

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ**

**КАЗАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО-
СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ**

**РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ДВУХВЕТВЕВЫХ КОЛОНН
ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ**

(Методика расчета)

Методические указания
к курсовому и дипломному проектированию
для студентов специальности 270102
«Промышленное и гражданское строительство»

КАЗАНЬ
2013

УДК 624.012.35
ББК 38.53
П14

П14 Методические указания к курсовому и дипломному проектированию для студентов специальности 270102 «Расчет железобетонных двухветвевых колонн прямоугольного сечения (Методика расчета)»/ Сост. Палагин Н.Г. Казань: КГАСУ, 2013. – 49 с.

Печатается по решению Редакционно-издательского совета Казанского государственного архитектурно-строительного университета

В методических указаниях приводятся общие сведения о компоновке, расчете и конструировании железобетонных двухветвевых колонн прямоугольного сечения, применяющихся при строительстве одноэтажных промышленных зданий с мостовыми и подвесными кранами. Представлены алгоритмы расчета надкрановой и подкрановой частей колонн в плоскости и из плоскости поперечной рамы. Рассматриваются случаи симметричного и несимметричного армирования сечений продольной арматурой. Приводится методика расчета средней и подкрановой распорок. Рассматривается расчет колонн в стадиях изготовления, транспортирования и монтажа.

Методические указания предназначены для курсового и дипломного проектирования студентов специальности 270102 «Промышленное и гражданское строительство» всех форм обучения.

Рецензент: доцент кафедры «Металлические конструкции и испытание сооружений» КГАСУ, канд.техн.наук Хусаинов Д.М.

УДК 624.012.35
ББК 38.53

©Казанский государственный
архитектурно-строительный
университет, 2013
© Палагин Н.Г., 2013

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	5
1. КОМПОНОВКА КОЛОНН.....	5
2. РАСЧЕТ КОЛОНН В СТАДИИ ЭКСПЛУАТАЦИИ.....	8
2.1. Общие положения.....	8
2.2. Расчет надкрановой части колонн.....	8
2.2.1. Расчет в плоскости поперечной рамы.....	8
2.2.1.1. Случай несимметричного армирования.....	9
2.2.1.2. Случай симметричного армирования.....	13
2.2.1.3. Определение площади продольной арматуры.....	14
2.2.2. Расчет из плоскости поперечной рамы.....	15
2.3. Расчет подкрановой части колонн.....	20
2.3.1. Расчет ветвей.....	20
2.3.1.1. Расчет в плоскости поперечной рамы.....	20
2.3.1.2. Определение площади продольной арматуры.....	23
2.3.1.3. Расчет из плоскости поперечной рамы.....	25
2.3.2. Расчет средней распорки.....	26
2.3.3. Расчет подкрановой распорки.....	27
2.3.3.1. Определение площади нижней продольной арматуры.....	27
2.3.3.2. Определение площади поперечной арматуры.....	29
2.3.3.3. Определение площади верхней продольной арматуры.....	33
3. РАСЧЕТ КОЛОНН В СТАДИЯХ ИЗГОТОВЛЕНИЯ, ТРАНСПОРТИРОВАНИЯ И МОНТАЖА.....	33
3.1. Общие положения.....	33
3.2. Расчет по I-ой группе предельных состояний.....	33
3.2.1. Определение изгибающих моментов в стадиях изготовления и транспортирования.....	34
3.2.2. Определение изгибающих моментов в стадии монтажа.....	37
3.2.3. Проверка прочности нормальных сечений.....	38
3.3. Расчет по II-ой группе предельных состояний.....	40
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК.....	43
ПРИЛОЖЕНИЯ.....	44
Приложение 1. Выбор типов двухветвевых колонн для одноэтажных производственных зданий с мостовыми кранами.....	44
Приложение 2. Основные параметры мостовых кранов грузоподъемностью от 10 до 32 т нормального режима работы для зданий пролетами 18 и 24 м по ГОСТ 25711-83.....	46
Приложение 3. Основные характеристики железобетонных подкрановых балок (серия 1.426.1-4).....	47

Приложение 4. Значения коэффициентов ξ_R и α_R в зависимости от класса продольной арматуры.....	47
Приложение 5. Значения расчетной длины колонн.....	48
Приложение 6. Минимальная площадь сечения продольной арматуры надкрановой части и ветвей колонны.....	49

ВВЕДЕНИЕ

Двухветвевые колонны предназначаются для применения в одно- и многопролетных одноэтажных производственных зданиях с высотой помещения более 14,4 м, оборудованных мостовыми опорными и электрическими кранами легкого, среднего и тяжелого режимов работы грузоподъемностью от 20 до 50 т, а также без мостовых кранов или с мостовыми подвесными кранами грузоподъемностью до 5 т.

Конструирование колонн производится согласно типовой серии 1.421.1-9 «Колонны железобетонные двухветвевое сечения для одноэтажных производственных зданий высотой 15,6; 16,8 и 18 м» [7].

Колонны изготавливаются из тяжелого бетона классов В25, В30 и В40. Класс арматуры и конструирование принимаются согласно [3].

1. КОМПОНОВКА КОЛОНН

Полная длина колонны L_k (рис.1.1) определяется по формуле

$$L_k = H_n + a_3 + h_3 \quad (1.1)$$

где H_n - высота помещения, м;

$a_3 = 0,15$ м - расстояние от уровня чистого пола до обреза фундамента;

h_3 - глубина заделки колонны в фундамент, м.

Глубина заделки принимается кратной 50мм и определяется из условия

$$h_3 \geq 0,5 + 0,33h_c, \text{ м}, \quad (1.2)$$

где h_c - расстояние между наружными гранями ветвей колонн, м. (рис.1.1)

Кроме того, величина h_3 должна удовлетворять требованию заделки продольной арматуры колонны в фундаменте

$$h_3 \geq l_{an}, \quad (1.3)$$

где l_{an} определяется из условия

$$l_{an} \geq \begin{cases} 0,3l_{0,an}, \\ 15d_s, \\ 200\text{мм} \end{cases} \quad (1.4)$$

Значение $l_{0,an}$ равно

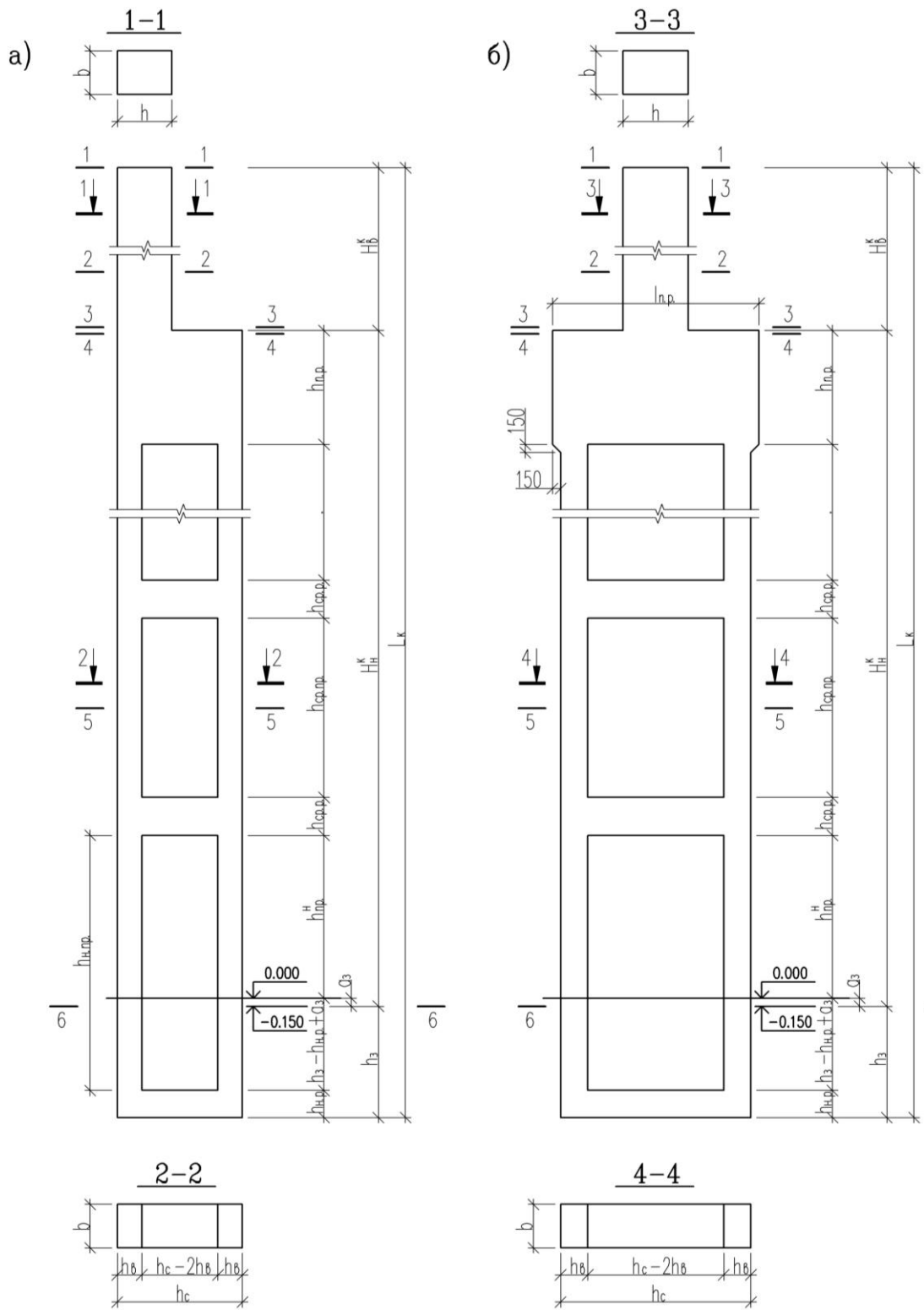


Рис.1.1. К компоновке крайней (а) и средней (б) двухветвевых колонн

$$l_{0,an} = \frac{R_s A_s}{R_{bond} u_s}, \quad (1.5)$$

где $R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt}$;

$\eta_1 = 2,5$ - для арматуры класса А400;

$\eta_2 = 1,0$ - при диаметре арматуры $d_s \leq 32$ мм;

$\eta_2 = 0,9$ - при диаметре арматуры 36 и 40 мм;

u_s - периметр сечения анкеруемого стержня.

Ключ для подбора марок колонн в зависимости от высоты помещения H_n , грузоподъемности основного крюка крана Q и шага колонн a приведен в табл.1 приложения 1, а размеры поперечного сечения колонн – на рис.1 приложения 1. Размеры колонн приведены в соответствии с [7].

Компоновка колонн выше отметки $-0,15$ производится следующим образом. Высота надкрановой части колонн

$$H_e^k = H_k + (h_{n.б.} + h_{p.}) + a, \quad (1.6)$$

где H_k – высота крана, м (приложение 2);

$h_{n.б.}$ - высота подкрановой балки, м (приложение 3);

$h_{p.}$ - высота подкранового рельса, равная 0,15 м;

$a = 0,10$ м - зазор между верхом крановой тележки и стропильной конструкцией.

Высота подкрановой части колонн

$$H_n^k = H_n - H_e^k + a_3 \quad (1.7)$$

Ориентировочное число средних проемов n^0 в подкрановой части колонны определяется по формуле

$$n^0 = \frac{H_n^k - h_{np.}^n - a_3 - h_{n.p.}}{h_{cp.np.} + h_{cp.p.}} \quad (1.8)$$

где $h_{np.}^n$ – высота нижнего проема от уровня чистого пола до первой средней распорки, принимаемая для обеспечения свободного прохода не менее 1,8 м;

$h_{n.p.}$ – высота подкрановой распорки, принимаемая согласно рис. 1 приложения 1 в зависимости от марки колонны, м;

$h_{cp.np.}$ – высота среднего проема, назначаемая в пределах 1,6...2,0 м;

$h_{cp.p.} = 0,4$ м – высота сечения средней распорки (рис.1 приложения 1).

После назначения фактического числа средних проемов n , принимаемого с округлением до целого числа, определяется их ориентировочная высота

$$h_{ср.пр.}^0 = \frac{H_n^к - h_{нр.}^н - a_з - h_{н.р.}}{n} - h_{ср.р.} \quad (1.9)$$

Фактическая высота средних проемов $h_{ср.пр.}$ принимается с округлением в меньшую сторону.

Уточнение высоты нижнего проема $h_{нр.}^н$ от уровня чистого пола до первой средней распорки производится по формуле

$$h_{нр.}^н = H_n^к - a_з - h_{н.р.} - n(h_{ср.пр.} + h_{ср.р.}) \quad (1.10)$$

Полная высота нижнего проема $h_{н.р.}$ (рис. 1.1) равняется

$$h_{н.р.} = h_{нр.}^н + a_з + h_з - h_{н.р.} \quad (1.11)$$

где $h_{н.р.} = 0,3м$ – высота сечения нижней распорки (рис. 1 приложения 1)

2. РАСЧЕТ КОЛОНН В СТАДИИ ЭКСПЛУАТАЦИИ

2.1. Общие положения

Расчет в стадии эксплуатации, выполняемый в 6-ти сечениях по высоте колонн (рис. 1.1), определение усилий в которых производится в результате статического расчета поперечной рамы [5], состоит из расчета надкрановой и двухветвевой подкрановой частей, рассматриваемых в плоскости и из плоскости поперечной рамы. Кроме того, в подкрановой части выполняется расчет средней и подкрановой распорок. Армирование нижней распорки принимается конструктивно согласно п. 1.2.10. [3].

Целью расчета является определение необходимого количества продольной и поперечной арматуры, требования к которой приведены в п. 1.2. [3].

2.2 Расчет надкрановой части колонн

2.2.1. Расчет в плоскости поперечной рамы

Расчет производится на действие опасных сочетаний усилий в сечениях 1-1, 2-2, 3-3 (рис. 1.1). Армирование надкрановой части может произ-

водиться симметричной ($A_s = A'_s$) или несимметричной ($A_s \neq A'_s$) арматурой.

2.2.1.1. Случай несимметричного армирования

Несимметричное армирование применяется при действии изгибающих моментов разных знаков, значительно отличающихся по величине. Это может иметь место в крайних колоннах.

В этом случае сжатую A'_s и растянутую (менее сжатую) A_s арматуру подбирают по источнику [4] из условия, чтобы их сумма была минимальной.

При выполнении условия

$$e_0 \eta > \frac{h}{6} \quad (\text{при } e_0 \geq e_a) \quad (2.1)$$

или

$$e_a \eta > \frac{h}{6} \quad (\text{при } e_0 < e_a) \quad (2.2)$$

продольная сила приложена вне ядра сечения, в результате чего часть сечения по высоте окажется сжатой, а часть – растянутой.

В этом случае площади сечения арматуры A'_s и A_s , соответствующие минимуму их суммы, определяются по формулам

$$A'_s = \frac{Ne - \alpha_R R_b b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')} ; \quad (2.3)$$

$$A_s = \frac{\xi_R R_b b h_0 - N}{R_s} + A'_s, \quad (2.4)$$

где α_R и ξ_R определяются по приложению 4 и принимаются не более 0,4 и 0,55 соответственно.

