

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
РОССИЙКОЙ ФЕДЕРАЦИИ**

**КАЗАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО-
СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ**

УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ

к практическим занятиям по курсу

«Технология изготовления и монтаж металлических конструкций»

для студентов направления подготовки 08.04.01 «Строительство» по
направленности (профилю) подготовки «Теория и проектирование
несущих и ограждающих конструкций зданий и сооружений»

Казань
2017

УДК 624.014

ББК 38.54

М54

М54 Методические указания к практическим занятиям по курсу «Технология изготовления и монтаж металлических конструкций» для студентов направления подготовки 08.04.01 «Строительство» направленности (профилю) подготовки «Теория и проектирование несущих и ограждающих конструкций зданий и сооружений» / Сост.: М.А. Салахутдинов, И.Л. Кузнецов. Казань: Издательство КГАСУ, 2017.- 49 с.

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

Методические указания предназначены для практических занятий студентов направления подготовки 08.04.01 «Строительство» направленности (профилю) подготовки «Теория и проектирование несущих и ограждающих конструкций зданий и сооружений»

Рецензент

Кандидат технических наук, доцент, заведующий кафедрой металлических конструкций и испытания сооружений

Фахрутдинов А.Э.

УДК 624.014
ББК 38.54

© Казанский
государственный
архитектурно-строительный
университет, 2017г.

© М.А. Салахутдинов,
И.Л. Кузнецов, 2017г.

СОДЕРЖАНИЕ

Занятие № 1-4. Расчет монтажных якорей	4
Занятие № 5. Монтаж решетчатых башен с использованием шевров	18
Занятие № 6. Монтаж стропильных ферм и расчет на период подъема	21
Занятие № 7-8. Обеспечение устойчивости ферм в процессе монтажа	24
Занятие № 9. Расчет и конструирование траверсы, работающей на изгиб и сжатие.....	32
Занятие №10. Расчет траверс, работающих на изгиб	35
Занятие №11. Расчет монтажных шевров	37
Приложение	41
Список литературы	49

Занятие №1-4

Расчет монтажных якорей

Для закрепления различных элементов такелажа [4]: вант, полиспастов, оттяжек, некоторых видов подъемно-транспортных машин, в частности лебедок, применяются якоря. В зависимости от конкретных условий на монтажной площадке, а также величины нагрузок применяются различные типы якорей: инвентарные наземные и полузаглубленные, заглубленные или горизонтальные, свайные.

В каждом конкретном случае выбирается наиболее целесообразный тип якоря и производится расчет его основных элементов, обеспечивающих надежную работу при воздействии на якорь расчетных монтажных нагрузок.

1. Расчет наземных инвентарных якорей.

Этот тип якоря широко применяется в монтажной практике, так как имеет ряд преимуществ по сравнению с якорями других типов. К таким преимуществам относятся: инвентарность, обеспечивающая многократное использование, сборно-разборная конструкция, облегчающая его транспортировку с объекта на объект и регулировку допускаемой нагрузки; отсутствие значительных земляных работ при установке; возможность установки как на открытых площадках, так и в закрытых помещениях; применение для значительных нагрузок (до 1000 кН) с широким изменением их направлений как в горизонтальной, так и в вертикальной плоскостях.

Наземный якорь представляет собой сварную раму с упорными стенками в виде швеллеров или шипов, которые, врезаясь в грунт, обеспечивают хорошую устойчивость якоря от сдвига. На рамы укладываются бетонные блоки различных размеров, количество которых определяется необходимой массой якоря, зависящей от допускаемой нагрузки. Сварные рамы и бетонные блоки изготавливаются различных размеров. Разработаны рамы размерами в плане для якорей с упорными стенками 2,8x4,7 м; 4,2x5 м; 5,2x6,5 м и 3x4,6 м, а бетонные блоки 1,5x1x0,45 м, массой 1,5 т, 1,5x1x1,35 м, массой 4,5 т и 0,9x0,9x4 м, массой 7,5 т.

Расчет якоря этого типа состоит в определении его массы, обеспечивающей устойчивость якоря от сдвига и опрокидывания (рис 1). Для этого определяют суммарную массу железобетонных массивов, обеспечивающих устойчивость якоря от сдвига (τ):

$$G = 0.1 \cdot \left(\frac{N_1}{f} + N_2 \right) \cdot k_{yc},$$

где N_1 и N_2 - горизонтальная и вертикальная составляющие усилия в тяге N (Кн), при угле наклона тяги к горизонту α : $N_1 = N \cdot \cos \alpha$, $N_2 = N \cdot \sin \alpha$; f - коэффициент трения скольжения якоря по грунту, K_{yc} - коэффициент запаса устойчивости якоря от сдвига: $K_{yc}=1,5$.

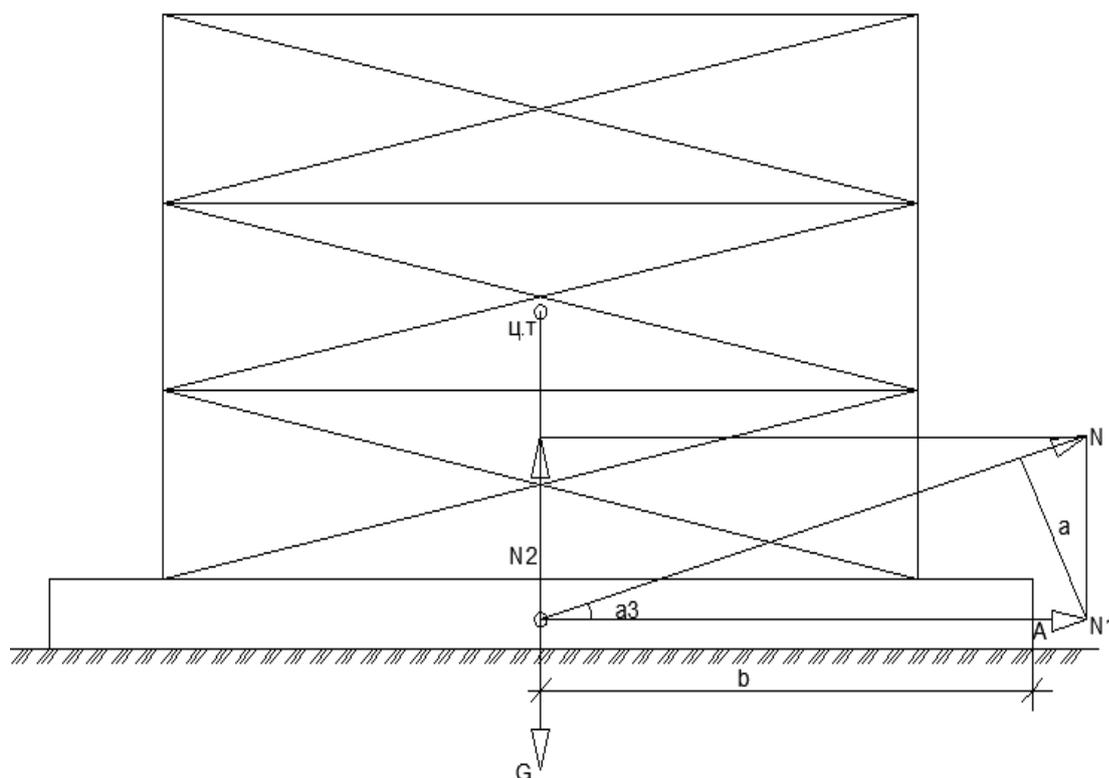


Рис. 1. Расчетная схема инвентарного наземного якоря.

Для якорей с металлическими рамами опытным путем получены значения коэффициента трения f для разных грунтов в случае приложения усилия к якорю под наиболее невыгодным углом $\alpha=27^\circ$:

- для песка сухого утрамбованного 0,785-0,835
- чернозема плотного сырого 0,895-0,955
- получернозема сырого 0,990-0,995

Если рама якоря, не имеющая шипов или упорных стенок из швеллеров, устанавливается на твердом покрытии, то коэффициент трения скольжения выбирается из данных, приведенных в справочниках; при установке бетонных массивов непосредственно на грунт коэффициент трения скольжения принимается равным 0,5.

Подсчитываются необходимое количество m бетонных блоков выбранных размеров и масс g :

$$m = \frac{G}{g}$$

Проверяют якорь на устойчивость от опрокидывания относительно ребра А:

$$10G \cdot b > K_{y.o} \cdot N_a,$$

где b - плечо удерживающего момента от массы якоря, равное 0,5м длины рамы; $K_{y.o}$ - коэффициент устойчивости якоря от опрокидывания: $K_{y.o}=1,4$; a - плечо опрокидывающего момента от усилия N в тяге ($a = b \cdot \sin \alpha$).

Пример расчета. Рассчитать инвентарный наземный якорь, установленный на плотном сыром черноземе, для крепления полиспаста с усилием $N=210$ кН, наклоненного к горизонту под углом $\alpha=40^\circ$ (рис. 1).

Решение.

1. Определяем величины горизонтальной и вертикальной составляющих усилия в полиспасте N :

$$N_1 = N \cdot \cos \alpha = 210 \cdot 0,766 = 161,0 \text{ кН}$$

$$N_2 = N \cdot \sin \alpha = 210 \cdot 0,643 = 135,0 \text{ кН}$$

2. Находим общую массу якоря, обеспечивающую устойчивость его от сдвига:

$$G = 0,1 \cdot \left(\frac{N_1}{f} + N_2 \right) \cdot k_{yc} = 0,1 \cdot \left(\frac{161,0}{0,925} + 135,0 \right) \cdot 1,5 = 46,4 \text{ т}$$

Выбираем бетонные блоки размером 1,5x1x1,35 м массой $g=4,5$ т и определяем их необходимое количество:

$$m = \frac{G}{g} = \frac{46,4}{4,5} = 10,3 \text{ шт}$$

Принимаем размеры опорной рамы для укладки блоков в плане 4,2x5 м и, зная, что плечо b составляет половину длины рамы ($b=2,1$ м), определяем плечо a :

$$a = b \cdot \sin \alpha = 2,1 \cdot 0,643 = 1,4 \text{ м}$$

Проверяем устойчивость якоря на опрокидывание:

$$10G \cdot b > K_{y.o} \cdot N_a$$

$$10 \cdot 54 \cdot 2,1 = 1134 \text{ кН} \cdot \text{м} > 1,4 \cdot 210 \cdot 1,4 = 412 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Это неравенство свидетельствует об устойчивости якоря на опрокидывание.

Задание для самостоятельной работы: рассчитать инвентарный наземный якорь, установленный на утрамбованном сухом песке, для крепления полиспаста с усилием $N=300$ кН, наклоненного к горизонту под углом $\alpha=35^\circ$.

2. Расчет полузаглубленных якорей.

Эти якоря состоят из железобетонных блоков массой по 7,5 т размером 900x900x4000 мм, часть из которых заглубляется в грунт. Тяга крепится к заглубленным блокам. Длинная грань заглубленных блоков располагается перпендикулярно грузовой канатной тяге. Особенностью расчета якоря этого типа, в отличие от наземного, является наличие дополнительного сопротивления сдвигу от силы реакции грунта на переднюю упорную стенку бетонного массива, что позволяет снижать массу якоря. Расчет полузаглубленного якоря сводится к проверке якоря на отрыв от грунта вертикальной составляющей усилий, действующего на якорь, определению удельного давления на стенку котлована гранью заглубленного блока от горизонтальной составляющей усилия, действующего на якорь, и сравнению этого давления с допуском.

Расчетное удельное давление должно быть меньше допустимого, что обеспечивает отсутствие сдвига грунта, а значит и якоря.

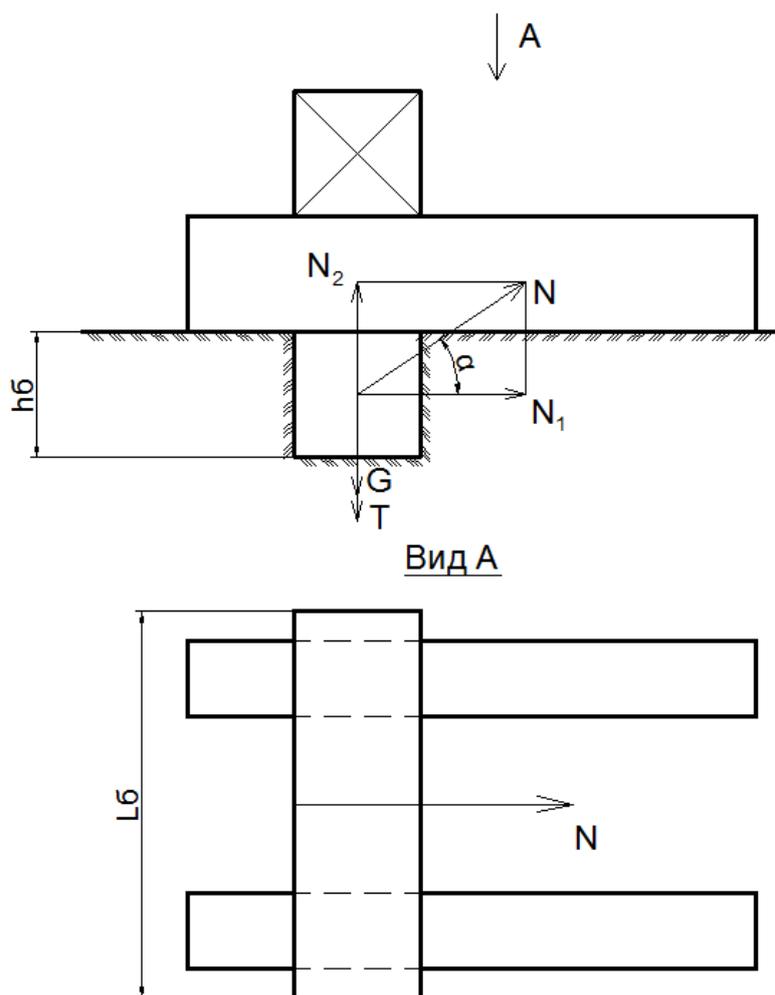


Рис. 2. Расчетная схема инвентарного полузаглубленного якоря.

