9000	19 14 6
II. Горячекатаная сталь, подвергнутая механическому упрочнению (вытяжкой)						
Круглая гладкая: марки Ст. 0 марки Ст. 3	— —	6—22 6—22	2400 2800	3200 3800	10 10	180°; C=3d 180°; C=3d
	Периодического профиля марки Ст. 5, подвергнутая вытяжке с напряжением до 4500 кг/см ² при удлинении не более 5,5% Периодического профиля марок 25Г2С и 35ГС, подвергнутая вытяжке до 5500 кг/см ² при удлинении не более 3,5%	— —	10—40 6—40	4500 5500	5000 6000	8 6

Примечание. d — диаметр стержней круглой арматуры; d_p — расчетный диаметр периодического профиля; C — диаметр оправки.

Приведенные прочностные характеристики стали марок Ст. 3 и Ст. 5 относятся к арматуре диаметром до 40 мм; при диаметре более 40 мм они снижаются на 5%.

Примечание. d — диаметр стержней круглой арматуры; d_p — расчетный диаметр арматуры периодического профиля; C — диаметр оправки.
Приведенные прочностные характеристики стали марок Ст. 3 и Ст. 5 относятся к арматуре диаметром до 40 мм; при диаметре более 40 мм они снижаются на 5%.

сти 12000—20000 кг/см² при диаметре 10—2,5 мм, можно применять в предварительно напряженных конструкциях. Высокопрочная сталь относится к твердой стали, браковочный минимум предела прочности ее принимается за нормативное сопротивление.

К арматуре из твердой стали относится арматура холодносплющенная периодического профиля (ГОСТ 6234—52) и проволока стальная низкоуглеродистая холоднотянутая (ГОСТ 6727—53).

Холодносплющенная арматура представляет собой стержни с вмятинами, расположенными по длине попеременно в двух взаимно перпендикулярных направлениях. При диаметре 6—32 мм эта арматура имеет браковочный минимум предела прочности 4500 кг/см². Холодносплющенная арматура может применяться вместо горячекатаной арматуры периодического профиля.

Холоднотянутая проволока диаметром 3—5,5 мм имеет браковочный минимум предела прочности 5500 кг/см², а диаметром 6—10 мм — 4500 кг/см².

Такая проволока широко применяется в сварных сетках и каркасах для армирования обычного железобетона. В вязаных сетках и каркасах эта проволока может использоваться только с пониженным расчетным сопротивлением, т. е. как проволока из стали Ст. 3.

Для железобетонных станин, работающих под пульсирующей нагрузкой, в качестве основной продольной рабочей арматуры рекомендуется применять арматуру из стали марок Ст. 3, Ст. 5 и 25Г2С; не рекомендуется сталь группы II (см. табл. 1).

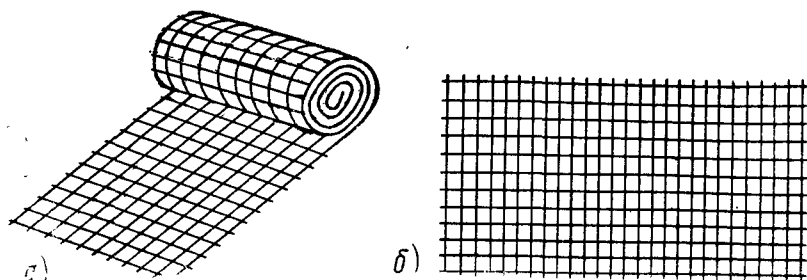
4. СВАРНЫЕ КАРКАСЫ И СЕТКИ

Современные железобетонные конструкции, как правило, должны армироваться сварными каркасами и сетками, из которых могут быть составлены пространственные арматурные каркасы.

Сварные сетки и каркасы изготавливаются на сварочных автоматах. В соответствии с требованиями сортамента [16] на сетки и каркасы предусматривается холоднотянутая проволока и стержневая арматура из стали марки 25Г2С. Можно использовать и другие достаточно проверенные по свариваемости виды арматуры: круглую гладкую арматуру из стали марок Ст. 0 и Ст. 3, арматуру периодического профиля из стали марки Ст. 5, холодносплющенную арматуру, круглую гладкую арматуру из стали марок Ст. 0 и Ст. 3, подвергнутую механическому упрочнению вытяжкой.

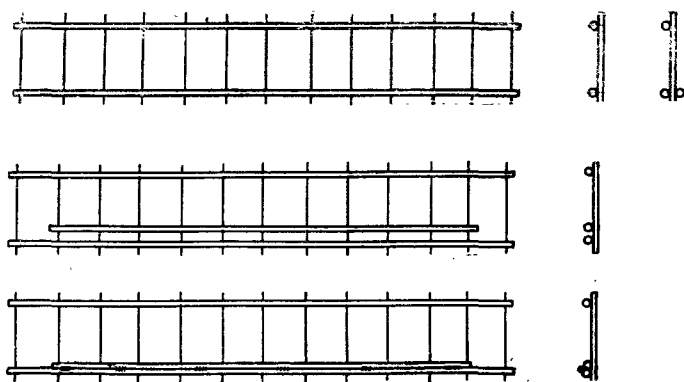
Сетки делятся на рулонные и на плоские. Рулонные сетки изготавливаются из проволоки диаметром 3—5,5 мм (фиг. 11, а). К ним относятся сетки с продольной и поперечной рабочей арматурой, а также сетки с рабочей арматурой в двух направлениях. Вес рулонов достигает 100—300 кг. Плоские сетки (фиг. 11, б) выполняются из стержневой арматуры диаметром 8—10 мм из стали марки 25Г2С. Плоские сетки делятся на сетки с рабочей арматурой в продольном направлении и на сетки с рабочей арматурой в двух направлениях. Длина сеток достигает 9 м. При

использовании рулонных и плоских сеток необходимо помнить, что они выпускаются шириной (по осям крайних стержней) 1400; 1500; 2300 и 2650 мм. Сетки меньшей ширины можно получить из сеток стандартной ширины.



Фиг. 11. Рулонная сетка (а) и плоская сетка (б).

В сварных сетках наименьшее расстояние между стержнями принимается не менее 50 мм, а наибольшее — не более 250 мм. Такие сетки используются обычно для армирования плит, а также в полках и стенках балок и в прогонах.



Фиг. 12. Плоские сварные каркасы.

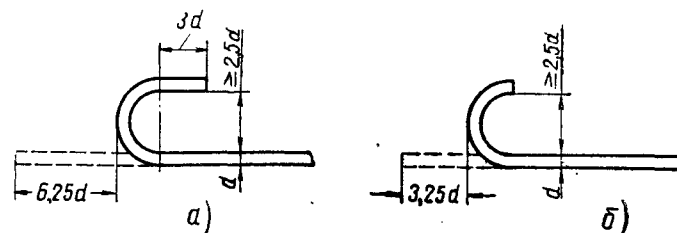
Плоские сварные каркасы (фиг. 12) используются для армирования элементов станин для сборного и монолитного исполнения. Размеры каркасов определяются размерами этих элементов. В качестве основной несущей арматуры используется сталь периодического профиля.

5. ПРАВИЛА ЗАГОТОВКИ СТЕРЖНЕЙ АРМАТУРЫ

При армировании отдельными стержнями из круглой гладкой стали, т. е. в вязаных каркасах, на концах стержней делаются крюки (фиг. 13). Для определения длины стержня при составле-

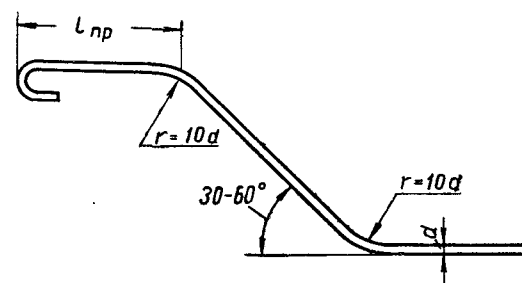
нии спецификации добавка на один крюк при ручной заготовке равна $6,25 d$ (фиг. 13, а), при машинной $3,25 d$ (фиг. 13, б).

Концы растянутых стержней периодического профиля выполняются без крюков, концы стержней гладкой арматуры делаются без крюков только в случае применения их в сварных сетках и каркасах.



Фиг. 13. Крюки на круглых гладких стержнях:
а — при ручном производстве; б — при механизированном производстве.

Отгибы стержней выполняются по дуге окружности с радиусом не менее $10 d$ (фиг. 14). На концах отогнутых стержней устраивают прямые участки длиной l_{np} не менее $10 d$ в сжатой зоне бетона и не менее $20 d$ в растянутой зоне. Прямой участок дол-



Фиг. 14. Отгибы при армировании отдельными стержнями (в вязаных каркасах).

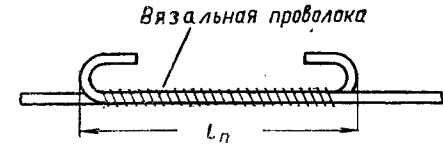
жен иметь крюк. Стыки выполняются, как правило, электросваркой. В основной, рабочей арматуре следует вообще избегать стыков.

При армировании вязаными каркасами, собираемыми из отдельных стержней, в изгибаемых, внецентренно сжатых и сжатых элементах допускаются стыки внахлестку (фиг. 15). При этом длина перепуска l_n стержней должна быть не менее $30 d$ в растянутой зоне и не менее $20 d$ в сжатой зоне. Стыки внахлестку не рекомендуется располагать в местах полного использования арматуры. Более подробные сведения о длине перепуска концов

стержней, а также сварных каркасов и сеток в зависимости от марки стали и бетона указаны в Инструкции [16] и в общей литературе по железобетону [2], [6], [11] и [17].

Характеристика сварных стыков арматурных стержней в зависимости от диаметра арматуры и марки стали дана в табл. 2.

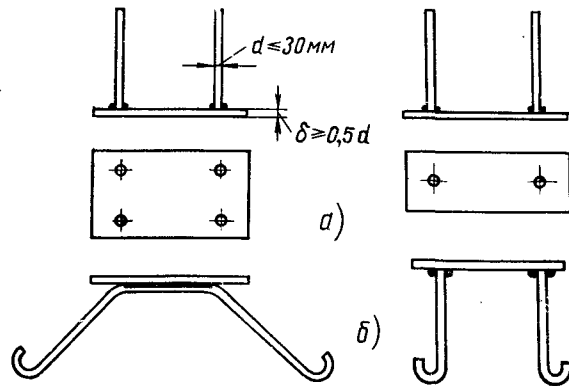
Закладные детали для соединения элементов железобетонных станин с деталями станков, с фундаментом, а также между собой при сборном выполнении станин рекомендуется изготавливать из стали марки Ст. 3, так как эта сталь наилучшим образом отвечает условиям свариваемости.



Фиг. 15. Стык внахлестку при армировании отдельными стержнями в вязаных каркасах.

Закладные детали конструируют в виде стальных плит, обрезков, уголков, швеллеров, двутавров и т. п. Необходимо предусматривать их надежное крепление в бетоне путем приварки к арматурному каркасу или с помощью приварки коротышей. Кроме

того, в случае необходимости следует предусматривать способы крепления закладных деталей к формам (опалубке) в процессе формирования железобетонных элементов. Для упрощения конструкции опалубки закладные детали располагают таким образом, чтобы



Фиг. 16. Анкерование закладных деталей с помощью коротышей:
а — из стали периодического профиля; б — из круглой гладкой стали.

они не выступали за наружные грани железобетонных элементов. Для крепления фундаментных болтов к закладным частям (листам) привариваются упорные кронштейны.

Толщина стальных листов, или профилей, закладных деталей

Сварные стыки арматурных стержней [11]

Вид сварки и тип стыка	Конструктивные соединения	Марка стали	Диаметр стержня в мм
Контактная электросварка стержней в стык		Ст. 3 Ст. 5 25Г2С 30ХГ2С	10—80 10—80 10—40 10—32
Электродуговая сварка стержней с накладками с четырьмя фланговыми швами		Ст. 3 Ст. 5 25Г2С	8—80 10—80 8—40
Электродуговая сварка стержней с накладками с двумя фланговыми швами		Ст. 3 Ст. 5 25Г2С 30ХГ2С	8—80 10—80 8—40 10—32
Электродуговая сварка стержней внахлестку с двумя фланговыми швами		Ст. 3	8—40
Электродуговая сварка стержней внахлестку с одним фланговым швом		Ст. 3 Ст. 5 25 Г2С	8—40 10—40 8—40
Одноэлектронная ванная сварка стержней с желобчатой прокладкой		Ст. 3 Ст. 5 25Г2С	20—32 20—32 20—32

допускается не менее 4 мм. Толщина пластинок закладных деталей δ_n определяется по формуле

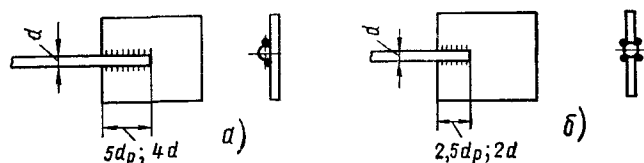
$$\delta_n \geq 0,25d \frac{R_{a.y}}{R_{cp}},$$

где d — диаметр привариваемых стержней;

$R_{a.y}$ — условное расчетное сопротивление стали (см. табл. 5);

R_{cp} — расчетное сопротивление стальных листов на срез [26].

При закреплении закладных деталей в бетоне специальными анкерными стержнями последние выполняются из стали периодического профиля в виде прямых коротышей без крюков (фиг. 16, а) или из круглой гладкой стали в виде коротышей с крюками по концам (фиг. 16, б). Длина коротышей выбирается менее 30 d , где d — диаметр стержней.



Фиг. 17. Соединение закладных деталей со стержнями арматурных каркасов.

Закладные детали соединяются со стержнями арматурных каркасов внахлестку с односторонними (фиг. 17, а) или двусторонними (фиг. 17, б) фланговыми швами.

При действии растягивающей силы N суммарная площадь сечения анкеров $F_{ан}$, расположенных параллельно направлению действия этой силы, определяется по формуле

$$F_{ан} = \frac{N}{R_{a.y}},$$

где значение N принимается с учетом коэффициента перегрузки (см. стр. 43).

При действии сдвигающего усилия $Q_{сд}$ сечение анкеров определяется по формуле

$$F_{ан} = \frac{Q_{сд}}{kR_a},$$

где k — коэффициент трения металла о бетон, который допускается принимать равным 0,7;

$Q_{сд}$ — сдвигающая сила, определяемая с учетом коэффициента перегрузки.

6. АРМИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СТАНИН

Как уже указывалось, в строительстве существует два способа армирования: вязаными каркасами из отдельных стержней (устаревший способ) и сварными каркасами и сетками, принятый по-

всемерно при заводском и стендовом изготовлении железобетонных конструкций.

Однако армирование сварными сетками и каркасами при изготовлении железобетонных станин ограничено, так как действующей Инструкцией по конструированию элементов железобетонных конструкций [16] применение сварных каркасов и сеток не рекомендуется в конструкциях, подвергающихся воздействию многократно повторяющейся пульсирующей нагрузки, которая вызывает в основных расчетных сечениях арматуры изменение знака усилия или изменение величины усилия более чем в 2 раза. В этих случаях Инструкция рекомендует применять вязанные каркасы. Правда, такая рекомендация основана на том, что в железобетонных конструкциях в качестве рабочей арматуры, назначаемой расчетом на прочность, преимущественно применяют сталь периодического профиля повышенной прочности и холоднотянутую проволоку, которые значительно уступают стали марки Ст. 3 по свариваемости и надежности сварных швов при пульсирующей нагрузке. Следовательно, возможности применения сварных каркасов из круглой гладкой стали марки Ст. 3 менее ограничены.

Применение сварных каркасов даже из стали периодического профиля возможно в железобетонных станинах при напряжении в арматуре и в сварных швах заведомо ниже предела выносливости, т. е. когда сечение арматуры и станины выбрано по конструктивным соображениям или по условиям жесткости. Кроме того, применение сварных каркасов и сеток возможно, если результаты расчета на выносливость и напряжение в арматуре не превышают условного расчетного сопротивления арматуры на выносливость R'_e с учетом коэффициента γ снижения условных расчетных сопротивлений для сварных соединений (см. стр. 62).

Широкое использование сварных каркасов в станинах станков требует дополнительной экспериментальной проверки надежности железобетонных станин на выносливость при пульсирующей нагрузке.

Сварные каркасы железобетонных станин можно получить тремя путями: 1) использованием круглой гладкой арматуры из стали марки Ст. 3; 2) использованием арматуры периодического профиля при условии снижения напряжения до условного расчетного сопротивления на выносливость или ниже с учетом коэффициента γ для сварных соединений; 3) экспериментальной проверкой надежности станин, армированных сварными каркасами из стали периодического профиля, на выносливость при пульсирующей нагрузке.

Железобетонные станины можно армировать вязаными каркасами из отдельных стержней и сварными каркасами, изготовленными на сварочных машинах. Рассмотрим вопрос о минимальном содержании арматуры, так как часто железобетонные станины проектируются только на основе конструктивных данных.

Минимальное сечение растянутой арматуры для изгибаемых, внецентренно растянутых и внецентренно сжатых железобетонных элементов с большими эксцентриситетами рекомендуется выбирать по табл. 3.

Для тавровых сечений с полкой в сжатой зоне указанная величина армирования относится к площади сечения, равной произведению ширины ребра b на полезную высоту h_0 .

Таблица 3

Величина сечения растянутой арматуры в % от площади расчетного сечения бетона ($h_0 \times b$)

Марка бетона	Минимальное сечение арматуры	
	круглой гладкой из стали марок Ст. 0 и Ст. 3	горячекатаной периодического профиля из стали марок Ст. 5 и 25Г2С
100—150	0,10	0,10
200	0,15	0,10
300—400	0,20	0,15
500—600	0,25	0,20

Сечение продольной арматуры центрально сжатых элементов, а также внецентренно сжатых элементов при малых эксцентриситетах должно быть не менее 0,5% от площади расчетного сечения бетона при горячекатаной арматуре из стали марок Ст. 0 и Ст. 3 и 0,4% от площади расчетного сечения бетона при горячекатаной арматуре периодического профиля из стали марок Ст. 5 и 25Г2С или холодносплюсненной арматуре.

Учитывая, что станины некоторых типов могут воспринимать пульсирующую, или знакопеременную, нагрузку, их следует проектировать с двойной арматурой. Кроме того, двойная арматура в сборной станине обеспечивает сохранность конструкции при перевозке и монтаже.

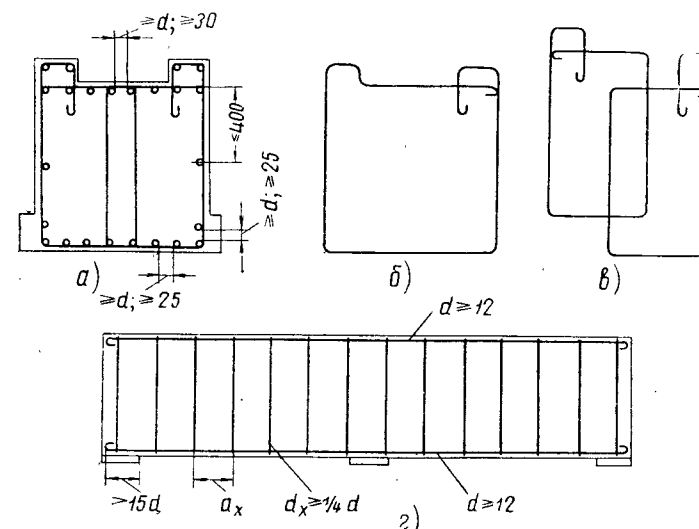
Правила армирования, общие для вязаных и сварных каркасов, рассмотрим на примере армирования станины протяжного станка (фиг. 18).

Расстояние в свету между рабочими стержнями продольной арматуры должно составлять не менее одного диаметра стержня и не менее 25 мм для нижнего ряда и 30 мм для верхнего ряда (фиг. 18, а). Диаметр продольных стержней выбирается равным не менее 12 и не более 40 мм. Расстояние между продольными стержнями не должно превышать 200 мм. Расстояние в свету между стержнями периодического профиля принимается без учета выступов и ребер стержней.

Если высота сечения железобетонной станины большая, то по высоте сечения ставится конструктивная продольная арматура с шагом не более 400 мм. Продольная гладкая арматура должна быть заведена за внутреннюю грань свободной опоры не менее

чем на 15 диаметров стержня и должна заканчиваться крючком (фиг. 18, з).

При ширине станины $b \leq 400$ мм и числе продольных стержней с каждой стороны не более четырех допускается охват всех продольных стержней одним хомутом (фиг. 18, б). При больших ширине станины и числе стержней следует применять два хомута, а иногда и больше (фиг. 18, в). Диаметр хомутов d_x назначают не менее $\frac{1}{4}d$ основных продольных стержней. Обычно для хомутов используются стержни диаметром 6—8 мм из круглой гладкой стали.



Фиг. 18. Армирование железобетонной станины отдельными стержнями (вязаный каркас).

Общая площадь сечения поперечных стержней (хомутов) на единицу длины балки должна отвечать условию

$$\frac{f_1}{b} \geq 0,15,$$

где f_1 — площадь сечения поперечных стержней в см^2 на 1 пог. м элемента;

b — ширина наименьшего поперечного сечения стержня в см.