В формулах (2.1) ... (2.4):

e_a – случайный эксцентриситет, принимаемый равным

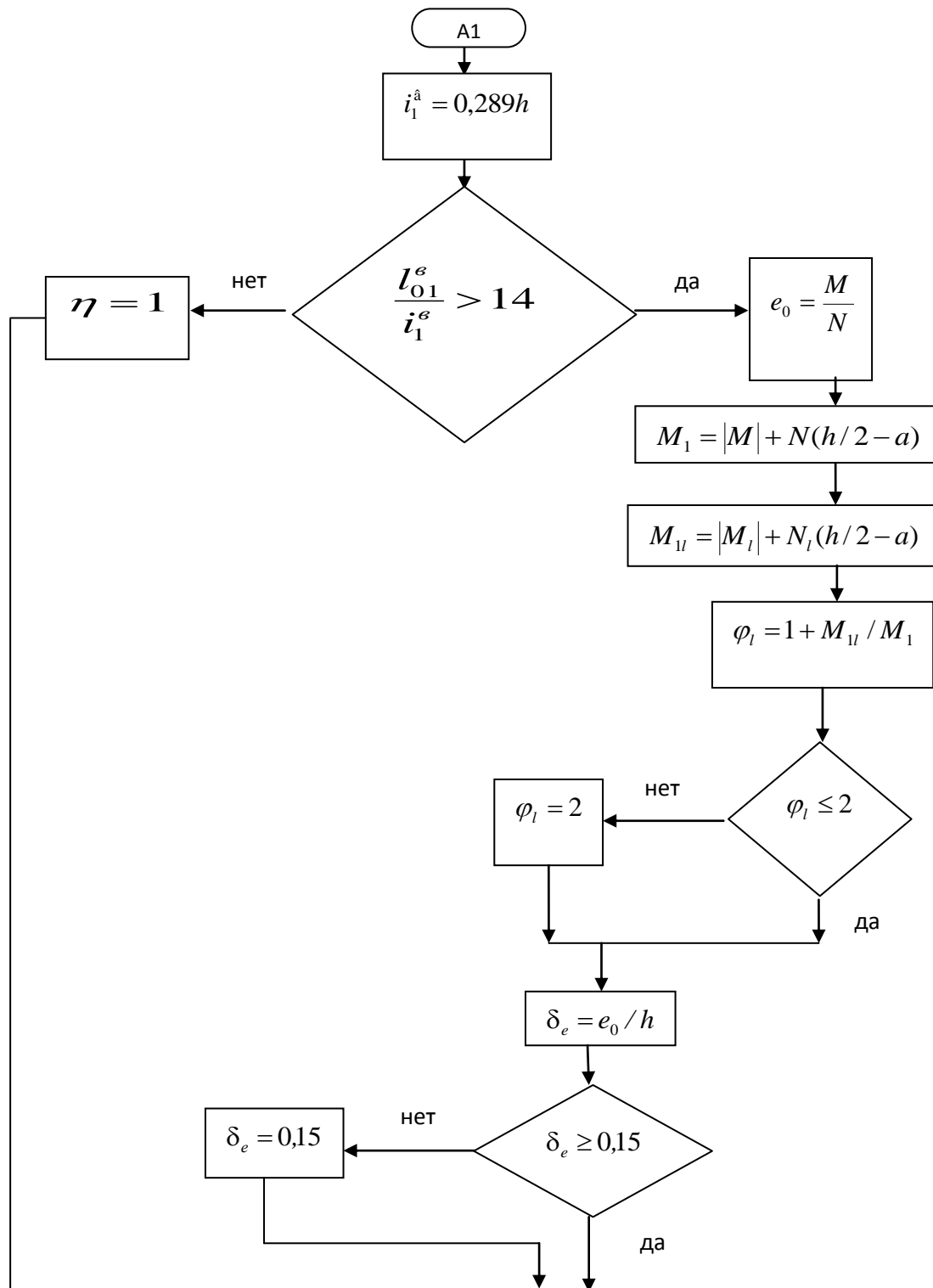
$$e_a \geq \begin{cases} H_e^k / 600, \\ h / 30, \\ 1 \text{ см}; \end{cases} \quad (2.5)$$

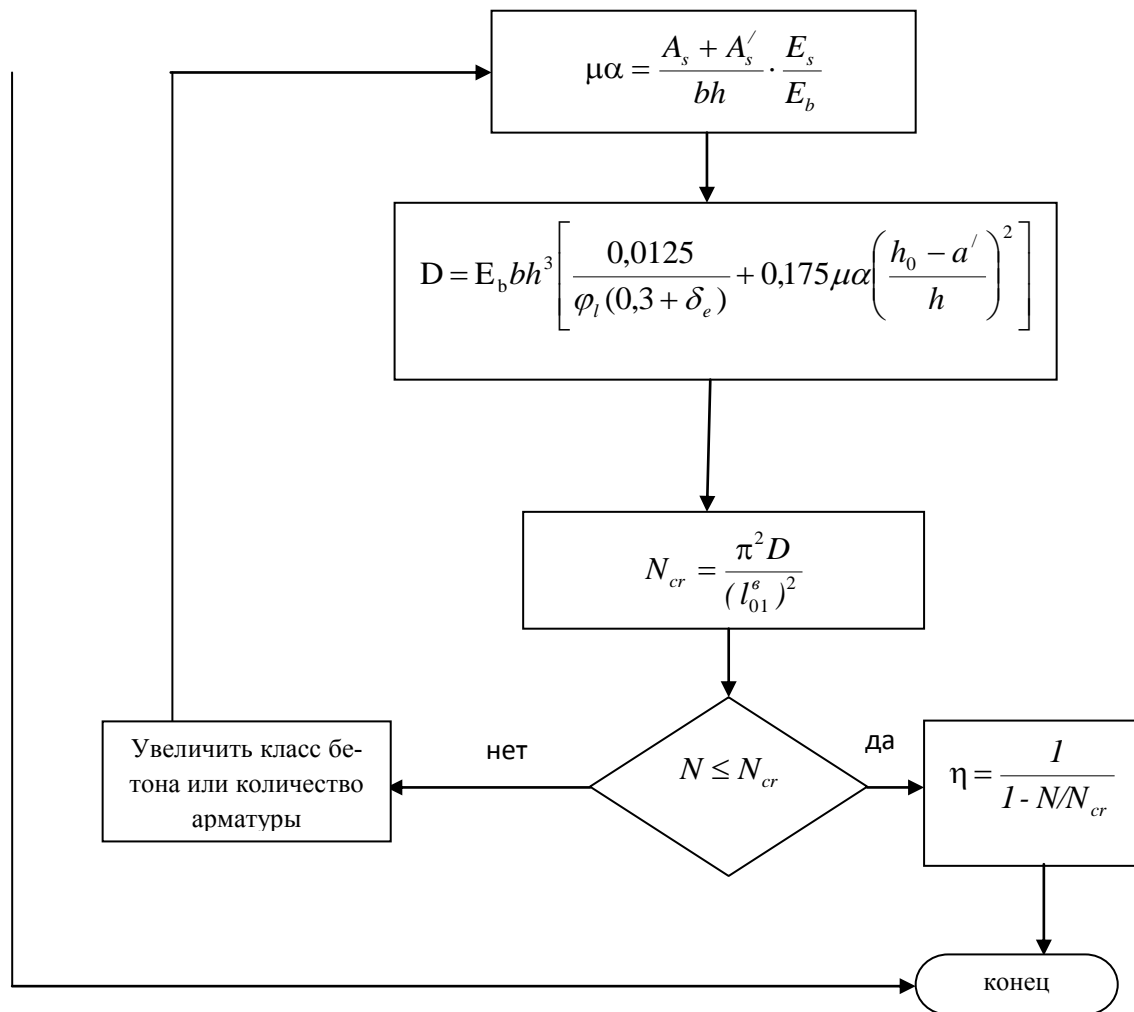
$e_0 = M / N$ – расстояние от точки приложения силы N до геометрического центра тяжести сечения;

M и N – соответственно изгибающий момент и продольная сила от действия полных нагрузок;

e – расстояние от точки приложения силы N до равнодействующей усилий в арматуре A_s , определяемое по формуле

$$e = e_0 \eta + \frac{h}{2} - a \quad (\text{при } e_0 \geq e_a) \quad (2.6)$$





или

$$e = e_a \eta + \frac{h}{2} - a \quad (\text{при } e_0 < e_a); \quad (2.7)$$

η – коэффициент, учитывающий влияние прогиба на значение эксцентриситета и вычисляемый по алгоритму А1, в котором:

l_{01}^e – расчетная длина надкрановой части колонны, принимаемая по приложению 5;

M_l и N_l – соответственно изгибающий момент и продольная сила от действия постоянных и временных длительных нагрузок;

A_s и A'_s в первом приближении принимаются соответственно равными $A_{s,\min}$ и $A'_{s,\min}$ согласно приложения 6.

При расчете возможны следующие случаи:

Случай 1. Если требуемая площадь сжатой арматуры, определенная по формуле (2.3), $A'_s \geq 0$, то растянутая арматура A_s вычисляется по формуле (2.4).

Случай 2. Если требуемая площадь растянутой арматуры, определенная по формуле (2.4), $A_s < 0$, то она принимается минимальной по конструктивным требованиям, но не менее величины

$$A_{s,\min} = \frac{N(h_0 - a' - e) - R_b b h (h/2 - a')}{R_{sc} (h_0 - a')}, \quad (2.8)$$

а площадь сечения сжатой арматуры A'_s определяется:

а) при отрицательном значении $A_{s,\min}$ по формуле (2.8) – по выражению

$$A'_s = \frac{(N - R_b b a') - \sqrt{(N - R_b b a')^2 - N(N - 2R_b b h_0 + 2R_b b e)}}{R_{sc}} \quad (2.9)$$

б) при положительном значении $A_{s,\min}$ по формуле (2.8) – по выражению

$$A'_s = \frac{N - R_b b h}{R_{sc}} - A_{s,\min} \quad (2.10)$$

Случай 3. Если принятая площадь сечения сжатой арматуры $A'_{s, fact}$ значительно превышает ее значение, вычисленное по формуле (2.3) (например, при отрицательном его значении), то площадь сечения растянутой арматуры может быть уменьшена исходя из формулы

$$A_s = \frac{\xi R_b b h_0 - N + R_{sc} A'_{s, fact}}{R_s}, \quad (2.11)$$

где $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}$,

$$\alpha_m = \frac{N e - R_{sc} A'_{s, fact} (h_0 - a')}{R_b b h_0^2}. \quad (2.12)$$

При невыполнении условия (2.1) или (2.2) все сечение окажется сжатым. В этом случае требуемая площадь менее сжатой арматуры A_s находится по формуле

$$A_s = \frac{N(h_0 - a' - e) - R_b b h (0,5h - a')}{R_{sc} (h_0 - a')} \quad (2.13)$$

Требуемая площадь арматуры A'_s

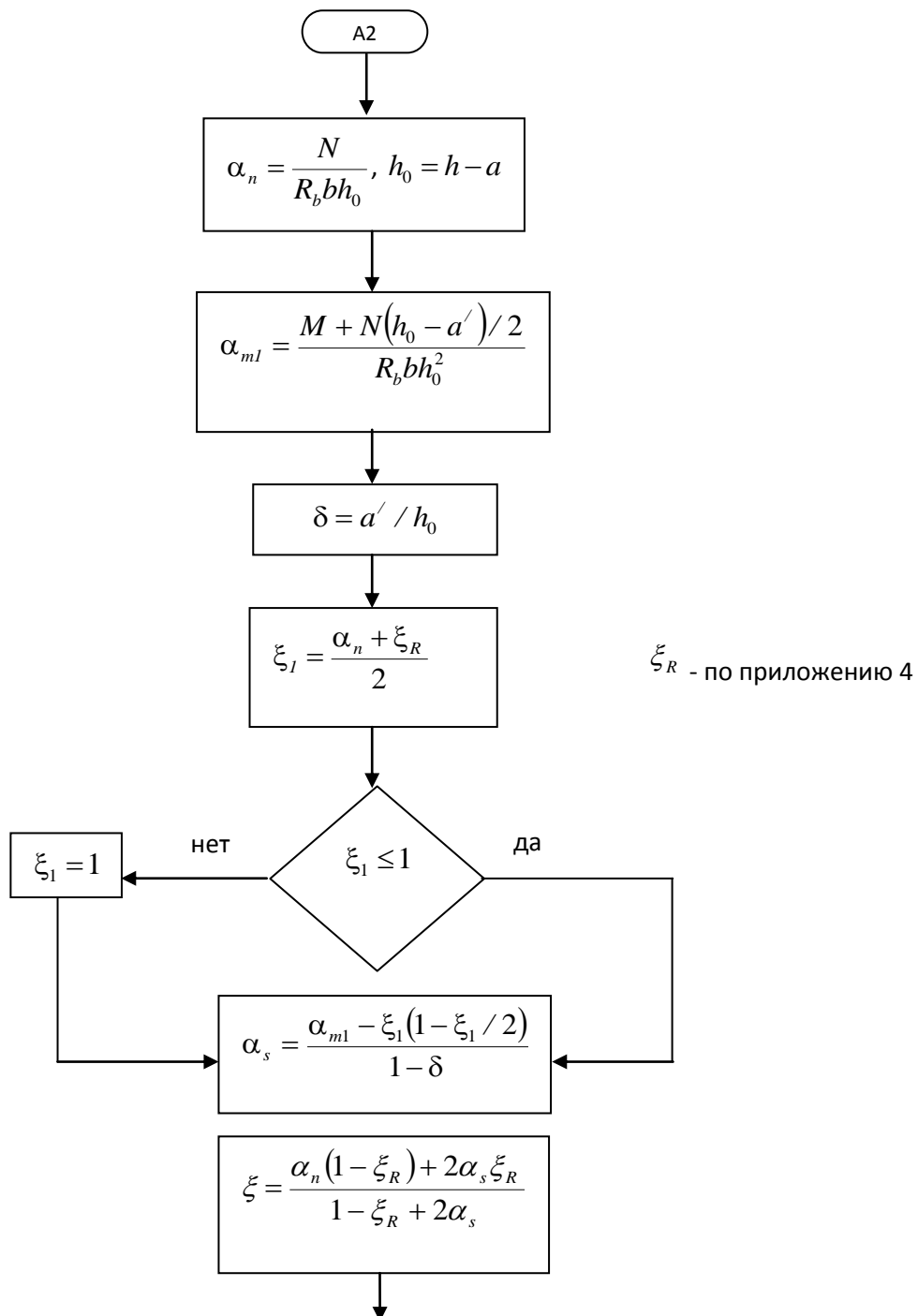
$$A'_s = \frac{N - R_b b h - R_{sc} A_s}{R_{sc}} \quad (2.14)$$

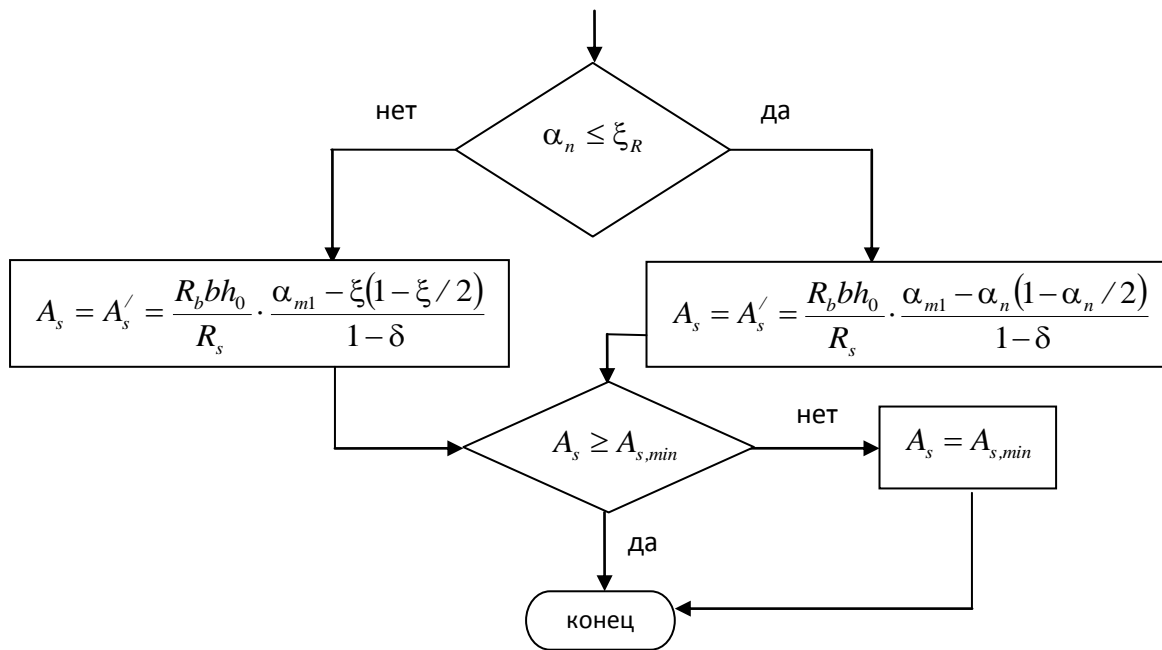
Окончательно принимают $A_s \geq A_{s,\min}$, $A'_s \geq A'_{s,\min}$.

2.2.1.2. Случай симметричного армирования

Симметричное армирование применяется в средних колоннах, где имеет место действие изгибающих моментов одинаковой величины, но различного направления. Кроме того, оно может применяться в крайних колоннах, если изгибающие моменты, действующие в противоположных направлениях, незначительно отличаются по величине.

Определение количества арматуры $A_s = A'_s$ осуществляется по алгоритму А2





2.2.1.3. Определение площади продольной арматуры

Определение требуемой площади продольной арматуры производится методом последовательных приближений (методом итераций), заключающимся в последовательном ее уточнении, что обусловлено, согласно формулам (2.6) и (2.7), зависимостью величины эксцентриситета e от значения коэффициента η , зависящего в свою очередь, от площади арматуры A_s и A'_s (алгоритм А1).