Проверка якоря на сдвиг не выполняется, так как сдвигающее усилие компенсируется реакцией на якорь стенки котлована. Также не требуется проверки якоря на опрокидывание. Это объясняется тем, что опрокидывающий момент, создаваемый тяговым канатом, закрепленным за самый нижний заглубленный блок, значительно меньше удерживающего момента якоря. Кроме того, якорь, состоящий из блоков, не связанных между собой жестко, не является монолитной конструкцией.

Полузаглубленный якорь рассчитывается следующим образом. Проверяют якорь на отрыв от грунта вертикальным усилием:

$$10G + T > K_y \cdot N_2,$$

где G - масса якоря (т), (величиной G задаются, считая, что она должна несколько превышать тяговое усилие, действующее на якорь); T - сила трения заглубленного блока якоря о стенку котлована, (кН), при коэффициенте трения $f=0,5$: $T = N_1 \cdot f$; $N_1 = N \cdot \cos \alpha$ (здесь α - угол наклона тягового каната к горизонту); K_y - коэффициент устойчивости якоря: $K_y=1,4$; N_2 - вертикальная составляющая усилия N , (кН): $N_2 = N \cdot \sin \alpha$.

Подсчитываем удельное давление грани заглубленного блока на стенку котлована (МПа):

$$\sigma_r = \frac{N_1}{l_b \cdot h_b \cdot \eta} < [\sigma_r],$$

где l_b - длина заглубленного блока, см; h_b - высота заглубленного блока, см; η - коэффициент уменьшения допускаемого давления, учитывающий неравномерность смятия (принимается равным 0,25); $[\sigma_r]$ - допускаемое удельное давление на грунт данной категории.

Пример расчета. Рассчитать инвентарный полузаглубленный якорь для ванты, натянутой с усилием $N=280$ кН под углом к горизонту $\alpha=45^\circ$. Якорь устанавливается на сухом песчаном грунте.

Решение.

1. Находим массу якоря, принимая для него количество бетонных блоков $m=4$ шт, размерами $0,9 \times 0,9 \times 4$ м, массой $g=7,5$ т каждый:

$$G = g \cdot m = 7,5 \cdot 4 = 30 \text{ т}$$

Определяем силу трения заглубленного блока о стенку котлована:

$$T = N_1 \cdot f = N \cdot \cos \alpha \cdot f = 280 \cdot 0,707 \cdot 0,5 = 99 \text{ кН}$$

Подсчитываем величину вертикальной составляющей усилия в ванте N :

$$N_2 = N \cdot \sin \alpha = 280 \cdot 0,707 = 198 \text{ кН}$$

Проверяем якорь на отрыв от грунта, комплектуя его, как показано на рис. 2:

$$10G + T > K_y \cdot N_2,$$

$$10 \cdot 30 + 99 = 399 \text{ кН} > 1,4 \cdot 198 = 277 \text{ кН}$$

Полученное неравенство свидетельствует об устойчивости якоря на отрыв от грунта.

Подсчитываем удельное давление заглубленного блока на стенку котлована и сравниваем его с допустимым на данную категорию грунта:

$$\sigma_{\Gamma} = \frac{N_1}{l_{\text{б}} \cdot h_{\text{б}} \cdot \eta} = \frac{N \cdot \cos \alpha}{l_{\text{б}} \cdot h_{\text{б}} \cdot \eta} < [\sigma_{\Gamma}]$$

$$\sigma_{\Gamma} = \frac{280 \times 0,707}{400 \times 90 \times 0,25} = 0,02 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} = 0,02 \text{ МПа} < [\sigma_{\Gamma}] = 0,3 \div 0,5 \text{ МПа}$$

Задание для самостоятельной работы: рассчитать инвентарный полузаглубленный якорь для ванты, натянутой с усилием $N=350$ кН под углом к горизонту $\alpha=42^\circ$. Якорь устанавливается в сырой получернозем.

3. Расчет заглубленных якорей.

В зависимости от величины воспринимаемого усилия горизонтальные якоря, представляющие собой заглубленные горизонтально расположенные анкеры в виде бревен, обрезков стальных труб или бетонных плит прямоугольного сечения с выводом на поверхность каната или троса, изготовленного из профильной стали, выполняются двух типов. Для нагрузок до 200 кН используются якоря облегченного типа, в которых анкеры укладываются непосредственно в котлован, а для нагрузок свыше 200 кН - усиленные якоря с укреплением вертикальной стенки котлована щитом из бревен. Рассмотрим порядок расчета якорей этих типов с анкерами из бревен или стальных труб.

3.1. Расчет облегченных заглубленных якорей.

При расчете заглубленных якорей определяются устойчивость якоря от вырывания при действии вертикальных сил, давление на грунт от

горизонтальных сил, сечение элементов якоря. Расчет выполняется в следующем порядке:

1. Проверяют устойчивость якоря при действии вертикальных сил (рис 3.а):

$$10G_r + T > K_y \cdot N_2,$$

где G_r - масса грунта котлована, (т); T - сила трения анкера о стенку котлована, (кН); K_y - коэффициент устойчивости якоря: $K_y=3$; N_2 - вертикальная составляющая усилия в тяге якоря, (кН).

Эти величины могут быть найдены по следующим формулам:

$$G_r = \frac{(a+b)}{2} \cdot H \cdot l \cdot \gamma$$

где a и b - размеры котлована, (м); H - глубина заложения анкера, (м); l - длина анкера, (м); γ - объемная масса грунта, т/м³ (в среднем $\gamma=1,5$ т/м³)

$$T = f \cdot N_1 = f \cdot N \cdot \cos \alpha,$$

где f - коэффициент трения анкера по грунту (принимается для дерева $f=0,5$, для стали $f=0,45$); N - усилие в тяге якоря, (кН), с учетом коэффициентов перегрузки и динамичности; α - угол наклона грузовой тяги якоря к горизонту.

$$N_2 = N \cdot \sin \alpha$$

2. Определяют удельное давление на грунт от действия горизонтальных сил (МПа):

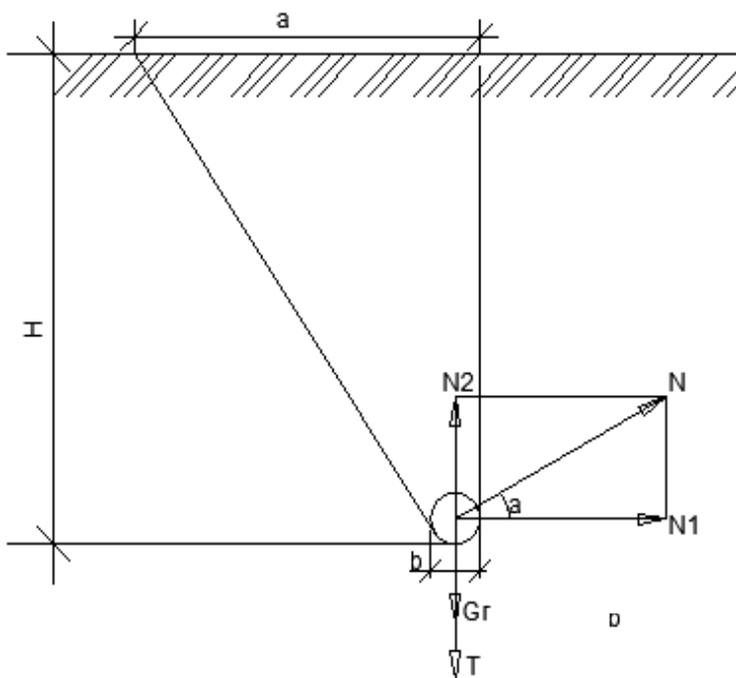
$$\sigma_r = \frac{N_1}{l \cdot d \cdot n \cdot \eta} < [\sigma_r],$$

где d - диаметр анкера, (см); n - количество бревен или труб, соприкасающихся со стенкой котлована; η - коэффициент уменьшения допускаемого давления, учитывающий неравномерность смятия (принимается равным 0,25); $[\sigma_r]$ - допускаемое удельное давление на грунт данной категории при расчетной глубине заложения анкера, (МПа); принимается для:

- плотно слежавшегося гравия 0,50-0,80
- сухого песка 0,30-0,50
- мокрого песка 0,10-0,30
- сухой глины 0,30-0,40
- мокрой глины 0,05-0,20
- болотистого грунта, торфа 0,25-0,05

3. Анкер на прочность может рассчитываться для двух случаев: якорь с одной тягой и с двумя тягами (рис. 3.б). В якорях с бетонными анкерами грузовые тяги привариваются к балкам, заложенным по всей длине бетонного массива, и расчет на прочность таких анкеров обычно не выполняется. Рис. 3 см. на следующей странице.

а)



б)

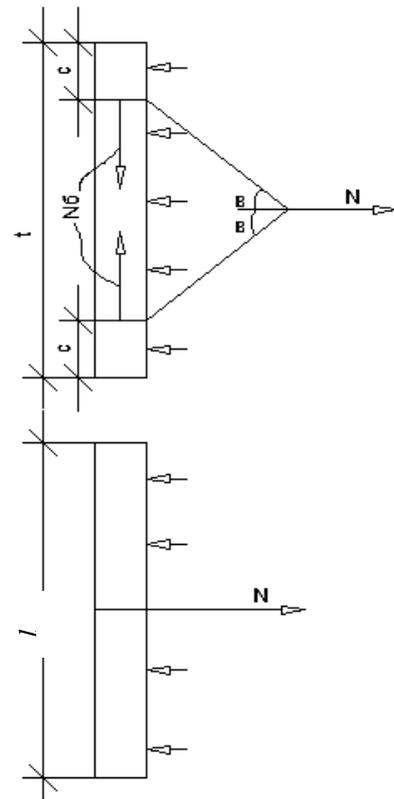


Рис. 3. Расчетные схемы заглубленного облегченного якоря.

Ниже приводятся расчеты для анкеров с одной и двумя тягами.

3.2. Расчет якоря с одной тягой.

Определяют максимальный изгибающий момент в анкере (кН·см):

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{N \cdot l}{8},$$

где q - равномерно распределенная нагрузка на анкер $q=N/l$.

Находят требуемый момент сопротивления сечения анкера (см³):

$$W_{mp} = \frac{M}{m \cdot 0,1 \cdot R},$$

где m - коэффициент условия работы: $m=0,85$; R - расчетное сопротивление анкера, работающего на изгиб.

В зависимости от выбранного материала определяем сечение анкера, взяв его из одного или нескольких бревен или труб. Сечение анкера из стальных труб подбирается так, чтобы суммарный момент сопротивления сечения W_x был ближайшим большим к W_{mp} . Для анкера из бревен определяют их диаметр по формуле:

$$d = \sqrt[3]{10W_{mp}/n},$$

где n - количество бревен (величиной n задаются).

3.3. Расчет якорей с двумя тягами.

Определяют максимальный изгибающий момент в анкере (кН·см):

$$M = \frac{N_c \cdot 2}{2 \cdot l},$$

где c - расстояние от конца анкера до точки крепления тяги, см.

Находят усилие, сжимающее анкер (кН):

$$N_{\sigma} = \frac{tg\beta \cdot N}{2},$$

где β - угол между тягой и направлением усилия N .

Проверяют анкер на прочность при его изгибе и сжатии, задаваясь диаметром бревен или стальных труб и их количеством:

$$\frac{N_{\sigma}}{F} + \frac{M}{W_x} < m \cdot R,$$

где F - суммарная площадь сечения бревен или труб, см^2 ; W_x - суммарный момент сопротивления сечения бревен или труб, см^3 .

3.4. Расчет усиленных заглубленных якорей.

Принцип расчета этого типа якоря аналогичен расчету облегченного якоря (рис. 3).

1. Определяют устойчивость якоря от действия вертикальных сил:

$$10G_r + T > K_y \cdot N_2,$$

где G_r - масса грунта котлована, т: $G_r = H \cdot a \cdot l \cdot \gamma$; K_y - коэффициент устойчивости якоря: $K_y = 2-3$. Остальные обозначения и расчеты такие же, как и для облегченного якоря. Коэффициент трения анкера по бревенчатой стенке принимается равным 0,4.

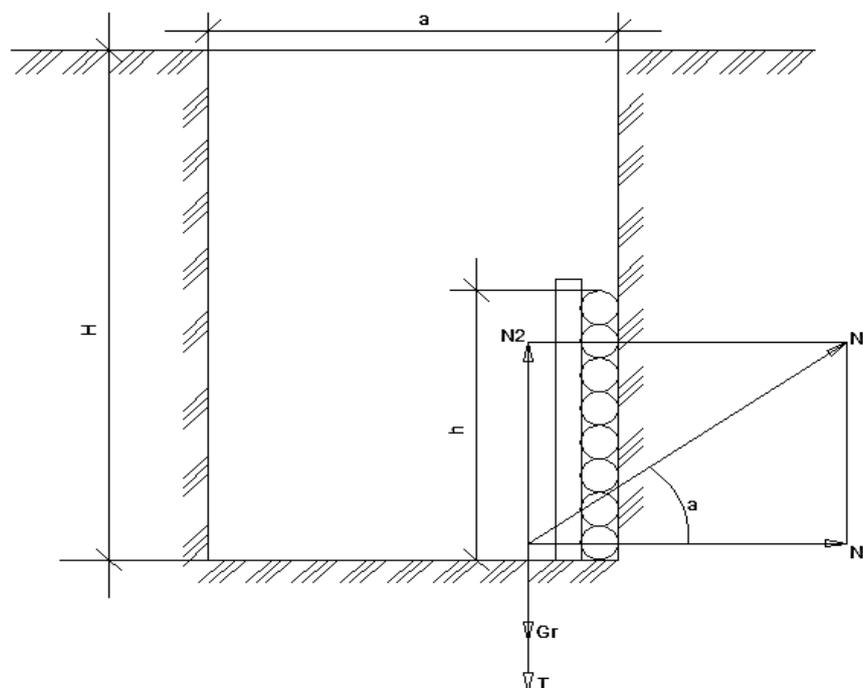


Рис. 4. Расчетная схема усиленного заглубленного якоря.