Главные растягивающие напряжения определяются из следующего соотношения

$$\sigma_{\max, z} = \frac{Q^n}{bz} \leq \frac{R_u^n}{7},$$

где Q^n — поперечная сила от нормативных нагрузок;

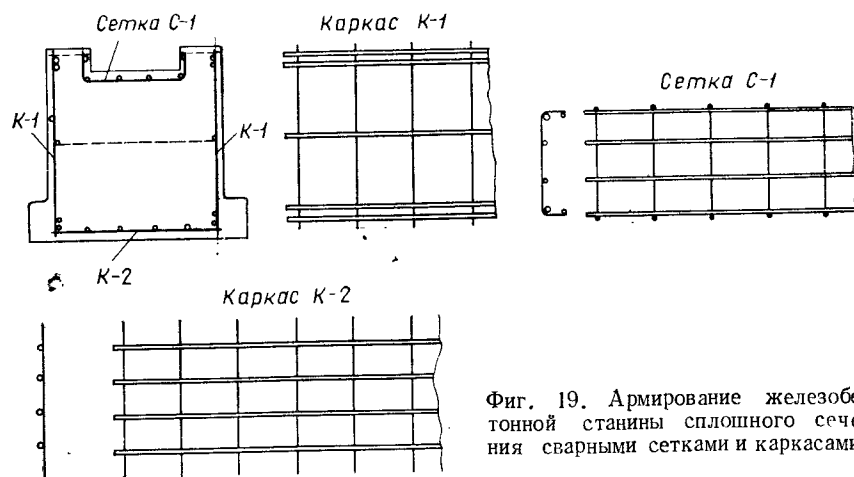
z — плечо внутренней пары сил, для прямоугольного сечения

$$z = h_0 - \frac{x}{2} \quad (\text{см. стр. 17});$$

R_u — нормативная величина сопротивления бетона на сжатие при изгибе, определяемая по формуле А. А. Гвоздева (стр. 9).

Расстояние между хомутами a_x не должно превышать меньшего размера сечения станины, 400 мм и 15 диаметров при вязаных каркасах, 20 диаметров при сварных каркасах. Кроме того, расстояние a_x в станинах высотой до 400 мм должно быть не более 200 мм, а в станинах большей высоты не более половины высоты сечения станины и не более 500 мм.

Толщина защитного слоя бетона для рабочей арматуры принимается в железобетонных станинах при диаметре продольной арматуры до 20 мм не менее 20 мм, при диаметре продольной арматуры



Фиг. 19. Армирование железобетонной станины сплошного сечения сварными сетками и каркасами.

более 25 мм не менее 25 мм, при диаметре продольной арматуры более 35 мм не менее 30 мм. В плитах и стенках железобетонных станин коробчатого сечения толщиной до 100 мм включительно защитный слой должен быть не менее 10 мм, толщиной более 100 мм не менее 15 мм.

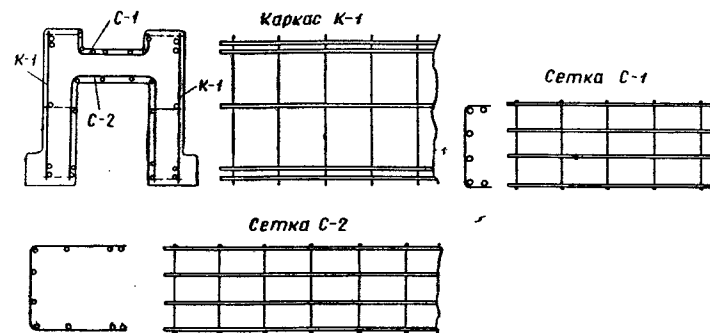
Хомуты и поперечные стержни располагают от поверхности бетона на расстоянии не менее 15 мм.

Толщина защитного слоя сборных железобетонных конструкций заводского изготовления из тяжелого бетона марки не менее 200 может быть уменьшена на 5 мм, но принимается равной не менее 10 мм для плит и не менее 20 мм для балок (станин). При систематическом воздействии дыма, паров кислот, высокой влажности указанная толщина защитного слоя увеличивается на 10 мм и более.

В приложениях IV и V приведены чертежи железобетонных станин, которые были запроектированы и изготовлены в 1941 г. под руководством В. Н. Тригалева и В. О. Чеботаревича. Следует отметить, что к настоящему времени конструкция армиро-

вания несколько устарела. Это замечание в первую очередь относится к армированию отдельными стержнями. Далее, совершенно излишне поставлены отогнутые стержни, а хомуты поставлены слишком часто.

На фиг. 19 показано армирование сварными каркасами и сетками станины сплошного сечения, а на фиг. 20 — такое же армирование для станины коробчатого (облегченного) сечения. Для увеличения пространственной жесткости коробчатые станины изготовляют с диафрагмами (ребрами) на торцах и по длине станины,



Фиг. 20. Армирование железобетонной станины коробчатого сечения сварными сетками и каркасами.

При проектировании станин следует предусматривать возможность укладки арматуры в опалубку (форму) в виде единого целого пространственного каркаса. Если арматура станины состоит из нескольких сварных сеток и плоских каркасов, то при изготовлении необходимо предусматривать объединение их в один каркас до укладки в опалубку. Объединение сварных каркасов и сеток желательно производить контактной точечной электросваркой. Если диаметры стержней более 6 мм, можно применить дуговую электросварку. Легкие сварные сетки и каркасы можно соединять друг с другом вязальной проволокой. Пространственные каркасы, особенно корытообразного сечения, могут быть получены путем гнутья сварных сеток и каркасов.

ГЛАВА III

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СТАНИН

1. ОБЩИЕ ДАННЫЕ

Железобетонные станины металлорежущих станков в зависимости от характера приложения нагрузки могут рассчитываться как балки, работающие на изгиб (станины токарных, фрезерных, строгальных, шлифовальных станков), как внецентренно сжатые элементы (станины протяжных и других станков) и как внецентренно растянутые элементы (станины сверлильных и расточных станков, станков глубокого сверления).

При расчете станин на прочность изложена методика расчета по предельным состояниям, применяемая в строительстве. При составлении методики расчета на выносливость использованы указания Инструкций [19], [22] и [24]. В основу определения деформаций и трещиностойкости железобетонных элементов станин положена теория проф. И. В. Мурашева [3].

Несущую способность (прочность) железобетонного элемента определяют величиной разрушающего усилия, подсчитываемого по опытным данным. В эксплуатационных условиях безопасность работы элемента зависит от многих факторов и обеспечивается тем, что допускаемую величину усилия принимают ниже разрушающего усилия. К этим факторам [11] относятся, например, изменчивость величины усилия и изменчивость механических и геометрических характеристик, которые определяют пределы изменения величины разрушающего усилия (несущей способности). Влияние изменчивости этих факторов на безопасность работы элемента учитывается либо единым коэффициентом запаса (методика расчета по разрушающим нагрузкам), либо системой коэффициентов (методика расчета по расчетным предельным состояниям).

В соответствии с Инструкцией [27] большинство металлорежущих станков относится к машинам малой динамичности (I категория).

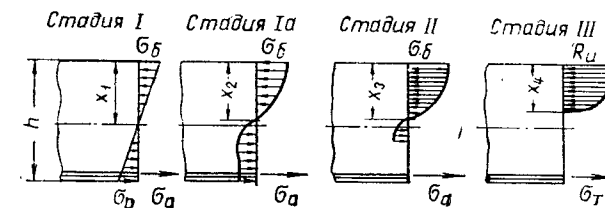
При расчете несущих конструкций этих станков динамические нагрузки можно не учитывать. В общем случае для машины средней и большой динамичности расчет конструкций, подвергаю-

щихся воздействию динамических нагрузок, на прочность и выносливость следует производить с учетом коэффициента динамичности. Расчет на появление трещин также производят с учетом коэффициента динамичности.

2. СТАДИИ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ПРИ ИЗГИБЕ

Железобетонный элемент под нагрузкой при изгибе претерпевает несколько стадий напряженного состояния (фиг. 21).

Стадия I — при малых нагрузках напряжения пропорциональны удлинениям. В растянутой зоне сечения оба материала — и бетон и арматура — участвуют в восприятии растягивающих усилий. Напряжения в растянутом бетоне не достигают предела сопротивления бетона при растяжении R_p . Нейтральная ось находится ниже середины сечения; $x_1 > \frac{h}{2}$.



Фиг. 21. Стадии напряженного состояния железобетонного элемента при изгибе.

Стадия Ia — при дальнейшем возрастании нагрузки напряжения растут медленнее удлинений (появляются пластические деформации). Эпюра напряжений имеет криволинейный характер. Напряжения растянутого бетона достигают величины R_p , а удлинения бетона достигают предельных значений $\epsilon_{b.p} = \epsilon_{пред}$. Эта стадия лежит в основе расчета на появление трещин в растянутой зоне и в основе расчета деформаций железобетонных элементов до появления трещин.

Стадия II — по мере увеличения нагрузки бетон в растянутой зоне элемента разрывается. Растягивающие усилия воспринимаются только арматурой (небольшой участок растянутого бетона в расчет не принимается), напряжения в которой еще не достигли предела текучести. Напряжения в сжатой зоне бетона пока еще не достигают предела сопротивления бетона на сжатие при изгибе R_u . Высота сжатой зоны бетона уменьшается $x_3 < \frac{h}{2}$. Эта стадия по-

ложена в основу метода расчета по допускаемым напряжениям. Ею пользуются также для расчета железобетонных элементов на прочность, жесткость по теории В. И. Мурашева (с преобразованием криволинейной эпюры сжатой зоны в прямолинейную).

Стадия III — с возрастанием нагрузки увеличиваются пластические деформации в сжатой зоне. Высота сжатой зоны x_4 сокращается. Эпюра сжатой зоны сильно искривляется и приближается к прямоугольнику. В этой стадии наступает предел текучести арматуры, или начинает разрушаться сжатая зона бетона, или наступает разрушение одновременно в арматуре и в бетоне. Эта стадия положена в основу расчета на прочность по разрушающим нагрузкам и по предельным состояниям (с преобразованием эпюры сжатой зоны в прямоугольную).

В балке, свободно опертой на опорах и нагруженной до разрушения, имеются все стадии напряженного состояния: в середине пролета — стадия III, а ближе к опорам стадии II, Ia и I.

3. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА ПО РАСЧЕТНЫМ ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

В СССР расчет строительных конструкций по допускаемым напряжениям не применяется с 1938 г. При расчете мостов и гидротехнических сооружений этот метод применялся совсем недавно, а в некоторых зарубежных странах используется и в настоящее время. Однако он не дает ясного представления о прочности элементов конструкций. Метод расчета по стадии разрушения в настоящее время также не применяется: он не учитывает возможных отклонений от расчетных значений фактических нагрузок, прочностных характеристик материалов и размеров сечений.

Новый метод расчета по расчетным предельным состояниям является развитием метода расчета по разрушающим нагрузкам и базируется на системе расчетных коэффициентов взамен общего коэффициента запаса прочности. Этот метод с 1955 г. положен в основу Строительных норм и правил [7] и Норм по проектированию железобетонных конструкций [18], [19].

Состояния, при которых конструкция теряет способность сопротивляться внешним воздействиям или получает недопустимые деформации или местные повреждения, являются предельными [17], [20], [21]. Расчетными предельными состояниями называются такие состояния конструкций, при которых получаемые расчетом величины усилий, деформаций и ширина раскрытия трещин достигают предельных значений, определяемых в соответствии с действующими нормами.

Устанавливаются следующие расчетные предельные состояния: а) первое предельное состояние, определяемое несущей способностью (прочностью, устойчивостью или выносливостью); б) второе предельное состояние, определяемое развитием чрезмерных деформаций от статических или динамических нагрузок; в) третье предельное состояние, определяемое образованием или раскрытием трещин или появлением местных повреждений. Первое предельное состояние является основным, а второе и третье вводятся в зависимости от особенности конструкции.

В общем случае условие прочности записывается следующим образом:

$$N = nN^* \leq \phi(m; k_b R_b^*; m_a k_a R_a^*; S),$$

т. е. максимальное расчетное усилие (изгибающий момент, продольная сила и т. п.), действующее в элементе, должно быть равно или меньше минимальной несущей способности элемента.

В этой формуле приняты следующие обозначения:

n — коэффициент перегрузки;

N^* — усилие от нормативных нагрузок;

ϕ — функция, соответствующая роду усилия (сжатие, растяжение, срез и т. д.);

m — коэффициент условий работы элемента;

m_a — коэффициент условий работы арматуры;

k_b и k_a — коэффициенты однородности бетона и арматуры;

R_b^* и R_a^* — нормативные сопротивления бетона и арматуры;

S — величина, зависящая от геометрической характеристики сечения элемента.

Расчетные (наибольшие) усилия M , N и Q от внешних нагрузок не должны превышать предельные усилия $M_{пред}$, $N_{пред}$ и $Q_{пред}$, которые могут быть восприняты соответствующим сечением элемента. С помощью системы коэффициентов n , m , m_a , k_a , k_b учитываются фактические запасы на нагрузку, на качество материала и на условия работы.

При расчете изгибаемых элементов пользуются стадией III напряженного состояния (см. фиг. 21).

Нормативная нагрузка — это нагрузка, соответствующая условиям нормальной эксплуатации сооружения или конструкции. Однако в процессе эксплуатации возможно увеличение нагрузок (при ремонте, перестановке оборудования и т. д.). Возможная изменчивость нагрузки учитывается коэффициентом перегрузки n . Например, для нагрузки от собственного веса конструкций коэффициент перегрузки равен 1,1, от снега 1,4, от ветровой нагрузки 1,2. Произведение нормативной нагрузки на коэффициент перегрузки дает расчетную нагрузку.

За нормативное сопротивление материала (бетона и стали) принимается такая величина сопротивления, которая проверяется контрольными испытаниями. Для бетона контролируемой величиной или нормативным сопротивлением является марка бетона R и величины, зависящие от нее, т. е. $R_{пр}^*$, R_a^* и R_p^* .

Изменение механических свойств бетона, возможное снижение его сопротивления учитывается коэффициентом однородности бетона k_b . Этот коэффициент выбирается в пределах от 0,40 до 0,65 в зависимости от вида напряжения, марки бетона и от того, насколько систематически проверяется прочность бетона.

Произведение $R_b^* k_b$ равно вероятному нижнему значению предела прочности бетона, т. е. расчетному сопротивлению R_b . В соответствии с Инструкцией [19] и Справочником [11] реко-

мендуется пользоваться не расчетными сопротивлениями, а условными расчетными сопротивлениями материала, равными произведению нормативного сопротивления коэффициента однородности и коэффициента условий работы данного материала. Для бетона коэффициент условий работы принят равным единице. Поэтому условные расчетные сопротивления бетона (табл. 4) совпадают с его расчетными сопротивлениями $R_0 = R_{б.у}$.

Таблица 4

Условные расчетные сопротивления бетона в кг/см²

Вид напряженного состояния	Обозначение	Условия приготовления бетона	Условные расчетные сопротивления в зависимости от марки бетона						
			100	150	200	300	400	500	600
Сжатие осевое (призмная прочность)	$R_{пр.у}$ или $R_{пр}$	А	48	70	90	140	190	230	270
		Б	44	65	80	130	170	210	250
Сжатие при изгибе	$R_{и.у}$ или $R_{и}$	А	60	85	110	170	230	280	330
		Б	55	80	100	160	210	260	310
Растяжение	$R_{р.у}$ или R_p	А	4,5	5,8	7,2	10,5	12,5	14	15
		Б	4,0	5,2	6,4	9,5	11	12,5	13,5

Примечание. Значения условных расчетных сопротивлений в строке А принимаются для бетона, изготовляемого на бетонных заводах или бетонных узлах при систематическом контроле прочности и однородности бетона при сжатии. В остальных случаях значения условных расчетных сопротивлений бетона принимаются по строке Б.

При расчете изгибаемых элементов сборных конструкций с учетом коэффициента условий работы $m=1,1$ значения условных расчетных сопротивлений бетона должны во всех случаях приниматься по строке Б.

Для горячекатаной арматуры контролируемой величиной является браковочный минимум предела текучести, который и принимается за нормативное сопротивление арматуры. Для холоднообработанной арматуры за нормативное сопротивление принимается браковочный минимум предела прочности.

Разброс показаний учитывается коэффициентом однородности арматуры k_a : для стали марок Ст.0 и Ст.3 $k_a=0,9$; для стали марок Ст. 5 и 25Г2С $k_a=0,85$; для холоднообработанной арматуры $k_a=0,8$.

Расчетное сопротивление арматуры равно произведению ее нормативного сопротивления на коэффициент однородности. Если добавить еще один сомножитель — коэффициент условий работы арматуры (см. стр. 41), — то получим условное расчетное сопротивление арматуры.

Условные расчетные сопротивления наиболее распространенных видов арматуры даны в табл. 5. Более полный перечень арматуры с ее свойствами приведен в специальной литературе [11] и [19].

Основные факторы безопасности учитываются в расчетах коэффициентами перегрузки n и однородности материала k . Допол-

Таблица 5
Условные расчетные сопротивления арматуры $R_{а.у}$

Наименование арматуры	Условия применения		
	для растянутой арматуры	для сжатой арматуры	при расчете на поперечную силу
Горячекатаная круглая (гладкая) из стали:			
марки Ст. 0	1700	1700	1350
марки Ст. 3 при $d \leq 40$ мм	2100	2100	1700
Горячекатаная круглая (гладкая) из стали марки Ст. 0, подвергнутая силовой калибровке	2100	1700	1700
Горячекатаная круглая (гладкая) из стали марки Ст. 3 диаметром до 12 мм, подвергнутая силовой калибровке при применении ее в сварных каркасах и сетках	2500	2100	2000
Горячекатаная периодического профиля из стали марки Ст. 5 при $d \leq 40$ мм	2400	2400	1900
Горячекатаная периодического профиля из стали:			
марки 25Г2С	3400	3400	2700
марки 30ХГ2С	5100	3600	4100
Арматура из холодноотянутой проволоки в виде сварных сеток и каркасов:			
диаметром до 5,5 мм	3000	3000	2100
диаметром 6—10 мм	2400	2400	1700
Холодносплюснутая периодического профиля из стали марок Ст. 0 и Ст. 3	2400	2400	1900

нительные особые факторы, которые проявляются в работе отдельных видов конструкций (несоответствие расчетной схемы фактической, концентрация напряжений, условия эксплуатации) учитываются коэффициентом условий работы m .

Для распространенных конструкций, находящихся в обычных условиях, $m=1,0$. Для колонн с сечением меньше 30×30 см, где дефекты сильно сказываются на несущей способности, $m=0,8$. Для сборных изгибаемых конструкций, изготовленных на заводах с систематической проверкой прочности бетона $m=1,1$. Для холодносплюснутых стержней периодического профиля и холодноотянутой проволоки, применяемой в сварных каркасах и сетках, $m_a=0,65$; для хомутов и отогнутой арматуры, кроме холодноотянутой проволоки, $m_n=0,8$; для холодноотянутой проволоки $m_n=0,7$; для прочей арматуры $m_a=1,0$ (m_n и m_a учтены в табл. 5).

В последнее время наметилась тенденция к пересмотру действующих Норм и Технических условий проектирования с целью упрощения расчетных формул. Пересмотру норм было посвящено состоявшееся в октябре 1958 г. Всесоюзное совещание работников проектных организаций, научно-исследовательских институтов и

строительных вузов, решения которого учтены при разработке проекта новых Технических условий [22].

Основные отличия проекта новых ТУ от действующих применительно к обычным железобетонным конструкциям заключается в следующем. Из расчетных формул исключены общие коэффициенты условий работы, а также коэффициенты условий работы бетона и арматуры. Эти коэффициенты в зависимости от их характера либо включаются в численные значения расчетных сопротивлений бетона и арматуры, либо предусматриваются специальными пунктами.

Расчетные сопротивления бетона и арматуры определяются как произведение нормативного сопротивления материала на соответствующие коэффициенты однородности и условий работы. Исключен термин «условное», принятый в Инструкции [19] и Справочнике [11]. Несколько снижены расчетные сопротивления бетона высоких марок вследствие снижения коэффициентов однородности бетона для этих марок.

Из таблицы расчетных сопротивлений бетона (см. табл. 4) исключены данные строки А, как не оправдавшие себя на практике. Исключен коэффициент условий работы $m=1,1$ для сборных конструкций заводского изготовления при условии обязательного подтверждения путем специальных испытаний и более высокой однородности применяемой арматуры. Наличие коэффициента $m=1,1$ приводило к неоправданному снижению запасов прочности.

Применение методики предельных состояний к расчету железобетонных станин связано с решением вопроса о назначении коэффициентов перегрузки и коэффициентов условий работы. Этот вопрос частично решен С. В. Серенсеном [25]. Так, запас прочности материала детали принимается равным произведению коэффициентов запаса

$$n = n_1 n_2 n_3,$$

где n_1 — коэффициент достоверности определения усилий и напряжений, или коэффициент перегрузки, n ;

n_2 — коэффициент, характеризующий степень однородности механических свойств материала деталей и условия ее изготовления, или коэффициент однородности материала, k ;

n_3 — коэффициент, характеризующий особые требования безопасности, или коэффициент условий работы элемента, m .

Коэффициент n_2 (или k) непосредственно связан с конкретными материалами, поэтому его можно считать известным. Коэффициенты n_1 и n_2 в машиностроении изменяются в пределах от 1,0 до 1,5 [25]. Конечно, эти коэффициенты должны быть дифференцированы и уточнены в зависимости от назначения станка и характера его работы. Для этого требуются дополнительные теоретические и экспериментальные исследования.

Для расчета железобетонных станин металлорежущих станков рекомендуется временно брать максимальные значения $n_1=1,5$ и $n_3=1,5$ или, что то же самое, коэффициенты перегрузки принимать равными $n=1,5$, а коэффициенты условий работы $m=0,67$.

Введение системы коэффициентов позволяет более гибко учитывать влияние на несущую способность изменчивости нагрузок и прочностных свойств. Кроме того, новые данные по однородности материала могут быть очень легко учтены в нормах.