На первом цикле итераций площадь продольной арматуры в алгоритме А1 принимается равной минимальной (приложение 6):

$$\sum A_s = A_{s,\min} + A'_{s,\min} \quad (2.15)$$

После определения требуемой площади A_s и A'_s (п.2.2.1.1. или п.2.2.1.2.) проверяется условие

$$\left| \frac{A_s + A'_s - \sum A_s}{A_s + A'_s} \right| \leq 0,03 \quad (2.16)$$

При выполнении условия (2.16) подбирается необходимое число стержней и диаметр арматуры. При невыполнении условия (2.16) производится уточнение величины $\sum A_s$ (на конечных стадиях уточнение может осуществляться по формуле (2.17)), и расчет по определению A_s и A'_s повторяется

$$\sum A_s = \frac{A'_s + A_s + \sum A_s}{2} \quad (2.17)$$

2.2.2. Расчет из плоскости поперечной рамы

Указанный расчет, выполняемый на действие максимальной сжимающей силы N_{\max} , производится с целью проверки достаточности количества арматуры A_s и A'_s , определенной при расчете в плоскости изгиба (п. 2.2.1.1. или п. 2.2.1.2.), для обеспечения прочности сечения колонны из плоскости рамы.

При недостаточности ранее принятого количества арматуры A_s и A'_s выполняется увеличение ее площади.

Данный расчет можно не производить, если гибкость в плоскости рамы превышает гибкость из ее плоскости, т.е. выполняется условие

$$l_{01}^e / i_1^e > l_{02}^e / i_2^e \quad (2.18)$$

где l_{01}^e – минимальная расчетная длина надкрановой части в плоскости рамы (приложение 5);

l_{02}^e – то же, из плоскости рамы (приложение 5);

i_1^e – радиус инерции сечения надкрановой части при расчете в плоскости рамы (алгоритм А1);

$i_2^e = 0,289b$ – то же, из плоскости рамы.

При невыполнении условия (2.18) и несимметричном армировании сечения (п.2.2.1.1.) прочность колонны из плоскости поперечной рамы проверяется из условия (рис. 2.1):

$$Ne \leq R_b h(b-a)^2 \xi(1-0,5\xi) + N_{sc}(b-2a) \quad (2.19)$$

где $e = e_a \eta + b/2 - a$ – расстояние от сжимающей силы до растянутой (менее сжатой) арматуры;

$\eta = \frac{1}{1 - N/N_{cr}}$ – коэффициент, определяемый при значении критической силы N_{cr} , вычисляемой по алгоритму А3 с учетом фактической рабочей и конструктивной арматуры колонн;

$N_{sc} = R_{sc} A'_s$ – усилие в арматуре сжатой зоны;

A'_s – площадь арматуры у сжатой грани колонны.

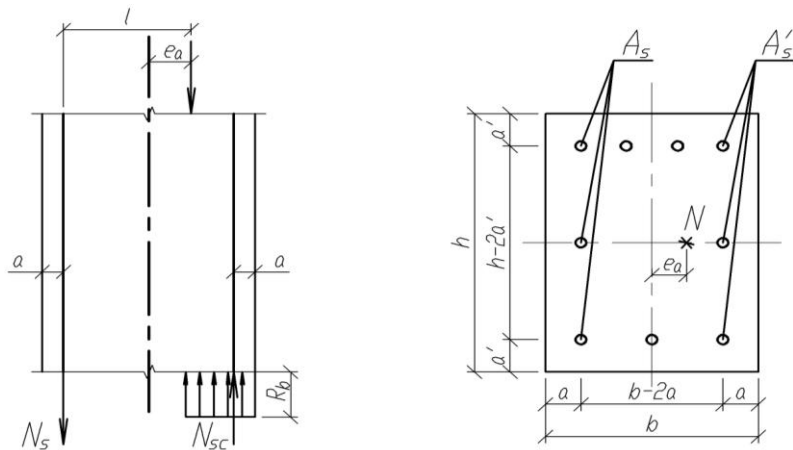


Рис. 2.1 К расчету прочности надкрановой части колонны при несимметричном армировании из плоскости поперечной рамы

Относительная высота сжатой зоны бетона в формуле (2.19) определяется по выражению

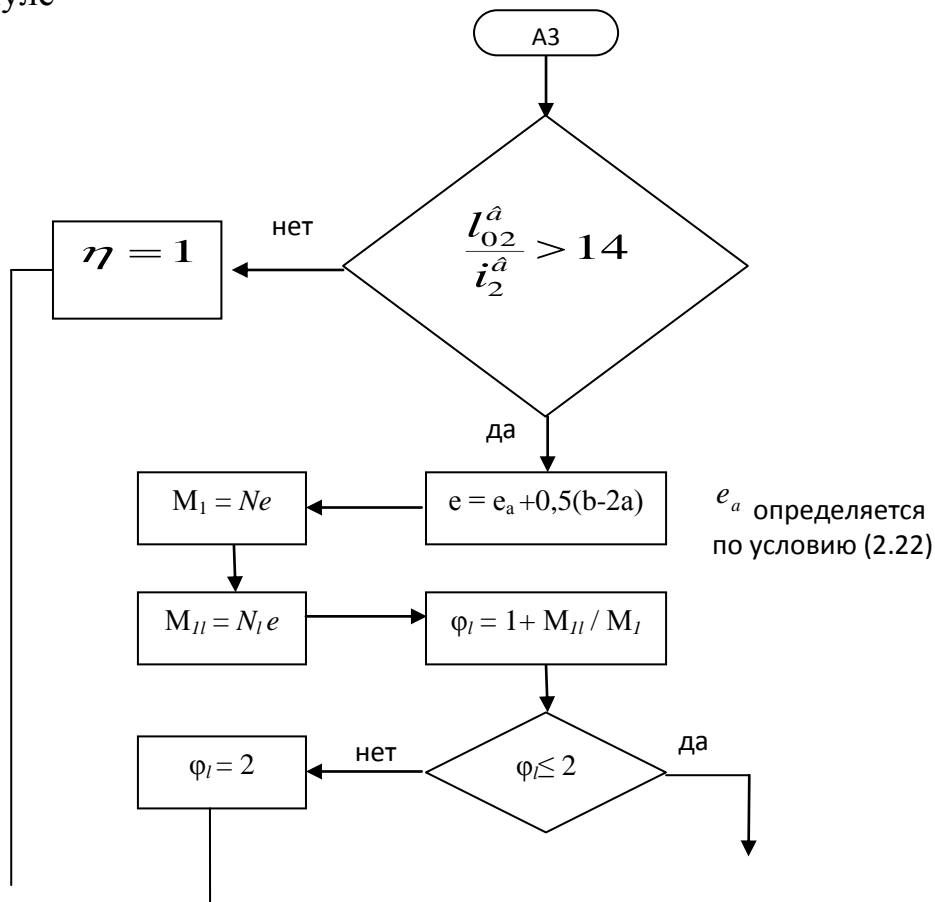
$$\xi = \frac{N + N_s - N_{sc}}{R_b h (b - a)} \leq \xi_R \quad (2.20)$$

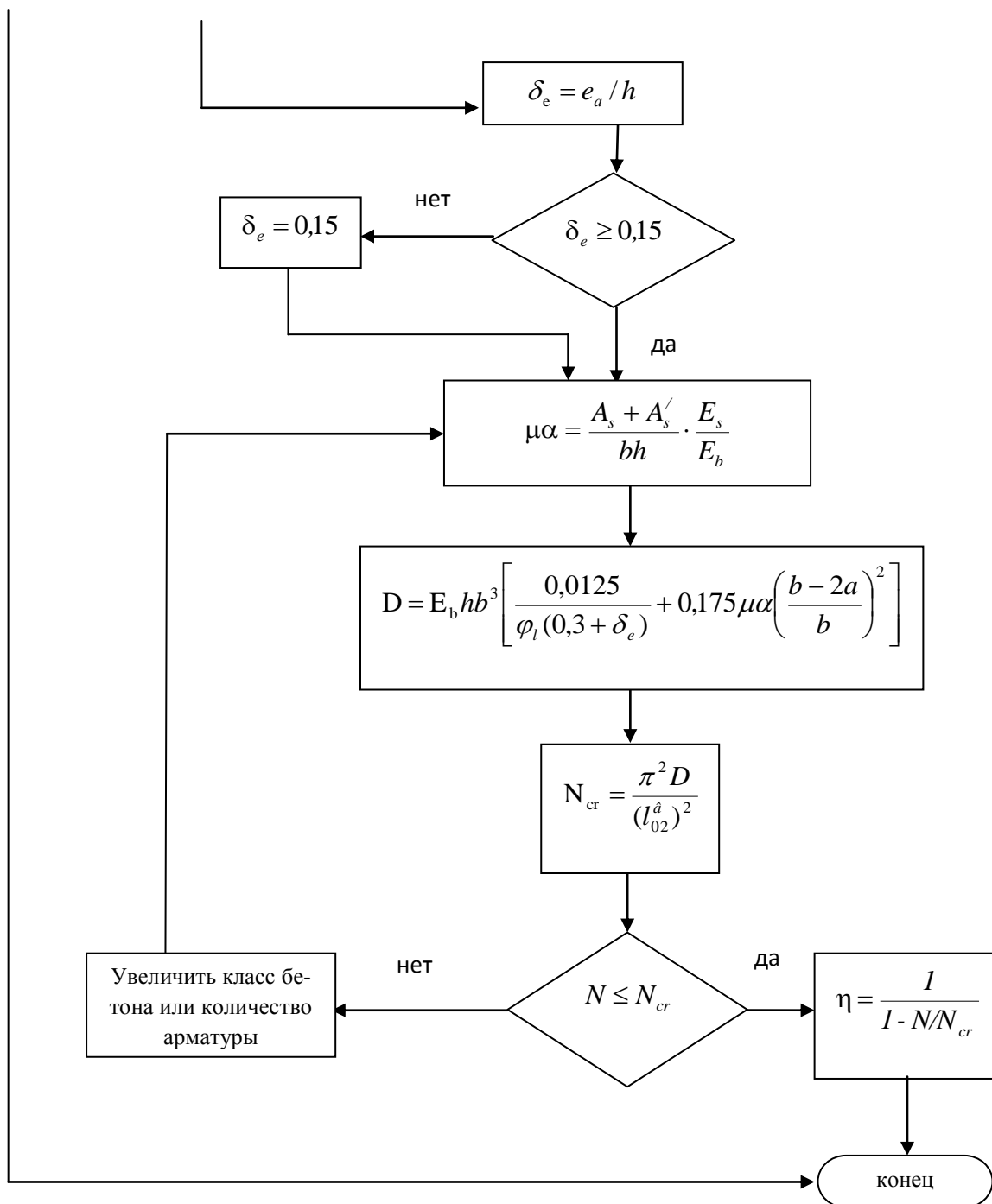
где $N_s = R_s A_s$ – усилие в арматуре растянутой зоны;

A_s – площадь арматуры у растянутой (менее сжатой) грани колонны;

ξ_R – по приложению 4.

Если условие (2.20) не выполняется, то значение ξ уточняется по формуле





$$\xi = \frac{(1 - \xi_R)(N - N_{sc}) + (1 + \xi_R)N_s}{(1 - \xi_R)R_b(b - a)h + 2N_s} \quad (2.21)$$

В случае невыполнения условия (2.19) необходимо увеличить площадь арматуры A_s и A'_s

При несоблюдении условия (2.18) и симметричном армировании (п. 2.2.1.2) расчет может осуществляться как по формулам (2.19) ... (2.21), так и соответствии с алгоритмами А3 и А4 (рис.2.2), в которых:

e_a – случайный эксцентриситет, принимаемый равным большему из значений

$$e_a \geq \begin{cases} H_k^e / 600, \\ b / 30, \\ 1 \text{ см}; \end{cases} \quad (2.22)$$

A_s и A'_s – площадь сечения арматуры согласно рис. 2.2.

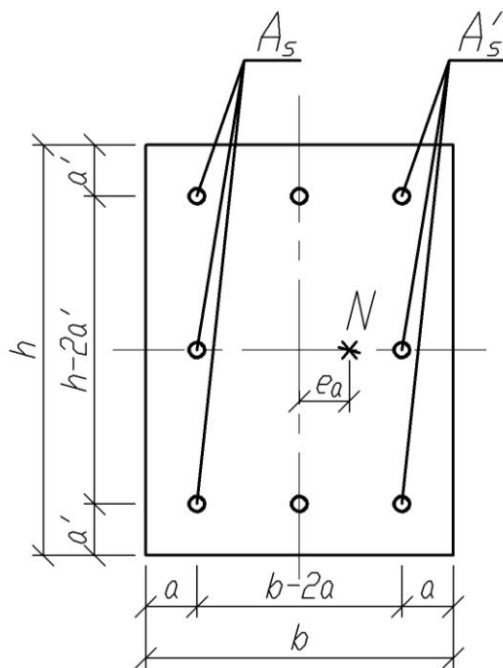
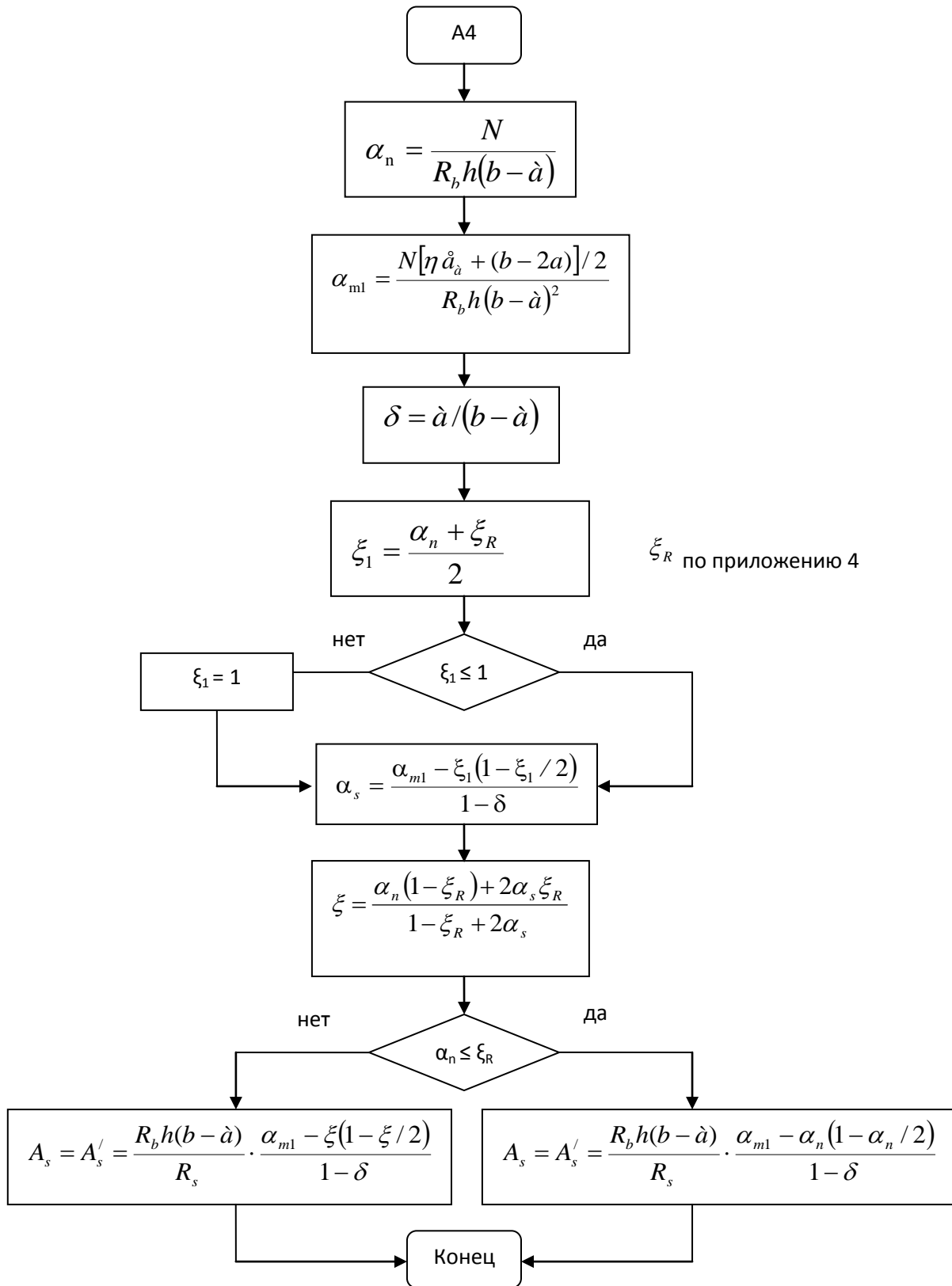


Рис. 2.2 К расчету прочности надкрановой части колонны при симметричном армировании из плоскости поперечной рамы



2.3. Расчет подкрановой части колонн

2.3.1. Расчет ветвей

2.3.1.1. Расчет в плоскости поперечной рамы

Расчет производится на действие максимальных усилий в сечениях 4-4, 5-5, 6-6 (рис. 1.1).