2. Рассчитывают удельное давление на грунт от действия горизонтальных сил (МПа):

$$\sigma_z = \frac{N_1}{l \cdot d \cdot n \cdot \eta} < [\sigma_z],$$

где h - высота вертикального щита, см.

3. Расчет сечения анкера аналогичен расчету облученного якоря.

Пример расчета. Рассчитать заглубленный якорь для крепления тормозной оттяжки с усилием $N=180$ кН, направленной под углом к горизонту $\alpha=35^\circ$, грунт - плотно слежавшийся гравий.

Решение.

1. Задаемся следующими размерами элементов якоря: ширина нижнего основания котлована $b=0,5$ м; глубина заложения анкера $H=3$ м; длина анкера $l=3,2$ м.

2. Определяем массу грунта в котловане:

$$\sigma_r = \frac{(a + b)}{2 \cdot H \cdot l \cdot \gamma} = \frac{(3 + 0,5)}{2 \cdot 3 \cdot 3,2 \cdot 1,5} = 25,2 \text{ т}$$

3. Подсчитываем силу трения анкера (бревна) о стенку котлована:

$$T = f \cdot N_1 = f \cdot N \cdot \cos \alpha = 0,5 \cdot 180 \cdot 0,819 = 73,7 \text{ кН}$$

4. Находим вертикальную составляющую усилия в тормозной оттяжке:

$$N_2 = N \cdot \sin \alpha = 180 \cdot 0,574 = 103,3 \text{ кН}$$

5. Проверяем устойчивость якоря от вырывания анкера из котлована усилием N_2 :

$$10G_r + T = 10 \cdot 25,2 + 73,7 = 325,7 \text{ кН} > 3 \cdot 103,3 = 309,9 \text{ кН}$$

Полученное неравенство свидетельствует об устойчивости якоря от вырывания из грунта.

6. Выбрав предварительно количество бревен для анкера $n=2$ шт. диаметром $d=30\text{см}$, рассчитываем удельное давление их на стенку котлована от действия горизонтальной составляющей N_1 :

$$\sigma_r = \frac{147,5}{320 \cdot 30 \cdot 2 \cdot 0,25} = 0,03 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} = 0,3 \text{ МПа} < [\sigma_r] = 0,5 \text{ МПа},$$

где $N_1 = N \cdot \cos \alpha = 180 \cdot 0,819 = 147,5 \text{ кН}$

7. Выбирая тип якоря с одной тягой, определяем изгибающий момент в бревнах:

$$M = \frac{N \cdot l}{8} = \frac{180 \cdot 320}{8} = 7200 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

8. Находим требуемый момент сопротивления сечения бревен:

$$W_{\text{тр}} = \frac{M}{m \cdot 0,1 \cdot R} = \frac{7200}{0,85 \cdot 0,1 \cdot 13} = 6515 \text{ см}^3$$

9. Находим диаметр бревен:

$$d = \frac{\sqrt[3]{10W_{\text{тр}}}}{n} = \frac{\sqrt[3]{10 \cdot 6515}}{2} = 32 \text{ см}$$

Задание для самостоятельной работы: рассчитать заглубленный якорь для крепления тормозной оттяжки с усилием $N=280 \text{ кН}$, направленной под углом к горизонту $\alpha=43^\circ$, грунт – сухая глина.

4. Расчет свайных якорей.

Свайные якоря применяются для крепления различных элементов такелажной оснастки и представляют собой одну или несколько деревянных (бревенчатых) или металлических (из труб, швеллеров или двутавров) свай, вбитых в грунт и связанных между собой канатами.

В зависимости от усилия, действующего на бревенчатый якорь, выбирают схему его конструкции (рис. 5) и по табл. 1 определяют основные конструктивные размеры его элементов. Металлические якоря подбирают по табл. 2.

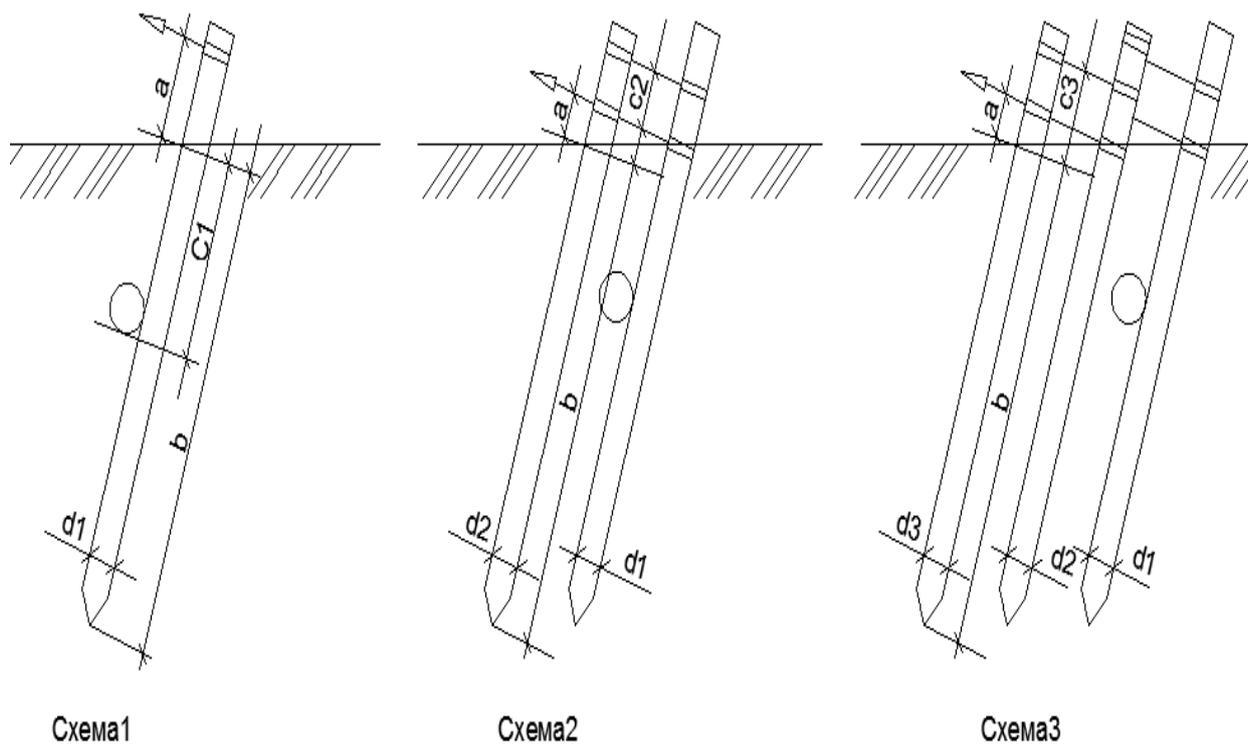


Рис. 5. Схемы свайных якорей.

Таблица 1. Размеры свайных якорей

Усилие в якорь, кН	a	b	Схема 1		Схема 2		Схема 3	
			c ₁	d ₁	c ₂	d ₂	c ₃	d ₃
10	300	1500	400	180	—	—	—	—
15	300	1500	400	200	—	—	—	—
20	300	1500	400	260	—	—	—	—
30	300	1500	400	200	900	220	—	—
40	300	1500	400	220	900	250	—	—
50	300	1500	400	240	900	260	—	—
60	300	1500	400	200	900	220	900	280
80	300	1500	400	220	900	250	900	300
100	300	1500	400	240	900	260	900	330

Таблица 2. Характеристика стальных свайных якорей из труб или сваренных между собой полками двух швеллеров или двутавров

Профиль	Размеры сечения или номер профиля	Длина сваи, мм	Усилие на якорь, кН
Труба	219/8	2500	30
Швеллер	22	2400	30
	27	2650	50
Двутавр	18	2500	30
	22	2950	50

Задание для самостоятельной работы: Рассчитать свайный якорь на усилие в анкере 60 кН для трех схем по рис. 5.

Занятие №5

Монтаж решетчатых башен с использованием шевров

Монтаж решетчатых башен в большинстве случаев осуществляется при помощи шевров (падающей стрелы) [4]. При данном способе монтажа возникает задача по определению мест строповки решетчатой башни. А именно, в момент начала подъема башни в ее элементах возникают значительные усилия от собственного веса. Поэтому необходимо определить места строповки при которых в элементах решетчатой башни будут действовать усилия не превышающие расчетные, или предусмотреть усиление элементов с недостаточной несущей способностью. Расчетная схема решетчатой башни приведена на рис. 6.

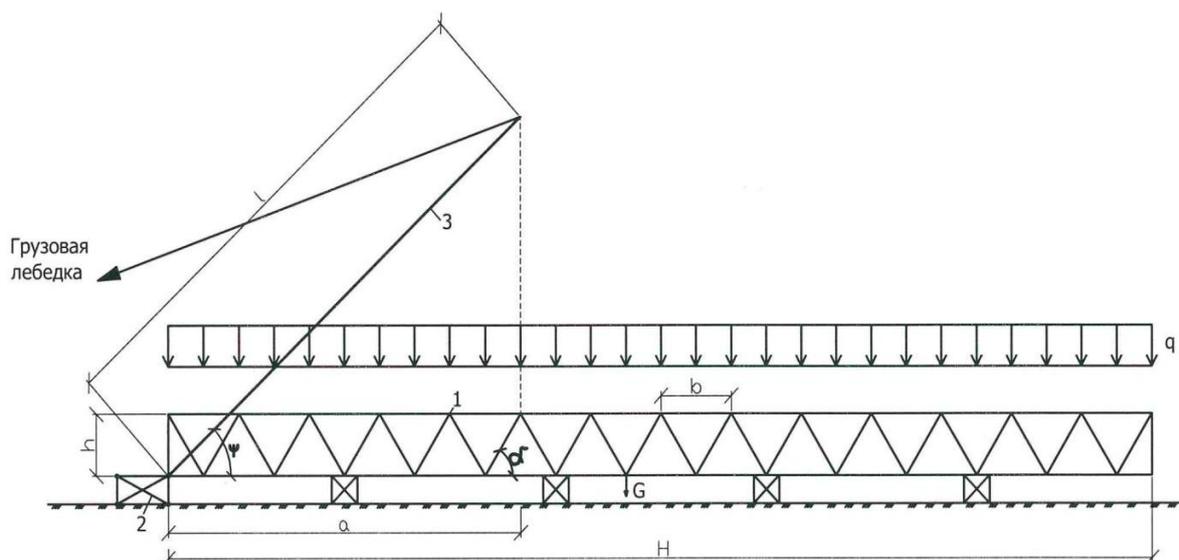


Рис. 6. Расчетная схема башни в момент подъема: 1 – решетчатая башня; 2 – фундамент; 3 – шевр; Н - высота башни; h – высота сечения башни; G – масса башни, замененная равномерно-распределенной нагрузкой; l – длина шевра; a – расстояние от шарнирной опоры до места строповки.

Последовательность решения. При указанных выше параметрах необходимо определить место строповки (размер «а»), при котором обеспечивается несущая способность элементов башни.

Определяем значение расчетной равномерно-распределенной нагрузки на башню в момент подъема, считая, что основанием башня шарнирно закреплена на фундаменте:

$$q = \frac{\gamma_n \cdot G}{H}, \quad (1)$$

где $\gamma_n=1,2$ – коэффициент надежности по нагрузке.

Определяем усилия в стенах башни при принятой схеме строповки. Значение максимального изгибающего момента:

$$M_{max} = \frac{q(H - a)^2}{2}, \quad (2)$$

Усилие в башне:

$$N_n = \frac{M_{max}}{2 \cdot h}, \quad (3)$$

Усилие в раскосах:

$$N_p = \frac{Q}{4\sin\alpha}, \quad (4)$$

где Q – значение перерезывающей силы (усилие в стропе шевра); α – угол наклона раскоса (рис. 6).

Перерезывающая сила Q равна:

$$\sum M_0 = 0, \quad \frac{qH^2}{2} = Q \cdot \alpha, \quad Q = \frac{qH^2}{2\alpha}, \quad (5)$$

Проверка несущей способности элементов башни. Максимальное напряжение в сжатом поясе башни:

$$\tau = \frac{N_n}{\varphi A_n} \leq R_y \gamma_c, \quad (6)$$

где A_n - площадь сечения пояса; φ – коэффициент продольного изгиба; R_y - расчетное сопротивление стали; γ_c - коэффициент условия работы.

Напряжение в сжатом раскосе:

$$\tau = \frac{Q}{\varphi A_p} \leq R_y \gamma_c, \quad (7)$$

При выполнении условий (6) и (7) место строповки выбрано правильно. При невыполнении указанных условий назначают новую точку строповки или увеличивают количество точек строповки.

Задание для самостоятельной работы: необходимо подобрать место строповки решетчатой башни при следующих параметрах: $H=42\text{м}$; $h=3\text{м}$; $v=2\text{м}$; $\alpha=71,6^\circ$ ($\tan \alpha = 3$), длина шевра - 18м (угол наклона шевра $\psi \geq 30^\circ$), сечение раскосов - L140x140x10мм, сечение раскоса: L120x120x8 мм, материал - сталь С245, масса башни - $G=20\text{т}$.