Ниже приводятся данные для расчета железобетонных элементов при различных видах воздействий нагрузок.

4. ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТЫЕ И РАСТЯНУТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Основной нагрузкой для центрально сжатых элементов является центрально приложенная продольная сила (фиг. 22). Опыты показали, что в предельном состоянии при разрушении бетона напряжения в арматуре достигают предела текучести. Таким образом, прочность сжатого элемента складывается из прочности сечения бетона и сечения продольной арматуры

$$N \leq m \varphi (R_{пр.у} F_{\sigma} + R_{а.у} F_{а}), \quad (1)$$

где N — расчетная продольная сила;

φ — коэффициент продольного изгиба (табл. 6). При величине расчетного усилия от постоянной нагрузки, не превышающей 70% полного расчетного усилия, принимают $\varphi_{кр}$; при расчете только на постоянную нагрузку $\varphi_{дл}$; при величине расчетного усилия от постоянной нагрузки, превышающей 70% полного расчетного усилия, выбирают значения по интерполяции между $\varphi_{кр}$ и $\varphi_{дл}$;

m — коэффициент условий работы элемента;

$R_{пр.у}$ — условное расчетное сопротивление бетона на сжатие в призмах;

F_{σ} — сечение бетона;

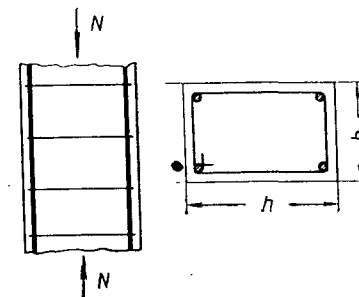
$R_{а.у}$ — условное расчетное сопротивление арматуры на сжатие;

$F_{а}$ — сечение арматуры.

Центрально растянутые элементы делятся на две категории. К первой категории относятся элементы, в которых образование трещин не является опасным (фиг. 23, а). Бетон служит оболочкой для защиты арматуры от коррозии и огня и, кроме того, повышает жесткость элемента. Проверка прочности производится по формуле

$$N \leq m R_{а.у} F_{а}, \quad (2)$$

где N — действующее усилие от расчетных нагрузок.



Фиг. 22. Центрально сжатый элемент.

Таблица 6

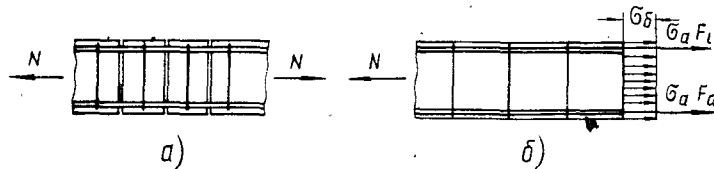
Коэффициенты продольного изгиба φ для железобетонных конструкций

Значения гибкости			Значения коэффициента продольного изгиба	
l_0/b	l_0/d	l_r	$\varphi_{кр}$	$\varphi_{дл}$
10	8,6	34,6	1	1
12	10,4	41,6	0,96	0,96
14	12,1	48,5	0,92	0,92
16	13,8	55,4	0,88	0,87
18	15,6	62,3	0,84	0,79
20	17,3	69,3	0,79	0,71
22	19,1	76,2	0,75	0,64
24	20,8	83,1	0,70	0,58
26	22,5	90,1	0,65	0,51
28	24,3	97,0	0,61	0,45
30	26,0	104	0,56	0,39
32	27,7	111	0,51	0,34
34	29,4	118	0,47	0,29
36	31,1	125	0,42	0,25
38	32,3	132	0,38	0,21
40	34,6	139	0,34	0,17

Примечание. Расчетная длина элемента l_0 выбирается в зависимости от характера закрепления его концов [2], [6], [16] и [18]; b — наименьший размер прямоугольного сечения; d — диаметр круглого сечения; r — наименьший радиус инерции сечения элемента.

Значения коэффициентов $\varphi_{кр}$ и $\varphi_{дл}$ определены с учетом начального (случайного) эксцентриситета продольной силы, равного $e'_0 = \frac{l_0}{600}$.

Ко второй категории относятся растянутые элементы, в которых появление трещин недопустимо. До образования трещин бетон и арматура работают совместно $\varepsilon_{с.р} = \varepsilon_a$ (фиг. 23,б). При условии



Фиг. 23. Растянутый элемент:

а — с трещинами; б — без трещин.

равенства суммы проекций внешних и внутренних сил на горизонтальную ось $\Sigma X = 0$ имеем

$$N = \sigma_{\delta} F_{\delta} + \sigma_a F_a.$$

В предельном состоянии $\sigma_{\delta} \rightarrow R_p$; $\sigma_a = \varepsilon_a E_a = \varepsilon_{\delta} E_a$. Следовательно,

$$N = R_p F_{\delta} + \varepsilon_{\delta} E_a F_a.$$

или

$$N = R_p F_{\delta} \left(1 + \frac{\varepsilon_{\delta} E_a F_a}{R_p F_{\delta}} \right).$$

Отношение $\frac{R_p}{\varepsilon_{\delta}}$ принято за модуль E' упругопластичности при растяжении

$$E' = \frac{R_p}{\varepsilon_{\delta}} = \frac{1}{2} E_{\delta},$$

где E_{δ} — модуль упругости при сжатии.

Окончательная формула проверки появления трещин имеет вид

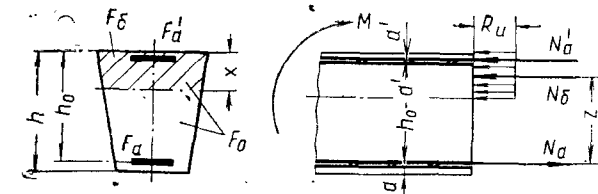
$$N^* \leq m R_p F_{\delta} \left(1 + 2n \frac{F_a}{F_{\delta}} \right), \quad (3)$$

где N^* — усилие от нормативной нагрузки;

$n = \frac{E_a}{E_{\delta}}$ — отношение модулей упругости арматуры и бетона.

5. ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

При расчете изгибаемых элементов гипотеза плоских сечений для бетона отклоняется. Расчет ведется по стадии III напряженного состояния (см. фиг. 21). При этом считается, что напряжения как в растянутой арматуре, так и в сжатой зоне бетона достигают предельных значений $R_{a,y}$ и R_u . Работа бетона в растя-



Фиг. 24. Расчетная схема изгибаемого элемента произвольного сечения с двойной арматурой.

нутой зоне не учитывается, растягивающее усилие воспринимается арматурой.

При выводе расчетных формул рассматривается равновесие элемента, т. е. равновесие внешних и внутренних сил. При этом в основном используются два уравнения статики: сумма проекций всех сил на горизонтальную ось равна нулю $\Sigma X = 0$ и сумма моментов всех сил относительно любой точки равна нулю $\Sigma M = 0$.

Произвольное сечение с двойной рабочей арматурой (фиг. 24). Сумма проекций всех сил на горизонтальную ось $\Sigma X = 0$, отсюда

$$R_u F_{\delta} = R_{a,y} F_a - R_{a,y} F'_a. \quad (4)$$

Сумма моментов всех сил относительно центра тяжести растянутой арматуры $\Sigma M_a = 0$ или

$$M \leq m[N_{\sigma}z + N'_a(h_0 - a')]; \quad N_{\sigma} = R_u F_{\sigma}; \quad N'_a = R_{a,y} F'_a.$$

Следовательно,

$$M \leq m[R_u F_{\sigma} z + R_{a,y} F'_a (h_0 - a')],$$

где $F_{\sigma} z = S_{\sigma}$ — статический момент площади сжатого бетона относительно центра тяжести растянутой арматуры.
 $S_a = F'_a (h_0 - a')$ — статический момент площади сжатой арматуры относительно центра тяжести растянутой арматуры.

В окончательном виде уравнение $\Sigma M = 0$ имеет следующий вид

$$M \leq m(R_u S_{\sigma} + R_{a,y} S_a). \quad (5)$$

Формулы (4) и (5) применяются, если:

1) площадь сжатой зоны бетона удовлетворяет условию

$$F_{\sigma} z = S_{\sigma} \leq 0,8 S_0, \quad (6)$$

где S_0 — статический момент всей рабочей площади поперечного сечения бетона относительно центра тяжести сечения растянутой арматуры F_a ;

2) при армировании сварными сетками и сварными каркасами с рабочей арматурой из холоднокатанной проволоки диаметром 5,5 мм и менее площадь бетона сжатой зоны

$$F_{\sigma} z \leq S_{\sigma} \leq 0,7 S_0; \quad (7)$$

3) коэффициент условий работы $m = 1,1$ принимается при расчете изгибаемых сборных железобетонных элементов при соблюдении условия

$$F_{\sigma} z = S_{\sigma} \leq 0,6 S_0; \quad (8)$$

4) сжатая арматура используется эффективно

$$z \leq h_0 - a'; \quad (9)$$

5) элементы с двойной арматурой удовлетворяют условию

$$M \leq m R_u S_0. \quad (10)$$

Элементы с двойной арматурой обычно применяются при ограниченной высоте сечения или при наличии изгибающих моментов двух знаков.

Прямоугольное сечение с одиночной рабочей арматурой (фиг. 25). Учитывая, что $S_{\sigma} = F_{\sigma} z = b x (h_0 - 0,5 x)$ и $F'_a = 0$, формулы (4) и (5) для прямоугольного сечения с одиночной арматурой имеют вид

$$R_u b x = R_{a,y} F_a; \quad (11)$$

$$M \leq m R_u b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right), \quad (12)$$

где h_0 — полезная высота сечения.

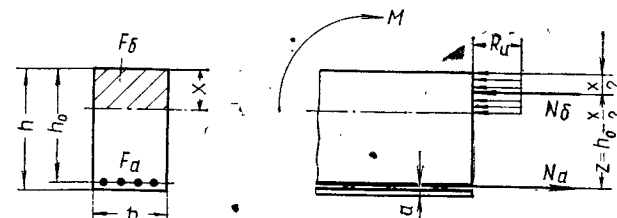
Условия применимости (7), (8) и (9) записываются соответственно следующим образом:

$$x \leq 0,55 h_0; \quad (13)$$

$$x \leq 0,45 h_0; \quad (14)$$

$$x \leq 0,37 h_0 \quad (15)$$

После подстановки значений x из формул (13), (14) и (15) в формулу (12) получим величины наибольших расчетных изгибающих моментов:



Фиг. 25. Расчетная схема изгибаемого элемента прямоугольного сечения с одиночной арматурой.

для прямоугольного сечения с одиночной арматурой

$$M_{\max} = 0,4 b h_0^2 R_u; \quad (16)$$

для случая армирования сварными сетками и каркасами с рабочей арматурой из холоднокатанной проволоки диаметром 5,5 мм и менее

$$M_{\max} = 0,35 b h_0^2 R_u; \quad (17)$$

для сборных элементов с коэффициентом условий работы $m = 1,1$

$$M_{\max} = 0,3 b h_0^2 R_u. \quad (18)$$

Если значения x подставить в формулу (11), то получим величину максимального армирования в процентах для трех случаев:

$$\mu_{\max} = 55 \frac{R_u}{R_{a,y}}; \quad (19)$$

$$\mu_{\max} = 45 \frac{R_u}{R_{a,y}}; \quad (20)$$

$$\mu_{\max} = 37 \frac{R_u}{R_{a,y}}. \quad (21)$$

Для практических расчетов удобнее пользоваться приложением VI, составленным с помощью преобразованных формул (11) и (12). С этой целью делим обе части равенства (11) на $b h_0 R_u$:

$$\frac{x}{h_0} = \frac{R_{a,y} F_a}{b h_0 R_u}; \quad \frac{x}{h_0} = \alpha;$$

$$\alpha = \mu \frac{R_{a,y}}{R_u}, \quad (22)$$

где $\mu = \frac{F_a}{bh_0}$ — величина армирования сечения в %.

Формулу (12) можно преобразовать следующим образом:

$$M = mA_0 bh_0^2 R_u, \quad (23)$$

где $A_0 = \alpha(1 - 0,5\alpha)$.
Из формул (22), (23) и (24) получаем

$$h_0 = r_0 \sqrt{\frac{M}{mbR_u}}, \quad (25)$$

где $r_0 = \frac{1}{\sqrt{\alpha(1-0,5\alpha)}}$;

$$F_a = \frac{M}{mzR_{a,y}}, \quad (26)$$

где $z = \gamma h_0$; $\gamma = 1 - 0,5\alpha$.

Значения коэффициентов α , A_0 , γ , r_0 приведены в приложении VI.

Пример. Сборная железобетонная балка прямоугольного сечения должна воспринять изгибающий момент от расчетных нагрузок $M = 12 \text{ тм}$; сечение балки: $b = 20 \text{ см}$, $h = 50 \text{ см}$, $a = 3,5 \text{ см}$; бетон марки 200; $R_u = 100 \text{ кг/см}^2$; коэффициент условий работы $m = 1,0$. Требуется определить необходимую площадь сечения растянутой арматуры F_a из стали периодического профиля марки Ст. 5 (согласно табл. 5, $R_{a,y} = 2400 \text{ кг/см}^2$).

Определить A_0 из формулы (23)

$$A_0 = \frac{1200000}{1 \cdot 20 \cdot 46,5^2 \cdot 100} = 0,277 < 0,4.$$

В приложении VI по значению A_0 находим $\gamma = 0,883$. Сечение арматуры определяем по формуле (26)

$$F_a = \frac{1200000}{1 \cdot 0,883 \cdot 46,5 \cdot 2400} = 12,9 \text{ см}^2.$$

В соответствии с сортаментом (см. приложение I) принимаем четыре стержня диаметром 20 мм; $F_a = 4 \cdot 3,142 = 12,56 \text{ см}^2 < 12,9$; перенапряжение меньше 3%.

Прямоугольное сечение с двойной арматурой (фиг. 26). Уравнения (4) и (5) записываются для этого сечения следующим образом:

$$R_u bx = R_{a,y} F_a - R_{a,y} F'_a; \quad (27)$$

$$M \leq m \left[R_u bx \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_{a,y} F'_a (h_0 - a') \right]. \quad (28)$$

Условие (9) в этом случае

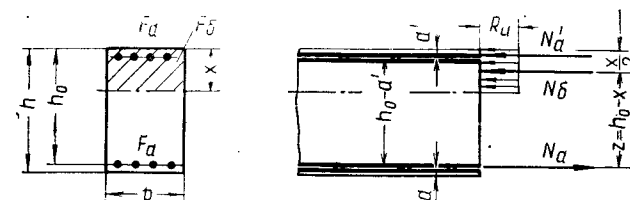
$$x \geq 2a'. \quad (29)$$

Если условие (29) не удовлетворяется, т. е. $x < 2a'$ или $M < mb2a'(h_0 - a')R_u$, то сечение следует рассчитывать как сечение с одиночной арматурой. Учет сжатой арматуры в этом случае приводит к понижению несущей способности.

Условие (10) записывается так:

$$M \leq m 0,5bh_0^2 R_u. \quad (30)$$

Рассмотрим три случая подбора сечений. В первом случае определяют площадь растянутой и сжатой арматуры F_a и F'_a по заданным размерам сечения. Экономически выгодным сечением является сечение с минимальным количеством сжатой арматуры. Часть внешнего изгибающего момента воспринимается предельным моментом сечения с одиночной арматурой, а оставшая часть внешнего момента должна быть воспринята сжатой



Фиг. 26. Расчетная схема изгибаемого элемента прямоугольного сечения с двойной арматурой.

арматурой и равной ей добавочной частью растянутой арматуры. Значение $\alpha = 0,55$ подставим в формулы (28) и (27):

$$M \leq m[0,4R_u bh_0^2 + R_{a,y} F'_a (h_0 - a')]; \quad (31)$$

$$0,55R_u bh_0 = R_{a,y} F_a - R_{a,y} F'_a. \quad (32)$$

Отсюда

$$F'_a = \frac{M - 0,4mR_u bh_0^2}{mR_{a,y}(h_0 - a')}; \quad (33)$$

$$F_a = 0,55bh_0 \frac{R_u}{R_{a,y}} + F'_a. \quad (34)$$

Во втором случае определяют площадь растянутой арматуры F_a по заданным размерам сечения и площади сжатой арматуры. Вначале определяют ту часть изгибающего момента M_2 , которая может быть воспринята сжатой арматурой и равной ей частью растянутой арматуры,

$$M_2 = mR_{a,y} F'_a (h_0 - a'). \quad (35)$$

По оставшейся части момента

$$M_1 = M - M_2 = Ambh_0^2 R_u$$

находят остальную часть растянутой арматуры, как для сечения с одиночной арматурой.

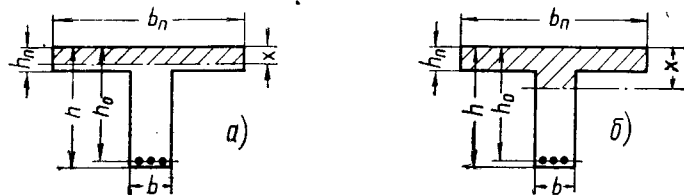
Полная площадь растянутой арматуры $F_a = F_{a1} + F_{a2}$. Если при этом сечение F_{a1} удовлетворяет $x \leq 2a'$, то полную площадь сечения растянутой арматуры определяют по формуле (35). Кроме того, при $x < 2a'$ сечение нужно проверить, как сечение с одиночной арматурой.

В третьем случае определяют величину расчетного изгибающего момента при заданных значениях F_a и F'_a и размерах сечения. Значение F_{a1} вычисляют по формуле $F_{a1} = F_a - F'_a$. Затем по значению F_{a1} , как для сечения с одиночной арматурой, определяют величину соответствующего изгибающего момента M_1

$$M_1 = m R_{a,y} F_{a1} h_0.$$

Изгибающий момент M_2 , соответствующий F'_a и равной ей части растянутой арматуры, определяют по формуле (35). Полная величина изгибающего момента, воспринимаемого сечением, равна $M = M_1 + M_2$.

Тавровые сечения с полкой, расположенной у сжатой грани.



Фиг. 27. Изгибаемые элементы таврового сечения.

В соответствии с опытными данными расчетная ширина полки b_n самостоятельных тавровых балок и элементов принимается по условиям

$$b_n \leq 12h_n + b \text{ и } b_n \leq \frac{l_0}{3},$$

где l_0 — пролет балки; h_n — толщина полки; b — ширина ребра таврового сечения.

При расчете изгибаемых элементов таврового сечения различают два возможных случая: сжатая зона целиком располагается в пределах полки (фиг. 27, а); сжата не только полка, но и часть ребра (фиг. 27, б).

К первому случаю относятся сечения, удовлетворяющие условию

$$R_{a,y} F_a \leq b_n h_n R_u. \quad (36)$$

Нулевая линия при этом располагается в пределах полки. Расчет ведется, как для прямоугольного сечения, с шириной сечения b_n . Если $\frac{h_n}{h_0} \leq 0,2$, то

$$M \leq m R_{a,y} F_a \left(h_0 - \frac{h_n}{2} \right). \quad (37)$$

Если условие (36) не выдерживается, то сечение следует отнести ко второму случаю, при котором нулевая линия располагается на ребре, а расчет ведется с учетом сжатого бетона в ребре

$$M \leq m \left[R_u b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_u (b_n - b) \left(h_0 - \frac{h_n}{2} \right) h_n \right]. \quad (38)$$

При этом положение нейтральной оси определяется по формуле

$$R_{a,y} F_a = R_u [b x + (b_n - b) h_n]. \quad (39)$$

Во всех случаях должны быть удовлетворены условия (6), (7) и (8). Расчетная ширина свесов полки b_n в тавровых сечениях с учетом полного сжатия в полке должна приниматься с коэффициентом 0,8.

6. ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Внецентрированное сжатие имеет место при совместном действии на элемент продольной сжимающей силы N и изгибающего момента M . При этом изгибающий момент равен произведению продольной силы на эксцентриситет e_0 (e_0 — расстояние от точки приложения силы N до центра тяжести сечения элемента).

Различают в основном два случая внецентрированного сжатия — случай больших и случай малых эксцентриситетов. При больших эксцентриситетах и небольшом проценте армирования на растяжение разрушение элемента начинается с растянутой зоны. Напряжения в растянутой арматуре в момент разрушения достигают предела текучести. Затем напряжение в сжатой зоне бетона достигает предела прочности на сжатие при изгибе, а в сжатой арматуре — предела текучести. Для упрощения расчетов, так же как и при изгибе, в сжатой зоне бетона принимается прямоугольная эпюра напряжений.

При малых эксцентриситетах разрушение элементов происходит от раздавливания сжатой зоны бетона. При этом напряжения в сжатой арматуре F'_a , расположенной ближе к сжимающей силе N , достигают предела текучести, а напряжения в растянутой арматуре F_a , более удаленной от сжимающей силы N , ниже предела текучести. Напряжения в бетоне у менее сжатой кромки сечения могут не достигать предела прочности бетона на осевое сжатие.

Ниже приводятся расчетные формулы для двух случаев внецентрированного сжатия — при произвольном и прямоугольном сечении.