Продольные силы в ветвях колонны определяются по формуле

$$N_b = \frac{N}{2} \pm \frac{M\eta}{c_g} \quad (2.23)$$

где c_g – расстояние между осями ветвей (рис. 2.3), равное

$$c_g = h_c - h_g \quad (2.24)$$

h_g – высота сечения ветвей (рис. 2.3, б, в);

η – коэффициент, учитывающий влияние прогиба на напряженное состояние колонны и определяемый по алгоритму А5.

В алгоритме А5:

ψ – коэффициент приведения длины, равный

$$\psi = \frac{l_{01}^H}{H_n^K} \quad (2.25)$$

где l_{01}^H – расчетная длина подкрановой части в плоскости поперечной рамы, принимаемая по приложению 5;

e_a – случайный эксцентриситет, принимаемый равным большему из значений

$$\begin{cases} e_a = S / 600, \\ e_a = h_g / 30, \\ e_a = 1 \text{ см}, \end{cases} \quad (2.26)$$

где S – средний шаг распорок (рис. 2.3, а), вычисляемый по формуле

$$S = \frac{H_n^K}{n} \quad (2.27)$$

n – общее число проемов;

$\mu_1 = \frac{A_s + A'_s}{bh_0}$ – предварительно задаваемый коэффициент армирования вет-

ви.

Положительное значение $N_b > 0$ соответствует сжимающему усилию, отрицательное $N_b < 0$ – растягивающему.

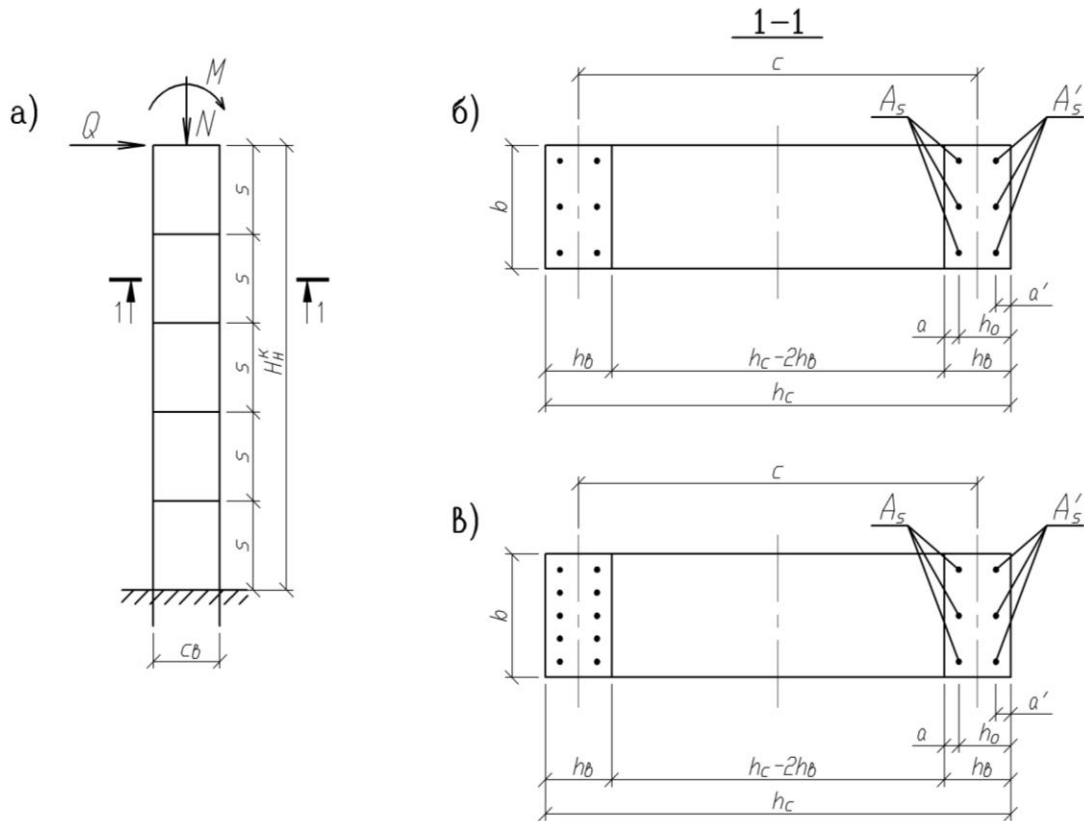


Рис. 2.3 К расчету подкрановой части колонны в плоскости поперечной рамы: а – расчетная схема; б – поперечное сечение средней колонны; в – то же крайней

Армирование ветвей принимается симметричным $A_s = A'_s$ (рис. 2.3, б, в). В сжатых ветвях количество арматуры $A_s = A'_s$ определяется по алгоритму А2 (п. 2.2.1.2.), в котором:

- геометрические характеристики сечения b, h_0 и a' принимаются согласно рис. 2.3, б, в;
- эксцентриситет определяется по формуле

$$e = e_0 + 0,5(h_0 - a') \quad (\text{при } e_0 \geq e_a) \quad (2.28)$$

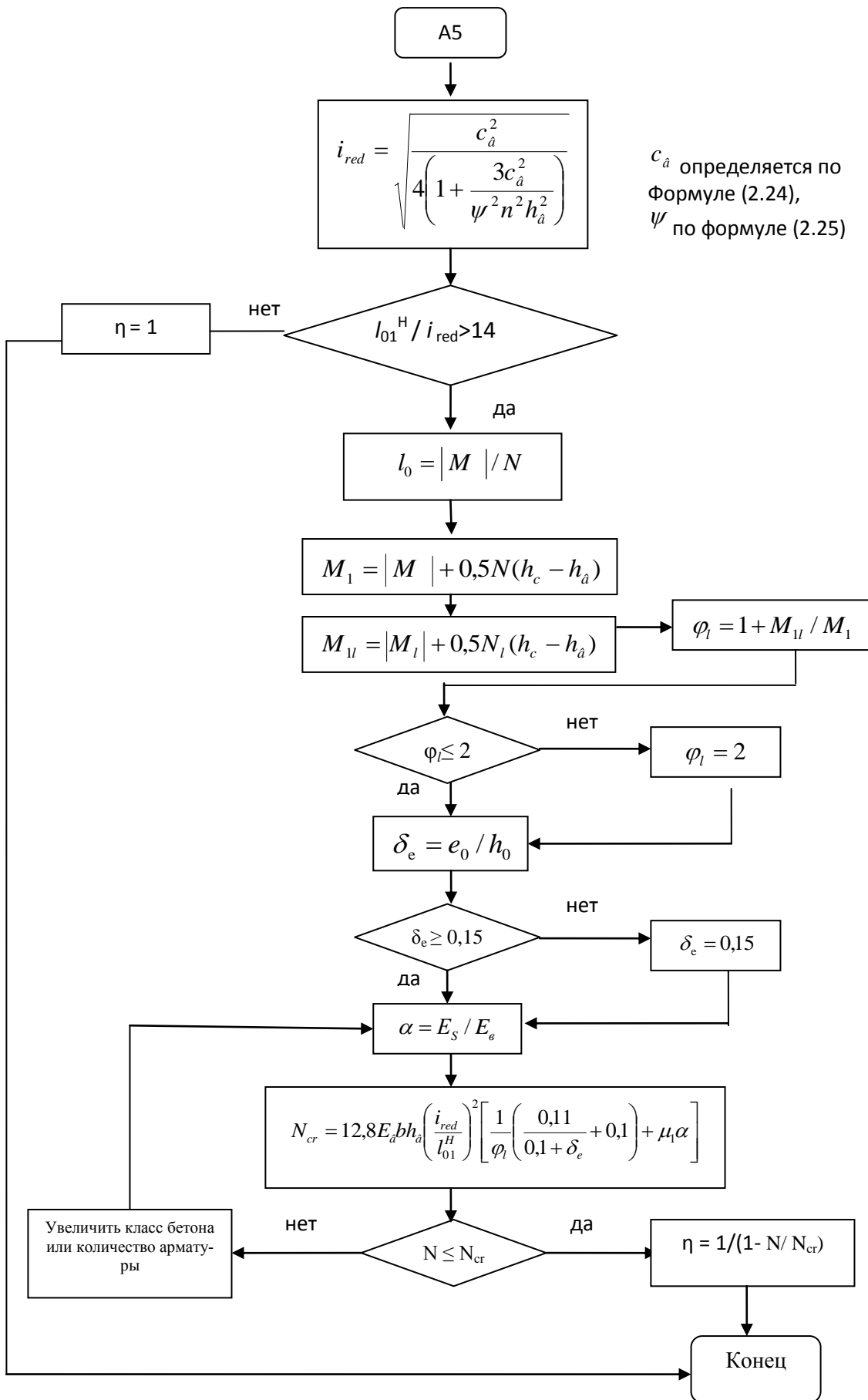
или

$$e = e_a + 0,5(h_0 - a'), \quad (\text{при } e_0 < e_a) \quad (2.29)$$

где

$$e_0 = M_{br} / N_b \quad (2.30)$$

M_{br} – изгибающий момент от местного изгиба ветвей, вычисляемый в зависимости от их напряженного состояния.



В случае сжатия обеих ветвей

$$M_{br} = \frac{QS}{4}, \quad (2.31)$$

где Q – величина поперечной силы.

При растяжении одной из ветвей

$$M_{br} = \frac{QS}{2} \quad (2.32)$$

В растянутой ветви количество арматуры определяется как для центрально растянутого элемента по формуле

$$A_s = A'_s = \frac{0,5N_b}{R_s}, \quad (2.33)$$

что связано, вследствие пониженной ее жесткости, с передачей всей поперечной силы на сжатую ветвь.

2.3.1.2. Определение площади продольной арматуры

Армирование обеих ветвей средней колонны принимается одинаковым (рис. 2.3, б), что обусловлено возможностью попеременного действия в различных направлениях равных по величине изгибающих моментов. Армирование ветвей крайней колонны может быть также идентичным (при незначительной разности величин противоположно направленных моментов) или различным (рис. 2.3, в) (в случае значительной их разности).

По аналогии с надкрановой частью (п. 2.2.1.3) определение площади продольной арматуры производится методом итераций с последовательным уточнением количества арматуры. После определения требуемой площади $A_s = A'_s$ (п. 2.3.1.1.) проверяется условие

$$\left| \frac{\mu - \mu_1}{\mu} \right| \leq 0,03 \quad (2.34)$$

где $\mu = (A_s + A'_s)/bh_0$ – требуемый коэффициент армирования ветви;

μ_1 – предварительно задаваемый коэффициент армирования (п. 2.3.1.1, алгоритм А5).

При соблюдении условия (2.34) подбирается необходимое число стержней и диаметр арматуры. При невыполнении условия (2.34) производится уточнение величины μ_1 (на конечных стадиях уточнение может осуществляться по формуле (2.35), и расчет повторяется:

$$\mu_1 = (\mu + \mu_1)/2 \quad (2.35)$$

После подбора числа стержней и их диаметра для растянутых ветвей выполняется расчет по образованию и раскрытию (в случае образования) трещин, нормальных к продольной оси.

Расчет по образованию трещин производится из условия

$$N_b \leq R_{bt,ser} [bh_6 + 2\alpha(A_s + A'_s)] \quad (2.36)$$

где $R_{bt,ser}$ – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению для предельных состояний второй группы;

$\alpha = E_s / E_b$, E_s – модуль упругости арматуры; E_b – начальный модуль упругости бетона.

При невыполнении условия (2.36) по формуле (2.37) находится непродолжительная ширина раскрытия трещин

$$a_{crc} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_s l_s}{E_s} \quad (2.37)$$

где φ_1 – коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки и принимаемый при непродолжительном действии нагрузки равным $\varphi_1 = 1,0$;

φ_2 – коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры и принимаемый для арматуры периодического профиля $\varphi_2 = 0,5$;

φ_3 – коэффициент, учитывающий характер нагружения и принимаемый для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов $\varphi_3 = 1,0$, для растянутых элементов $\varphi_3 = 1,2$;

ψ_s – коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами; допускается принимать $\psi_s = 1,0$;

σ_s – напряжение в продольной арматуре, равное

$$\sigma_s = N_b / (A_s + A'_s); \quad (2.38)$$

l_s – базовое (без учета влияния вида поверхности арматуры) расстояние между смежными нормальными трещинами, определенное по формуле (2.39) и принимаемое не менее $10d_s$ и 100 мм и не более $40d_s$ и 400 мм

$$l_s = 0,5 \frac{bh_6}{A_s + A'_s} d_s \quad (2.39)$$

d_s – диаметр продольной растянутой арматуры. При различных диаметрах стержней значение d_s принимается равным

$$d_s = \frac{n_1 d_{s1}^2 + \dots + n_k d_{sk}^2}{n_1 d_{s1} + \dots + n_k d_{sk}} \quad (2.40)$$

где d_{s1}, \dots, d_{sk} – диаметры стержней;

n_1, \dots, n_k – число стержней с диаметрами соответственно d_{s1}, \dots, d_{sk} .

Трещиностойкость растянутой ветви считается обеспеченной, если выполняется условие

$$a_{crc} \leq a_{crc,ult} \quad (2.41)$$

где $a_{crc,ult} = 0,4 \text{ мм}$ – предельно допустимая ширина непродолжительного раскрытия трещин, принимаемая из условий сохранности арматуры [4].

При невыполнении условия (2.41) производится увеличение количества арматуры $A_s = A'_s$, и расчет по образованию и раскрытию трещин повторяется.

2.3.1.3. Расчет из плоскости поперечной рамы

Расчет из плоскости поперечной рамы, выполняемый на действие максимальной сжимающей силы N_{max} , можно не производить при выполнении условия

$$l_{01}^H / i_{red} > l_{02}^H / i_2^H \quad (2.42)$$

где l_{02}^H – расчетная длина подкрановой части из плоскости рамы (приложение 5);

$i_2^H = 0,289b$ – радиус инерции сечения из плоскости изгиба.

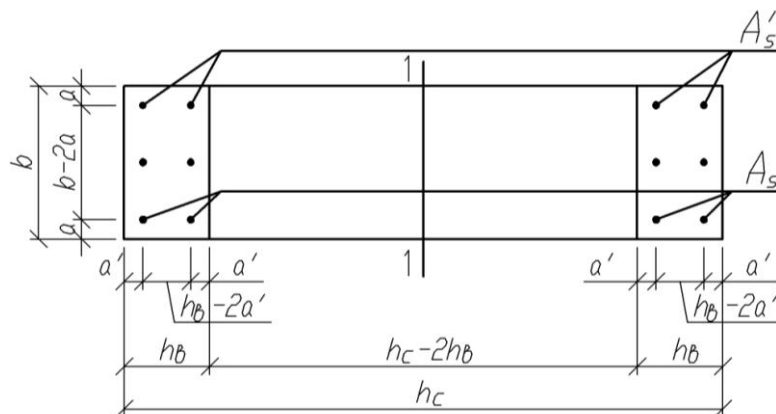


Рис. 2.4. К расчету подкрановой части колонны из плоскости поперечной рамы

1-1 – рассматриваемая плоскость

При невыполнении условия (2.42) расчет производится в соответствии с алгоритмами А3 и А4 (п. 2.2.2.), в которых l_{02}^6 заменяется на l_{02}^H , i_2^6 – на i_2^H , H_6^k – на H_H^k , h – на $2h_6$, а значения a , a' , A_s и A_s' принимаются согласно рис. 2.4.

2.3.2. Расчет средней распорки

Целью расчета средней распорки является определение требуемого количества продольной и поперечной арматуры.