Занятие №6

Монтаж стропильных ферм и расчет на период подъема

Стропильные фермы рассчитаны на эксплуатационные нагрузки (собственный вес, снеговая нагрузка) при установке ее на опоры и раскрепления из плоскости системой связей. При монтаже расчетная схема фермы зависит от ее строповки (за один узел, за несколько узлов, с траверсой или без нее), а действующей нагрузкой в этом случае является собственный вес фермы. Указанные обстоятельства требуют проведения расчетов устойчивости фермы на период ее монтажа [5].

Последовательность решения. При рассмотрении ферм на стадии подъема последние рассматриваются как упругие сплошные пластинки с опорами в местах строповки при приложении нагрузки от собственного веса на расстоянии H_0 от верхнего пояса:

$$H_0 = \beta \cdot \frac{H}{2}, \quad (1)$$

где H_0 – высота фермы; β – коэффициент, равный $\beta = \frac{(2G_H + G_p)}{G_\phi}$, при этом G_H – масса нижнего пояса фермы; G_p – масса раскосов; G_ϕ – масса всей фермы.

Решение системы дифференциальных уравнений описывающих условия равновесия такой пластинки при изгибе из плоскости и закручивании с учетом геометрических и статических граничных условий позволяет определить кинетический собственный вес, который может вызвать потерю плоской формы изгиба фермы при подъеме. По методике Лукьянова Н.И., кинетическая нагрузка от собственного веса выражается формулой:

$$q_{кр} = 160 \cdot \beta \cdot \gamma \cdot E \cdot H \cdot \frac{J_H + J_B}{L_4}, \quad (2)$$

где β – определяется по (1); E – модуль упругости стали; H – высота фермы в месте строповки; J_H, J_B – моменты инерции нижнего и верхнего пояса фермы соответственно из плоскости; L – пролет фермы; γ – определяется из выражения:

$$\gamma = \frac{6}{20 \cdot (1 - \alpha) - 5 \cdot (1 - \alpha) \cdot 4 - 9}, \quad (3)$$

где $\alpha = L_{\text{стр}}/L$, где $L_{\text{стр}}$ – расстояние между точками строповки.

Устойчивость фермы обеспечена если выполняется условие:

$$\frac{q_{\text{кр}}}{q_{\text{ф}}} \geq k_y, \quad (4)$$

где $q_{\text{кр}}$ – критическая погонная нагрузка, определяемая по (2); $q_{\text{ф}}$ – фактическая погонная нагрузка от собственной массы фермы; K_y – коэффициент запаса устойчивости.

Значение коэффициента запаса устойчивости зависит от ряда факторов и может быть принято равным:

- для малоуглеродистых сталей – 1,6;
- для низколегированной стали – 1,7.

Определение критической нагрузки для поднимаемой фермы следует начинать для случая строповки за одну точку т.е. при $\alpha = 0$. Если условие (4) не обеспечивается, то следует переходить к строповке за 2 точки, при этом $\alpha = L_{\text{стр}}/L$ не должно превышать 0,54.

По методике, предложенной Лейтесом С.Д., критическая сила потери устойчивости определяется по формуле:

$$N_{\text{кр}} = \frac{U_m \cdot E \cdot J}{L}, \quad (5)$$

здесь $U_m = \pi/\mu$, где $\pi=3,14$; μ – коэффициент свободной длины, определяется по графику (рис. 7) в зависимости от $\beta=(H_{\text{оп}}/H) \cdot \mu \cdot \alpha$, E – модуль упругости стали; J – момент инерции нижнего пояса из плоскости; L – пролет фермы.

Условие обеспечения устойчивости фермы при монтаже записывается следующим образом:

$$\frac{N_{\text{кр}}}{N} > K_z, \quad (6)$$

где N – усилие в нижнем поясе в месте строповки:

$$N = \frac{M}{N} = \frac{q \cdot a^2}{2 \cdot H}, \quad (7)$$

где q – погонная нагрузка от собственной массы фермы; a – расстояние от точки строповки до края фермы; H – высота фермы в месте строповки.

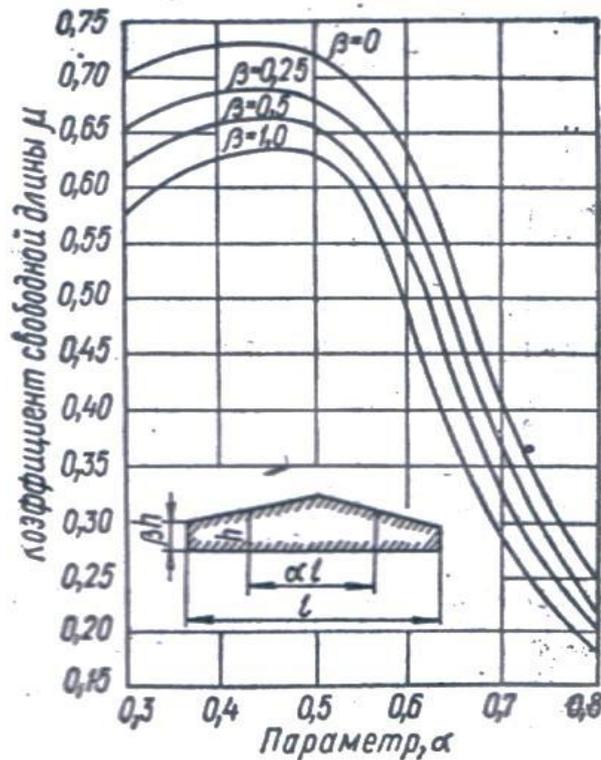


Рис. 7. График зависимости μ от α и β .

Для стропильных и подстропильных ферм по типовым сериям 1.460-2 и 1.460-4 места их строповки при подъеме по условиям обеспечения устойчивости ферм приведены в таблице 3. Указанные типовые серии используются как справочный материал для проектирования.

Таблица 3. Значения коэффициента γ для наиболее распространенных случаев.

$l, м$	18		24		30		36		
$L, м$	3	6	6	12	6	12	6	12	18
γ	1,15	1,77	1,36	8,73	1,21	2,55	1,14	1,79	8,73
Примечания: при $l=0$ для любого значения L коэффициент $\gamma = 0$; во всех случаях должно быть $l \geq 0,5L$.									

Если при всех возможных видах строповки ферм не обеспечивается устойчивость, то сжатый пояс на период подъема следует усилить. При этом расчет устойчивости фермы следует выполнять с учетом усиления. Моменты инерции пояса следует определить:

- при жестком креплении как единого целого;
- при податливом креплении как сцепку моментов инерции пояса и усиления.

Задание для самостоятельной работы: дать рекомендации по монтажу (указать места строповки) ферм пролетом 30м. Схема фермы, сечения элементов и масса фермы приведены на рис. 10 и в таблице 6.

Занятие №7-8

Обеспечение устойчивости ферм в процессе монтажа

После установки стальных ферм любого очертания на опоры в процессе монтажа необходимо до расстроповки обеспечить их устойчивость против опрокидывания от ветровых нагрузок и устойчивость плоской формы изгиба от усилий, вызванных собственной массой [3, 5]. Аналогичные виды устойчивости необходимо обеспечить и в процессе демонтажа после снятия раскрепляющих ферму конструкций (прогонов, связей, плит покрытия). Действующий на ферму опрокидывающий момент от расчетной ветровой нагрузки следует рассчитывать в соответствии с требованиями [2]. Несущая способность опорных узлов ферм должна определяться их конструктивным решением, а также болтами и сварными швами, закрепляющими ферму к опорам. Удерживающее влияние собственной массы фермы учитывать не следует. Для ферм, опирающихся верхним поясом (с нисходящим опорным раскосом), проверка на опрокидывание не требуется.

Последовательность решения. Опрокидывающий момент определяется по формуле:

$$M_{\text{опр}} = \left[(h_{\text{в}} \cdot L) \cdot H + \sum_{i=1}^n l_i \cdot h_{pi} \cdot \frac{H}{2} \right] \gamma_n \cdot q \cdot C_x \quad , \quad (1)$$

где h_b – высота сечения верхнего пояса фермы; L – пролет фермы; H – общая высота фермы; h_{pi} – высота сечения i -го раскоса; l_i – длина i -го раскоса; q^H – нормативная ветровая нагрузка; $\gamma_n=1,4$ – коэффициент надежности по нагрузке; $C_x = (0,8+0,6)=1,4$ – аэродинамический коэффициент.

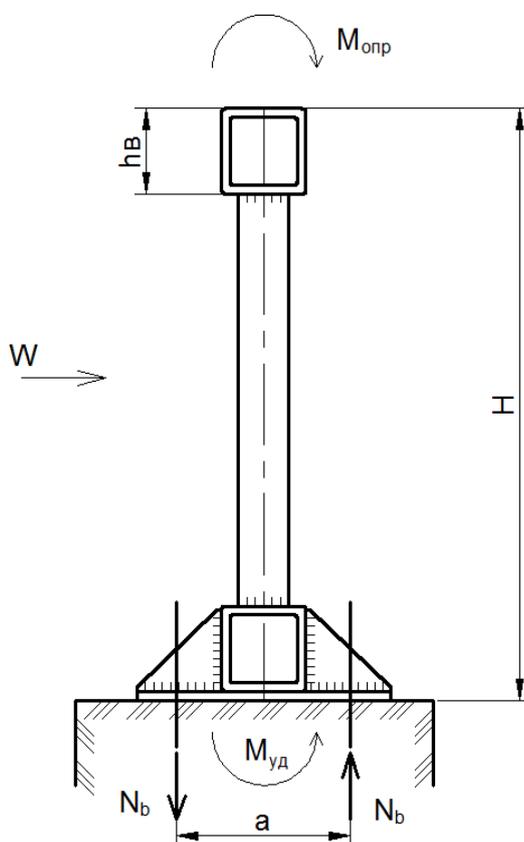


Рис. 8. Опираие фермы на нижний пояс.

Усилие в анкерных болтах находим по формуле:

$$N_b = \frac{M_{\text{опр}} \cdot \gamma}{2 \cdot a}, \quad (2)$$

где $h_b=180\text{мм}$; $a=280\text{мм}$; $\gamma=2,6$ – коэффициент надежности; $d=20\text{мм}$ – диаметр болта; $R_{bt}=2000 \text{ кг/см}^2$ – для класса болтов 5.8.

Несущая способность болта на растяжение:

$$[N_b] = R_{bt} \cdot A_{bn} = 2000 \cdot 2.45 = 4900 \text{ кг}, \quad (3)$$

Условие прочности:

$$[N_b] > N_b, \quad (4)$$

Если устойчивость против опрокидывания не обеспечена, то верхний пояс в узлах необходимо раскрепить парными расчалками или распорками, число которых и места их установки следует принимать с учетом обеспечения устойчивости плоской формы изгиба ферм. Рекомендуемые диаметры канатов расчалок приведены в таблице 4.

Таблица 4. Рекомендуемые диаметры канатов расчалок

Пролет фермы, м	Рекомендуемые диаметры каната расчалок, мм	Предельное усилие предварительного натяжения в расчалке $T_{p.пред}$, кг
24	15-17,5	500
30	17-19,5	750
36	20-22,5	750
42	24-25,5	1000

Площадь сечения расчалки или распорки следует проверять на усилие, возникающее от действия расчетной ветровой нагрузки (для расчалок необходимо добавлять усилие от предварительного натяжения по таблице 4) без учета работы болтов и сварных швов в опорных узлах ферм. Коэффициент надежности каната расчалок должен быть не менее 3.

Таблица 5. Значения коэффициентов a_1 и a_2

$\frac{I_{min}^y}{I_{max}^y}$	При одной ступени изменения сечения на половине длины пояса		При двух ступенях изменения сечения на половине длины пояса	
	a_1	a_2	a_1	a_2
0,2	0,746	0,252	0,878	0,308
0,4	0,906	0,482	0,921	0,532
0,6	0,959	0,685	0,957	0,712
0,8	0,985	0,850	0,981	0,870
1,0	1,000	1,000	1,000	1,000

Примечание – значения a_1 и a_2 для промежуточных отношений $\frac{I_{min}^y}{I_{max}^y}$ следует вычислять методом линейной интерполяции

Винтовые стяжки для натяжения расчалок, якоря или смонтированные конструкции следует подбирать (рассчитывать) на усилие, равное 1/3 разрывного усилия каната, принятого для расчалок данной пары.

Устойчивость плоской формы изгиба ферм с параллельными или слабонаклонными (до 1:10) поясами двутаврового, таврового (включая сечение из парных уголков), трубчатого (прямоугольного, круглого) или другого симметричного относительно вертикальной оси сечения следует проверять по формуле:

$$\frac{Q_{кр.вр}}{Q_{ф}} \geq \gamma_{вр}, \quad (5)$$

где $Q_{кр.вр}$ - критическая масса фермы, определяемая в зависимости от наличия раскреплений верхнего пояса (расчалками или распорками); $Q_{ф}$ - собственная масса фермы, определяемая по рабочей документации; $\gamma_{вр}$ - коэффициент надежности при временном раскреплении фермы, принимаемый $\gamma_{вр} \geq 2,6$.