Внецентренное сжатие для произвольного сечения при больших эксцентриситетах. Из условия равенства нулю проекций внутренних и внешних сил на нормаль к сечению имеем (фиг. 28, а):

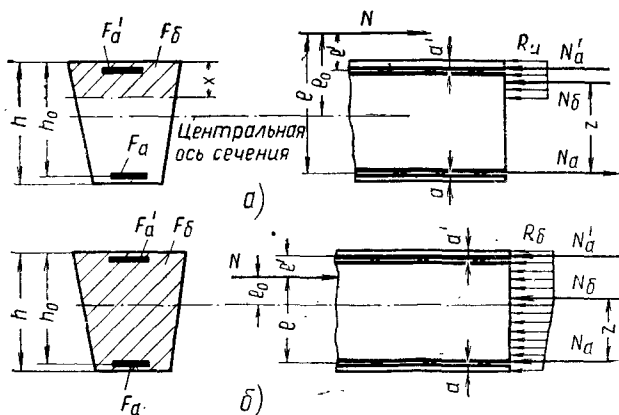
$$\Sigma X=0; N \leq m(R_u F_{\sigma} + R_{a,y} F'_a - R_{a,y} F_a). \quad (40)$$

Из условия равенства нулю суммы моментов внешних и внутренних сил относительно центра тяжести сечения растянутой арматуры

$$\Sigma M_a=0; Ne \leq m(R_u S_{\sigma} + R_{a,y} S_a). \quad (41)$$

Уравнение равновесия можно составить и относительно точки приложения силы N

$$R_u S_{\sigma} N \pm R_{a,y} F'_a e' + R_{a,y} F_a e = 0. \quad (42)$$



Фиг. 28. Расчетные схемы внецентренного сжатия для произвольного сечения:

а — при больших эксцентриситетах; б — при малых эксцентриситетах.

Знак минус перед вторым слагаемым ставится в том случае, когда сила N приложена между центрами тяжести арматуры F_a и F'_a .

В уравнениях (40), (41) и (42) принято:

S_{σ} — статический момент площади сечения сжатой зоны бетона относительно центра тяжести сечения растянутой арматуры;

S_a — статический момент площади сечения сжатой арматуры относительно центра тяжести сечения растянутой арматуры;

$S_{\sigma N} = F_{\sigma} (ez)$ — статический момент площади сечения сжатой зоны бетона относительно точки приложения силы N .

Уравнения (40) и (41) аналогичны уравнениям (4) и (5), только в уравнение (5) вместо M подставляется Ne , а в уравнение (4) добавляется сила N .

Основное условие применимости уравнений (40), (41) и (42)

$$S_{\sigma} \leq 0,8 S_0. \quad (43)$$

Условие применимости (43), а также условие применения холодноотянутой арматуры при $m=1,1$ аналогичны условиям применимости при изгибаемых элементах (6), (7) и (8).

Условия использования сжатой арматуры:

$$x \geq 2a'; \quad (44)$$

$$z \leq h_0 - a'. \quad (45)$$

Если условия (44) и (45) не соблюдаются, то сечение нужно рассчитывать без учета сжатой арматуры.

Внецентренное сжатие произвольного сечения при малых эксцентриситетах (фиг. 28, б). Вывод расчетных формул осложняется тем, что неизвестно напряжение в растянутой арматуре и неизвестна точно эпюра напряжения бетона. Поэтому условие равновесия (40) неприемлемо. Однако формула (41) для суммы моментов внешних и внутренних сил относительно центра тяжести растянутой арматуры остается без изменений. Для решения вопроса необходимо определить величину $R_u S_{\sigma}$ — момент равнодействующей эпюры сжимающих напряжений в бетоне относительно центра тяжести растянутой арматуры.

В результате работ М. С. Боришанского было получено, что при эксцентриситете силы N относительно геометрической оси сечения, не превышающем $0,2h$ (h — высота сечения), момент равнодействующей в сжатой зоне бетона относительно центра тяжести растянутой арматуры не зависит от эксцентриситета, является величиной почти постоянной и равен моменту этой равнодействующей при осевом сжатии, т. е.

$$M_{\sigma} = R_{np} F_{\sigma} \left(\frac{h}{2} - a \right) = R_{np} S_0. \quad (46)$$

Подставив в формулу (41) $R_u S_{\sigma} = R_{np} S_0$, получим основную расчетную зависимость для второго случая внецентренного сжатия

$$Ne \leq m(R_{np} S_0 + R_{a,y} S_a). \quad (47)$$

При малых эксцентриситетах, когда равнодействующая внешних сил проходит между центрами тяжести арматуры F_a и F'_a (все сечение сжато) и когда F'_a значительно превышает F_a , разрушение может начаться у кромки сечения, менее сжатой. Чтобы этого не случилось, значения F_a выбирают не менее определенного предела. Величина этого предела находится из уравнения моментов внешних и внутренних сил относительно сжатой арматуры

$$Ne' \leq m[R_{np} S'_0 + R_{a,y} S'_a], \quad (48)$$

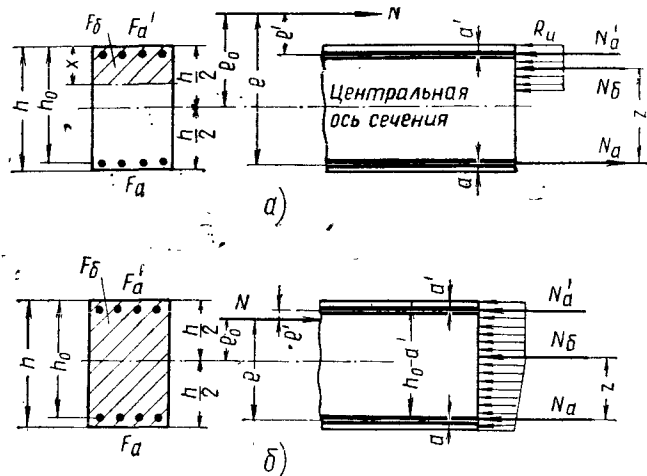
где S'_0 — статический момент площади всего сечения бетона относительно центра тяжести сечения арматуры F'_a ;

S'_a — статический момент площади сечения растянутой арматуры относительно центра тяжести сжатой арматуры $S'_a = F_a (h_0 - a)$.

Условие применимости формул для случая малых эксцентриситетов

$$S_0 > 0,8 S_0. \quad (49)$$

Допущение о постоянстве $R_u S_0 = R_{np} S_0$ удовлетворяет прямоугольным, круглым и кольцевым сечениям. Но это допущение приводит к некоторому увеличению расчетной несущей способности сжатой зоны бетона для тавровых сечений с полкой, расположенной у слабо сжатой грани.



Фиг. 29. Расчетные схемы внецентренного сжатия для прямоугольного сечения:

а — при больших эксцентриситетах; б — при малых эксцентриситетах.

Для тавровых сечений с полкой, расположенной у менее сжатой грани, N и $TU 123-55$ [18] ограничивают наибольшую ширину полки, вводимую в расчет, условием

$$S_0 \leq 0,55 b h_0^2, \quad (50)$$

где S_0 — статический момент площади таврового сечения с расчетной шириной полки, вычисленный относительно центра тяжести арматуры F_a ;

b — ширина ребра сечения;

h_0 — полезная высота сечения.

Внецентренное сжатие для прямоугольного сечения при больших эксцентриситетах (фиг. 29, а). Формулы (40), (41) и (42) для прямоугольного сечения принимают соответственно следующий вид:

$$N \leq m (R_u b x + R_{a,y} F'_a - R_{a,y} F_a); \quad (51)$$

$$Ne \leq m \left[R_u b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_{a,y} F'_a (h_0 - a') \right]; \quad (52)$$

$$R_u b x \left(e - h_0 + \frac{x}{2} \right) \pm R_{a,y} F'_a e' - R_{a,y} F_a e = 0. \quad (53)$$

Условие применимости

$$x \leq 0,55 h_0. \quad (54)$$

Положение нейтральной оси лучше всего определять из формулы (51) или (53). Если $F_a = F'_a$ (симметричное армирование) и $x = 0,55 h_0$, можно получить

$$N \leq 0,55 R_u b h_0. \quad (55)$$

Внецентренное сжатие для прямоугольного сечения при малых эксцентриситетах (фиг. 29, б). Уравнение (47) имеет вид

$$Ne \leq m [0,5 R_{np} b h_0^2 + R_{a,y} F'_a (h_0 - a')], \quad (56)$$

где $R_{np} = 0,8 R_u$.

Уравнение (48) преобразуется следующим образом:

$$Ne' \leq m [0,5 R_{np} b h_0^2 + R_{a,y} F_a (h_0 - a')]. \quad (57)$$

Условие применимости

$$x > 0,55 h_0. \quad (58)$$

При подборе сечений обычно задаются размерами сечений и по величинам M и N определяют F_a и F'_a . Если арматура симметричная ($F_a = F'_a$), то из уравнения (51) можно получить

$$x = \frac{N}{m R_u b}. \quad (59)$$

Таким образом, нетрудно установить, к какому случаю относится сечение. При симметричном армировании расчет можно вести по специальным таблицам, при этом не нужно определять, к какому случаю относится сечение [17] и [18].

При подборе прямоугольных сечений с несимметричной арматурой принадлежность сечения к первому или второму случаю определяют способом попыток. Однако этот способ громоздкий. На практике принимают при $e_0 \geq 0,3 h_0$ — первый случай внецентренного сжатия, при $e_0 < 0,3 h_0$ — второй случай.

Рассмотрим три задачи для первого случая внецентренного сжатия. Первая задача сводится к определению F_a и F'_a . Формулу (52) можно записать в следующем виде:

$$Ne = A m R_u b h_0^2 + m R_{a,y} F'_a (h_0 - a'), \quad (60)$$

где $A_0 m R_u b h_0^2 = M_1$ — момент, воспринимаемый сечением с одиночной арматурой F_{a1} , определяется как для изгибаемого элемента;

$m R_{a,y} F'_a (h_0 - a') = M_2$ — момент, воспринимаемый сжатой арматурой F'_a и равным ей сечением растянутой арматуры F_{a2} .

Минимальное количество сжатой арматуры будет при наибольшем использовании сжатого бетона, т. е. при $x=0,55h_0$. При этом $A_0=0,4$. Тогда необходимая площадь сжатой арматуры

$$F'_a = \frac{Ne - 0,4mbh_0^2 R_u}{mR_{a,y}(h_0 - a')} \quad (61)$$

Площадь сечения растянутой арматуры следует определять по формуле

$$F_a = \frac{0,55mbh_0 R_y - N}{mR_{a,y}} + F'_a \quad (62)$$

При решении второй задачи определяют F_a , считая остальные данные известными. Расчет производят аналогично расчету изгибаемых элементов. Из уравнения (52) определяют

$$M_1 = A_0 m R_u b h_0^2 \quad (63)$$

По значению A_0 в приложении VI находят величину γ_0 . Количество растянутой арматуры определяют по формуле

$$F_a = \frac{M_1}{mR_{a,y} \gamma_0 h_0} + F'_a - \frac{N}{mR_{a,y}} \quad (64)$$

Третья задача сводится к определению F_a и F'_a при симметричном армировании, т. е. когда $F_a = F'_a$. Площадь сечения арматуры находят из формулы (61). Значение A_0 выбирают по приложению VI.

При втором случае внецентренного сжатия площадь F'_a сжатой арматуры определяют с помощью формулы (61). Площадь F_a растянутой арматуры подсчитывают по формуле (57).

При симметричном армировании F_a и F'_a определяются по следующей формуле:

$$F_a = F'_a = \frac{Ne - 0,4mbh_0^2 R_u}{mR_{a,y}(h_0 - a')} \quad (65)$$

Учет влияния гибкости внецентренно сжатых элементов. От действия изгибающего момента M элемент получает прогиб. При действии продольной силы N элемент получает дополнительный прогиб. Таким образом, продольная сила N как бы увеличивает изгибающий момент. Учет гибкости производится путем увеличения эксцентриситета e_0 в η раз, например $e'_0 = \eta e_0$.

Коэффициент η увеличения начального эксцентриситета для внецентренно сжатых элементов с сечением любой формы определяется по формуле

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{m \cdot 4800 R_u F} \left(\frac{l_0}{r} \right)^2} \quad (66)$$

где F — площадь сечения элемента;
 r — радиус инерции сечения;

l_0 — расчетная длина элемента, принимается такой же, как и при расчете на продольный изгиб центрально сжатых элементов [2], [11], [17] и [18].

Для прямоугольных сечений формула (66) преобразуется

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{m \cdot 400 R_u F} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2} \quad (67)$$

где h — высота сечения элемента.

Влияние прогиба внецентренно сжатых элементов можно не учитывать для сечений любой формы при $\frac{l_0}{r} < 35$, для прямоугольных сечений при $\frac{l_0}{h} < 10$, для круглых и кольцевых сечений при $\frac{l_0}{D} < 8$.

При проектировании конструкций следует избегать гибких элементов, поэтому необходимо назначать $\frac{l_0}{b} < 30$ или $\frac{l_0}{h} < 25$. Кроме того, должна быть произведена проверка на устойчивость в плоскости, перпендикулярной плоскости изгибающего момента, как для элемента, работающего на центральное сжатие.

7. ВНЕЦЕНТРЕННО РАСТЯНУТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Различают два случая внецентренного растяжения. В первом случае, когда продольная растягивающая сила приложена между центрами тяжести F_a и F'_a , в сечении возникают напряжения одного знака. Работа бетона на растяжение не учитывается и все усилие передается на арматуру, распределяясь между F_a и F'_a по закону рычага.

Во втором случае, когда продольная сила приложена за пределами сечения, в сечении возникают напряжения двух знаков. Этот случай внецентренного растяжения аналогичен первому случаю внецентренного сжатия: напряжения в арматуре достигают в стадии разрушения предела текучести, а напряжения в сжатой зоне бетона предела прочности на сжатие при изгибе.

Расчетные формулы для расчета внецентренно сжатых элементов различных сечений приводятся ниже.

Внецентренное растяжение для произвольного сечения при малых эксцентриситетах (фиг. а). Сумма моментов всех сил относительно центра тяжести растянутой арматуры

$$\Sigma M_a = 0; Ne < mR_{a,y} S_a \quad (68)$$

Сумма моментов всех сил относительно центра тяжести сжатой арматуры

$$\Sigma M'_a = 0; Ne' < mR_{a,y} S'_a \quad (69)$$

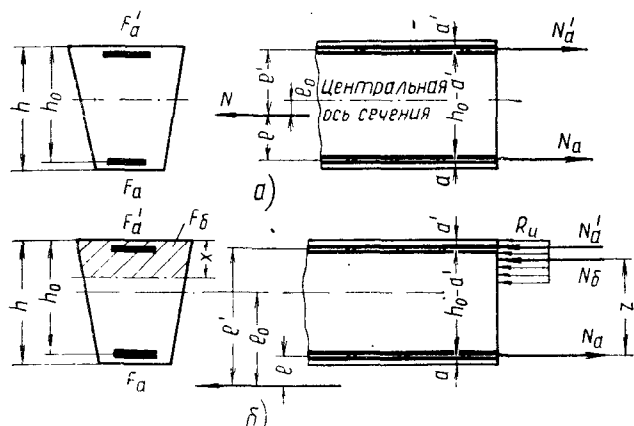
где S_a — статический момент площади сечения всей арматуры относительно центра тяжести растянутой арматуры F_a ; S'_a — то же, относительно центра тяжести сжатой арматуры F'_a .

Внецентренное растяжение для произвольного сечения при больших эксцентриситетах (фиг. 30, б). Сумма проекций всех сил на горизонтальную ось

$$\Sigma X = 0; N \leq m(R_{a,y}F_a - R_{a,y}F'_a - R_uF_\delta). \quad (70)$$

Сумма моментов всех сил относительно центра тяжести растянутой арматуры

$$\Sigma M_a = 0; Ne \leq m(R_uS_\delta + R_{a,y}S_a). \quad (71)$$



Фиг. 30. Расчетные схемы внецентренного растяжения произвольного сечения:
а — при малых эксцентриситетах; б — при больших эксцентриситетах.

Сумма моментов всех сил относительно точки приложения продольной силы N

$$\Sigma M_N = 0; R_uS_{\delta N} + R_{a,y}F'_ae' - R_{a,y}F_ae = 0 \quad (72)$$

Условия применимости формул (70), (71) и (72):

$$S_\delta \leq 0,8S_0; \quad (73)$$

$$x \geq 2a' \text{ или } z \leq h_0 - a'. \quad (74)$$

Внецентренное растяжение для прямоугольного сечения при малых эксцентриситетах. Формулы (68) и (69) принимают следующий вид:

$$Ne \leq mR_{a,y}F'_a(h_0 - a'); \quad (75)$$

$$Ne' \leq mR_{a,y}F_a(h_0 - a'), \quad (76)$$

где $e = \frac{h_0 - a'}{2} - e_0$ и $e' = \frac{h_0 - a'}{2} + e_0$.

Внецентренное растяжение для прямоугольного сечения при больших эксцентриситетах. Формулы (70), (71) и (72) преобразуются следующим образом:

$$N \leq m(R_{a,y}F_a - R_{a,y}F'_a - R_ubx); \quad (77)$$

$$Ne \leq m[R_ubx(h_0 - 0,5x) + R_{a,y}F'_a(h_0 - a')]; \quad (78)$$

$$R_ubx(e + h_0 - 0,5x) + R_{a,y}F'_ae' - R_{a,y}F_ae = 0. \quad (79)$$

Условие применимости (73) имеет следующий вид

$$x \leq 0,55h_0. \quad (80)$$

Условия (74) остаются прежними. При больших значениях a' следует дополнительно рассчитывать сечение без учета сжатой арматуры.

Для подбора сечений при первом случае внецентренного растяжения пользуются уравнениями (75) и (76). Второй случай внецентренного растяжения можно свести к решению двух задач. Общий порядок расчета такой же, как для внецентренно сжатых элементов. Первая задача — найти сечения арматуры F'_a и F_a , когда остальные данные известны. Из формулы (78)

$$F'_a = \frac{Ne - 0,4mbh_0^2R_u}{mR_{a,y}(h_0 - a')} \quad (81)$$

Из формулы (77)

$$F_a = \frac{N + 0,55mbh_0R_u}{mR_{a,y}} + F'_a. \quad (82)$$

Вторая задача — при заданной площади F'_a подсчитать F_a . Из формулы (63) определяем M_1 и A_0 , затем по приложению VI находим γ_0 . После этого определяем площадь растянутой арматуры F_a по формуле (64).

Если $\gamma_0 > 1 - \frac{a'}{h_0}$ или $x < 2a'$, то сечение арматуры определяем по другой формуле

$$F_a = \frac{N}{mR_{a,y}} \left(\frac{e}{h_0 - a'} + 1 \right). \quad (83)$$

8. РАСЧЕТ НА ВЫНОСЛИВОСТЬ [19], [24].

Железобетонные станины следует рассчитывать на выносливость, поскольку на них действует многократно повторяющаяся нагрузка. При этом предполагается, что число повторений нагрузки за период эксплуатации сооружений достаточно велико. Многочисленными опытами установлено, что разрушение под воздействием пульсирующей нагрузки наступает при величине напряжений, меньшей, чем предел прочности материала при однократном статическом его нагружении.

Предел выносливости материала зависит от числа повторений нагрузки и от величины амплитуды измерения напряжений. Число повторений, или база испытаний материала, при которых образец из данного материала при принятых напряжениях σ_{\max} не разрушается, устанавливается обычно равным $2 \cdot 10^6$. С уменьшением амплитуды изменения напряжений, вызванных многократно повторяющейся нагрузкой, предел выносливости повышается.

Наименьшая величина предела выносливости соответствует полному асимметричному циклу воздействия нагрузки или близкому к нему, что характеризуется величиной $0 \leq \rho \leq 1$; $\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$;

(σ_{\max} и σ_{\min} — соответственно наибольшее и наименьшее значения сжимающих напряжений, вызываемых нагрузкой). С увеличением ρ предел выносливости увеличивается и приближается к пределу прочности при одинаковом статическом нагружении.

Анализ кривых распределения величин нагрузок, действующих на конструкцию, показывает, что чем больше абсолютная величина нагрузки, тем реже ее повторяемость. Поэтому нагрузка, принимаемая в расчетах на выносливость, меньше по абсолютной величине той нагрузки, которая вообще может иногда появиться в конструкции. Следовательно, при расчете на выносливость следует пользоваться нормативными, а не расчетными нагрузками. Расчет на выносливость не заменяет расчета на прочность, размеры сечений конструкций выбираются по наиболее неблагоприятным данным, полученным из расчета на прочность и выносливость.

В основу расчета на выносливость положена теория упругого тела, но коэффициент приведения напряжений n' принимают с учетом пластических деформаций. Расчет элементов конструкций на выносливость сводится к вычислению напряжений и сравнению их с условными расчетными сопротивлениями на выносливость для бетона и арматуры.

Условные расчетные сопротивления бетона на выносливость $R'_{\sigma,y}$ (табл. 7), которые необходимы для проектирования конструкций при воздействии многократно повторяющейся нагрузки, учитывают ряд факторов и определяются по следующей формуле

$$R'_{\sigma,y} = k_{\sigma} \gamma_{\sigma} \beta_{\sigma} R_{\sigma}^n, \quad (84)$$

где k_{σ} — коэффициент однородности бетона, принимаемый в соответствии с нормами;

γ_{σ} — коэффициент снижения прочности бетона в результате действия многократно повторяющейся нагрузки;

β_{σ} — коэффициент роста прочности бетона со временем по сравнению с нормативной прочностью (значения β_{σ} принимают равными 1,4 для бетона марки 200 и 1,2 для бетона марки 600).