Количество продольной арматуры A_s и A_s' вычисляется в зависимости от напряженного состояния ветвей. При обеих сжатых ветвях армирование распорки принимается симметричным $A_s = A_s'$ (рис. 2.5., а) с требуемой площадью

$$A_s = A_s' = \frac{M_{sp}}{R_s(h_0 - a')} \quad (2.43)$$

где M_{sp} – расчетный изгибающий момент, равный

$$M_{sp} = \frac{QS}{2} \quad (2.44)$$

При одной ветви растянутой, а другой сжатой распорка армируется несимметричной арматурой $A_s \neq A_s'$ (рис. 2.5, б). Требуемая площадь растянутой арматуры A_s находится по формуле (2.43) при изгибающем моменте, равном

$$M_{sp} = QS, \quad (2.45)$$

а площадь сжатой арматуры A_s' принимается по конструктивным требованиям согласно п. 1.2.9. [3].

Подбор поперечной арматуры производится по алгоритму А6, в котором Q_{sp} – поперечная сила в распорке, равная

$$Q_{sp} = \frac{2M_{sp}}{c_6} \quad (2.46)$$

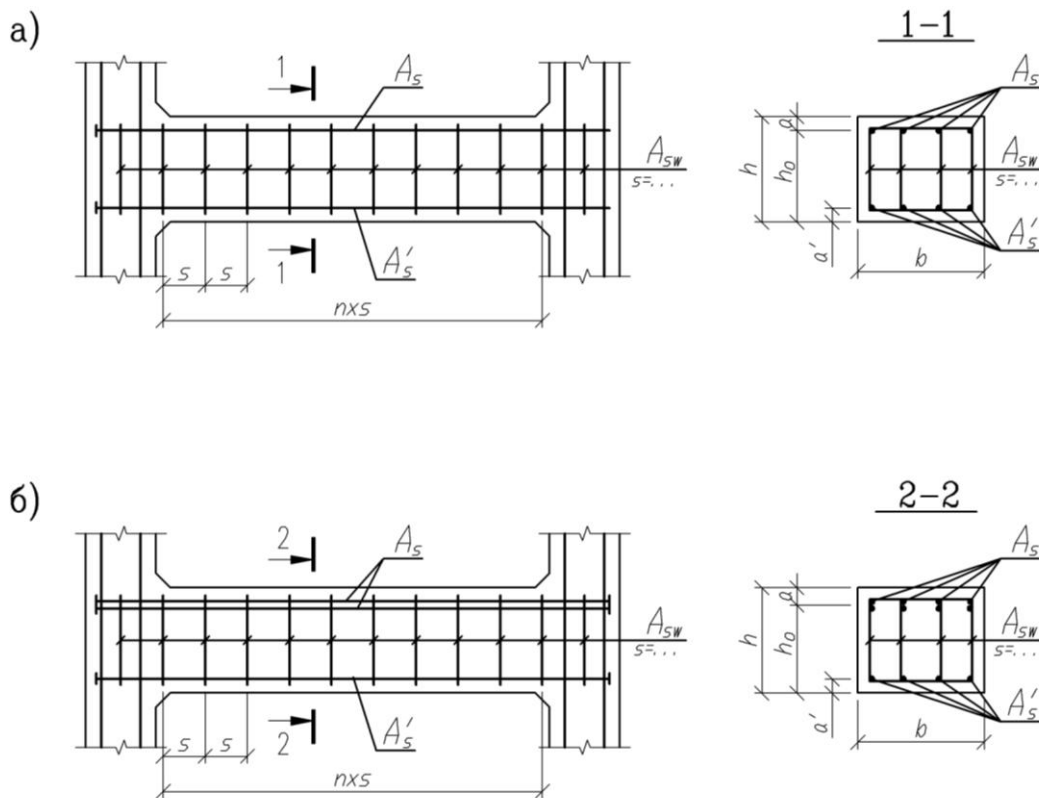


Рис. 2.5. Конструирование средней распорки:

а – при двух сжатых ветвях ($A_s = A'_s$);

б – при одной растянутой ветви и другой сжатой ($A_s \neq A'_s$).

2.3.3. Расчет подкрановой распорки

Расчет подкрановой распорки производится на сочетание усилий N_{\max} , M_{\max} (M_{\min}) в сечении 4-4 (рис. 1.1) и состоит в определении требуемого количества продольной и поперечной арматуры.

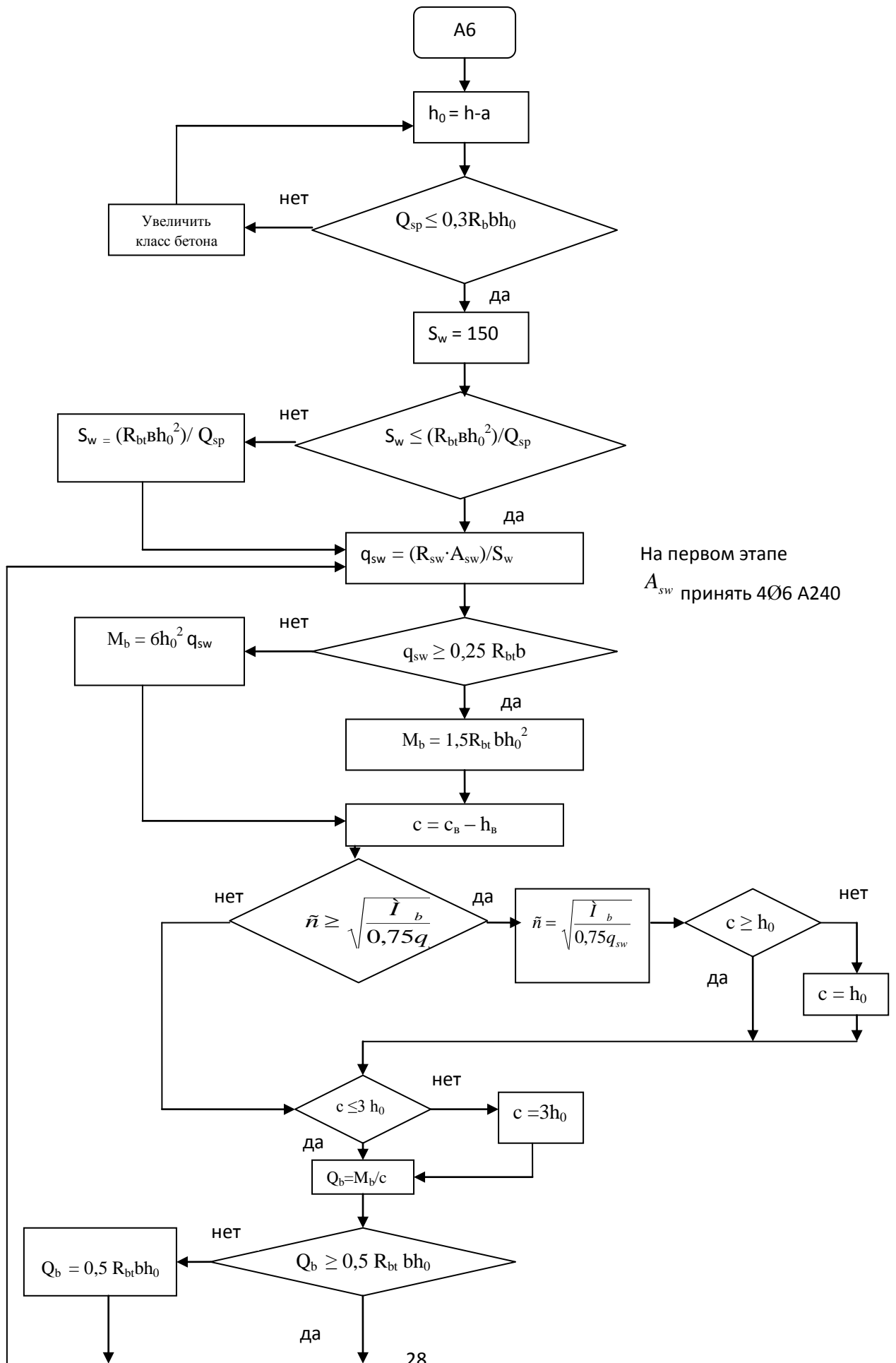
2.3.3.1. Определение площади нижней продольной арматуры

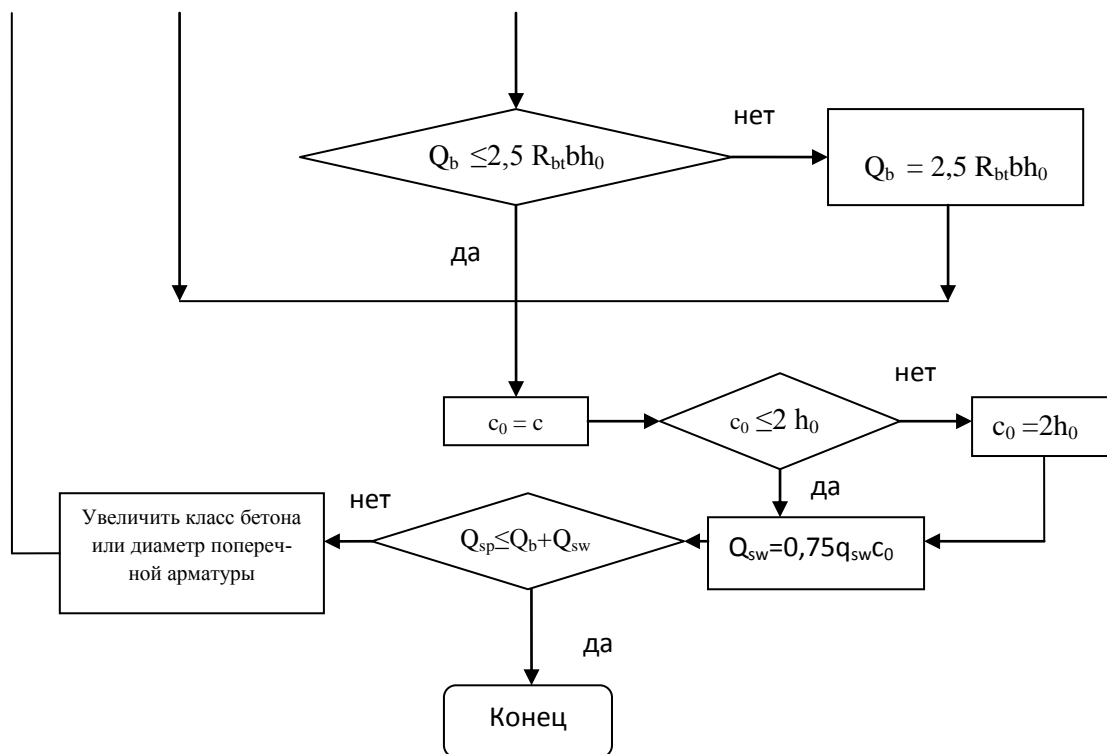
Определение требуемой площади нижней продольной арматуры A_s (рис. 2.6) производится по формуле (2.47) [2, 6] с использованием метода итераций согласно условиям (2.34) и (2.35)

$$A_s = \frac{N}{R_s} \cdot \frac{0,5(h_c - 2h_g)}{h_{n.p.} - h_0 \sqrt{\alpha \mu_1}}, \quad (2.47)$$

где μ_1 – коэффициент армирования, вычисляемый по формуле (2.48) и принимаемый в первом приближении $\mu_1 = \mu_{\min} = 0,001$ (табл. 5.2 [4])

$$\mu_1 = \frac{A_s}{bh_0} \quad (2.48)$$





2.3.3.2. Определение площади поперечной арматуры

Поперечная арматура подкрановой распорки состоит из вертикальных (диаметром d_w^6 , площадью поперечного сечения A_{sw}^6 и шагом $s_w^6 = 150 \text{ мм}$) и горизонтальных ($d_w^2, A_{sw}^2, s_w^2 = 100 \text{ мм}$) стержней сварных сеток, устанавливаемых в количестве $n = 4 \text{ шт.}$ (п. 1.2.8 [3]) по ширине сечения (рис. 2.6).

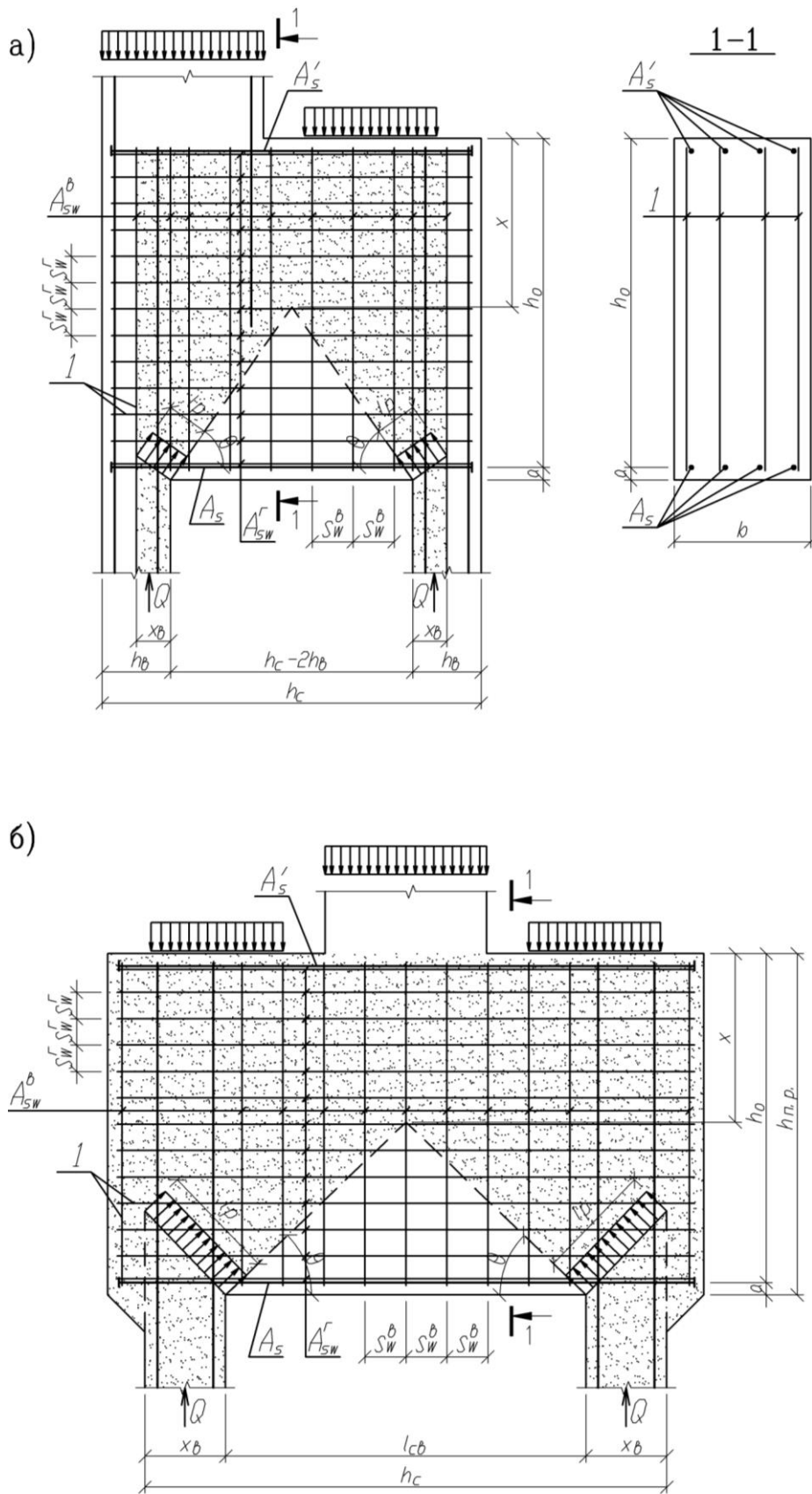


Рис. 2.6. К расчету подкрановой распорки крайней (а) и средней (б) колонны; 1 – сварные сетки

Определение требуемой площади стержней сеток производится в соответствии с рис. 2.6 по алгоритму А7, в котором:

Q – поперечное усилие в распорке, равное максимальной сжимающей силе в месте соединения ее с ветвью и вычисляемое по формуле (2.23);

Q_b – усилие, воспринимаемое сжатым бетоном приопорной зоны, равное [2]

$$Q_b = 0,9R_b b l_p \sin \theta; \quad (2.49)$$

T_{sw} – усилие, воспринимаемое вертикальными стержнями [1]

$$T_{sw} = 0,9\mu_{sw}^e R_s b l_p \cos \beta; \quad (2.50)$$

N_{sw} – то же, горизонтальными стержнями [1]

$$N_{sw} = 0,9\varphi_s \mu_{sw}^e R_s b l_p \sin \theta; \quad (2.51)$$

l_p – ширина расчетной наклонной полосы понизу, равная

$$l_p = \frac{x_g}{\sin \theta}; \quad (2.52)$$

x_g – высота сжатой зоны ветви

$$x_g = \xi h_0 \leq h_g, \quad (2.53)$$

ξ – относительная высота сжатой зоны бетона, вычисляемая по алгоритму А2 в соответствии с указаниями п.2.3.1.1.;