Для ферм, не раскрепленных в пролете против опрокидывания, критическую массу следует определять по формуле:

$$Q_{кр.вр} = 164 \frac{EJ_{в}^y}{L_{вр}^2 L} \left(1 + \frac{L_{вр}^2}{10} \sqrt{\frac{c}{EJ_{в}^y}} \right), \quad (6)$$

где E - модуль упругости стали; $J_{в}^y$ - момент инерции верхнего пояса из плоскости фермы; при ступенчатом уменьшении сечения по длине пояса от середины к опорам следует принимать приведенный момент инерции, определяемый произведением момента инерции участка с максимальным сечением на коэффициент a_2 согласно таблице 5; H - высота фермы (при слабонаклонном поясе следует принимать высоту, усредненную в одной четверти пролета); $L_{вр}$ - приведенная длина верхнего пояса, которую для ферм, опирающихся нижним поясом следует принимать равной:

- при неослабленных сечениях верхнего пояса в крайних панелях - фактической длине верхнего пояса с учетом наклона;

- при ослабленных сечениях верхнего пояса в крайних панелях - длине верхнего пояса между узлами примыкания восходящих опорных раскосов и суммарной длине этих раскосов;

L - длина (пролет) фермы; для ферм, опирающихся верхним поясом, за $L_{пр}$ следует принимать фактическую длину пояса (пролет фермы), а за L - длину нижнего пояса между узлами примыкания нисходящих опорных раскосов и их суммарную длину; \bar{c} - коэффициент упругой поддержки верхнего пояса, определяемый по формуле:

$$\bar{c} = 2 \cdot C_n \cdot l \cdot n \cdot \frac{C_p}{C_n}, \quad (7)$$

$$\text{где } C_n = \frac{2GJ_n^k}{H^2 L^2}; J_k = 2h^3 t, \quad (8)$$

$G = 0,81 \cdot 10^6$ кг/см² – модуль сдвига стали; J_n^k – момент инерции нижнего пояса на кручение; при ступенчатом изменении сечения по длине нижнего пояса указанный момент инерции следует принимать как среднее значение для всех участков пояса.

$$C_p = \frac{3E}{L} \sum_i^k \frac{J_i}{l_i^3}, \quad (9)$$

где J_i – момент инерции из плоскости фермы i -го элемента решетки; l_i – длина i -го элемента решетки; k – число элементов решетки в ферме.

Если критическая масса фермы, подсчитанная по формуле 2, не соответствует условию формулы 3, то верхний пояс в узлах необходимо раскрепить парными расчалками или распорками.

Для ферм, раскрепленных в пролете от опрокидывания или по условиям обеспечения устойчивости плоской формы изгиба парными расчалками, критическую массу следует определять по формуле:

$$Q_{кр.фр} = \frac{80n^2 EJ_g^y}{L_{пр}^2 L} + \frac{16H}{L} \sqrt{\bar{c} EJ_g^y - N_n}, \quad (10)$$

где n - число равных по длине участков сжатого пояса между узлами раскреплений (разница длин участков допускается не более 3 м); N_n - величина, учитывающая дополнительное усилие в верхнем поясе от усилий в расчалках и определяемая по формуле:

$$N_n = 8T_{p.пред}KVD \quad , (11)$$

где $T_{p.пред}$ - предельное усилие предварительного натяжения в наиболее напряженной расчалке, определяемое по таблице 4; k - коэффициент, зависящий от числа пар расчалок: при одной паре $K = 0,25$; при двух парах $K = 0,333$; при трех парах $K = 0,375$;

Раскрепление ферм больше чем тремя парами расчалок не допускается.

$$V = \frac{L_{np}}{L} \quad , \quad (12)$$

$$D = \sin \alpha_2 + \frac{\cos \alpha_2 \cos \varphi_2}{\cos \alpha_1 \cos \varphi_1} \quad , \quad (13)$$

Величину D следует вычислять для каждой пары расчалок. При этом индекс «1» относится к углам наиболее напряженной расчалки данной пары, т.е. такой, для которой произведение косинусов углов ($\cos \alpha$, $\cos \varphi$) меньше аналогичного произведения для другой расчалки (рис. 9). Для расчалок, расположенных с углами α в пределах $30-45^\circ$ и φ в пределах $0-45^\circ$, допускается принять $D = 1,7$.

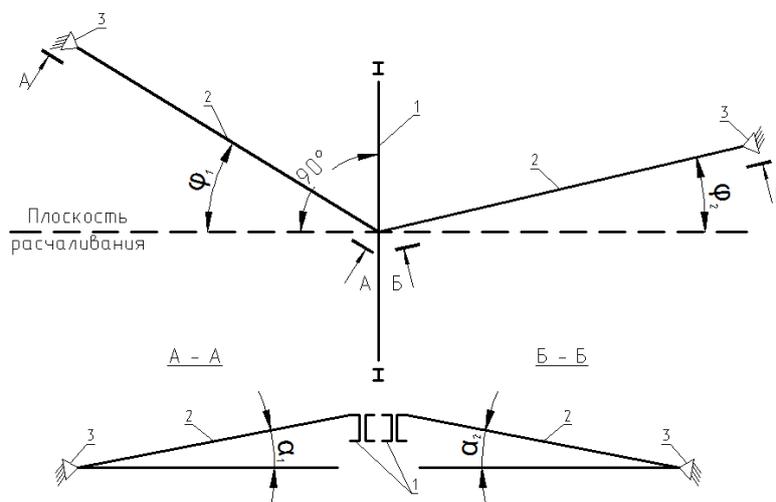


Рис. 9. Схема раскрепления ферм расчалками: 1 – ферма; 2 – расчалка; 3 – якорь.

Для обеспечения устойчивости ферм, раскрепленных расчалками, необходимо до расстроповки довести с помощью винтовых стяжек усилие предварительного натяжения в менее напряженной расчалке данной пары (у которой произведение косинусов углов большее) до значения:

$$T_{р.мин} = l_p A_p \sqrt[3]{\frac{C_1 B J_B^y \cos \alpha_0}{A_p L_{пр}^2 \cos^2 \alpha_0 - C_2 B J_B^y l_p}}, \quad (14)$$

$$B = \gamma_{вр} \frac{Q_\phi}{Q_{кр.вр}}, \quad (15)$$

где l_p - длина менее напряженной расчалки; A_p - площадь сечения каната расчалки; α_0 - угол наклона к горизонту проекции расчалки длиной l_p , на плоскость расчаливания;

$$\tan \alpha_0 = \frac{\tan \alpha}{\cos \varphi}, \quad (16)$$

где α и φ - углы менее напряженной расчалки; C_1 и C_2 - коэффициенты, зависящие от числа пар расчалок:

- при одной паре $C_1 = 1290$ и $C_2 = 570$;
- при двух парах $C_1 = 6550$ и $C_2 = 2890$;
- при трех парах $C_1 = 17650$ и $C_2 = 7770$.

Величину $T_{р.мин}$ в процессе натяжения следует контролировать в менее напряженной расчалке пары.

Усилие предварительного натяжения в более напряженной расчалке данной пары следует определять по формуле:

$$T_{р.макс} = T_{р.мин} \frac{\cos \alpha_2 \cos \varphi_2}{\cos \alpha_1 \cos \varphi_1}, \quad (17)$$

где индекс «1» относится к углам более напряженной расчалки.

При этом должно соблюдаться условие:

$$T_{р.макс} \leq T_{р.макс}, \quad (18)$$

Если условие по формуле 18 не соблюдается, то необходимо изменить углы расположения или длину расчалок (одной или обеих).

Для ферм, раскрепленных в пролете от опрокидывания или по условиям обеспечения устойчивости плоской формы изгиба распорками, критическую массу следует определять по формуле (10) без дополнительного усилия в верхнем поясе, т.е. при $N_n = 0$.

Площадь сечения распорок для обеспечения устойчивости плоской формы изгиба ферм следует подбирать на следующие условные усилия в зависимости от марки стали верхнего пояса [3]: для стали С235 и С245 - $20A_b$, для стали С345 - $30A_b$, для стали С375 - $40A_b$, где A_b - площадь сечения пояса в узлах раскрепления.

Задание для самостоятельной работы: выполнить расчет устойчивости фермы пролетом 30м в месте ее установки (рис. 10, табл. 6).

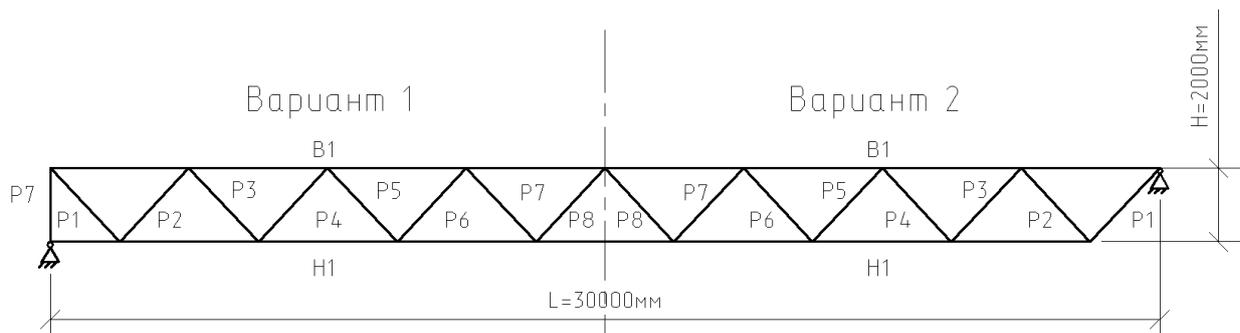


Рис. 10. Пример для расчета устойчивости фермы в процессе монтажа.

Табл. 6. Исходные данные для самостоятельного решения.

Расчетная нагрузка $q=1,8$ т·м	
Сечение элементов фермы	Масса фермы
В1 – Гн 180x140x5 мм	$G_{\phi} = 2630$ кг
Н1 – Гн 160x120x5 мм	
Р1 – Гн 120x120x5 мм	Опорная реакция $R_A = 27$ т
Р2 – Гн 120x120x5 мм	
Р3÷Р7 – Гн 100x100x4 мм	
Р8 – Гн 100x100x3 мм	
Сталь для В1, Н1, Р1 и Р2 – С345,	
для Р8 – С245	

Занятие №9

Расчет и конструирование траверсы, работающей на изгиб

Последовательность решения.

1. Расчетная схема траверсы.

Расчетная схема траверсы представлена на рис. 11.

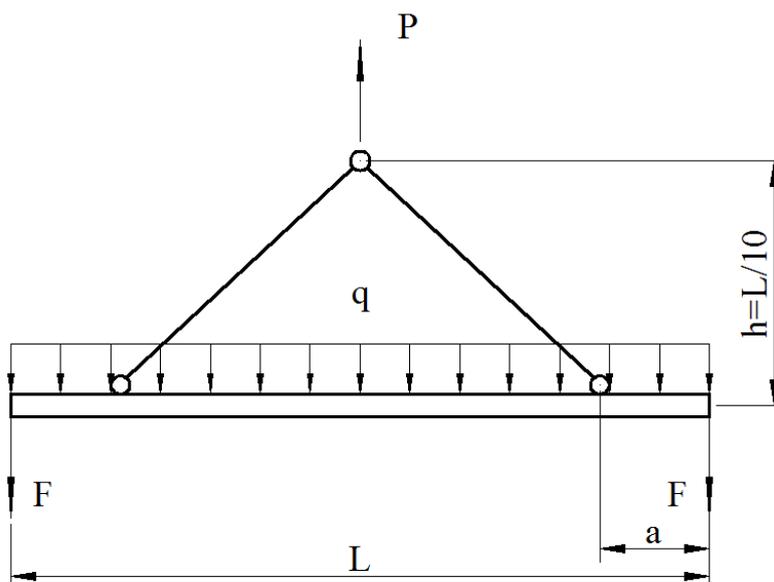


Рис. 11. Расчетная схема траверсы.

2. Нагрузки, действующие на траверсу.

Нагрузка от собственной массы траверсы (рис. 11):

$$Q = \gamma_f \cdot q_0,$$

где $\gamma_f = 1,05$ - коэффициент надежности по нагрузке; q_0 - распределенная масса траверсы (согласно заданию).

Нагрузка от массы поднимаемого груза (рис. 11):

$$P = \frac{G \cdot \gamma_f \cdot \gamma_0}{2},$$

где $\gamma_f = 1,1$ - коэффициент надежности по нагрузке; γ_0 - коэффициент динамичности; G - масса поднимаемого груза.

3. Определение усилий в элементах траверсы.

Усилия в элементах траверсы могут быть определены аналитически или с использованием современных программных комплексов, например, «Лира». Эпюры изгибающих моментов и продольных усилий приведены на рис. 12.

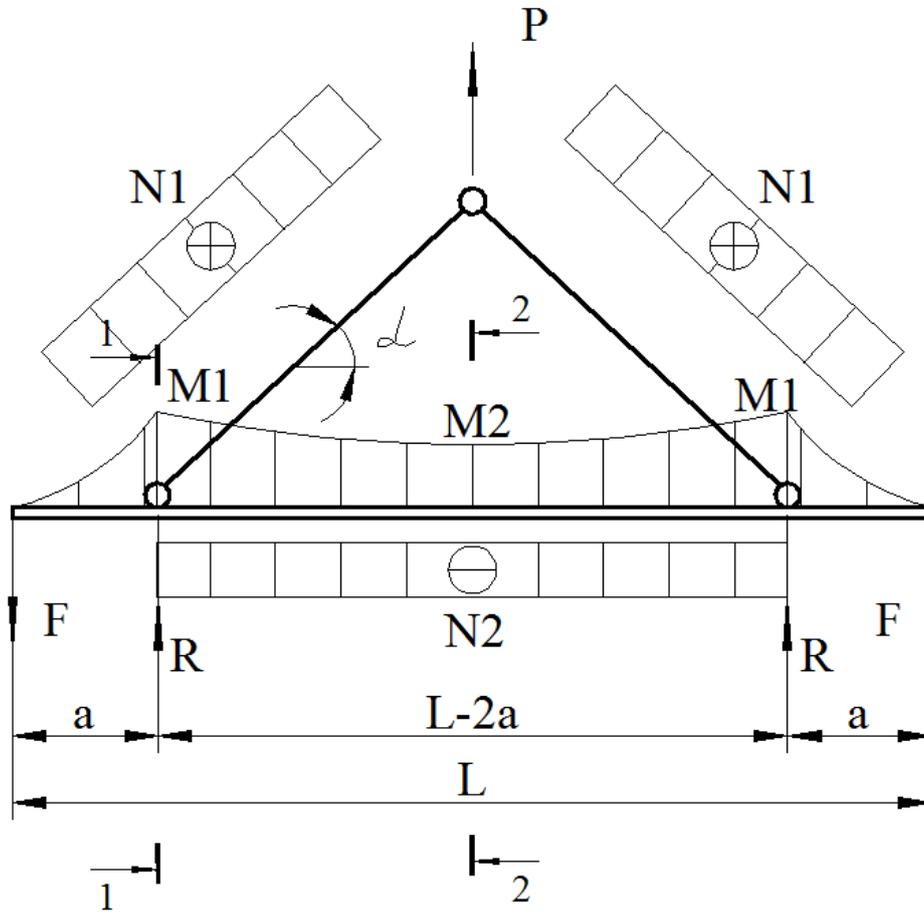


Рис. 12. Эпюры изгибающих моментов и продольных усилий.

$$P = 2F + ql; R = F + \frac{ql}{2};$$

$$N_1 = \frac{R}{\sin \alpha}; \alpha = \arctg \left(\frac{h}{\frac{l}{2} - a} \right);$$

$$N_2 = N_1 \cdot \cos \alpha; M_1 = Fa + \frac{qa^2}{2};$$

$$M_2 = \frac{Fl}{2} + \frac{ql^2}{8} - \left(F + \frac{ql}{2} \right) \cdot \frac{(l - 2a)}{2}.$$

4. Подбор сечений элементов траверсы.