При амплитуде цикла нагрузки $\rho > 0,1$ величина расчетного сопротивления в расчетах на выносливость при осевом сжатии,

Таблица 7

Условные расчетные сопротивления бетона на выносливость при $\rho = 0,1$

Вид сопротивления	Условное обозначение	Условия приготовления бетона	Значения R'_{σ} в зависимости от марки бетона в кг/см ²					
			150	200	300	400	500	600
Сжатие осевое	$R'_{np,y} = R'_{np}$	А	44	60	92	130	160	190
		Б	40	55	85	120	145	175
Сжатие при изгибе	$R'_{u,y} = R'_u$	А	55	75	115	160	195	235
		Б	50	70	105	150	180	220
Главные напряжения, при которых не требуется хомутов и косых стержней	$R'_{p,y} = R'_p$	А	6,7	7,6	10,0	11,9	13,9	15,6
		Б	6,3	7,1	9,4	11,1	13,0	14,6
Главные напряжения	$R'_{\sigma l,y} = R'_{\sigma l}$	А	17	25	33	38	44	48
		Б	16	22	31	36	41	45

Таблица 8

Коэффициенты для определения условного расчетного сопротивления на выносливость бетона при $\rho > 0,1$

Марка бетона	Значения коэффициентов в зависимости от ρ					
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
150 и 200	1,04	1,07	1,10	1,13	1,17	1,20
300 и более	1,05	1,10	1,14	1,19	1,24	1,30

сжатии при изгибе и главных напряжениях принимается по табл. 7 и умножается на коэффициенты из табл. 8.

Условные расчетные сопротивления бетона на выносливость с учетом коэффициентов не должны превышать соответствующих условных расчетных сопротивлений бетона на прочность, приведенных в табл. 4.

При величине $\rho > 0,7$ бетон сжатой зоны в элементах на выносливость не рассчитывается. Дело в том, что деформации ползучести бетона, вызванные повторными нагрузками при $\rho > 0,7$, способствуют перераспределению напряжений — бетон разгружается, а напряжения в арматуре увеличиваются. Таким образом, усталость железобетонных конструкций по существу сводится к усталости арматуры. Для расчета на выносливость коэффициенты

$n' = \frac{E_a}{F'_{\sigma}}$ принимаются по табл. 9.

Таблица 9

Коэффициенты приведения для расчета на выносливость железобетонных элементов, выполняемых без предварительного напряжения

Вид арматуры	Значения коэффициента k_p для бетона марок					
	130	200	300	400	500	600
Сталь горячекатаная и упороченная вы-тяжкой	30	25	20	15	13	11
Холодносплюс-щенная сталь и холоднотянутая проволока	25	22	17	13	11	10

Предел выносливости стали имеет связь с пределом прочности. Поэтому в качестве исходной величины для определения условных расчетных сопротивлений арматуры на выносливость $R'_{a,y}$ из стали марок Ст. 3, Ст. 5, 25Г2С и 30ХГ2С принимаются их средние пределы прочности. В конструкциях, рассчитываемых на выносливость, сталь марки Ст. 0 для рабочей арматуры не применяется.

Условное расчетное сопротивление арматуры на выносливость определяют по формуле

$$R'_{a,y} = k_a \gamma_a k_p R_s, \quad (85)$$

где k_a — коэффициент однородности арматурной стали, равный 0,8;

γ_a — коэффициент снижения прочности стали в результате воздействия многократно повторяющейся нагрузки, зависящей от ρ (среднее значение $\gamma_a = 0,4$ при $\rho \leq 0,1$);

k_p — коэффициент повышения предела выносливости арматуры при $\rho > 0,1$ (при $\rho \geq 0,8$ коэффициент $k_p = 1,7$, при $\rho \geq 0,9$ принимают $k_p = 1,8$);

R_s — предел прочности стали данной марки, для холодно-тянутой проволоки нормативное сопротивление R_s^H .

Если амплитуда цикла нагрузки не превышает $\rho = 0,1$, условное расчетное сопротивление растянутой арматуры при расчете на выносливость выбирается следующим:

Вид арматуры	$R'_{a,y}$ в кг/мм ²
Горячекатаная круглая, полосовая и фасонный профиль из стали марки Ст. 3	1700
Горячекатаная периодического профиля из стали марки Ст. 5	1800
Горячекатаная низколегированная периодического профиля из стали марки 25Г2С	1950

Приведенные значения $R'_{a,y}$ характеризуют растянутую арматуру, не имеющую приваренных стержней и хомутов или сварных

стыков различных типов, кроме стыков, полученных оплавлением. Сжатая арматура на выносливость не проверяется.

При амплитуде цикла нагрузки $\rho > 0,1$ для стали марок Ст. 3 и Ст. 5 величина условных расчетных сопротивлений растянутой арматуры принимается равной произведению $R'_{a,y}$ (при $\rho = 0,1$) на приведенные ниже коэффициенты k_{pa} , при этом полученные значения не должны превышать данных табл. 5:

Величина ρ	—0,8	—0,6	—0,4	—0,2	от —0,1 до +0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
Коэффициент k_{pa}	0,7	0,75	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5

Элементы растянутой арматуры из стали марки Ст. 3 при $\rho > 0,3$, из стали марки Ст. 5 при $\rho > 0,4$ и из стали марки 25Г2С при $\rho > 0,6$ на выносливость не рассчитываются.

При сварке стержней растянутой арматуры или приварке к ним других стержней основные условные расчетные сопротивления $R'_{a,y}$ при расчетах на выносливость умножаются на коэффициенты γ снижения расчетного сопротивления (табл. 10).

Таблица 10

Коэффициенты γ для определения условного расчетного сопротивления растянутой арматуры в сварных соединениях

Тип сварного соединения	Значения γ в зависимости от марки стали	
	Ст. 3	Ст. 5 и 25Г2С
Сварка контактным способом (без зачисток) или ванным способом на удлиненных накладках	0,9	0,8
Сварка на парных взаимосмещенных накладках или внахлестку без накладок *	0,8	0,65
Точечная сварка пересекающихся стержней (в сварных каркасах и сетках)	0,85	0,7

* Стыки внахлестку без накладок для арматуры из стали марки 25Г2С применять не разрешается.

Расчет центрально растянутых элементов на выносливость производится по формуле

$$\frac{N^H}{F_a} \leq R_{a,y}, \quad (86)$$

где N^H — усилие в элементе от нормативных нагрузок.

Несущая способность центрально сжатых элементов с обычными хомутами рассчитывается на выносливость бетона

$$N^H \leq [(F - F_a) + n' F_a] R_{np}. \quad (87)$$

Если $n'R_{np} > R'_{a,y}$, то величина $n'F_a$ вводится в формулу (87) с коэффициентом $\frac{R'_{a,y}}{n'R_{np}}$. При насыщении элементов продольной

арматурой до 3% площадь сечения бетона может приниматься равной площади сечения элемента. Напряжения в сжатой арматуре не проверяются.

Расчет на выносливость бетона сжатой зоны производится по формуле

$$\frac{M''}{I_0} x' \leq R'_u, \quad (88)$$

где M'' — изгибающий момент от нормативных нагрузок;

I_0 — приведенный момент инерции сечения (без учета бетона растянутой зоны) относительно нейтральной оси, вычисленный с коэффициентом n' ;

x' — высота сжатой зоны, определяемая по уравнению приведенного статического момента относительно нейтральной оси;

R'_u — условное расчетное сопротивление бетона на выносливость.

При вычислении приведенной площади сечения, статического момента, момента инерции и момента сопротивления фактическая площадь сечения сжатой арматуры F'_a должна вводиться в расчет с коэффициентом $\frac{R'_{a,y}}{\sigma'_b n'}$, не превышающем 1. В этом коэффициенте

$R'_{a,y}$ — условное расчетное сопротивление арматуры на прочность; σ'_b — напряжения в бетоне на уровне центра тяжести арматуры, вычисленные при учете полной величины F'_a .

Расчет на выносливость растянутой арматуры производится по формуле

$$n' \frac{M''}{I_0} (h_0 - x') \leq R'_{a,y}, \quad (89)$$

где $R'_{a,y}$ — условное расчетное сопротивление арматуры на выносливость.

Расчет внецентренно сжатых элементов на выносливость бетона:

$$\frac{N''}{F_0} + \frac{M''}{W_0} \leq R'_u, \quad (90)$$

где N'' и M'' — продольные усилия и изгибающий момент от нормативных нагрузок;

W_0 — приведенный момент сопротивления (по теории упругого тела);

F_0 — приведенная площадь сечения (по теории упругого тела).

При расчете на выносливость растянутой арматуры положение нейтральной оси определяется по уравнению приведенного статического момента (с учетом теории упругого тела) сечения относительно точки приложения продольной силы N . Расчетная ширина свесов полки внецентренно сжатых элементов с полкой, расположенной у сжатой грани сечения, с учетом сжатия в ребре принимается с коэффициентом 0,9.

Расчет на выносливость (на поперечную силу) сечений, наклоненных к оси изгибаемых элементов, производится по величине главных напряжений, действующих на уровне нейтральной оси,

$$\frac{Q}{b_0 z} \leq R'_{sl}, \quad (91)$$

где Q — поперечная сила от нормативных нагрузок;

b_0 — ширина элемента;

z — плечо внутренней пары сил, определяемое по методу допускаемых напряжений;

R'_{sl} — условное расчетное сопротивление бетона для главных напряжений.

Если главные растягивающие напряжения превосходят по величине значения R'_p , то производят расчет поперечной арматуры (хомутов и отгибов). Для тавровых изгибаемых элементов, кроме расчета главных напряжений, производится проверка касательных напряжений, возникающих в плите у места примыкания ее к ребру или вблизи от него.

9. РАСЧЕТ НА ОБРАЗОВАНИЕ И ШИРИНУ РАСКРЫТИЯ ТРЕЩИН

Центрально и внецентренно растянутые, изгибаемые и внецентренно сжатые при больших эксцентриситетах элементы железобетонных конструкций, находящихся в агрессивной среде, а также изгибаемые, внецентренно растянутые и внецентренно сжатые при больших эксцентриситетах элементы железобетонных конструкций, подвергающихся повторной динамической нагрузке, рассчитываются на раскрытие трещин [18]. При этом величина раскрытия трещин в конструкциях, подвергающихся повторной динамической нагрузке или незащищенных от атмосферных воздействий не должна превышать 0,2 мм.

Железобетонные станины некоторых станков, работающие под пульсирующей нагрузкой, могут одновременно находиться и в агрессивной среде. Для таких станин недопустимо образование трещин, и расчет ведется на образование трещин. Для станин, находящихся только под воздействием пульсирующей нагрузки, нужно ограничивать ширину раскрытия трещин до 0,2 мм, т. е. производить расчет по раскрытию трещин.

Рассмотрим порядок расчета на образование трещин. Изгибающий момент ко времени появления первых трещин для изгибаемых,

внецентренно сжатых при больших эксцентриситетах и внецентренно растянутых элементов производится по следующим формулам: прямоугольное сечение с одиночной арматурой

$$M_m = (0,292 + 0,75 \alpha_{s1}) b h^2 R_p; \quad (92)$$

прямоугольное сечение с двойной арматурой

$$M_m = (0,292 + 0,75 \alpha_{s1} + 0,075 \alpha'_1) b h^2 R_p; \quad (93)$$

тавровые сечения с полкой в сжатой зоне

$$M_m = (0,292 + 0,75 \alpha_{s1} + 0,075 \gamma'_1) b h^2 R_p; \quad (94)$$

тавровые сечения с полкой в растянутой зоне

$$M_m = [0,292 + 0,75 (\alpha_{s1} + \gamma_1)] b h^2 R_p; \quad (95)$$

где b — ширина сечения;

h — высота сечения;

R_p — условное расчетное сопротивление бетона на растяжение;

$$\gamma_1 = \frac{2(b'_n - b)h'_n}{bh} \quad (\text{при двучастной эпюре});$$

$$\gamma_1 = \frac{(b_n - b)h_n}{b_n};$$

b'_n — ширина сжатой полки таврового сечения;

b — ширина ребра сечения;

h'_n — высота сжатой полки таврового сечения;

b_n — ширина растянутой полки таврового сечения;

h_n — высота растянутой полки таврового сечения;

$$\alpha'_1 = \frac{F'_a}{bh} \cdot \frac{2E_a}{E_b};$$

$$\alpha_{s1} = \frac{F_a}{bh} \cdot \frac{2E_a}{E_b} + \frac{N_m}{bhR_p};$$

F_a — площадь сечения продольной арматуры (в изгибаемых элементах — у растянутой, во внецентренно сжатых элементах — у растянутой или наименее напряженной грани, во внецентренно растянутых элементах — у грани элемента, ближайшей к точке приложения силы N);

E_a и E_b — модули упругости арматуры и бетона;

N_m — продольное усилие при внецентренном растяжении или сжатии, соответствующее появлению первых трещин, определяется методом попыток.

Расчет центрально растянутых железобетонных элементов на образование трещин рассмотрен на стр. 44.

Ширину раскрытия трещин определяют по формуле

$$\alpha_m = \psi \frac{\sigma_a}{E_a} l_m, \quad (96)$$

где σ_a — напряжение в арматуре, равное при растяжении $\frac{N^u}{F_a}$,

при изгибе $\frac{M^u}{W_a}$;

l_m — расстояние между трещинами.

Значение коэффициента ψ для практических расчетов выбирается по специальным таблицам [2], [6], [11], [17], [18] и [32]. Для станин, как для конструкций с пульсирующей нагрузкой, коэффициент ψ следует принимать равным единице.

Расстояние между трещинами определяют по следующим формулам:

для центрально растянутых элементов

$$l_m = \frac{u}{\mu_1}; \quad (97)$$

для изгибаемых элементов

$$l_m = k_1 n i, \quad (98)$$

где $l_m = \frac{F_a}{S}$;

S — периметр сечения арматуры.

Коэффициент k_1 для прямоугольных сечений в зависимости от $\alpha = 3 \frac{F_a}{bh_0} \cdot \frac{E_a}{E_b}$ приводится ниже:

α	0,05	0,06	0,07	0,08	0,10	0,125	0,15	0,20	0,30	0,40	0,50	0,80
k_1	22,8	19,2	16,0	14,0	11,8	9,6	8,0	6,0	4,3	3,4	2,8	2,2

Значение l_m , полученное по формулам (97) и (98), следует умножать на 0,5 для арматуры периодического профиля и на 1,25 для сварных каркасов и сеток.

10. РАСЧЕТ ЖЕСТКОСТИ ЭЛЕМЕНТОВ

Прогибы железобетонных конструкций подсчитываются по обычным формулам сопротивления материалов, но вместо жесткости EI , принимаемой для упругих материалов, выбираются величины, соответствующие определенным стадиям работы железобетонного элемента (см. фиг. 21). Если элемент работает в первой стадии, когда трещины в растянутой зоне элемента не допускаются, то жесткость его определяют по формуле

$$B_{окр} = 0,85 E_b^n I_{бн}, \quad (99)$$

где E_b^n — нормативная величина модуля упругости бетона;

$I_{бн}$ — момент инерции приведенного сечения, при этом сечение арматуры приводится к сечению бетона с коэффициентом

$$n = \frac{E_a}{E_b^n}.$$

Если железобетонный элемент работает с трещинами, т. е. во второй стадии (см фиг. 21), то жесткость его подсчитывается по следующей формуле:

$$B_{\kappa p} = \frac{E_a}{\psi} W_a(h_0 - x_c), \quad (100)$$

где E_a — модуль упругости арматуры;
 ϕ — коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона между трещинами и представляющий собой отношение средних деформаций или средних напряжений в арматуре на участках между трещинами к деформациям или напряжениям в арматуре в сечении с трещиной;

x_c — средняя высота сжатой зоны бетона, соответствующая стадии определения прогиба элемента;

h_0 — полезная высота сечения;

W_a — упруго-пластический момент растянутой арматуры относительно центра тяжести сжатой зоны бетона, деленному на напряжение в крайнем волокне растянутой арматуры.

Момент сопротивления сечения можно определять по формуле

$$W_a = \eta h_0, \quad (101)$$

где η — выбирается по приложению VII или VIII.

На практике для определения жесткости $B_{кр}$ рекомендуется пользоваться формулой

$$B_{kp} = \frac{c}{\psi} E_a F_a h_0^2 \quad (102)$$

в сочетании с данными приложения VII или VIII.

Для внецентренно сжатых и внецентренно растянутых железобетонных элементов с большим эксцентриситетом прямоугольного, таврового и двутаврового сечений значения жесткости определяются по формулам (100) и (102) с заменой F_a величиной

$$F_s = F_a \pm \frac{N^H}{\sigma_a}, \text{ где } \sigma_a = \frac{N^H e}{W_a}.$$

В формулах (100) и (102) учитываются расчетные значения модуля упругости бетона. Для элементов сборных железобетонных конструкций, изготовляемых на заводах или на специально оборудованных полигонах с систематической проверкой прочности и однородности бетона, разрешается принимать нормативный модуль упругости E_b^H :

Марка бетона .	150	200	300	400	500	600
E_{δ}^*	240000	290000	340000	380000	410000	430000
E_{δ}	100000	200000	270000	310000	340000	360000

В формуле (102) значения c определяют по приложению VII или VIII.

Прогибы элементов, подсчитанные с учетом жесткости по формуле (102), не должны превышать допустимых прогибов.

Абсолютное укорочение центрально сжатых элементов вычисляется по формуле

$$\Delta l = \varepsilon_0 l = \frac{N^H l}{B}, \quad (103)$$

где l — длина элемента;

B — жесткость сечения центрально сжатого элемента;

$$B = \left(1 + \frac{n}{\gamma} \mu\right) \gamma E_{\sigma} F_{\sigma}; \quad (104)$$

$$\nu=0,5; \quad n=\frac{E_a}{E_\sigma};$$

$$\mu = \frac{F_a}{L_0} \text{ — коэффициент армирования сечения;}$$

F_{σ} — площадь сечения бетона.

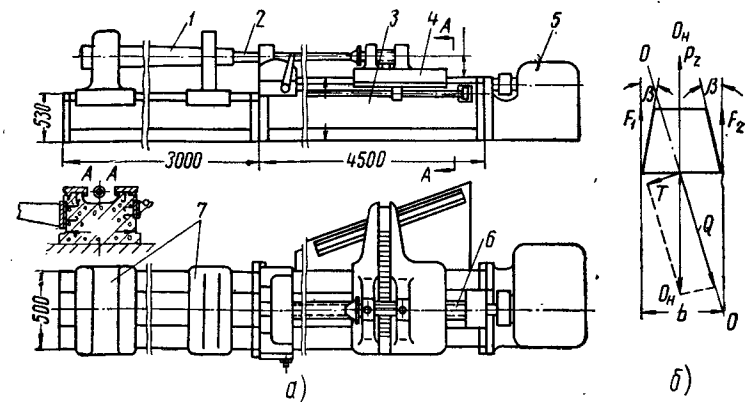
При центральном растяжении удлинение элемента равно

$$\Delta l = \varepsilon_{a.c} l = \frac{N^H l}{B}, \quad (105)$$

где $B = \frac{E_a}{\psi} \cdot F_a$.

11. ПРИМЕР РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ СТАНИНЫ

Рассмотрим расчет железобетонной станины протяжного станка (см. приложение IV). Станина этого станка (фиг. 31, а) состоит из двух звеньев длиной 4500 и 3000 мм. На коротком звене устанавливается на двух люнетах 7 обрабатываемое изделие 1, а по длинному звену станины 3 передвигается каретка 4, в которой закрепляется стебель 2 протяжки. Передвижение каретки осуще-



Фиг. 31. Общий вид протяжного станка (а) и схема сил, действующих на зуб протяжки (б): $O_n - O_n$ — ось канавки; $O - O$ — ось заготовки; b — ширина канавки; P_z — усилие резания; T — касательное усилие на стебле; Q — тяговое усилие на стебле; β — боковые углы зуба; $F_1 = F_2$ — боковые силы трения.

ствляется от ходового винта 6, смонтированного между направляющими станины и получающего вращение от коробки скоростей 5. Поворачивание протяжки при ее перемещении по ходу спиральных канавок в глубине отверстий осуществляется при помощи копира.

При работе станка стемпель протяжки испытывает растягивающие напряжения, а станина, выполненная в виде железобетонной балки с залитыми чугунами разрезными направляющими, работает на внецентренное сжатие.

Определение усилия на стемпеле протяжки. Для определения тягового усилия Q на стемпеле рассмотрим наиболее тяжелый режим протягивания двадцати четырех спиральных канавок в заготовке из специальной легированной стали с внутренним диаметром 60 мм при угле подъема канавок 6° . Схема действующих усилий на один зуб протяжки приведена на фиг. 31, б.

Кроме усилий, направление действия которых показано на фиг. 31, б, на резец действует усилие P_y , расположенное в плоскости, перпендикулярной к плоскости чертежа. Усилие резания P_z уравнивается касательным T и тяговым Q усилиями на стемпеле. Величина усилия P_z определяется по формуле

$$P_z = f p,$$

где f — площадь стружки, снимаемой одним резцом;

p — удельное давление резания в кг/мм^2 .

Для подачи $a = 0,02$ мм удельное давление $p = 700 \text{ кг/мм}^2$;

$$f = ab = 0,02 \cdot 5,55 = 0,111 \text{ мм}^2.$$

Усилие резания на один зуб

$$P_z = 0,111 \cdot 700 = 77,7 \text{ кг}.$$

Общее усилие резания на двадцать четыре зуба

$$P_o = 24 \cdot 77,7 = 1865 \text{ кг}.$$

Тяговое усилие Q на стемпеле

$$Q = P_o \cos \alpha = 1865 \cos 6^\circ = 1860 \text{ кг}.$$

Расчет на прочность. Расчетная схема станины может быть представлена в виде внецентренно сжатого элемента, нагруженного силой $N' = 1860 \text{ кг}$ (тяговое усилие на стемпеле) с эксцентриситетом $e_0 = 580 \text{ мм}$ (фиг. 32). Для бетона марки 150 условное расчетное сопротивление сжатию при изгибе равно $R_u = 80 \text{ кг/см}^2$ (см. строку Б, табл. 4).