β – угол наклона сжатой полосы бетона к вертикали, равный

$$\beta = 90^\circ - \theta, \quad (2.54)$$

θ – то же, к горизонтали, определяемый по формуле [2]

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{h_{n.p.} - x}{0,5 \cdot (h_c - 2h_g)}, \quad (2.55)$$

x – высота сжатой полосы бетона, равная [2]

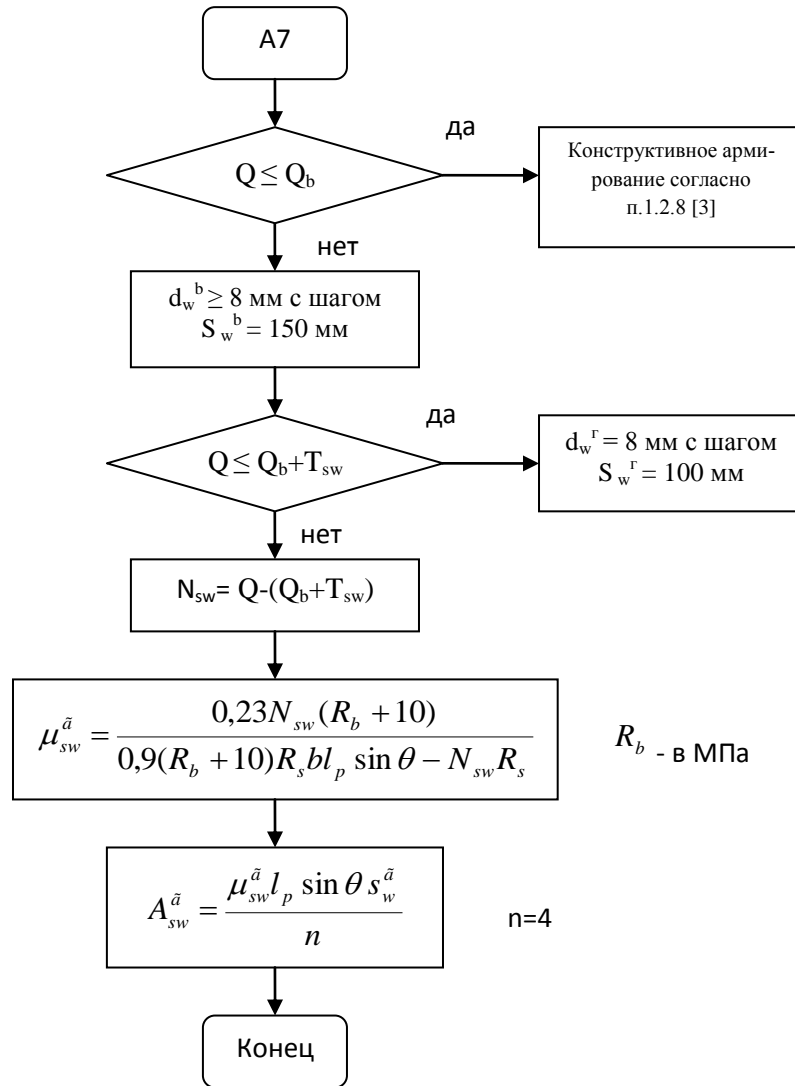
$$x = h_0 \sqrt{\alpha \mu_1}, \quad (2.56)$$

μ_1 – коэффициент армирования распорки продольной арматурой, вычисляемый по формуле (2.48);

μ_{sw}^e – коэффициент поперечного армирования сечения вертикальными стержнями сеток

$$\mu_{sw}^e = \frac{A_{sw}^e n}{b s_w^e}; \quad (2.57)$$

μ_{sw}^e – то же, горизонтальными стержнями



$$\mu_{sw}^e = \frac{A_{sw}^e n}{b s_w^e}; \quad (2.58)$$

φ_s – коэффициент эффективности косвенного армирования, равный

$$\varphi_s = \frac{1}{0,23 + \psi}, \quad (2.59)$$

$$\psi = \frac{\mu_{sw}^e R_s}{R_b + 10}, \quad (2.60)$$

где R_b – в МПа.

2.3.3.3. Определение площади верхней продольной арматуры

Определение требуемой площади верхней продольной арматуры A'_s (рис. 2.6) производится по формуле

$$A'_s = \frac{Q - R_{sh}hb - R_s \sum A_{sw}^2 - R_s A_s}{R_s}, \quad (2.61)$$

где R_{sh} – расчетное сопротивление бетона срезу, равное

$$R_{sh} = 2R_{bt}, \quad (2.62)$$

$\sum A_{sw}^2$ – суммарная площадь поперечного сечения горизонтальных стержней сеток.

3. РАСЧЕТ КОЛОНН В СТАДИЯХ ИЗГОТОВЛЕНИЯ, ТРАНСПОРТИРОВАНИЯ И МОНТАЖА

3.1 Общие положения

Выемка колонн из опалубки после их изготовления предусмотрена в положении «плашмя» (рис. 3.1, а). Транспортирование и монтаж колонн могут производиться в положении «плашмя» (рис. 3.1, б, г), либо «на ребро» (рис. 3.1, в, д).

Расчет производится на действие нагрузки от собственной массы колонн, вводимой с учетом коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,1$ и коэффициента динамичности k_d , равного $k_d = 1,6$ при изготовлении и транспортировании и $k_d = 1,25$ – при монтаже. Коэффициент условий работы бетона $\gamma_{b1} = 1,0$. Класс бетона на всех стадиях принимается равным 70% от проектного [7].

Надкрановая часть колонны при обоих возможных положениях, а также подкрановая часть при расчете в положении «плашмя» рассчитываются как балки прямоугольного сечения. Подкрановая часть колонны при расчете в положении «на ребро» рассчитывается как решетчатая балка.

На стадии курсового и дипломного проектирования колонну допускается рассчитывать в положении «плашмя».

Расчет колонн производится по I-й и II-й группам предельных состояний.

3.2. Расчет по I-й группе предельных состояний

Расчет колонн в стадиях изготовления, транспортирования и монтажа по I-й группе предельных состояний заключается в проверке прочности

их нормальных сечений при принятом ранее армировании на действие расчетных изгибающих моментов, возникающих на указанных стадиях.

3.2.1. Определение изгибающих моментов в стадиях изготовления и транспортирования

Расчетная схема и эпюра изгибающих моментов в стадиях изготовления и транспортирования в положении колонны «плашмя» представлены на рис. 3.2.

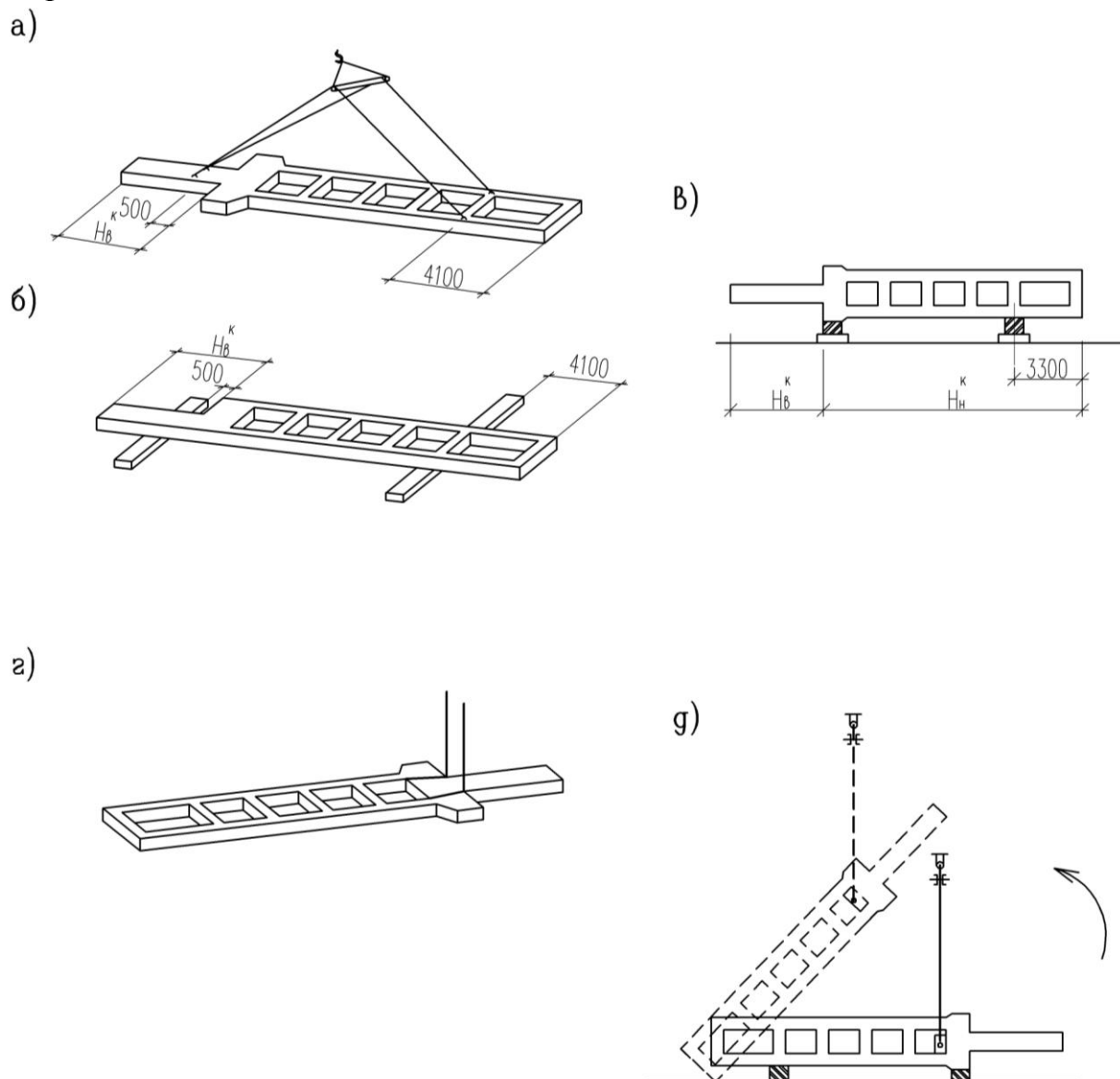


Рис. 3.1. Стадии работы колонн:

- а – выемка из опалубки в положении «плашмя»;
- б – транспортирование в положении «плашмя»;
- в – то же, «на ребро»;
- г – монтаж в положении «плашмя»;
- д – то же, «на ребро»

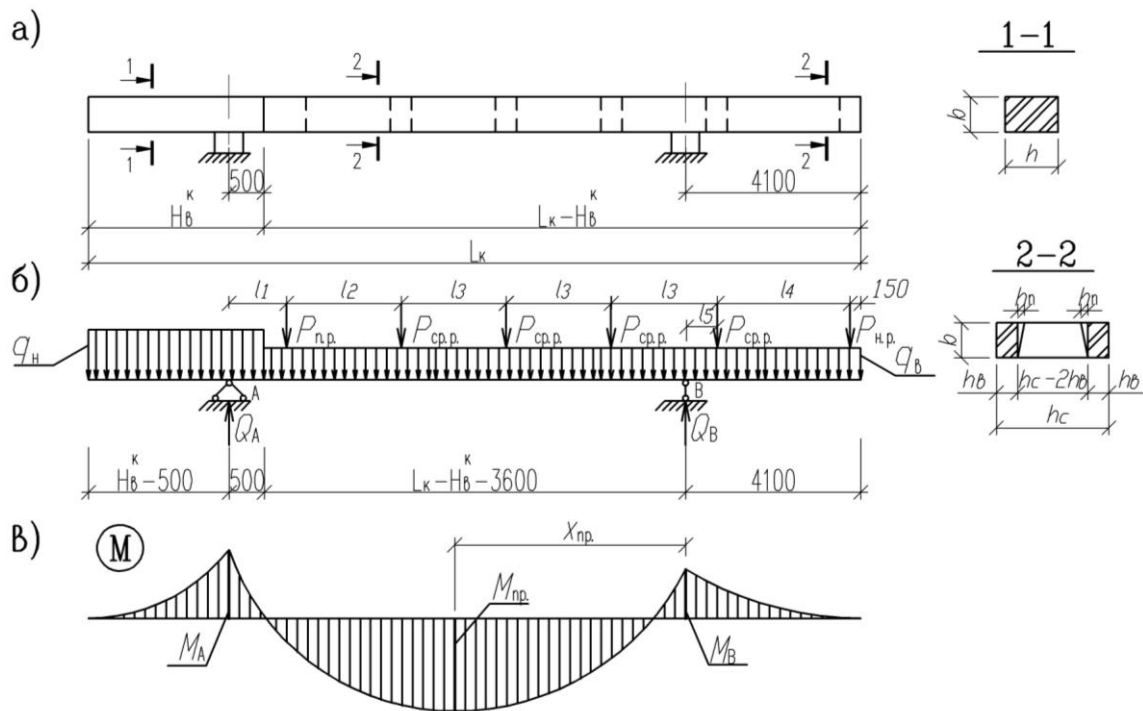


Рис. 3.2. К расчету колонны в стадиях изготовления и транспортирования в положении «плашмя»:

а – положение колонны; б – расчетная схема; в – эпюры изгибающих моментов

Изгибающий момент над опорой А определяется по формуле

$$M_A = 0,5q_n(H_b^k - 0,5)^2, \text{кН} \cdot \text{м}, \quad (3.1)$$

где q_n – расчетная погонная нагрузка от собственной массы подкрановой части, равная

$$q_n = hb\rho\gamma_f k_d g \cdot 10^{-3}, \text{кН} / \text{м}, \quad (3.2)$$

b, h – в м;

ρ – плотность железобетона, равная при применении тяжелого бетона

$$\rho = 2500 \text{кг} / \text{м}^3;$$

$g = 9,81 \text{м} / \text{с}^2$ – ускорение свободного падения.

Изгибающий момент над опорой В вычисляется по формуле

$$M = 8,405q_n l_5 + p_{cp.p.} l_5 + 3,95 p_{n.p.}, \text{кН} \cdot \text{м}, \quad (3.3)$$

где $l_5 = 3,95 - l_4$ – расстояние между опорой В и первой снизу распоркой;

$l_4 = h_{n.p.} + 0,5(h_{n.p.} + h_{cp.p.})$ – расстояние между нижней и ближайшей к ней средней распорками, м;

q_n – расчетная погонная нагрузка от собственной массы ветвей подкрановой части колонны, равная

$$q_6 = (2h_6 + h_n)b\rho\gamma_f k_d g \cdot 10^{-3}, \text{кН / м}, \quad (3.4)$$

$P_{cp.p.}$ – расчетная нагрузка от собственной массы средней распорки, равная

$$P_{cp.p.} = (h_{cp.p.} + h_n)(h_c - 2h_6)b\rho\gamma_f k_d g \cdot 10^{-3}, \text{кН} \quad (3.5)$$

$P_{н.р.}$ - расчетная нагрузка от собственной массы нижней распорки, равная

$$P_{н.р.} = (h_{н.р.} + 0,5h_n)(h_c - 2h_6)b\rho\gamma_f k_d g \cdot 10^{-3}, \text{кН} \quad (3.6)$$

В формулах (3.4) ... (3.6):

$h_{н.р.}$, $h_{cp.p.}$, $h_{н.р.}$, h_c – см. рис. 1.1, м;

$h_n = 0,015 \text{ м}$ [7] – высота сечения подрезок ветвей и распорок.