Сечение раскосов принимается из парных прокатных уголков по ГОСТ 8509-93. Напряжение в принятом сечении проверяется по формуле для растянутого стержня [1]:

$$\sigma = \frac{N_1}{AR_y\gamma_c} \leq 1,$$

где N_1 - усилие в раскосе; A - площадь сечения нетто; R_y - расчетное сопротивление стали; $\gamma_c = 0,9$ - коэффициент условий работы.

По длине раскоса парные уголки соединяются прокладками, устанавливаемыми на расстоянии $80i$, i – радиус инерции сечения уголка относительно оси параллельной плоскости расположения прокладок.

Сечение балки-распорки принимается из круглой трубы по ГОСТ 10704-91.

Проверка напряжений в сечениях балки-распорки осуществляется по формулам [1]:

Сечение 1-1:

$$\sigma = \frac{M_1}{W_x} \leq R_y\gamma_c.$$

Сечение 2-2:

$$\sigma = \frac{N_2}{\varphi_e A} + \frac{M_2}{W_x} \leq R_y\gamma_c,$$

$$\sigma = \frac{N_2}{c\varphi_e A} \leq R_y\gamma_c.$$

5. Проверка прочности узловых соединений.

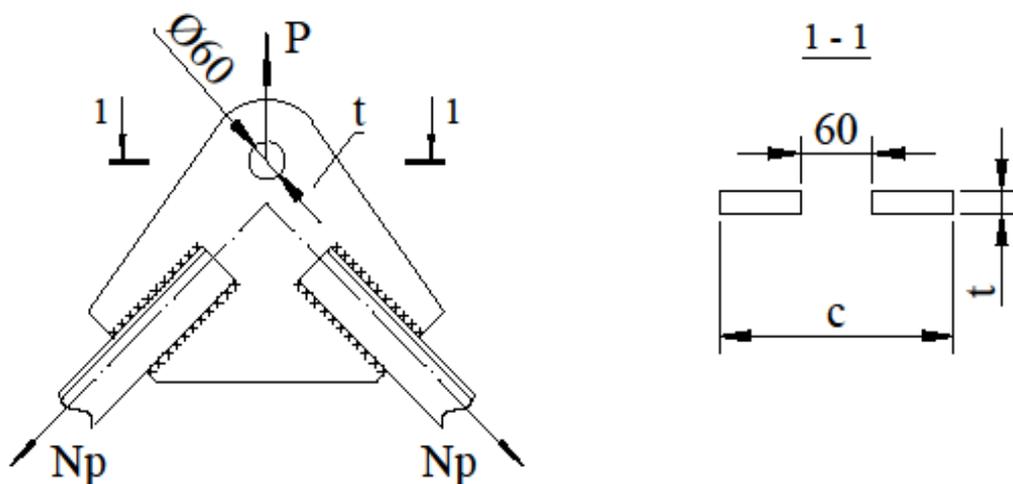


Рис. 13. Узел крепления раскосов траверсы.

Сечение 1-1:

Напряжение по ослабленному сечению:

$$\sigma = \frac{P}{A} \leq R_y \gamma_c,$$

где $A = (c - 60)t$, [мм].

Прочность сварных швов проверяется как на обушке, так и на пере на усилия, соответственно $N_{об} = 0,7N_P$ и $N_{п} = 0,3N_P$. Проверка ведется по металлу шва [1]:

$$\frac{N_{об(п)}}{\beta_f k_f l_w R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} \leq 1.$$

И по металлу границы сплавления [1]:

$$\frac{N_{об(п)}}{\beta_z k_z l_w R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} \leq 1.$$

Задание для самостоятельной работы: масса поднимаемого груза $G = 10\text{т}$; длина траверсы $L = 10\text{м}$; масса траверсы $Q = 0,7\text{т}$; сечение элементов траверсы – труба и прокатный парный уголок; толщина фасонки – 10 мм; класс стали С275; катет сварных швов – 6 мм; расчетное сопротивление по металлу шва $R_{wf} = 2000 \text{ кг/см}^2$, по границе сплавления $R_{wz} = 1710 \text{ кг/см}^2$; $a = 1 \text{ м}$.

Занятие №10

Расчет траверс, работающих на изгиб

Схема траверс, работающих на изгиб, представлена на рис. 14:

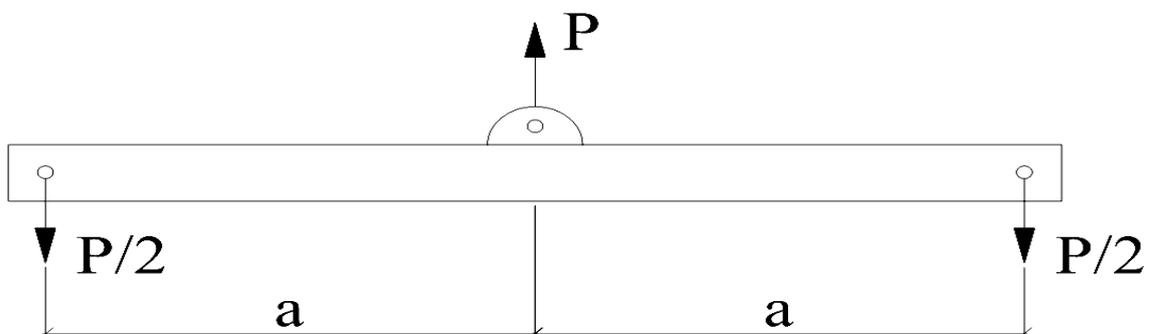


Рис. 14. Схема траверсы, работающей на изгиб.

Последовательность решения.

1. Подсчитываем нагрузку P (кг), действующего на траверсу:

$$P = G \cdot \gamma_u \cdot \gamma_d + 0,01G,$$

где G – масса поднимаемого груза;

$\gamma_u = 1,1$ – коэффициент надежности по нагрузке;

$\gamma_d = 1,1$ – коэффициент динамичности;

0,01 – доля собственной массы траверсы.

2. Определяем значение расчетного изгибающего момента:

$$M = \frac{P \cdot a}{2},$$

где a – длина плеча траверсы (рис. 14).

3. Вычисляем значение требуемого момента сопротивления:

$$W_{mp} = \frac{M}{R_y \cdot \gamma_c},$$

где R_y – расчетное сопротивление стали;

γ_c – коэффициент условия работы.

4. Выбираем для траверсы сплошного сечения одиночный двутавр по ГОСТ 26020-83 или спаренное сечение из швеллеров по ГОСТ 8240-97.

5. Выполняем проверку сварных швов узловых креплений траверсы по формулам [1]:

- по металлу шва:

$$\frac{N}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} \leq 1$$

- по металлу границы сплавления:

$$\frac{N}{\beta_z \cdot k_f \cdot l_w \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c} \leq 1$$

Задание для самостоятельной работы: масса поднимаемого груза $G=20$ т; плечо траверсы $a=6$ м; траверса выполняется из прокатных двутавров типа «к»; класс стали С345; электроды Э50; толщина фасонки – 18 мм; катет шва – 10 мм.

$$R_{\omega y} = \frac{0,55 \cdot R_{un}}{\gamma_m} = 2000 \text{ кг/см}^2;$$

$$R_{\omega z} = 0,45 \cdot R_{un} = 215 \text{ кг/см}^2.$$

Занятие №11

Расчет монтажных шевров

Шевры (падающие стрелы) используются при монтаже башен, мачт, а так же при погрузочно-разгрузочных работах [4]. Шевр представляет собой А-образную раму, состоящую из двух сборно-разборных опор, соединенных между собой распорками. В верхней части опоры соединяются при помощи ригеля (рис. 15, б) или непосредственно друг с другом (рис. 15, а).

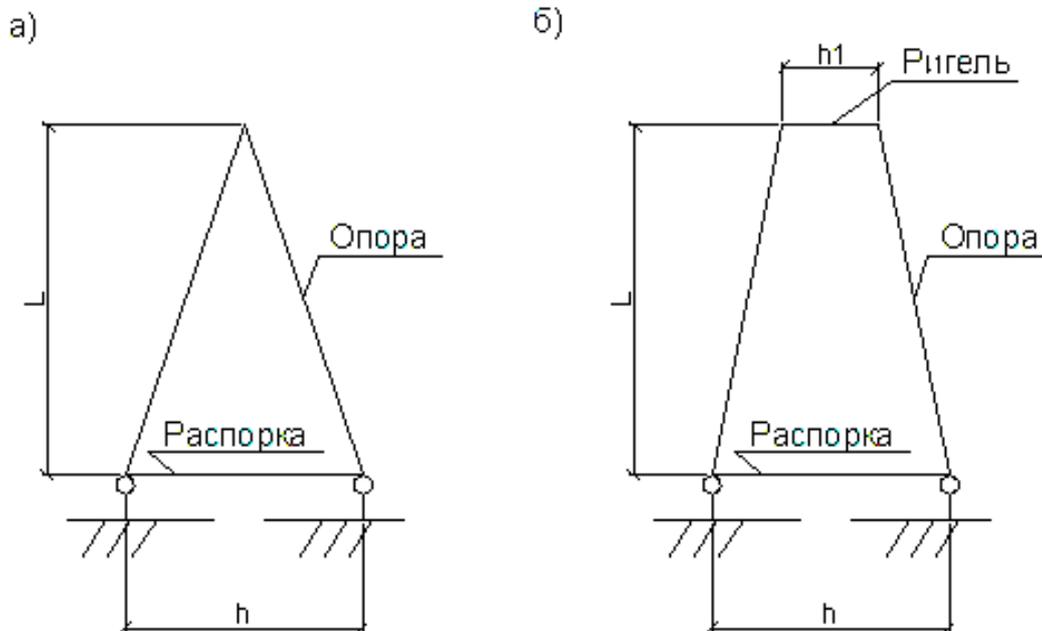


Рис. 15. Схемы шевров: а) опоры шевров, соединенных между собой; б) опоры шевров, соединенных между собой ригелем.

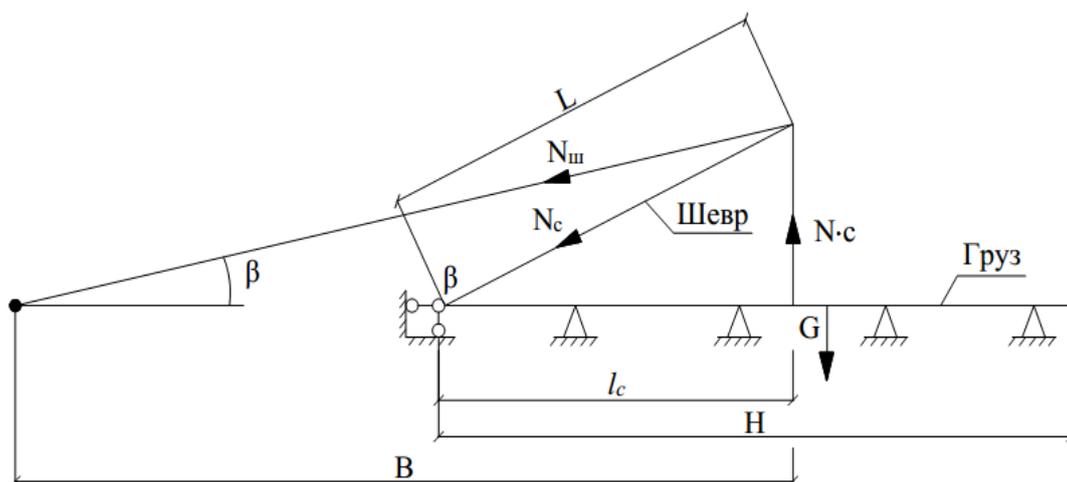


Рис. 16. Расчетная схема шевра.

Последовательность решения.

1. Определяется положение шевра относительно поднимаемого груза (в данном случае решетчатой башни высотой H и массой G). А именно, при заданной длине шевра L определяется угол наклона шевра α и место строповки (l_c).

$$l_c = L \cdot \cos \alpha$$

Обычно угол наклона шевра принимают в пределах $15-30^\circ$.

Определяют угол наклона (β) грузового полиспаста:

$$\operatorname{tg} \beta = L \cdot \sin \alpha / B,$$

где B - расстояние от лебедки до места строповки груза.

Значение угла наклона грузового полиспаста принимается в пределах $20-25^\circ$.