Изгибающий момент $M' = 1860 \cdot 58 = 108\,000 \text{ кгсм}$. Выступы для монтажа направляющих и сами направляющие в расчет не принимаются. Ширина сечения $b = 440 \text{ мм}$, полезная высота сечения

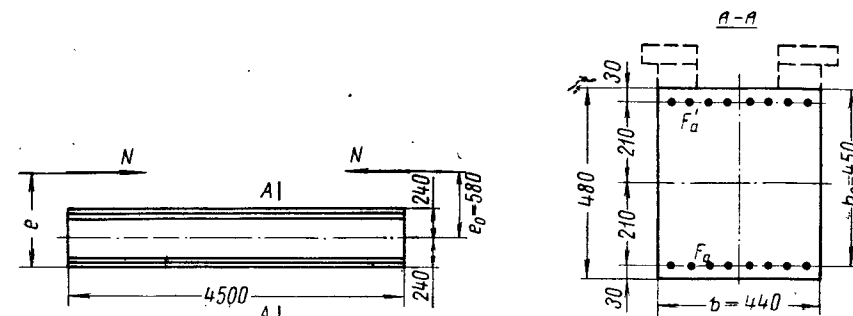
$$h_0 = h - a = 480 - 30 = 450 \text{ мм}.$$

Армирование принято симметричным: $F_a = F'_a$, по $8\varnothing 16$. Площадь сечения растянутой арматуры $F_a = 8 \cdot 2,01 = 16,08 \text{ см}^2$, сжа-

той арматуры $F'_a = 8 \cdot 2,01 = 16,08 \text{ см}^2$. Арматура круглая гладкая из стали марки Ст. 3; $R_{a,y} = 2100 \text{ кг/см}^2$ (см. табл. 5).

Длина элемента станины $l = 4500 \text{ мм}$. Отношение $\frac{l}{h} = \frac{4500}{480} = 9,4 < \eta = 10$, поэтому гибкость внецентренно сжатого элемента не учитывается.

Коэффициент перегрузки принимаем для станины $n = 1,5$; коэффициент условий работы $m = 0,67$. Расчетная продольная сила $N = N' n = 1860 \cdot 1,5 = 2790 \text{ кг}$. Расчетный изгибаемый момент $M = Ne_0 = 2790 \cdot 58 = 162\,000 \text{ кгсм}$.



Фиг. 32. Расчетная схема и сечение станины.

Определяем, к какому случаю внецентренного сжатия относится элемент: $e_0 = 58 \text{ см} > 0,3h_0 = 0,3 \cdot 48 = 14,4 \text{ см}$, следовательно, имеем первый случай внецентренного сжатия (случай больших эксцентриситетов).

Площадь сечения при симметричном армировании определяем по формуле (61), приняв $A_0 = 0,4$; $h_0 - a' = 48 - 3 = 45 \text{ см}$; расстояние e от точки приложения силы N до центра тяжести растянутой арматуры F_a равно $e = e_0 + \frac{h}{2} - a = 58 + \frac{48}{2} - 3 = 79 \text{ см}$;

$$F'_a = F_a = \frac{2790 \cdot 79 - 0,4 \cdot 0,67 \cdot 44 \cdot 45^2 \cdot 80}{0,67 \cdot 2100 \cdot 45} = \frac{221\,000 - 1\,910\,000}{63\,300} < 0.$$

Следовательно, площади сечения арматуры F'_a и F_a нужно принимать конструктивно.

Расчет на выносливость. Принимаем $\rho < 0,1$, $R_{a,y} = 1700 \text{ кг/см}^2$, $R'_a = 50 \text{ кг/см}^2$ (см. табл. 7), $n' = \frac{E_a}{E_b} = 30$ (см. табл. 9).

Центральная ось проходит через середину сечения (см. фиг. 32). Определяем приведенный момент инерции сечения

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 2F_a \cdot 21^2 n = \frac{44 \cdot 48^3}{12} + 2 \cdot 16 \cdot 21^2 \cdot 30 = 406\,000 + 423\,000 = 829\,000 \text{ см}^4;$$

$$W_0 = \frac{I_0}{x'} = \frac{829\,000}{24} = 34\,600 \text{ см}^3;$$

$$h_0 - x' = 45 - 24 = 21 \text{ см.}$$

Приведенная площадь сечения

$$F_0 = F_c + nF_a = 44 \cdot 48 + 30 \cdot 32 = 2112 + 960 = 3072 \text{ см}^2.$$

Проверку сжатого бетона производим по формуле (90)

$$\frac{N''}{F_0} + \frac{M''}{W_0} = \frac{1860}{3072} + \frac{108\,000}{34\,600} = 0,6 + 3,1 = 3,7 \text{ кг/см}^2 < R'_u = 50 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжения в арматуре проверяем по формуле (89)

$$30 \cdot \frac{108\,000}{829\,000} (45 - 24) - \frac{1860}{3072} = 81,8 - 0,6 = 81,2 \text{ кг/см}^2 < R'_{a,y} = 1700 \text{ кг/см}^2.$$

Следовательно, конструкция станины запроектирована с большим запасом прочности и выносливости. В целях экономного решения целесообразно перейти на коробчатое сечение станины (см. стр. 35).

Расчет на образование трещин. Для расчета используем формулу (93), для чего предварительно определяем α'_1 и α_{s1} :

$$\alpha'_1 = \frac{16 \cdot 2 \cdot 2,1 \cdot 10^6}{44 \cdot 48 \cdot 240 \cdot 10^3} = 0,133;$$

$$\alpha_{s1} = \frac{16 \cdot 2 \cdot 2,1 \cdot 10^6}{44 \cdot 48 \cdot 240 \cdot 10^3} = \frac{N_m}{44 \cdot 48 \cdot 4,0},$$

где $N_m = \frac{M_m}{e_0}$ — усилие при появлении трещин выбираем методом попыток;

при $\alpha'_1 = 0,133$

$$M_m = (0,292 + 0,75 \cdot 0,133 + 0,075 \cdot 0,133) \cdot 44 \cdot 48^2 \cdot 4 = 0,402 \cdot 44 \cdot 2300 \cdot 4 = 925 \cdot 176 = 163 \cdot 10^3 \text{ кгсм};$$

$$N_m = \frac{163 \cdot 10^3}{58} = 2,81 \cdot 10^3 \text{ кг};$$

$$\alpha_{s1} = \frac{16 \cdot 2 \cdot 2,1 \cdot 10^6}{44 \cdot 48 \cdot 240 \cdot 10^3} + \frac{2810}{44 \cdot 48 \cdot 4} = 0,133 + 0,333 = 0,466;$$

при $\alpha_{s1} = 0,466$

$$M_m = (0,292 + 0,75 \cdot 0,466 + 0,075 \cdot 0,133) \cdot 44 \cdot 48^2 \cdot 4 = 0,652 \cdot 44 \cdot 2300 \cdot 4 = 264\,000 \text{ кгсм};$$

$$N_m = \frac{264\,000}{58} = 4,54 \cdot 10^3 \text{ кг.}$$

Уточним значение α_{s1}

$$\alpha_{s1} = 0,133 + \frac{4540}{44 \cdot 48 \cdot 4} = 0,671;$$

$$M_m = (0,292 + 0,75 \cdot 0,671 + 0,075 \cdot 0,133) \cdot 44 \cdot 48^2 \cdot 4 = 325 \cdot 10^3 \text{ кгсм};$$

$$N_m = \frac{325 \cdot 10^3}{58} = 5600 \text{ кг.}$$

Еще раз уточним значение α_{s1}

$$\alpha_{s1} = 0,133 + \frac{5600}{44 \cdot 48 \cdot 4} = 0,133 + 0,663 = 0,766;$$

$$M_m = (0,293 + 0,75 \cdot 0,766 + 0,075 \cdot 0,133) \cdot 44 \cdot 48^2 \cdot 4 = 356 \cdot 10^3 \text{ кгсм};$$

$$N_m = \frac{356 \cdot 10^3}{58} = 6130 \text{ кг.}$$

Для более точного решения можно сделать еще одну попытку, но в этом нет необходимости, так как $M_m = 356 \cdot 10^3 \text{ кгсм} > M'' = 108\,000 \text{ кгсм}$. Отсюда следует, что станина имеет большой запас по образованию трещин.

Жесткость станины. Прогиб свободных концов определяем по следующей формуле сопротивления материалов

$$f = \frac{M'' l^2}{8EI},$$

где $M'' = 108\,000 \text{ кгсм};$

$$l = 450 \text{ см};$$

$$EI = 0,85 E''_6 I_{np};$$

E''_6 — нормативный модуль упругости бетона;

I_{np} — приведенный момент инерции сечения.

Жесткость сечения определяем, как жесткость сплошного тела. Это принято на том основании, что при эксплуатации железобетонной станины в ней не образуются трещины (см. стр. 65).

Вначале определим приведенный момент инерции сечения (фиг. 33). При этом учтем сечение чугунных направляющих: для чугуна $E_c = 1,15 \cdot 10^6 \text{ кг/см}^2$;

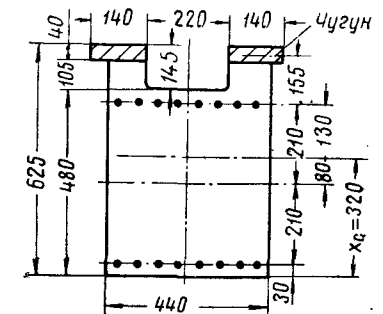
$$n_c = \frac{E_c}{E''_6} = \frac{1,15 \cdot 10^6}{2,4 \cdot 10^5} = 4,8; \quad n_a = \frac{E_a}{E''_6} = \frac{2,1 \cdot 10^6}{2,4 \cdot 10^5} = 8,75.$$

Определим положение центральной линии

$$x_c = \frac{44 \cdot 4,8 \cdot 24 + 2 \cdot 10,5 \cdot 11 \cdot 51 + 16 \cdot 3 \cdot 8,75 + 16 \cdot 45 \cdot 8,75 + 2 \cdot 14 \cdot 4 \cdot 60,5 \cdot 4,8}{44 \cdot 4,8 + 2 \cdot 10,5 \cdot 11 + 16 \cdot 3 \cdot 8,75 + 16 \cdot 8,75 + 2 \cdot 14 \cdot 4 \cdot 4,8} = 32 \text{ см.}$$

Момент инерции приведенного сечения

$$I_{np} = \frac{44 \cdot 48^3}{12} + 44 \cdot 48 \cdot 8^2 + 16 \cdot 29^2 \cdot 8,75 + 16 \cdot 13^2 \cdot 8,75 + 2 \cdot 10,5 \cdot 11 \cdot 21^2 + 2 \cdot 14 \cdot 4 \cdot 29^2 \cdot 4,8 = 1\,250\,800 \text{ см}^4;$$



Фиг. 33. Расчетная схема железобетонной станины для определения жесткости сечения.

$$EI = 0,85 E_g I_{np} = 2,55 \cdot 10^{11} \text{ кгсм}^2;$$

$$f = \frac{M^* l^2}{8EI} = \frac{108000 \cdot 450^2}{8 \cdot 2,55 \cdot 10^{11}} = 0,0107 \text{ см.}$$

Таким образом, жесткость равна

$$j = \frac{P}{f} \text{ кг/мк.}$$

Для определения жесткости найдем силу P , которую необходимо приложить к станине в виде сосредоточенной нагрузки посередине ее, чтобы получить прогиб f . Из курса сопротивления материалов известно, что прогиб балки равен

$$f = \frac{Pl^3}{48EI}, \text{ отсюда } P = \frac{48 \cdot 2,5 \cdot 10^{10} \cdot 0,0107}{450^3} = 1440 \text{ кг,}$$

следовательно,

$$j = \frac{1440}{107} = 13,4 \text{ кг/мк.}$$

Учитывая, что нет определенных данных по выбору жесткости для того или иного типа станины, целесообразно провести сравнение жесткости железобетонной станины с работающими чугунами станинами одностипных станков. Определим жесткость чугунной станины протяжного станка.

Для этого сначала определим положение центральной оси

$$x_c = \frac{2 \cdot 2,5 \cdot 59 \cdot 29 + 2 \cdot 4 \cdot 14 \cdot 61 + 2 \cdot 23 \cdot 47,5 + 2 \cdot 2 \cdot 10 \cdot 5 \cdot 52}{2 \cdot 59 \cdot 2,5 + 4 \cdot 14 \cdot 2 + 23 + 2 \cdot 2 \cdot 10 \cdot 5} = 40 \text{ см;}$$

момент инерции сечения

$$I_x = 2 \cdot \frac{2,5 \cdot 59^3}{12} + 2 \cdot 2,5 \cdot 59 \cdot 10,5^2 + 2 \cdot \frac{14 \cdot 4^3}{12} + 2 \cdot 14 \cdot 4 \cdot 19^2 +$$

$$+ \frac{23 \cdot 2^3}{12} + 23 \cdot 2 \cdot 8^2 + 2 \cdot 2 \cdot 10 \cdot 14^2 = 142 \cdot 400 \text{ см}^4;$$

прогиб станины

$$f = \frac{108000 \cdot 450^2}{8 \cdot 1,15 \cdot 10^6 \cdot 142 \cdot 400} = 167 \text{ мк;}$$

силу, приложенную посередине станины, которая создает прогиб f ,

$$P = \frac{48EI f}{l^3} = \frac{48 \cdot 1,15 \cdot 10^6 \cdot 142 \cdot 400 \cdot 0,0167}{450^3} = 1440 \text{ кг.}$$

Жесткость чугунной станины равна

$$j = \frac{1440}{167} = 8,6 \text{ кг/мк} < 13,4 \text{ кг/мк.}$$

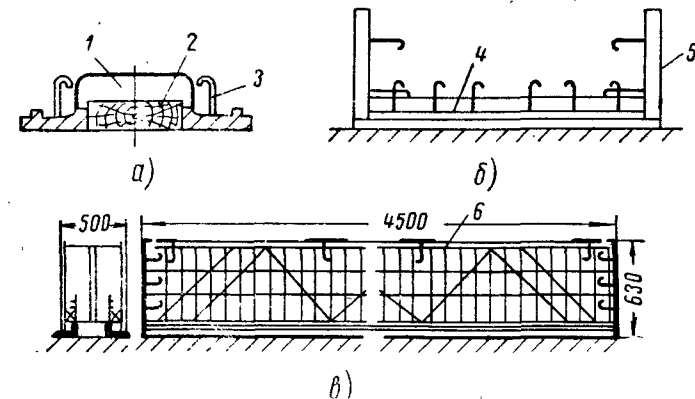
Таким образом, жесткость железобетонной станины превышает жесткость чугунной станины. По условиям жесткости имеется возможность облегчения железобетонной станины (см. стр. 35).

ГЛАВА IV

ОПЫТ ИЗГОТОВЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СТАНИН

1. ПОРЯДОК БЕТОНИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СТАНИН

Чугунные детали железобетонной станины (звенья направляющих, торцовые плиты и др.) подвергают предварительной механической обработке с оставлением припуска 3—5 мм на окончательную обработку. По чертежам заготавливают элементы арматуры, анкерные связи и детали из листового железа, если они входят в конструкцию станины.

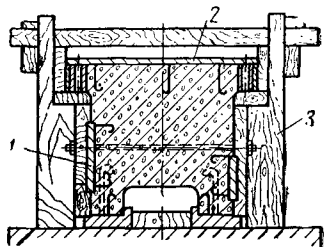


Фиг. 34. Схема укладки направляющих перед бетонированием (а); сборка станин перед бетонированием (б); схема вязки каркаса перед бетонированием (в).

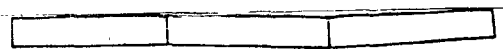
При наличии полного комплекта деталей станины приступают к сборке. Сначала направляющие планки станины (фиг. 34, а) с ввернутыми анкерными связями 3 укладывают на разметочной плите вдоль линейки 2 и в стыках прихватывают электросваркой. После укладки планок устанавливается сваренное из листового железа корыто 1, которое в нескольких местах прихватывается к направляющим электросваркой. Следующей операцией (фиг. 34, б) сборки станины является установка торцовых плит 5 с предвари-

тельно ввернутыми анкерными связями и крепление их после соответствующей выверки к торцам направляющих планок 4. Выполняв эти операции, приступают к вязке каркаса 6 стальной арматуры (фиг. 34, в), которая предварительно заготовлена в виде отогнутых стержней или отдельных сварных стандартных сеток, в зависимости от принятого типа армирования станины.

Последняя операция (фиг. 35) по изготовлению станин включает установку разборной опалубки 3, установку боковых плит (бобышек) 1, опорных планок 2 и заливку их бетоном. После бетонирования станину выдерживают в течение 5—10 дней на открытом воздухе, затем опалубка может быть разобрана, а станина подвергнута дальнейшей механической обработке. Срок выдержки бетона в опалубке зависит от принятых методов ускорения



Фиг. 35. Схема установки разборной опалубки.



Фиг. 36. Искривление составной направляющей при недостаточной точности обработки стыковых поверхностей.

твердения бетона (пропаривание, обработка в автоклавах, электропрогрев, воздушный обогрев и др.) [31].

Технологический процесс изготовления железобетонных станин с разрезкой на элементы рекомендуется для изготовления крупных станин, которые при эксплуатации станка могут подвергаться демонтажу и перестановкам. Трудоемкость изготовления одного элемента станины длиной 4500 мм составляет 90,5 нормо-часов.

При изготовлении железобетонных станин без окончательной механической обработки применяют специальную оснастку для изготовления направляющих станины и других плоских деталей, требующих точной ориентировки относительно направляющих. Это вызывается тем, что при сборке станины направляющие, состоящие из нескольких звеньев, нередко располагаются по ломаной линии (фиг. 36).

Такая технология изготовления рекомендуется при выпуске большой партии станин, когда изготовление специальной оснастки для крепления закладных деталей к опалубке станины экономически оправдывается, и при выпуске малых партий коротких станин, когда направляющие заготавливаются в виде сплошных линеек, а точность обработки их торцов не оговаривается специальными допусками. Индивидуальное изготовление длинных станин без окончательной механической обработки экономически нецелесообразно. Станины очень крупных универсальных станков экономичнее изготавливать на месте установки станка. Во время бетониро-

вания такой станины необходимо строго выдерживать размеры всех предварительно обработанных поверхностей. Кроме того, изготовление станины должно осуществляться в ее рабочем положении. Это требует дополнительного наблюдения за уплотнением бетона под направляющими.

Порядок изготовления станины следующий.

1. Звенья направляющих, а также детали станины обрабатываются в пределах заданных допусков.

2. Производится предварительная заготовка стержней каркаса арматуры; при заводском производстве арматурный каркас заранее сваривается, в готовом виде подается на сборку и устанавливается на поддон опалубки или непосредственно на фундамент.

3. На смонтированный каркас устанавливают и выверяют при помощи специальной оснастки окончательно обработанные направляющие, которые могут быть предварительно собраны из отдельных звеньев.

4. После установки направляющих производится установка закладных деталей на боковых поверхностях станины и выверка их относительно направляющих.

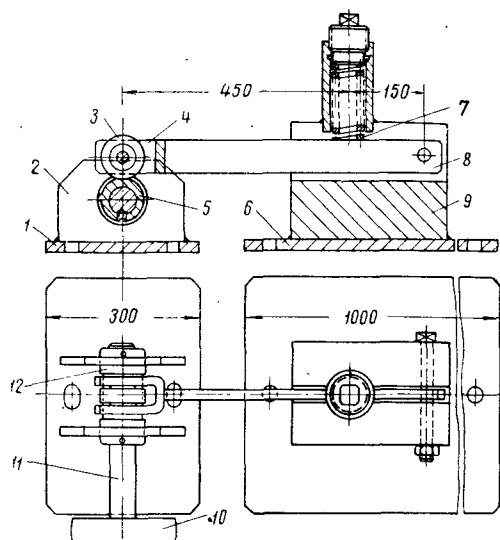
5. Собирается опалубка и производится бетонирование с уплотнением бетона при помощи пневматического или электрического вибратора, особенно под направляющими.

6. После окончания бетонирования станина выдерживается в течение нескольких дней, затем опалубка снимается и начинается монтаж узлов и деталей станка.

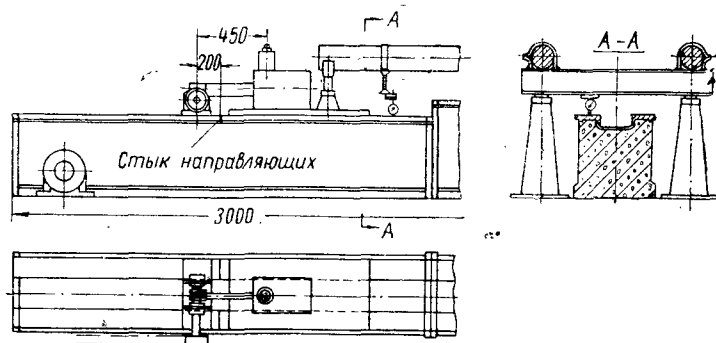
2. ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ СЦЕПЛЕНИЯ БЕТОНА С НАПРАВЛЯЮЩИМИ

Для проверки прочности сцепления направляющих с бетоном и выяснения характера колебаний железобетонной и чугунной станины было изготовлено специальное приспособление (фиг. 37), состоящее из двух частей. В первую часть входит кулачковая втулка 5, жестко закрепленная на валике 11, который через шкив 10 получает вращательное движение от электродвигателя. Валик с помощью щеки 2 и подшипников 12 связан с плитой 1, монтируемой на направляющих станины. Ко второй части приспособления относится рычаг 8, оканчивающийся вилкой 4, в которую вмонтирован ролик 3, противоположный конец рычага шарнирно закреплен в массивном корпусе 9 и поджат пружиной 7 с усилием 940 кг; корпус 9 приварен к плите 6, которая также закрепляется на направляющих станины.