Максимальный пролетный момент определяется по формуле

$$M_{нр.} = Q_B x_{нр.} - 0,5q_6 (x_{нр.} + 4,1)^2 - \sum_{i=1}^n P_{cp.p.} (x_{нр.} - l_i) - P_{cp.p.} (x_{нр.} + l_5) - P_{н.р.} (x_{нр.} + 3,95), \text{кН} \cdot \text{м}, \quad (3.7)$$

где Q_B – поперечная сила на опоре В, равная

$$Q_B = \frac{q_6 (L_\kappa - H_6^\kappa) [0,5(L_\kappa - H_6^\kappa) + 0,5] + P_{н.р.} l_1 + \sum_{j=1}^m P_{cp.p.} l_j + P_{н.р.} (L_\kappa - H_6^\kappa + 0,35) - 0,5q_n [0,25 + (H_6^\kappa - 0,5)^2]}{L_\kappa - H_6^\kappa - 3,6}, \text{кН} \quad (3.8)$$

$P_{н.р.}$ – расчетная нагрузка от собственной массы подкрановой распорки, равная:

- для крайней колонны

$$P_{н.р.} = [h_c h_{н.р.} + 0,5(h_c - 2h_6)h_n]b\rho\gamma_f k_d g \cdot 10^{-3}, \text{кН}; \quad (3.9)$$

- для средней колонны

$$P_{н.р.} = [l_{н.р.} h_{н.р.} + 0,5(h_c - 2h_6)h_n + 0,0225]b\rho\gamma_f k_d g \cdot 10^{-3}, \text{кН}, \quad (3.10)$$

$h_{н.р.}$, $l_{н.р.}$ – см. рис. 1.1, м;

$l_1 = 0,5h_{н.р.} + 0,5$ – расстояние от центра тяжести подкрановой распорки до опоры А, м;

$l_2 = h_{cp.p.} + 0,5(h_{н.р.} + h_{cp.p.})$ – расстояние между подкрановой и ближайшей к ней средней распоркой, м;

$l_3 = h_{cp.нр.} + h_{cp.p.}$ – расстояние между средними распорками, м;

m – общее число распорок, шт.;

l_j – расстояние между j -й средней распоркой ($j = 1 \dots m$) и опорой А, м;

$x_{np.}$ – расстояние от опоры В до сечения с максимальным пролетным моментом $M_{np.}$, равное

$$x_{np.} = (Q_B - 4,1q_6 - \sum_{i=1}^k P_{cp.p.} - P_{н.р.}) / q_6, \text{ м}; \quad (3.11)$$

k – количество средних распорок, расположенных между сечением с максимальным пролетным моментом $M_{np.}$ и нижней распоркой, шт., определяемое методом подбора;

n – количество средних распорок, расположенных между сечением с максимальным пролетным моментом $M_{np.}$ и опорой В, шт.;

l_i – расстояние между i -й средней распоркой ($i = 1 \dots n$) и опорой В, м.

3.2.2. Определение изгибающих моментов в стадии монтажа

Расчетная схема и эпюра изгибающих моментов в стадии монтажа в положении колонны «плашмя» представлены на рис. 3.3.

Изгибающий момент над опорой А определяется по формуле

$$M_A = 0,5q_n(H_6^k)^2, \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (3.12)$$

Максимальный пролетный момент равен

$$M_{np.} = Q_B x_{np.} - 0,5q_6 x_{np.}^2 - \sum_{i=1}^k P_{cp.p.} (x_{np.} - l_i) - P_{н.р.} (x_{np.} - 0,15), \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad (3.13)$$

где Q_B – поперечная сила на опоре В, определяемая по формуле

$$Q_B = \frac{0,5q_6(L_k - H_6^k)^2 + 0,5P_{н.р.}h_{н.р.} + \sum_{j=1}^m P_{cp.p.}l_j + P_{н.р.}(L_k - H_6^k - 0,15) - 0,5q_n(H_6^k)^2}{L_k - H_6^k}, \text{ кН} \quad (3.14)$$

$x_{np.}$ – расстояние от опоры В до сечения с максимальным пролетным моментом $M_{np.}$, равное

$$x_{np.} = (Q_B - \sum_{i=1}^k P_{cp.p.} - P_{н.р.}) / q_6, \text{ м} \quad (3.15)$$

Остальные обозначения в формулах (3.12) ... (3.15) те же, что и в формулах (3.1) ... (3.11).

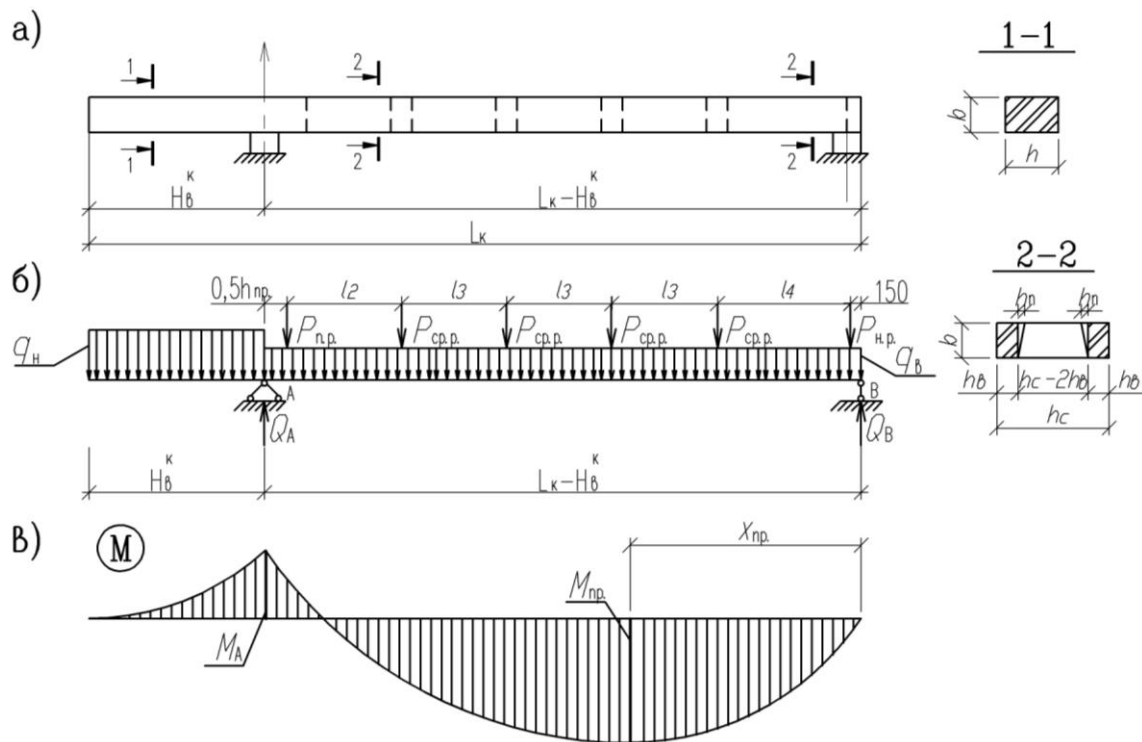


Рис. 3.3. К расчету колонны в стадии монтажа в положении «плашмя»:
 а – положение колонны; б – расчетная схема; в – эпюры изгибающих моментов

3.2.3. Проверка прочности нормальных сечений

Проверка прочности нормальных сечений надкрановой и подкрановой частей колонны в стадиях изготовления, транспортирования и монтажа производится из условия

$$M \leq M_{сеч.}, \quad (3.16)$$

где M – изгибающий момент в расчетном сечении от собственной массы колонны, вычисляемый согласно п.п. 3.2.1 и 3.2.2;

$M_{сеч.}$ – несущая способность расчетного сечения, определяемая в соответствии с рис. 3.4 по алгоритму А8, в котором:

R_b^0 – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию для предельных состояний первой группы, соответствующее отпускному классу бетона;

h_p – высота сечения, принимаемая равной $h_p = h$ для надкрановой части колонны и $h_p = 2h_g$ – для подкрановой части.

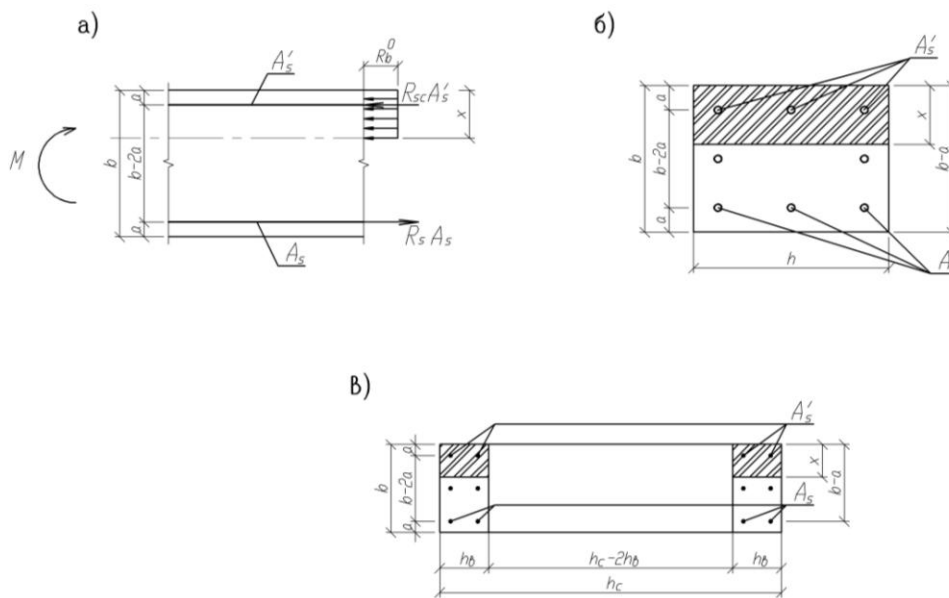
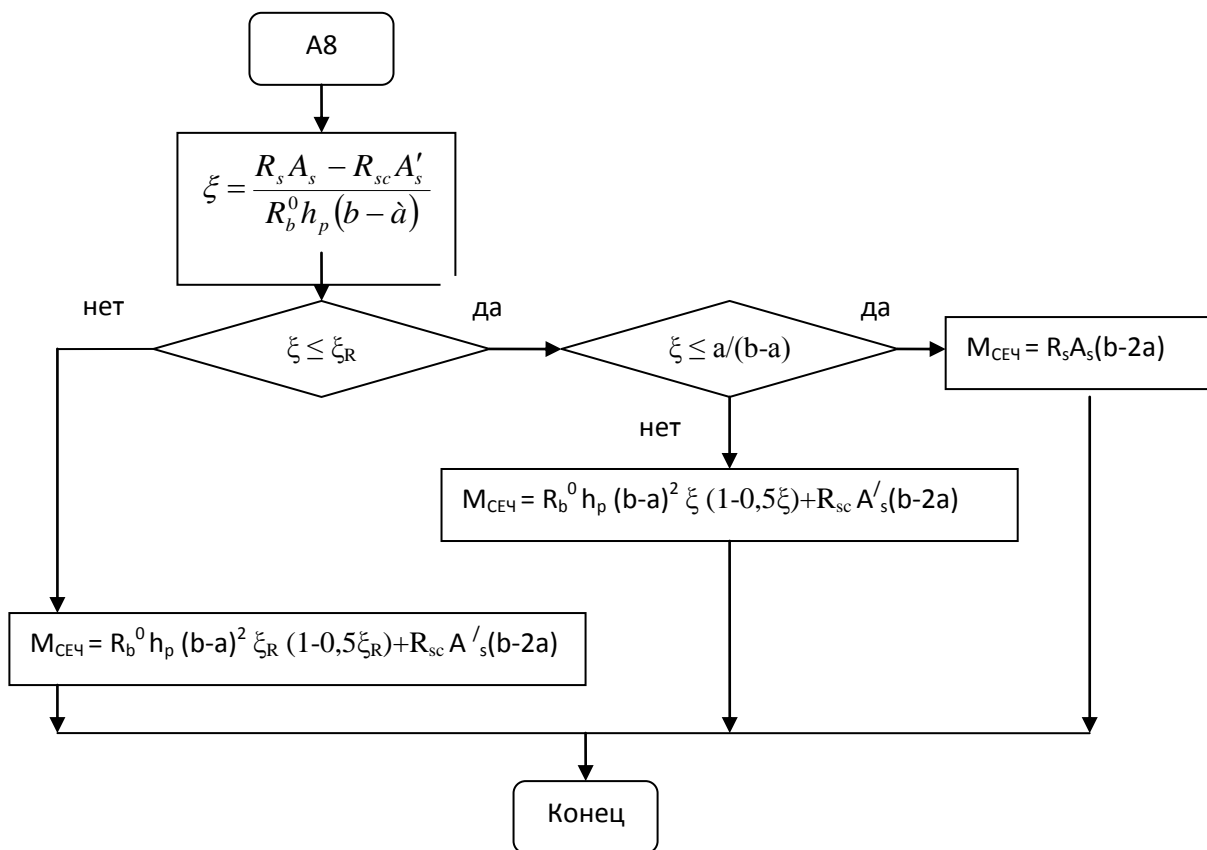


Рис. 3.4. К расчету колонны в стадиях изготовления, транспортирования и монтажа:

а – схема усилий в сечении, нормальном к продольной оси; б – расчетное сечение надкрановой части колонны; в – то же, подкрановой части



При выполнении условия (3.16) прочность нормальных сечений колонны обеспечена, а при невыполнении – нет. Для повышения несущей способности расчетных сечений $M_{сеч}$ необходимо увеличить класс бетона или количество арматуры A_s и A'_s .

3.3. Расчет по II-й группе предельных состояний

Расчет колонн в стадиях изготовления, транспортирования и монтажа по II-й группе предельных состояний заключается в проверке условий обеспечения трещиностойкости ее расчетных сечений.

Трещиностойкость расчетных сечений обеспечена, если в них не происходит образования нормальных трещин или, в случае образования, ширина их непродолжительного раскрытия не превышает предельно допустимую по нормам [4].

Нормальные трещины не образуются, если выполняется условие

$$M^H \leq M_{crc}, \quad (3.17)$$

где M^H – нормативный момент от собственного веса колонны, равный

$$M^H = \frac{M}{\gamma_f}; \quad (3.18)$$

M_{crc} – момент, воспринимаемый сечением при образовании трещин, определяемый в соответствии с рис. 3.4 по алгоритму А9, в котором:

E_b^0 и $R_{bt,ser}^0$ – соответственно начальный модуль упругости бетона и расчетное сопротивление бетона осевому растяжению для предельных состояний II-й группы, соответствующие отпускному классу бетона.

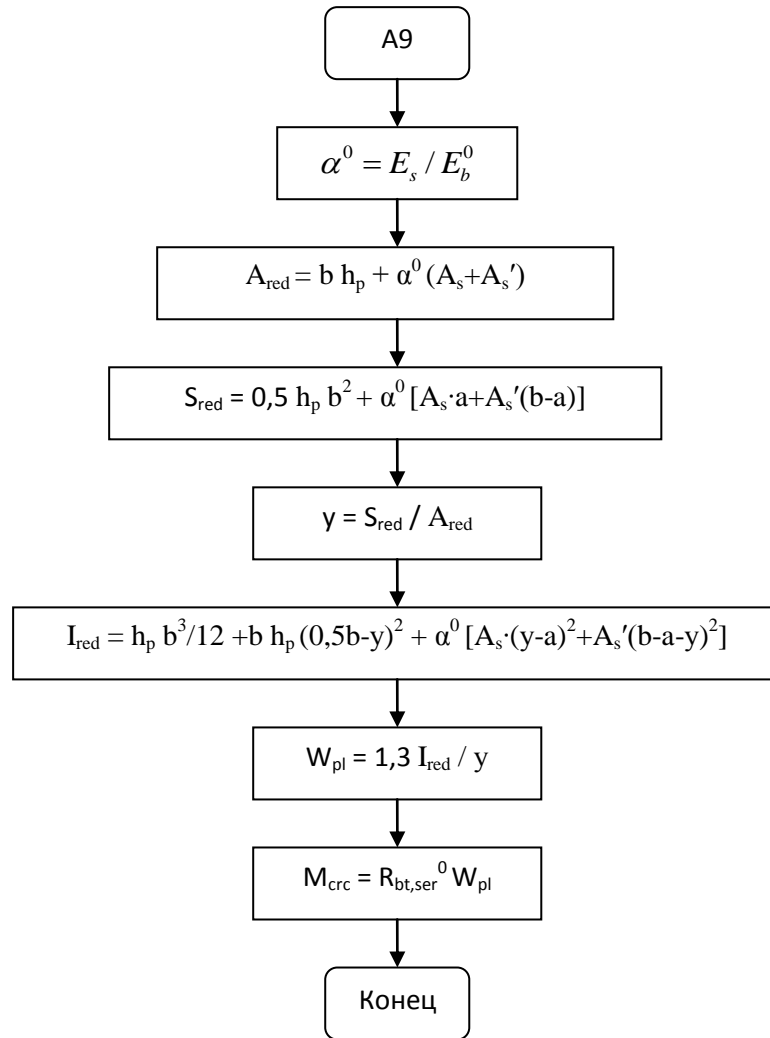
При невыполнении условия (3.17) в расчетных сечениях образуются нормальные трещины. В этом случае трещиностойкость колонны будет обеспечена при выполнении условия

$$a_{crc} \leq a_{crc,ult} \quad (3.19)$$

где $a_{crc,ult} = 0,4 \text{ мм}$ – предельно допустимая ширина непродолжительного раскрытия трещин;

a_{crc} – ширина раскрытия трещин, вычисляемая по формуле (2.37), в которой:

- коэффициенты равны $\varphi_1 = 1,0$, $\varphi_2 = 0,5$, $\varphi_3 = 1,0$, $\psi_s = 1,0$;
- значение l_s определяется по выражению



$$l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_s} d_s, \quad (3.20)$$

где A_{bt} – площадь растянутой зоны, равная

$$A_{bt} = 0,9 \frac{S_{red}}{A_{red}} h_p, \quad (3.21)$$

S_{red}, A_{red} – принимаются из расчета по алгоритму А9.