2. Определяют усилие на грузовой полиспаст (N_n) и усилие на стойки шевра (N_u).

Вначале определяют усилие в стропе при равномерно распределенной нагрузке от массы груза:

$$g = \frac{\gamma_f \cdot G}{H},$$

где $\gamma_f = 1,2$ - коэффициент надежности по нагрузке; G - масса поднимаемой балки; H - высота башни.

Усилие равно:

$$N_c \cdot l_c = \frac{\gamma_f \cdot G \cdot H}{2}, \text{ откуда}$$

$$N_c = \frac{\gamma_f \cdot G \cdot H}{2 \cdot l_c}.$$

Усилие в грузовом полиспасте и шевре находится из решения системы уравнений:

$$\begin{cases} N_u \cdot \cos \alpha - N_n \cdot \cos \beta = 0 \\ N_u \cdot \sin \alpha - N_n \cdot \sin \alpha - N_c = 0 \end{cases}$$

3. Находим усилие в опорах шевра (N) согласно рис. 16:

$$N = \frac{N_u}{2 \cdot \cos \gamma}$$

$$\operatorname{tg} \gamma = \frac{h}{2 \cdot L}$$

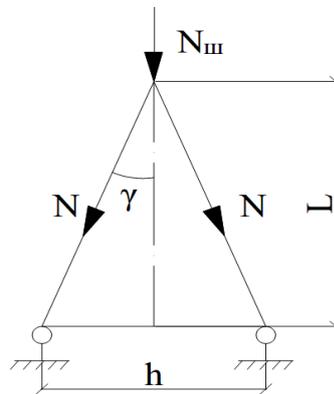


Рис. 17. Схема определения усилий в ветвях шевра.

Изгибающий момент в стойке шевра от собственной массы (g_u) с вылетом $l = L \cdot \cos \alpha$.

$$M = \frac{g_u \cdot (L \cdot \cos \alpha)^2}{8},$$

$$g_u = \frac{\gamma_f \cdot G_{ш}}{L},$$

где G_u – масса шевра; L – длина шевра; $\gamma_f = 1,2$ – коэффициент надежности по нагрузке.

4. Подбор сечения опоры шевра.

При заданных значениях продольного усилия N и изгибающего момента M требуется подобрать сечение круглой трубы из стали класса С275.

4.1. Определяем расчетную длину опоры шевра:

$$l_p = \frac{L}{\cos \gamma \cdot \mu} = 1 \cdot \frac{L}{\cos \gamma}$$

4.2. Принимаем предварительно сечение трубы из условия, что гибкость:

$$\lambda_p = \frac{l_p}{i_p} \leq [120].$$

По найденному сечению трубы, определяем условную гибкость:

$$\bar{\lambda}_c = \lambda_p \sqrt{\frac{R_y}{E}}.$$

Эксцентриситеты: относительный $m = \frac{M}{N} \cdot \frac{A}{W}$, приведенный

$$m_{ef} = \eta \cdot m.$$

Далее выполняем проверку устойчивости принятого сечения опоры:

$$\frac{N}{\varphi_{ef}} \cdot A \cdot R_y \cdot \lambda_c \leq 1,$$

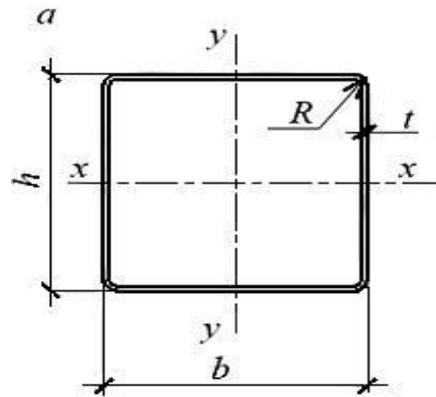
при значениях $m_{ef} > 20$ расчет опор выполняют как изгибаемый элемент.

Задание для самостоятельной работы: подобрать сечение стоек шевра длиной $L= 12$ м, высотой на опоре $h=3$ м. Сечение стоек круглая электросварная труба по ГОСТ 10704-91 из стали С275 по ГОСТ 27772-88. Шевр предназначен для подъема решетчатой башни высотой $H = 30$ м с поперечным сечением 3х3м и массой 25т. Предварительно массу шевра принять равной 1,6т.

Приложение

ГОСТ 30245-2012 «Профили стальные гнутые замкнутые сварные квадратные и прямоугольные для строительных конструкций»

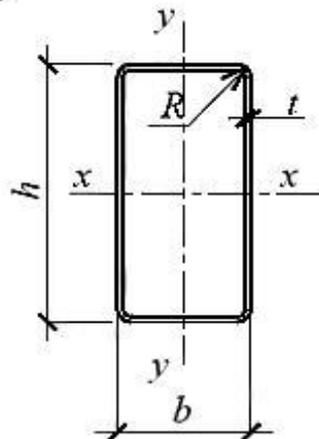
Сортамент



<i>h</i>	<i>b</i>	<i>t</i>	Площадь поперечного сечения	Справочные величины для осей			Масса 1 м, кг
				x-x			
мм				$J_x, J_y, \text{см}^4$	$W_x, W_y, \text{см}^3$	$i_x, i_y, \text{см}$	
80	80	4,0	11,75	111,0	27,74	3,07	9,22
		4,5	13,07	121,5	30,37	3,05	10,26
		5,0	14,36	131,3	32,83	3,02	11,27
		5,5	15,61	140,3	35,12	3,00	12,25
		6,0	16,83	149,0	37,24	2,97	13,21
		6,5	17,66	151,0	37,76	2,92	13,86
		7,0	18,76	157,4	39,34	2,90	14,72
		7,5	19,82	163,0	40,76	2,87	15,56
		8,0	20,84	168,0	42,01	2,84	16,36
90	90	4,0	13,35	161,8	35,96	3,48	10,48
		4,5	14,87	177,8	39,50	3,46	11,67
		5,0	16,36	192,8	42,84	3,43	12,84
		5,5	17,81	206,9	45,99	3,41	13,98
		6,0	19,23	220,2	48,94	3,38	15,10
		6,5	20,26	225,3	50,07	3,34	15,90
		7,0	21,56	235,8	52,40	3,31	16,92
		7,5	22,82	245,4	54,54	3,28	17,91
		8,0	24,04	254,2	56,48	3,25	18,87
100	100	4,0	14,95	225,1	45,02	3,88	11,73
		4,5	16,67	247,5	49,50	3,85	13,08
		5,0	18,36	270,9	54,19	3,84	14,41
		5,5	20,01	291,6	58,32	3,82	15,71
		6,0	21,63	311,2	62,24	3,79	16,98
		6,5	22,86	320,6	64,12	3,75	17,94
		7,0	24,36	336,7	67,33	3,72	19,12
		7,5	25,82	351,6	70,32	3,69	20,27

		8,0	27,24	365,4	73,09	3,66	21,39
120	120	4,0	18,15	402,2	67,03	4,71	14,25
		4,5	20,27	444,5	74,09	4,68	15,91
		5,0	22,36	485,3	80,88	4,66	17,55
		5,5	24,41	524,3	87,39	4,63	19,16
		6,0	26,43	561,8	93,64	4,61	20,75
		6,5	28,06	584,6	97,43	4,56	22,03
		7,0	29,96	616,8	102,8	4,54	23,52
		7,5	31,82	647,3	107,9	4,51	24,98
		8,0	33,64	676,2	112,7	4,48	26,41
140	140	4,0	21,35	651,1	93,07	5,52	16,76
		4,5	23,87	722,1	103,2	5,50	18,74
		5,0	26,36	790,3	112,9	5,48	20,69
		5,5	28,81	856,3	122,3	5,45	22,62
		6,0	31,23	920,0	131,4	5,43	24,52
		6,5	33,26	963,6	137,7	5,38	26,11
		7,0	35,56	1020	145,7	5,36	27,91
		7,5	37,82	1074	153,5	5,33	29,69
		8,0	40,04	1126	160,8	5,30	31,43

б

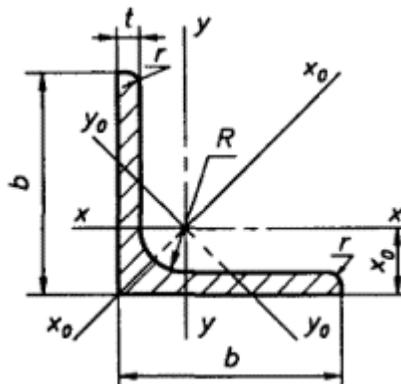


h	b	t	Площадь поперечного сечения А, см ²	Справочные значения величин для осей						Масса 1 м, кг
				x-x			y-y			
				$J_x, \text{см}^4$	$W_x, \text{см}^3$	$i_x, \text{см}$	$J_y, \text{см}^4$	$W_y, \text{см}^3$	$i_y, \text{см}$	
80	70	4,0	10,95	99,42	24,86	3,01	80,77	23,08	2,72	8,59
		4,5	12,17	108,7	27,17	2,99	88,20	25,20	2,69	9,55
		5,0	13,36	117,3	29,31	2,96	95,09	27,17	2,67	10,48
		5,5	14,51	125,2	31,30	2,94	101,5	28,98	2,64	11,39
		6,0	15,63	132,5	33,14	2,91	107,3	30,66	2,62	12,27
		6,5	16,36	133,5	33,37	2,86	108,2	30,92	2,57	12,84
		7,0	17,36	138,7	34,68	2,83	112,4	32,11	2,54	13,63
90	50	4,0	10,15	102,7	22,82	3,18	40,63	16,25	2,00	7,97
		4,5	11,27	112,0	24,88	3,15	44,09	17,63	1,98	8,85
		5,0	12,36	120,5	26,79	3,12	47,23	18,89	1,95	9,70
		5,5	13,41	128,4	28,53	3,09	50,06	20,02	1,93	10,53
		6,0	14,43	135,6	30,13	3,06	52,59	21,04	1,91	11,33

		6,5	15,06	134,7	29,93	2,99	52,62	21,05	1,87	11,82
		7,0	15,96	139,4	30,97	2,96	54,27	21,71	1,84	12,53
90	60	4,0	10,95	117,5	26,10	3,28	62,32	20,77	2,39	8,59
		4,5	12,17	128,4	28,54	3,25	67,93	22,62	2,36	9,55
		5,0	13,36	138,6	30,80	3,22	73,10	24,37	2,34	10,48
		5,5	14,51	148,0	32,90	3,19	77,84	25,95	2,32	11,39
		6,0	15,63	156,7	34,83	3,17	82,12	27,39	2,29	12,27
		7,0	17,36	163,5	36,33	3,07	85,93	28,64	2,23	13,63
100	40	4,0	10,15	115,7	23,13	3,38	26,60	13,30	1,62	7,97
		4,5	11,27	126,0	25,21	3,34	28,71	14,36	1,60	8,85
		5,0	12,36	135,6	27,11	3,31	30,59	15,30	1,57	9,70
		5,5	13,41	144,3	28,85	3,28	32,25	16,12	1,55	10,53
		6,0	14,43	152,2	30,43	3,25	33,69	16,85	1,53	11,33
		6,5	15,06	150,1	30,03	3,16	33,54	16,77	1,49	11,82
		7,0	15,96	155,0	31,01	3,12	34,39	17,19	1,47	12,53
100	50	4,0	10,95	134,1	26,82	3,50	44,86	17,94	2,62	8,59
		4,5	12,17	146,6	29,31	3,47	48,74	19,50	2,00	9,55
		5,0	13,36	158,1	31,62	3,44	52,29	20,92	1,98	10,48
		5,5	14,51	168,1	33,76	3,41	55,50	22,20	1,96	11,39
		6,0	15,63	168,8	35,73	3,38	58,40	23,36	1,93	12,27
		6,5	16,36	178,6	35,71	3,30	58,77	23,51	1,90	12,84
		7,0	17,36	185,3	37,06	3,27	60,74	24,29	1,87	13,63
100	60	4,0	11,75	152,5	30,51	3,60	68,59	22,86	2,42	9,22
		4,5	13,07	167,1	33,42	3,58	74,86	24,95	2,39	10,26
		5,0	14,36	180,7	36,44	3,55	80,66	26,89	2,37	11,27
		5,5	15,61	193,4	38,68	3,52	86,01	28,67	2,35	12,25
		6,0	16,83	205,2	41,03	3,49	90,93	30,31	2,32	13,21
		6,5	17,66	207,0	41,39	3,42	92,18	30,73	2,28	13,86
		7,0	18,76	215,6	43,12	3,39	95,77	31,92	2,26	14,72
120	40	4,0	11,75	186,9	31,14	3,99	31,79	15,89	1,64	9,22
		4,5	13,07	204,4	34,07	3,96	34,38	17,19	1,62	10,26
		5,0	14,36	220,8	36,79	3,92	36,72	18,36	1,60	11,27
		5,5	15,61	235,9	39,32	3,89	38,79	19,40	1,58	12,25
		6,0	16,83	249,9	41,65	3,85	40,63	20,31	1,55	13,21
		6,5	17,66	249,6	41,60	3,76	40,84	20,42	1,52	13,86
		7,0	18,76	259,2	43,21	3,72	42,01	21,00	1,50	14,72
120	60	4,0	13,35	240,7	40,12	4,25	81,14	27,05	2,47	10,48
		4,5	14,87	264,5	44,08	4,22	88,72	29,57	2,44	11,67
		5,0	16,36	286,9	47,82	4,19	95,79	31,93	2,42	12,84
		5,5	17,81	308,0	51,34	4,16	102,3	34,12	2,40	13,98
		6,0	19,23	327,9	54,65	4,13	108,4	36,14	2,37	15,10
		6,5	20,26	333,3	55,56	4,06	110,8	36,93	2,34	17,94
		7,0	21,56	348,6	58,10	4,02	115,4	38,48	2,31	19,12