Приспособление устанавливается по обе стороны от стыка направляющих (фиг. 38). При вращении кулачковая втулка делает 1000 об/мин., рычаг 8 (см. фиг. 37) получает 2000 колебаний в минуту, в результате на направляющую станины действует повторно-переменная нагрузка 1000 кг с 2000 циклов в минуту. Так как в стыке направляющие связаны только с бетоном, при-



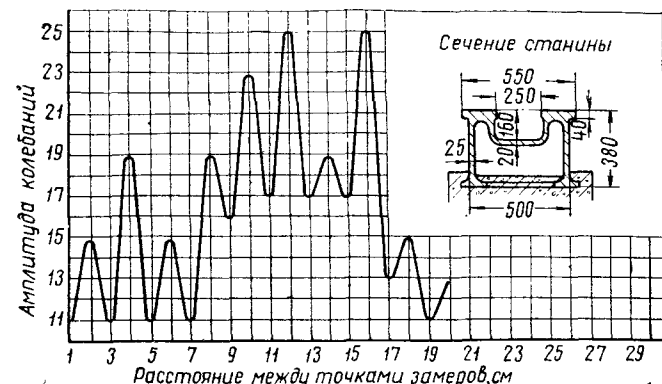
Фиг. 37. Приспособление для испытания станины на вибрацию.



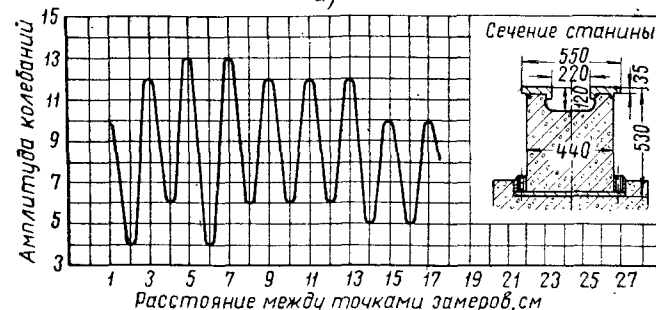
Фиг. 38. Схема установки вибратора на станине.

ложенная повторно-переменная нагрузка действует на отрыв направляющих от бетона. После испытания в течение 6 час. не было обнаружено нарушений сцепления направляющих с бетоном.

С помощью этого же приспособления создавались вынужденные колебания железобетонной и чугунной станины с целью выяснения характера колебаний. Замеры амплитуд колебаний производились вдоль оси станины через каждый сантиметр. Характер вынужденных колебаний станин показан на графиках (фиг. 39, а, б). Ана-



а)



б)

Фиг. 39. Графики колебаний:

а — чугунной станины; б — железобетонной станины.

лизируя графики, мы видим, что амплитуда колебаний железобетонной станины меньше амплитуды колебаний чугунной станины при той же частоте колебаний; чугунная станина более чувствительна к толчкам передачи, чем железобетонная.

Из всего сказанного выше следует, что жесткость железобетонной станины выше жесткости чугунной станины (правда, допущен большой запас прочности станины). Сцепление направляющих с бетоном при наличии анкерных стержней вполне надежное. Распространение колебаний в железобетонной станине идет с такой же скоростью, как и в чугунной.

3. ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЙ ЭФФЕКТ ПРИМЕНЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СТАНИН

При проектировании любой конструкции основными факторами, определяющими эффективность ее внедрения в производство, является трудоемкость изготовления и затраты средств на материалы.

Трудоемкость изготовления литой чугунной станины протяжного станка длиной 4500 мм и весом 2700 кг при выпуске партии в 2—3 станины составляет 318,6 чел.-час. Кроме того, литая станина для устранения внутренних напряжений подвергается после обдирки естественному старению в течение 5—6 месяцев, что значительно удлиняет цикл изготовления.

Замена чугунного литья железобетоном позволяет значительно снизить трудоемкость изготовления станины и затраты средств на материалы, а также сократить цикл производства. Так, на изготовление одного звена длиной 4500 мм железобетонной станины протяжного станка было затрачено простого чугунного литья (звенья направляющих и торцовые плиты) 720 кг, круглого проката для арматуры 252 кг, листового проката для плит под плиты, корыта между направляющими и т. д. 212 кг, цемента марки 300 было израсходовано 620 кг, гравия 2,2 м³, песка 1,0 м³.

Трудоемкость изготовления простого чугунного литья весом 720 кг составляет 45 чел.-час. Трудоемкость изготовления звена железобетонной станины, включая заготовку всех деталей по описанному выше процессу, пронормированному из расчета на индивидуальное производство без применения специальной оснастки и приспособлений, составляет 90,5 чел.-час. Следовательно, полная трудоемкость изготовления одного звена железобетонной станины протяжного станка, включая трудоемкость изготовления литья для направляющих и торцовых плит весом 720 кг, составляет 135,5 чел.-час, тогда как трудоемкость изготовления литой чугунной станины таких размеров составляет 318 чел.-час.

Кроме резкого снижения трудоемкости изготовления, преимущество железобетонных станин перед литыми состоит еще и в том, что технология изготовления железобетонной станины позволяет значительно снизить припуск на механическую обработку. Например, припуск на механическую обработку для литой станины из серого чугуна длиной 4500 мм составляет 16 мм [33], для железобетонной станины таких же размеров составляет 3—5 мм.

Полный цикл изготовления железобетонной станины протяжного станка сокращается более чем в 15 раз по сравнению с циклом изготовления чугунной станины. Это положительно сказывается и на таком важном для каждого производства факторе, как ускорение оборачиваемости оборотных средств предприятия.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Станины металлорежущих станков могут изготавливаться как из обычного, так и из предварительного напряженного железобетона. В настоящей работе рассмотрена методика расчета на прочность, выносливость станин, выполненных из обычного железобетона.

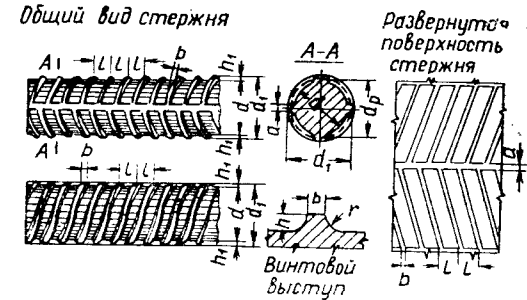
Раньше при конструировании железобетонных станин их сечения назначались сплошными. Современные способы изготовления железобетонных конструкций при использовании бетона высоких марок и экономичной арматуры позволяют применять облегченные станины коробчатого сечения. Этому способствует также рассмотренный в работе метод расчета станин. Однако современная методика расчета станин по расчетным предельным состояниям требует уточнения и совершенствования. Это в первую очередь касается установления дифференцированных коэффициентов перегрузок и условий работы станин для различных типов металлорежущих станков, а также решения вопроса о совместной работе железобетонных станин и фундамента.

При выборе размеров станин расчет на жесткость является определяющим. В связи с этим необходимо провести теоретические и экспериментальные исследования по назначению величины наибольших предельных деформаций железобетонных станин.

Анализ опыта эксплуатации железобетонных станин, работающих при повторных нагрузках и находящихся в агрессивной среде, позволит установить наибольшие допустимые величины раскрытия трещин. Назревшим вопросом является вопрос о применении в станинах предварительно напряженного железобетона, в котором даже при эксплуатационных нагрузках бетон может работать только на сжатие. Поэтому применение предварительно напряженной высокопрочной арматуры в сочетании с бетоном высоких марок будет способствовать более рациональному выбору конструкций станин с одновременным повышением их эксплуатационных качеств и долговечности.

Диаметр в мм	Площадь поперечного сечения в см ² при числе стержней										Вес 1 пог. м. в кг
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,154
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	0,617
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	1,578
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	1,998
20	3,142	6,28	9,43	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,01	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984
24	4,524	9,04	13,56	18,10	22,62	27,14	31,67	36,19	40,71	45,24	3,551
27	5,726	11,45	17,18	22,90	28,63	34,35	40,08	45,80	51,53	57,26	4,495
30	7,069	14,14	21,21	28,28	35,34	42,41	49,48	56,55	63,62	70,69	5,549
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	6,313
36	10,179	20,36	30,54	40,72	50,90	61,07	71,25	81,43	91,61	101,79	7,990
40	12,556	25,13	37,70	50,26	62,83	75,40	87,96	100,53	113,09	125,66	9,865

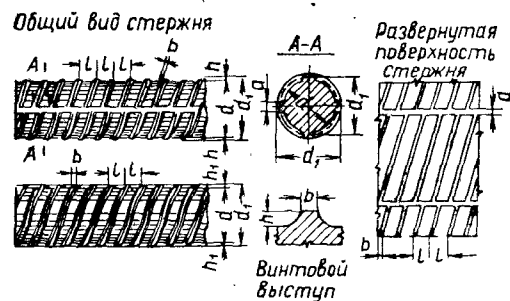
Сортамент горячекатаной арматуры периодического профиля из стали марки Ст. 5 (по ГОСТ 5781—53)



Номера сечений (расчетные диаметры в мм)	Размеры в мм							Расчетная площадь сечения в см ²	Вес 1 пог. м в кг
	d	d ₁	h и h ₁	l	a	b	r		
10	9,3	11,3	1,0	7	1,5	1,0	1,5	0,78	0,62
12	11	13,5	1,25	7	2,0	1,0	1,9	0,13	0,89
14	13	15,5	1,25	7	2,0	1,0	1,9	1,54	1,21
16	15	18	1,5	8	2,0	1,0	2,2	2,01	1,58
18	17	20	1,5	8	2,0	1,5	2,2	2,54	2,0
20	19	22	1,5	8	2,0	1,5	2,2	3,14	2,47
22	21	24	1,5	8	2,0	1,5	2,2	3,80	2,98
25	24	27	1,5	8	2,0	1,5	2,2	4,91	3,85
28	26,5	30,5	2,0	9	2,5	1,5	3,0	6,16	4,83
32	30,5	34,5	2,0	10	3,0	2,0	3,0	8,04	6,31
36	34,5	39,5	2,5	12	3,0	2,0	3,5	10,18	7,99
40	38,5	43,5	2,5	12	3,0	2,0	3,5	12,57	9,87

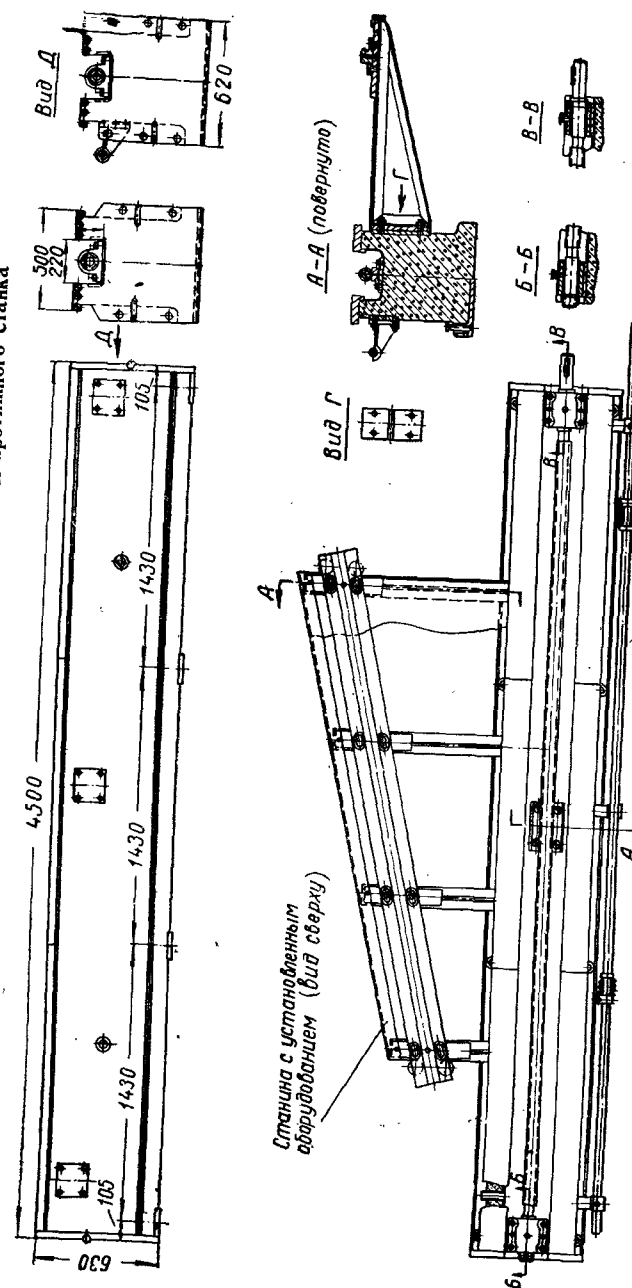
Примечание. Номера сечений (расчетные диаметры) соответствуют диаметрам равнодействующих по площади поперечного сечения круглых стержней.

Сортамент горячекатаной низколегированной арматуры периодического профиля из стали марки 25Г2С (по ГОСТ 7314—55)

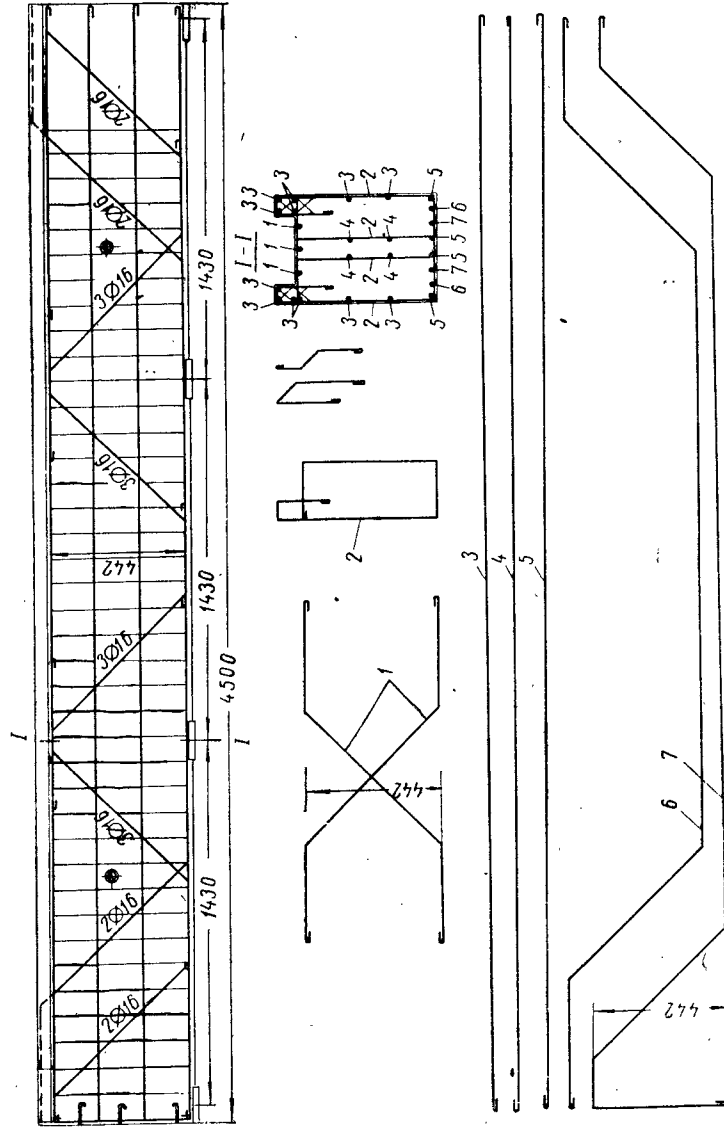


Номера сечений (расчетные диаметры) в мм	Размеры в мм							Расчетная площадь сечений в см ²	Теоретический вес 1 пог. м. в кг
	a	d ₁	h и h ₂	l	a	b	r		
6	5,75	6,75	0,5	5	1,0	0,5	0,75	0,283	0,222
7	6,75	7,75	0,5	5	1,0	0,5	0,75	0,385	0,302
8	7,5	9,0	0,75	5	1,25	0,75	1,1	0,503	0,395
9	8,5	10,0	0,75	5	1,25	0,75	1,1	0,636	0,50
10	9,3	11,3	1,0	7	1,5	1,0	1,5	0,785	0,62
12	11,0	13,5	1,25	7	2,0	1,0	1,9	1,13	0,89
14	13,0	15,5	1,25	7	2,0	1,0	1,9	1,54	1,21
16	15,0	18,0	1,5	8	2,0	1,0	2,2	2,01	1,58
18	17,0	20,0	1,5	8	2,0	1,5	2,2	2,54	2,00
20	19,0	22,0	1,5	8	2,0	1,5	2,2	3,14	2,47
22	21,0	24,0	1,5	8	2,0	1,5	2,2	3,80	2,98
25	24,0	27,0	1,5	8	2,0	1,5	2,2	4,91	3,85
28	26,5	30,5	2,0	9	2,5	1,5	3,0	6,16	4,83
32	30,5	34,5	2,0	10	3,0	2,0	3,0	8,04	6,31
36	34,5	39,5	2,5	12	3,0	2,0	3,5	10,18	7,99
40	38,5	43,5	2,5	12	3,0	2,0	3,5	12,57	9,87

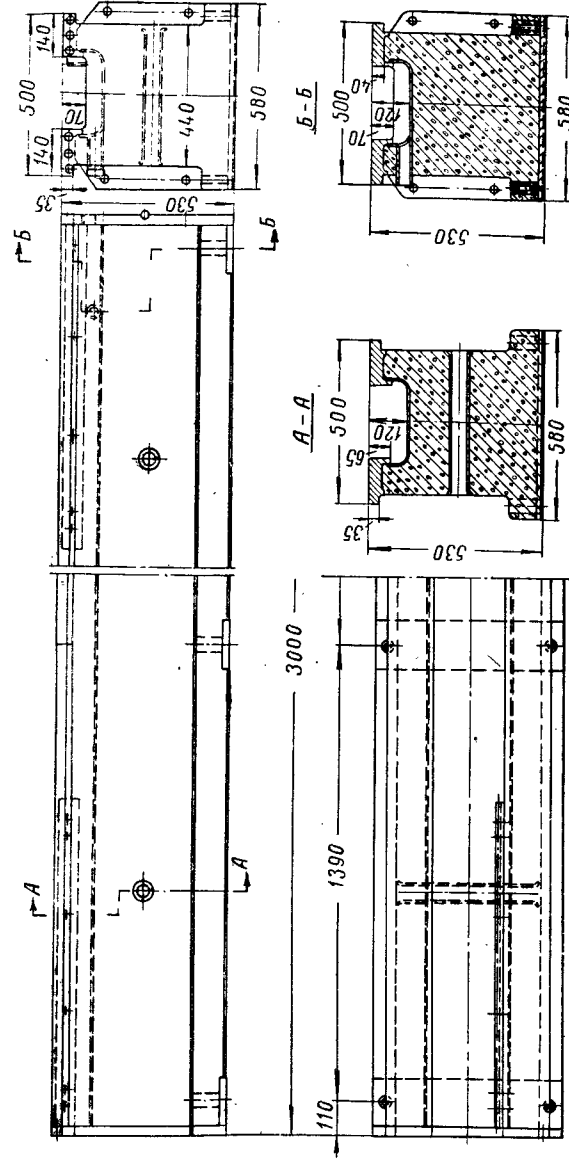
Элемент длиной 4500 мм железобетонной станины протяжного станка