При различных диаметрах стержней значение d_s в формуле (3.20) вычисляется по формуле (2.40).

Вводимое в расчет значение l_s принимается не менее $10d_s$ и 100 мм и не более $40d_s$ и 400 мм.

- значение σ_s определяется по формуле

$$\sigma_s = \frac{M^H}{z_s A_s}, \quad (3.22)$$

где

$$z_s = \zeta (b - a); \quad (3.23)$$

ζ – коэффициент, определяемый по графику на рис. 3.5, на котором

$$\mu_s \alpha_{s1} = \frac{A_s}{h_p (b - a)} \cdot \frac{300}{R_{b,ser}^0}; \quad (3.24)$$

$$\gamma = \frac{A'_s}{h_p (b - a)} \cdot \frac{300}{R_{b,ser}^0}; \quad (3.25)$$

$$\delta = \frac{2a}{b - a} \quad (3.26)$$

В формулах (3.24) и (3.25) $R_{b,ser}^0$ – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию для предельных состояний второй группы, соответствующее отпускному классу бетона, МПа.

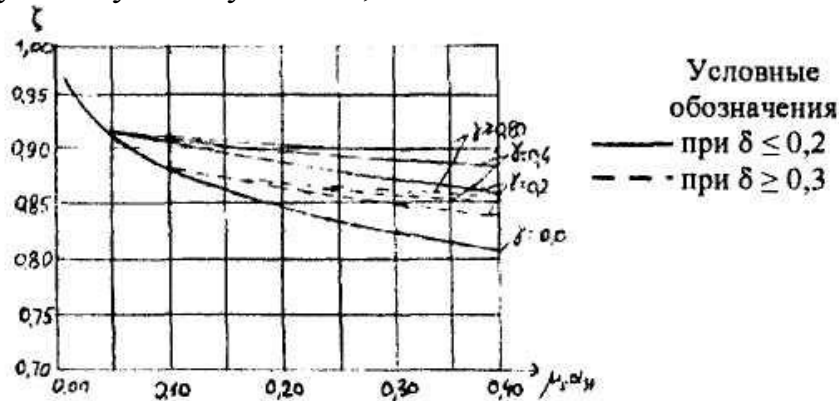


Рис. 3.5. График для определения коэффициента $\zeta = z_s / (b - a)$

При невыполнении условия (3.19) необходимо увеличить количество арматуры A_s и A'_s и повторить расчет по образованию и раскрытию трещин.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

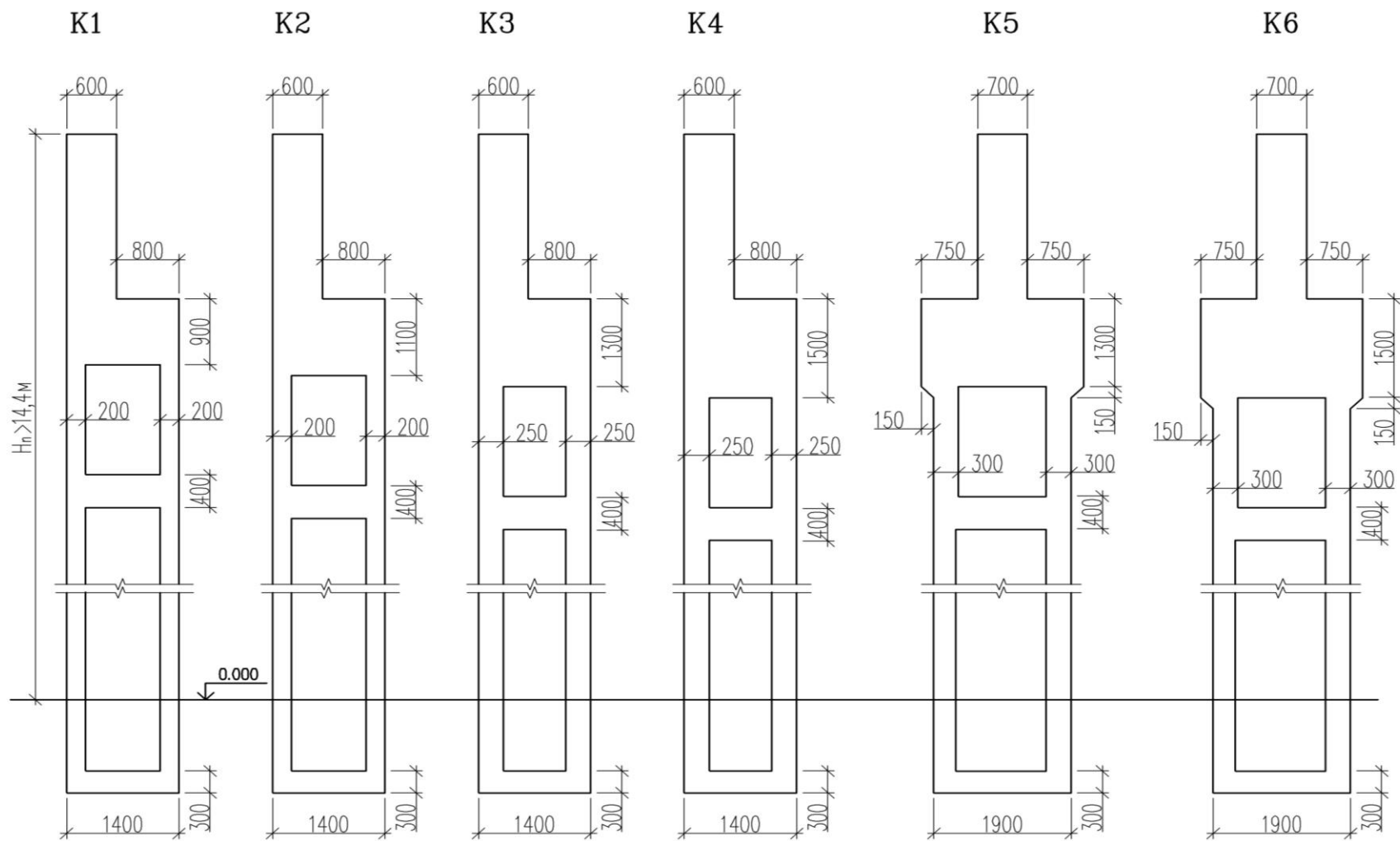
1. Баранова Т.И. Новый метод расчета поперечной арматуры в коротких элементах //Бетон и железобетон. – 1987. - №3. – с. 22-24.
2. Баранова Т.И., Соколов Б.С. Проектирование перемычек над проходами в колоннах //Бетон и железобетон. – 1982. - №6. – с. 23-24.
3. Конструирование железобетонных двухветвевых колонн прямоугольного сечения: Методические указания к курсовому и дипломному проектированию для студентов специальности 270102/ Казанский государственный архитектурно-строительный университет; Составитель Н.Г. Палагин. Казань: КГАСУ, 2013. – 29 с.
4. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП52-101-2003). ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. – М.: ОАО «ЦНИИПромзданий», 2005. – 214 с.
5. Проектирование железобетонных конструкций одноэтажного промышленного здания с мостовыми кранами. Сбор нагрузок. Статический расчет: Методические указания к курсовому проекту по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов специальности 290300/ Казанский государственный архитектурно-строительный университет; Составитель А.Н. Седов под редакцией Б.С. Соколова. Казань: КГАСУ, 2007. – 20 с.
6. Проектирование несущих конструкций из бетонов на пористых заполнителях для одноэтажных производственных зданий промышленного и сельскохозяйственного назначения: Учебное пособие / Л.А. Мукминев, Б.С. Соколов; Казанский инженерно-строительный институт. Казань, 1985. – 61 с.
7. Серия 1.421.1-9. Колонны железобетонные двухветвевое сечения для одноэтажных производственных зданий высотой 15,6; 16,8 и 18 м. Выпуски 0 ... 8. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989.

Выбор типов двухветвевых колонн для одноэтажных
производственных зданий с мостовыми кранами

Ключ для подбора марок колонн

Высота помещения здания H_n , м	Грузоподъемность крана Q , т	Шаг колонн a , м	Марка колонн	
			крайних	средних
$14,4 < H_n \leq 15,6$	$Q \leq 20$	6	К1	К5
		12	К3	К5
	$Q = 32$	6	К2	К5
		12	К4	К6
	$Q = 50$	6	К2	К5
		12	К4	К6
$15,6 < H_n \leq 16,8$	$Q \leq 20$	6	К1	К5
		12	К3	К5
	$Q = 32$	6	К2	К5
		12	К4	К6
	$Q = 50$	6	К2	К5
		12	К4	К6
$H_n > 16,8$	$Q \leq 20$	6	К1	К5
		12	К3	К5
	$Q = 32$	6	К2	К5
		12	К4	К6
	$Q = 50$	6	К2	К5
		12	К4	К6

Примечание. Размеры поперечных сечений колонн представлены на рис. 1.



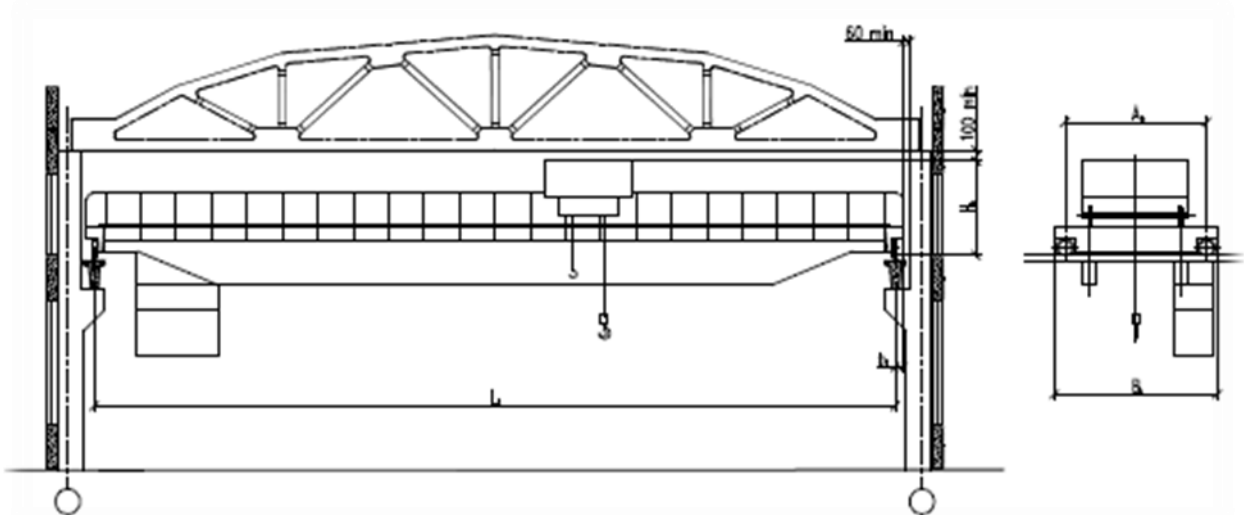
Примечание. Ширина поперечного сечения колонн равна 500 мм

Рис.1. Крайние и средние двухветвевые колонны по серии 1.421.1-9

Приложение 2

Основные параметры мостовых кранов грузоподъемностью от 10 до 32 т нормального режима работы для зданий пролетами 18 и 24 м по ГОСТ 25711 – 83

Грузоподъемность, т.	Пролет L_k , м	Основные габаритные размеры, мм				Нагрузка на колесо крана, кН	Масса, т	
		База крана A_k	Ширина крана B_k	H_k	b_1		Тележки Q_T	Крана Q_K
10.0	16.5	4400	5400	1900	230	85	2.4	13.0
	22.5					95		15.8
12.5	16.5	4400	5500	1900	230	120	3.0	16.0
	22.5					135		20.5
16.0	16.5	4400	5600	2200	230	140	3.7	18.7
	22.5					150		21.7
20/5	16.5	4400	5600	2400	260	170	6.3	22.0
	22.5					180		25.5
32/5	16.5	5100	6300	2750	300	235	8.7	28.0
	22.5					260		35.0



Приложение 3

Основные характеристики железобетонных подкрановых балок
(серия 1.426.1 – 4)

Пролет 6 м			Пролет 12 м		
Сечение	Объем бетона, м ³	Масса, т	Сечение	Объем бетона, м ³	Масса, т
	1,4	3,5		4,1	10,3

Приложение 4

Значение коэффициентов ξ_R и α_R в зависимости от
класса продольной арматуры

Класс арматуры	A240	A300	A400	A500	B500
Значение ξ_R	0,612	0,577	0,531	0,493	0,502
Значение α_R	0,425	0,411	0,390	0,372	0,376

Приложение 5

Значения расчетной длины колонн

Характеристика зданий и колонн				Расчетная длина колонн при расчете их		
Наличие мостовых кранов	Учет крановой нагрузки	Часть колонны	Количество пролетов	в плоскости поперечной рамы l_{01}	из плоскости поперечной рамы l_{02}	
					при наличии	при отсутствии
					связей в продольном направлении	
С мостовыми кранами	При учете	Надкрановая	≥ 1	$2H_{\epsilon}^{\kappa}$	$1,5H_{\epsilon}^{\kappa}$	$2H_{\epsilon}^{\kappa}$
		Подкрановая	≥ 1	$1,5H_n^{\kappa}$	$0,8H_n^{\kappa}$	$1,2H_n^{\kappa}$
	Без учета	Надкрановая	≥ 1	$2,5H_{\epsilon}^{\kappa}$	$1,5H_{\epsilon}^{\kappa}$	$2H_{\epsilon}^{\kappa}$
		Подкрановая	1	$1,5(H_n^{\kappa} + H_{\epsilon}^{\kappa})$	$0,8H_n^{\kappa}$	$1,2(H_n^{\kappa} + H_{\epsilon}^{\kappa})$
			≥ 2	$1,2(H_n^{\kappa} + H_{\epsilon}^{\kappa})$	$0,8H_n^{\kappa}$	$1,2(H_n^{\kappa} + H_{\epsilon}^{\kappa})$
Без мостовых кранов	—	Надкрановая	≥ 1	$2,5H_{\epsilon}^{\kappa}$	$2H_{\epsilon}^{\kappa}$	$2,5H_{\epsilon}^{\kappa}$
		Подкрановая	1	$1,5(H_n^{\kappa} + H_{\epsilon}^{\kappa})$	$0,8(H_n^{\kappa} + H_{\epsilon}^{\kappa})$	$1,2(H_n^{\kappa} + H_{\epsilon}^{\kappa})$
	≥ 2		$1,2(H_n^{\kappa} + H_{\epsilon}^{\kappa})$	$0,8(H_n^{\kappa} + H_{\epsilon}^{\kappa})$	$1,2(H_n^{\kappa} + H_{\epsilon}^{\kappa})$	

Примечания: H_{ϵ}^{κ} – высота надкрановой части колонны; $H_n^{\kappa} = H_n - H_{\epsilon}^{\kappa} - a_3$ – высота подкрановой части колонны; H_n – высота помещения; $a_3 = 0,15\text{ м}$ – расстояние от уровня чистого пола до обреза фундамента

Минимальная площадь сечения продольной арматуры
надкрановой части и ветвей колонны

Гибкость	$A_{s,min} = A'_{s,min}$
$l_0 / i < 17$	$0,0010bh_0$
$17 \leq l_0 / i \leq 35$	$0,0015bh_0$
$35 < l_0 / i \leq 83$	$0,002bh_0$
$l_0 / i > 83$	$0,0025bh_0$

Примечания

l_0 – расчетная длина колонн, принимаемая по приложению 5;

$i = 0,289h$ – радиус инерции сечения относительно геометрического центра;

h, b – высота и ширина сечения соответственно;

$h_0 = h - 50$ – рабочая высота сечения, мм.