ГОСТ 8509-93 «Уголки стальные горячекатаные равнополочные»

Сортамент

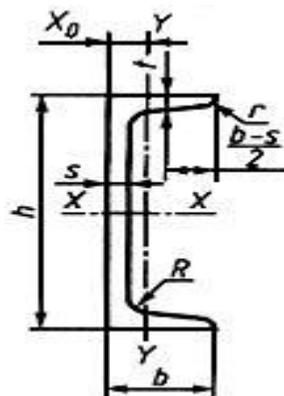


№	b	t	R	r	F, см ²	Справочные значения величин для осей										Масса l м, кг
						x-x			X ₀ - X ₀		Y ₀ - Y ₀			J _{xy} , см ⁴	X ₀	
						J _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	J _{x0} max, см ⁴	i _{x0} max, см	J _{y0} min, см ⁴	W _{y0} , см ³	i _{y0} max, см			
мм																
11	110	7	12,0	4,0	15,15	175,61	21,83	3,40	278,54	4,29	72,68	17,36	2,19	106,00	2,96	11,89
		8	12,0	4,0	17,20	198,17	24,77	3,39	314,51	4,28	81,83	19,29	2,18	116,00	3,00	13,50
12	12,5	8	14,0	4,6	19,69	294,36	32,20	3,87	466,67	4,87	121,98	25,67	2,49	172,00	3,36	15,46
		9	14,0	4,6	22,00	327,48	36,00	3,86	520,00	4,86	135,88	28,26	2,48	192,00	3,40	17,30
		10	14,0	4,6	24,33	359,82	39,74	3,85	571,04	4,84	148,59	30,45	2,47	211,00	3,45	19,10
		12	14,0	4,6	28,89	422,23	47,06	3,82	670,02	4,82	174,43	34,94	2,46	248,00	3,53	22,68
		14	14,0	4,6	33,37	481,76	54,17	3,80	763,90	4,78	199,62	39,10	2,45	282,00	3,61	26,20
14	140	16	14,0	4,6	37,77	538,56	61,09	3,78	852,84	4,75	224,29	43,10	2,44	315,00	3,68	29,65
		9	14,0	4,6	24,72	465,72	45,55	4,34	739,42	5,47	192,03	35,92	2,79	274,00	3,76	19,41
		10	14,0	4,6	27,33	512,29	50,32	4,33	813,62	5,46	210,96	39,05	2,78	301,00	3,82	21,45
16	160	12	14,0	4,6	32,49	602,49	59,66	4,31	956,98	5,43	248,01	44,97	2,76	354,00	3,90	25,50
		10	16,0	5,3	31,43	774,24	66,19	4,96	1229,10	6,25	319,33	52,52	3,19	455,00	4,30	24,67

		11	16,0	5,3	34,42	844,21	72,44	4,95	1340,06	6,24	347,77	56,53	3,18	496,00	4,35	27,02
		12	16,0	5,3	37,39	912,89	78,62	4,94	1450,00	6,23	375,78	60,53	3,17	537,00	4,39	29,35
		14	16,0	5,3	43,57	1046,47	90,77	4,92	1662,13	6,20	430,81	68,15	3,16	615,00	4,47	34,20
		16	16,0	5,3	49,07	1175,19	102,64	4,89	1865,73	6,17	484,64	75,92	3,14	690,00	4,55	38,52
		18	16,0	5,3	54,79	1290,24	114,24	4,87	2061,03	6,13	537,46	82,08	3,13	771,00	4,63	43,01
		20	16,0	5,3	60,40	1418,85	125,60	4,85	2061,03	6,10	589,43	90,02	3,12	830,00	4,70	47,41
18	180	11	16,0	5,3	38,80	1216,44	92,47	5,60	1933,10	7,06	499,78	72,86	3,59	716,00	4,85	33,12
		12	16,0	5,3	42,19	1316,62	100,41	5,59	2092,78	7,04	540,45	78,15	3,58	776,00	4,89	36,97
20	200	12	18,0	6,0	47,10	1822,78	124,61	6,22	2896,16	7,84	749,40	98,68	3,99	1073,00	5,37	36,97
		13	18,0	6,0	50,85	1960,77	134,44	6,21	3116,18	7,83	805,35	105,07	3,98	1156,00	5,42	39,92
		14	18,0	6,0	54,60	2097,00	144,17	6,20	3333,00	7,81	861,00	111,50	3,97	1236,00	5,46	42,80
		16	18,0	6,0	61,98	2362,57	163,37	6,17	3755,39	7,78	969,74	123,77	3,96	1393,00	5,54	48,65
		20	18,0	6,0	76,54	2871,47	200,37	6,12	4860,42	7,72	1181,92	146,62	3,93	1689,00	5,70	60,08
		25	18,0	6,0	94,29	3466,21	245,59	6,06	5494,04	7,63	1438,38	172,68	3,91	2028,00	5,89	74,02
		30	18,0	6,0	111,54	4019,60	288,57	6,00	6351,05	7,55	1698,16	193,06	3,89	2332,00	6,07	87,56

ГОСТ 8240-97 «Швеллеры стальные горячекатаные»

Сортамент

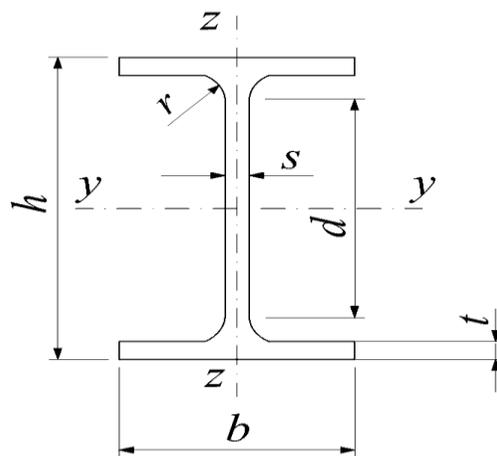


Номер швеллера серии У	h	b	s	t	R		F, см ²	Масса 1 м, кг	Справочные значения для осей							X ₀ , см
					не более				X-X				Y-Y			
					мм				J _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	S _x , см ³	J _y , см ⁴	W _y , см ³	i ₀ , см	
5У	50	32	4,4	7,0	6,0	2,5	6,16	4,84	22,8	9,1	1,92	5,59	5,61	2,75	0,95	1,16
6,5У	65	36	4,4	7,2	6,0	2,5	7,51	5,90	48,6	15,0	2,54	9,0	8,70	3,68	1,08	1,24
8У	80	40	4,5	7,4	6,5	2,5	8,98	7,05	89,4	22,4	3,16	23,3	12,80	4,75	1,19	1,31
10У	100	46	4,5	7,6	7,0	3,0	10,90	8,59	174,0	34,8	3,99	20,4	20,40	6,46	1,37	1,44
12У	120	52	4,8	7,8	7,5	3,0	13,30	10,40	304,0	50,6	4,78	31,2	31,20	8,52	1,53	1,54
14У	140	58	4,9	8,1	8,0	3,0	15,60	12,30	491,0	70,2	5,60	45,5	45,40	11,0	1,70	1,67
16У	160	64	5,0	8,4	8,5	3,5	18,10	14,20	747,0	93,4	6,42	63,3	63,30	13,8	1,87	1,80
16аУ	160	68	5,0	9,0	8,5	3,5	19,50	15,30	823,0	103,0	6,49	78,8	78,80	16,4	2,01	2,00
18У	180	70	5,1	8,7	9,0	3,5	20,70	16,30	1090,0	121,0	7,24	86,0	86,0	17,0	2,04	1,94
18аУ	180	74	5,1	9,3	9,0	3,5	22,20	17,40	1190,0	132,0	7,32	105,0	105,0	20,0	2,18	2,13

20У	200	76	5,2	9,0	9,5	4,0	23,40	18,40	1520,0	152,0	8,07	113,0	113,0	20,5	2,20	2,07
22У	220	82	5,4	9,5	10,0	4,0	26,70	21,00	2110,0	192,0	8,89	151,0	151,0	25,1	2,37	2,21
24У	240	90	5,6	10,0	10,5	4,0	30,60	24,00	2900,0	242,0	9,73	208,0	208,0	31,6	2,60	2,42
27У	270	95	6,0	10,5	11,0	4,5	35,20	27,70	4160,0	308,0	10,90	262,0	262,0	37,3	2,73	2,47
30У	300	100	6,5	11,0	12,0	5,0	40,50	31,80	5810,0	387,0	12,00	327,0	327,0	43,6	2,84	2,52
33У	330	105	7,0	11,7	13,0	5,0	46,50	36,50	7980,0	484,0	13,10	410,0	410,0	51,8	2,97	2,59
36У	360	110	7,5	12,6	14,0	6,0	53,40	41,90	10820	601,0	14,20	513,0	513,0	61,7	3,10	2,68
40У	400	115	8,0	13,5	15,0	6,0	61,50	48,30	15220	761,0	15,70	642,0	642,0	73,4	3,23	2,75

СТО АСЧМ 20-93 «Прокат стальной сортовой фасонного профиля. Двутавры горячекатаные с параллельными гранями полок. Технические условия»

Сортамент



Профиль	Размеры профиля, мм					F, см ²	Масса l м, кг	Справочные величины для осей						
	h	b	S	t	R			J _x , см ⁴	W _x , см ³	S _x , см ³	i _x , см	J _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см
10 Б1	100	55	4,1	5,7	7	10,32	8,1	171	34,2	19,7	4,07	15,9	5,8	1,24
12 Б1	117,6	64	3,8	5,1	7	11,03	8,7	257	43,8	24,9	4,83	22,4	7	1,43
12 Б2	120	64	4,4	6,3	7	13,21	10,4	318	53	30,4	4,9	27,7	8,7	1,45
14 Б1	137,4	73	3,8	5,6	7	13,39	10,5	435	63,3	35,8	5,7	36,4	10	1,65
14 Б2	140	73	4,7	6,9	7	16,43	12,9	541	77,3	44,2	5,74	44,9	12,3	1,65
16 Б1	157	82	4	5,9	9	16,18	12,7	689	87,8	49,6	6,53	54,4	13,3	1,83
16 Б2	160	82	5	7,4	9	20,09	15,8	869	108,7	61,9	6,58	68,3	16,7	1,84
18 Б1	177	91	4,3	6,5	9	19,58	15,4	1063	120,1	67,7	7,37	81,9	18	2,05
18 Б2	180	91	5,3	8	9	223,95	18,8	1317	146,3	83,2	7,42	100,8	22,2	2,05
20 Б1	200	100	5,5	8	11	27,16	21,3	1844	184,4	104,7	8,24	133,9	26,8	2,22
25 Б1	248	124	5	8	12	32,68	25,7	3537	285,3	159,7	10,4	254,8	41,1	2,79
25 Б2	250	125	6	9	12	37,66	29,6	4052	324,2	182,9	10,37	293,8	47	2,79
30 Б1	298	149	5,5	8	13	40,80	32	6319	424,1	237,5	12,44	441,9	59,3	3,29
30 Б2	300	150	6,5	9	13	46,78	36,7	7210	480,6	271,1	12,41	507,4	67,7	3,29
35 Б1	346	174	6	9	14	52,68	41,4	11095	641,3	358,1	14,51	791,4	91	3,88
35 Б2	350	175	7	11	14	63,14	49,6	13560	774,8	434	14,65	984,2	112,5	3,95
40 Б1	396	199	7	11	16	72,16	56,6	20020	1011,1	564	16,66	1446,9	145,4	4,48
40 Б2	400	200	8	13	16	84,12	66	23706	1185,3	663,2	16,79	1736,2	173,6	4,54
45 Б1	446	199	8	12	18	84,30	66,2	28699	1287	725,1	18,45	1579,7	158,8	4,33
45 Б2	450	200	9	14	18	96,76	76	33453	1486,8	839,6	18,59	1871,3	187,1	4,4
50 Б1	492	199	8,8	12	20	92,38	72,5	36845	1497,8	853,5	19,97	1581,5	158,9	4,14
50 Б2	496	199	9	14	20	1011,27	79,5	41872	1688,4	957,3	20,33	1844,4	185,4	4,27
50 Б3	500	200	10	16	20	114,23	89,7	47849	1914	1087,7	20,47	2140,3	214	4,33
55 Б1	543	220	9,5	13,5	24	113,36	89	55682	2050,9	1165,1	22,16	2404,5	218,6	4,61
55 Б2	547	220	10	15,5	24	124,75	97,9	62790	2295,8	1301,6	22,44	2760,3	250,9	4,7
60 Б1	596	199	10	15	22	120,45	94,6	68721	2306,1	1325,5	23,89	1979	198,9	4,05
60 Б2	600	200	11	17	22	134,41	105,5	77638	2587,9	1489,5	24,03	2277,5	227,8	4,12

Список литературы

1. СП 16.13330.2011 Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. – М.: Министерство регионального развития РФ, 2011. – 171 с.
2. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – М.: Министерство регионального развития РФ, 2011. – 80 с.
3. СТО НОСТРОЙ 77-2012 Монтаж стальных конструкций одноэтажных и многоэтажных зданий. – М.: Национальное объединение строителей, 2012.
4. Матвеев, В.В. Примеры расчета такелажной оснастки / В.В. Матвеев, Н.Ф. Крупин. - Ленинград: Стройиздат, 1987. - 320 с.
5. Колесниченко, В.Г. Расчет металлических конструкций и приспособлений при производстве монтажных работ / В.Г. Колесниченко. - Киев: Будівельник, 1978. - 161с.

М.А. Салахутдинов, И.Л. Кузнецов

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

к практическим занятиям по курсу

«Технология изготовления и монтаж металлических конструкций»

для студентов направления подготовки 08.04.01 «Строительство» по направленности (профилю) подготовки «Теория и проектирование несущих и ограждающих конструкций зданий и сооружений»

Редактор Л.З. Ханафиева