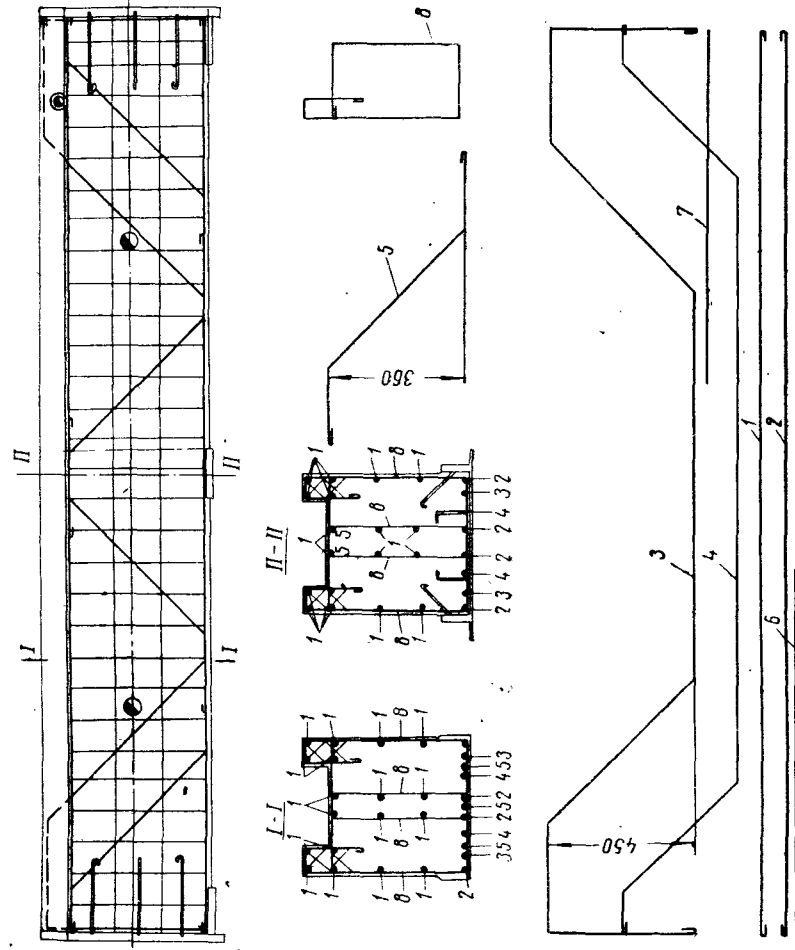
Армирование элемента длиной 4500 мм



Элемент длиной 3000 мм железобетонной станины протяжного станка

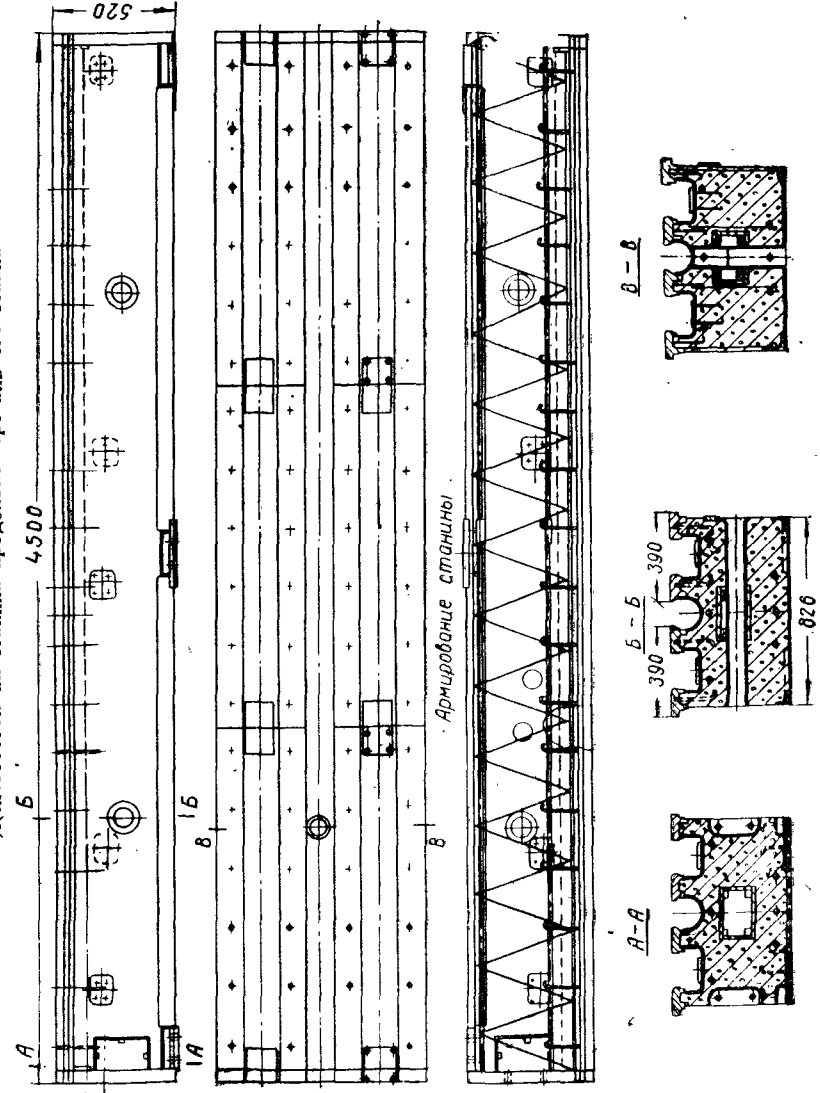


Армирование элемента длиной 3000 мм



ПРИЛОЖЕНИЕ IV (лист 4)

Железобетонная станина продольно-строгального станка



ПРИЛОЖЕНИЕ V

Данные для расчета на изгиб, внецентренное сжатие и внецентренное растяжение прямоугольных и тавровых сечений элементов (марки бетона и стали любые)

$\alpha = \frac{x}{h_0}$	r_0	γ	A_0	$\alpha = \frac{x}{h_0}$	r_0	γ	A_0
0,01	10,00	0,995	0,010	0,29	2,01	0,885	0,248
0,02	7,12	0,990	0,020	0,30	1,98	0,850	0,255
0,03	5,82	0,985	0,030	0,31	1,95	0,845	0,262
0,04	5,05	0,980	0,039	0,32	1,93	0,840	0,269
0,05	4,53	0,975	0,048	0,33	1,90	0,835	0,275
0,06	4,15	0,970	0,058	0,34	1,88	0,830	0,282
0,07	3,85	0,965	0,067	0,35	1,86	0,825	0,289
0,08	3,61	0,960	0,077	0,36	1,84	0,820	0,295
0,09	3,41	0,955	0,085	0,37	1,82	0,815	0,301
0,10	3,24	0,950	0,095	0,38	1,80	0,810	0,309
0,11	3,11	0,945	0,104	0,39	1,78	0,805	0,314
0,12	2,98	0,940	0,113	0,40	1,77	0,800	0,320
0,13	2,88	0,935	0,121	0,41	1,75	0,795	0,326
0,14	2,77	0,930	0,130	0,42	1,74	0,790	0,332
0,15	2,68	0,925	0,139	0,43	1,72	0,785	0,337
0,16	2,61	0,920	0,147	0,44	1,71	0,780	0,343
0,17	2,53	0,915	0,155	0,45	1,69	0,775	0,349
0,18	2,47	0,910	0,164	0,46	1,68	0,770	0,354
0,19	2,41	0,905	0,172	0,47	1,67	0,765	0,359
0,20	2,36	0,900	0,180	0,48	1,66	0,760	0,365
0,21	2,31	0,895	0,188	0,49	1,64	0,755	0,370
0,22	2,26	0,890	0,196	0,50	1,63	0,750	0,375
0,23	2,22	0,885	0,203	0,51	1,62	0,745	0,380
0,24	2,18	0,880	0,211	0,52	1,61	0,740	0,385
0,25	2,14	0,875	0,219	0,53	1,60	0,735	0,390
0,26	2,10	0,870	0,226	0,54	1,59	0,730	0,394
0,27	2,07	0,865	0,234	0,55	1,58	0,725	0,400
0,28	2,04	0,860	0,241				

Приложение VII
Значения коэффициентов ξ_{cp} , η и c для расчета изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой таврового сечения с подкой в сжатой или растянутой зоне и двутаврового сечения [17]

γ	$\alpha = 0,1$			$\alpha = 0,2$			$\alpha = 0,3$			$\alpha = 0,4$			$\alpha = 0,5$			$\alpha = 0,6$		
	ξ_{cp}	η	c	ξ_{cp}	η	c	ξ_{cp}	η	c	ξ_{cp}	η	c	ξ_{cp}	η	c	ξ_{cp}	η	c
0	0,27	0,86	0,63	0,36	0,82	0,52	0,42	0,79	0,46	0,77	0,42	0,50	0,75	0,47	0,38	0,53	0,73	0,34
0,2	0,20	0,92	0,74	0,29	0,90	0,63	0,35	0,89	0,56	0,85	0,51	0,44	0,83	0,47	0,47	0,47	0,82	0,43
0,4	0,15	0,94	0,80	0,24	0,92	0,71	0,30	0,91	0,63	0,89	0,58	0,39	0,88	0,54	0,54	0,42	0,87	0,50
0,6	0,12	0,95	0,83	0,20	0,93	0,74	0,26	0,93	0,68	0,90	0,63	0,34	0,90	0,60	0,60	0,38	0,90	0,55
0,8	0,10	0,95	0,86	0,17	0,94	0,78	0,23	0,94	0,72	0,93	0,68	0,30	0,92	0,64	0,64	0,34	0,91	0,60
1,0	0,10	0,95	0,88	0,15	0,95	0,80	0,20	0,94	0,75	0,94	0,71	0,28	0,93	0,67	0,67	0,31	0,93	0,63
1,4	0,10	0,95	0,90	0,12	0,95	0,83	0,16	0,95	0,79	0,95	0,75	0,24	0,94	0,72	0,72	0,27	0,94	0,68

γ'	$\alpha = 0,8$			$\alpha = 1,0$			$\alpha = 1,2$			$\alpha = 1,6$			$\alpha = 2,0$			$\alpha = 2,4$		
	ξ_{cp}	η	c	ξ_{cp}	η	c	ξ_{cp}	η	c	ξ_{cp}	η	c	ξ_{cp}	η	c	ξ_{cp}	η	c
0	0,58	0,71	0,30	0,62	0,69	0,26	0,65	0,68	0,24	0,70	0,65	0,20	0,73	0,63	0,17	0,76	0,62	0,15
0,2	0,53	0,80	0,37	0,57	0,78	0,34	0,60	0,76	0,30	0,65	0,74	0,26	0,69	0,79	0,22	0,72	0,71	0,20
0,4	0,48	0,85	0,44	0,52	0,83	0,40	0,56	0,82	0,37	0,61	0,79	0,31	0,65	0,78	0,27	0,69	0,76	0,24
0,6	0,44	0,88	0,50	0,48	0,86	0,45	0,52	0,85	0,41	0,58	0,83	0,35	0,62	0,82	0,31	0,65	0,80	0,28
0,8	0,40	0,90	0,54	0,44	0,89	0,49	0,48	0,88	0,45	0,54	0,86	0,39	0,59	0,85	0,35	0,63	0,83	0,31
1,0	0,37	0,92	0,57	0,42	0,90	0,53	0,45	0,89	0,49	0,51	0,88	0,43	0,56	0,87	0,38	0,60	0,86	0,34
1,4	0,32	0,93	0,63	0,36	0,92	0,59	0,40	0,92	0,55	0,46	0,90	0,49	0,51	0,89	0,44	0,55	0,88	0,40

$\alpha = 3 \frac{F_a}{b h_0} n$; $n = \frac{F_a}{E_b}$; $\gamma' = \frac{(b_n - b) h_n}{b h_0}$. Размерности: E_a и E_b — в кг/см²; F_a — в см²; b_n , h_n , b , h_0 , h_n и x_{cp} — в см.

Значения коэффициентов ξ_{cp} , η и c для расчета изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночной и двойной арматурой и таврового сечения с полкой в растянутой зоне [17]

$\mu' : \mu$	$\alpha = 0,1$			$\alpha = 0,2$			$\alpha = 0,3$			$\alpha = 0,4$			$\alpha = 0,5$			$\alpha = 0,6$		
	ξ_{cp}		c	ξ_{cp}		c	ξ_{cp}		c	ξ_{cp}		c	ξ_{cp}		c	ξ_{cp}		c
	η	η	η	η	η	η	η	η	η	η	η	η	η	η	η	η	η	η
0	0,27	0,86	0,63	0,36	0,82	0,52	0,43	0,79	0,46	0,47	0,77	0,41	0,50	0,75	0,38	0,53	0,73	0,34
0,2	0,26	0,87	0,64	0,35	0,83	0,55	0,40	0,81	0,48	0,44	0,80	0,45	0,47	0,79	0,41	0,50	0,78	0,39
0,6	0,25	0,88	0,66	0,33	0,85	0,57	0,37	0,84	0,53	0,40	0,84	0,50	0,43	0,84	0,47	0,45	0,83	0,46
1,0	0,24	0,89	0,68	0,31	0,87	0,60	0,35	0,86	0,56	0,38	0,86	0,54	0,40	0,86	0,52	0,41	0,87	0,51
1,6	0,23	0,90	0,69	0,28	0,89	0,64	0,31	0,89	0,61	0,34	0,89	0,59	0,34	0,89	0,58	0,35	0,89	0,57
2,2	0,21	0,90	0,71	0,26	0,90	0,66	0,29	0,90	0,65	0,30	0,90	0,63	0,31	0,90	0,62	0,32	0,90	0,61

$\mu' : \mu$	$\alpha = 0,8$			$\alpha = 1,0$			$\alpha = 1,2$			$\alpha = 1,6$			$\alpha = 2,0$			$\alpha = 2,4$		
	ξ_{cp}		c	ξ_{cp}		c	ξ_{cp}		c	ξ_{cp}		c	ξ_{cp}		c	ξ_{cp}		c
	η	η	η	η	η	η	η	η	η	η	η	η	η	η	η	η	η	η
0	0,58	0,71	0,30	0,62	0,69	0,26	0,65	0,68	0,24	0,70	0,65	0,20	0,73	0,63	0,17	0,76	0,62	0,15
0,2	0,54	0,77	0,35	0,57	0,76	0,32	0,60	0,76	0,30	0,64	0,75	0,27	0,66	0,75	0,25	0,68	0,75	0,24
0,6	0,48	0,83	0,43	0,50	0,84	0,42	0,52	0,84	0,40	0,54	0,84	0,38	0,56	0,85	0,37	0,58	0,86	0,36
1,0	0,43	0,87	0,50	0,45	0,87	0,48	0,46	0,88	0,47	0,48	0,88	0,46	0,49	0,89	0,45	0,50	0,89	0,45
1,6	0,37	0,89	0,56	0,38	0,90	0,55	0,40	0,90	0,54	0,41	0,91	0,53	0,42	0,91	0,53	0,42	0,91	0,53
2,2	0,33	0,90	0,60	0,34	0,91	0,60	0,35	0,91	0,59	0,35	0,91	0,59	0,36	0,92	0,59	0,36	0,92	0,59

$\alpha = \frac{F_a}{bh_0} n; n = \frac{E_a}{E_G}; \mu' = \frac{F'_a}{F_a}; \mu = \frac{F_a}{F_G}$. Размерности: E_a и E_G — в кг/см²; F_a и F'_a — в см²; b, h, h_n, h_0 и x_{cp} — в см.

ЛИТЕРАТУРА

1. Я. В. Столяров, Введение в теорию железобетона, Стройиздат наркомстроя, 1941.
2. К. В. Сахновский, Железобетонные конструкции, Госстройиздат, 1959.
3. В. И. Мурашев, Трещиноустойчивость, жесткость и прочность железобетона, Машстройиздат, 1950.
4. К. К. Яковсон, Трещины в железобетоне и проектирование мостов, Трансжелдориздат, 1947.
5. Г. Д. Цискрели, Сопротивление растяжению неармированных и армированных бетонов, Госстройиздат, 1954.
6. Н. С. Карпукhin, Железобетонные конструкции, Госстройиздат, 1957.
7. Строительные нормы и правила, ч. II, Госстройиздат, 1954.
8. Ю. А. Нилендер, Механические свойства бетона и железобетона, Справочник проектировщика промышленных сооружений, т. IV, ОНТИ, 1934.
9. И. А. Маторов, Работа изгибаемых железобетонных конструкций под повторными нагрузками. В сб. «Теория расчета и конструирования железобетонных конструкций», Госстройиздат, 1958.
10. О. Я. Берг, Некоторые физические обоснования теории прочности бетона. В сб. «Теория расчета и конструирования железобетонных конструкций», Госстройиздат, 1958.
11. Сборные железобетонные конструкции, Справочник проектировщика, под ред. В. И. Мурашева, Госстройиздат, 1959.
12. Временные указания по проектированию жароупорных железобетонных конструкций, Госстройиздат, 1957.
13. К. Д. Некрасов, Жароупорный бетон, Промстройиздат, 1957.
14. В. М. Москвин, Коррозия бетона, Госстройиздат, 1952.
15. Инструкция по защите железобетона и каменной кладки лакокрасочными и гидрофавизирующими покрытиями, Госстройиздат, 1959.
16. Инструкция по конструированию элементов железобетонных конструкций (СН15-57), Госстройиздат, 1958.
17. И. И. Улицкий, С. А. Ривкин, М. В. Самолетов, А. А. Дыховичный, Железобетонные конструкции, Госстройиздат, 1958.
18. Нормы и технические условия проектирования бетонных и железобетонных конструкций (Н и ТУ 123—55), Госстройиздат, 1955.
19. Инструкция по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций (СН10—57), Госстройиздат, 1958.
20. И. И. Гольденблат, Основные положения метода расчета строительных конструкций по расчетным предельным состояниям и нагрузкам, Госстройиздат, 1955.
21. К. Э. Таль, Расчет бетонных и железобетонных конструкций по расчетным предельным состояниям, Госстройиздат, 1955.
22. Проект технических условий проектирования бетонных и железобетонных конструкций, АС и АСССР, НИИЖБ, 1959.
23. Нормы и технические условия проектирования железобетонных конструкций (Н и ТУ 3—49), Госстройиздат, 1949.

24. Технические условия проектирования мостов и труб на железных дорогах нормальной колеи (ТУМП—56), Трансжелдориздат, 1957.
25. С. В. Серенсен, Запасы прочности и допускаемые напряжения. В энциклопедическом справочнике «Машиностроение», т. 1, Машгиз, 1947.
26. Нормы и технические условия проектирования стальных конструкций (Н и ТУ 121—55), Госстройиздат, 1955.
27. Инструкция по проектированию и расчету несущих конструкций зданий под машины с динамическими нагрузками (И200-54 МСПМХП), Госстройиздат, 1955.
28. Д. Н. Решетов, Расчет деталей станков, Машгиз, 1945.
29. «Станки и инструмент» № 19, 1941.
30. И. Г. Лютковский, Применение железобетона в тяжелом машиностроении и прессостроении, «Известия Академии строительства и архитектуры СССР» № 4, 1959.
31. О. А. Гершберг, Технология бетонных и железобетонных изделий, Промстройиздат, 1957.
32. Инструкция по расчету сечений элементов железобетонных конструкций (И 123-55 МСПСХП), Госстройиздат, 1956.
33. Энциклопедический справочник «Машиностроение» т. VI, стр. 18, Машгиз, 1948.
34. А. И. Каширин, Исследование вибраций при резании металлов, Изд-во АН СССР, 1944.
35. А. Н. Соколовский, Жесткость в технологии машиностроения, Машгиз, 1946.
36. П. Юденков, Железобетон в станкостроении, «Промышленно-экономическая газета», февраль, 1960.
37. А. А. Гвоздев, К расчету конструкций на действие взрывной волны, «Строительная промышленность» № 1—2, 1940.
38. Л. А. Чапурина, Сопротивление железобетонных балок действию удара свободно падающего груза. В сб. «Исследование по бетону и железобетону», вып. IV, изд-во АН Латв. ССР, 1959.
39. Указания по защите арматуры железобетонных конструкций от коррозии, Госстройиздат, 1960.
40. В. В. Каминская, З. М. Левина, Д. Н. Решетов, Станины и корпусные детали металлорежущих станков, Машгиз, 1960.
41. American machinist, 1909, 1910, 1911.
42. Machinery, London, No 1505, 1941.
43. Engineer, Sept. 30, 1940.
44. Werkstattstechnik. Nr. 15/3, 1941.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение	3
Глава I. Физико-механические свойства бетона, стали и железобетона . .	8
1. Общие сведения	8
2. Коррозия бетона и арматуры	15
3. Механические свойства мягкой и твердой стали	16
4. Сцепление арматуры с бетоном	17
Глава II. Конструирование железобетонных станин	19
1. Общие данные	19
2. Назначение арматуры	21
3. Виды стержней арматуры	22
4. Сварные каркасы и сетки	25
5. Правила заготовки стержней арматуры	26
6. Армирование железобетонных станин	30
Глава III. Расчет железобетонных станин	36
1. Общие данные	36
2. Стадии напряженного состояния при изгибе	37
3. Основные положения расчета по расчетным предельным состояниям	38
4. Центально сжатые и растянутые элементы	43
5. Изгибаемые элементы	45
6. Внецентренно сжатые элементы	51
7. Внецентренно растянутые элементы	57
8. Расчет на выносливость	59
9. Расчет на образование и ширину раскрытия трещин	65
10. Расчет жесткости элементов	67
11. Пример расчета железобетонной станины	69
Глава IV. Опыт изготовления железобетонных станин	75
1. Порядок бетонирования железобетонных станин	75
2. Проверка прочности сцепления бетона с направляющими	77
3. Технико-экономический эффект применения железобетонных станин	80
Заключение	81
Приложение I. Сортамент горячекатаной круглой гладкой арматуры из стали марки Ст. 3. (по ГОСТ 2590—57)	82
Приложение II. Сортамент горячекатаной арматуры периодического профиля из стали марки Ст. 5 (по ГОСТ 5781—53)	83
Приложение III. Сортамент горячекатаной низколегированной арматуры периодического профиля из стали марки 25Г2С (по ГОСТ 7314—55)	84
Приложение IV. (лист 1). Элемент длиной 4500 мм железобетонной станины протяжного станка	85
	95

(лист 2). Армирование элемента длиной 4500 мм	86
(лист 3). Элемент длиной 3000 мм железобетонной станины протяжного станка	87
(лист 4). Армирование элемента длиной 3000 мм	88
Приложение V. Железобетонная станина продольно-строгального станка .	89
Приложение VI. Данные для расчета на изгиб, внецентренное сжатие и внецентренное растяжение прямоугольных и тавровых сечений элементов (марки бетона и стали любые)	90
Приложение VII. Значения коэффициентов $\xi_{ср}$, η и σ для расчета изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой, таврового сечения с полкой в сжатой или растянутой зоне и двутаврового сечения	91
Приложение VIII. Значение коэффициентов для расчета изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночной и двойной арматурой таврового сечения с полкой в растянутой зоне	92
Литература	93

Вассиан Николаевич Тригалеv, Всеволод Осипович Чеботарев, Семен Макеевич Скоробогатов
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ СТАНИНЫ МЕТАЛЛОРЕЖУЩИХ СТАНКОВ
 Обложка М. Н. Гарипова
 Технический редактор И. А. Марченко
 Корректоры Н. С. Фролова, Н. В. Семенова, Н. К. Арсеньева

НС 11862. Сдано в производство 12/X 1960 г. Подписано к печати 10/XII 1960 г.
 Печ. л. 6,0. Уч.-изд. л. 6,2. Бум. л. 3,0. Формат 60×92¹/₁₆. Тираж 10000
 Индекс ПТИ-34. Заказ № 538.

Типография изд-га «Уральский рабочий», г. Свердловск, ул. им. Ленина, 49.