|  |
| --- |
| **МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ УКРАИНЫ**  **ДОНБАССКАЯ ГОСУДАРСТВЕННАЯ МАШИНОСТРОИТЕЛЬНАЯ АКАДЕМИЯ** |
| КОНСПЕКТ ЛЕКЦИЙ  По дисциплине  **“Проектирование металлических конструкций ПТСиДМ ”**  (для студентов специальности 6.05050308)   |  | | --- | | Рекомендовано до використання в учбовому процесі засіданням кафедри ПТМ  Протокол №1 від 15.08.12 | |
| Краматорськ 2011 |

УДК 624.04.621.87

Конспект лекций по дисциплине «Проектирование металлоконструкций ПТМиСДМ» (для студентов специальностей 6.05050308)/Сост.: В.А. Койнаш. – Краматорск: 2011. – 72 с.

Составители: В.А. Койнаш, ас.

**Содержание**

[Раздел 2 Общие вопросы проектирования металлических конструкций 6](#_Toc144220166)

[2.1 Основные конструктивные формы металлических конструкций 6](#_Toc144220167)

[2.2 Материалы для металлических конструкций 7](#_Toc144220168)

[2.2.1 Малоуглеродистые стали 7](#_Toc144220169)

[2.2.2 Низколегированные стали 9](#_Toc144220170)

[2.2.3 Преимущества и недостатки малоуглеродистых и низколегированных сталей 9](#_Toc144220171)

[2.2.4 Алюминиевые сплавы 10](#_Toc144220172)

[2.3 Нагрузки на металлические конструкции ПТМ 12](#_Toc144220173)

[2.3.1 Виды нагрузок 12](#_Toc144220174)

[2.3.2 Расчетные случаи и сочетания нагрузок 14](#_Toc144220175)

[2.4 Критериальное условие пригодности металлической конструкции к эксплуатации 16](#_Toc144220176)

[2.4.1 Метод допускаемых напряжений 16](#_Toc144220177)

[2.4.2 Метод предельных состояний 18](#_Toc144220178)

[2.4.2.1 Критериальные условия по методу предельных состояний 18](#_Toc144220179)

[2.4.2.2 Определение несущей способности 20](#_Toc144220180)

[2.4.2.3 Критериальные условия метода предельных состояний для практического использования 21](#_Toc144220181)

[2.4.3 Метод допускаемых напряжений как частный случай метода предельных состояний 21](#_Toc144220182)

[2.5 Основы расчета металлоконструкций на выносливость 22](#_Toc144220183)

[2.5.1 Общие сведения о выносливости материала 22](#_Toc144220184)

[2.5.2 Практические методы определения неограниченных пределов выносливости 25](#_Toc144220185)

[2.5.3 Определение ограниченных пределов выносливости 27](#_Toc144220186)

[2.5.4 Практическая методика расчета крановых металлоконструкций на усталость 28](#_Toc144220187)

[2.6 Предотвращение хрупкого разрушения металлоконструкции 28](#_Toc144220188)

[2.6.1 Общие сведения разрушения металлов 28](#_Toc144220189)

[2.6.1 Теоретические основы хрупкого разрушения 32](#_Toc144220190)

[2.7 Проектирование соединений элементов металлоконструкций 34](#_Toc144220191)

[2.7.1 Общие сведения о соединениях 34](#_Toc144220192)

[2.7.2 Проектирование сварных соединений 34](#_Toc144220193)

[2.7.3 Особенности обозначения сварных швов на чертежах 37](#_Toc144220194)

[2.7.4 Проектирование болтовых соединений 40](#_Toc144220195)

[2.7.5 Общие сведения о болтовых соединениях 40](#_Toc144220196)

[2.7.6 Соединение на чистых болтах 40](#_Toc144220197)

[2.7.7 Соединения на высокопрочных болтах 41](#_Toc144220198)

[2.7.8 Особенности применения соединений на чистых и высокопрочных болтах 42](#_Toc144220199)

[2.7.9 Особенности расчета групповых болтовых соединений 43](#_Toc144220200)

[2.8 Основы проектирования ферм 45](#_Toc144220201)

[2.8.1 Общая последовательность действий при проектировании ферм 45](#_Toc144220202)

[2.8.2 Определение геометрической схемы фермы 45](#_Toc144220203)

[2.8.3 Выбор генеральных размеров фермы 45](#_Toc144220204)

[2.8.4 Выбор числа и длины панелей 46](#_Toc144220205)

[2.8.5 Определение усилий в стержнях 47](#_Toc144220206)

[2.8.6 Подбор сечения стержней 47](#_Toc144220207)

[2.8.7 Конструирование поперечных сечений стержней 49](#_Toc144220208)

[2.8.8 Особенности конструктивного выполнения сдвоенных стержней 50](#_Toc144220209)

[2.8.9 Проектирование узлов ферм 52](#_Toc144220210)

[2.8.9.1 Общие требования к узлам ферм 52](#_Toc144220211)

[2.8.9.2 Конструктивное выполнение узлов 53](#_Toc144220212)

[2.8.9.3 Конструирование узловой фасонки 54](#_Toc144220213)

[2.8.10 Выполнение проверочных расчетов 55](#_Toc144220214)

[2.8.11 Строительный подъем главных ферм пролетных кранов 57](#_Toc144220215)

[2.8.12 Учет местного давления ходовых колес тележки 58](#_Toc144220216)

[2.9 Основы проектирования листовых балок 60](#_Toc144220217)

[2.9.1 Общие сведения 60](#_Toc144220218)

[2.9.2 Проектирование поперечного сечения составной коробчатой балки 62](#_Toc144220219)

[2.9.2.1 Выбор толщины стенки 62](#_Toc144220220)

[2.9.2.2 Выбор высоты сечения балки из условия минимальной металлоемкости 62](#_Toc144220221)

[2.9.2.3 Выбор высоты сечения балки из условия минимально допустимой жесткости 65](#_Toc144220222)

[2.9.2.4 Принятие высоты сечения пролетной балки из условия рекомендации практики 66](#_Toc144220223)

[2.9.2.5 Выбор толщины поясных листов 66](#_Toc144220224)

[2.9.3 Обеспечение общей и местной устойчивости сварных составных балок 66](#_Toc144220225)

[2.9.3.1 Общая устойчивость 66](#_Toc144220226)

[2.9.3.2 Местная устойчивость 68](#_Toc144220227)

[2.9.4 Учет влияния местного давления ходовых колес тележки 70](#_Toc144220228)

[Литература 71](#_Toc144220229)

Введение

Под металлоконструкцией в инженерной практике понимают изделия, которые состоят из прокатных профилей, соединенных между собой преимущественно сваркой. В инженерной практике все металлические конструкции разделяют по назначению на строительные и машиностроительные. К первой группе принадлежат такие конструкции как стальные каркасы и перекрытие промышленных зданий, радио и телевизионные вішки, металлические сооружения мостов и прочее.

Методы проектирования и расчета таких конструкций изучают в строительных ВУЗах.

В нашем курсе рассматриваются только металлические конструкции подъемно-транспортных, строительных, дорожных машин и оборудование (ПТМиСДМ).

В ПТМиСДМ металлоконструкции представляют собой скелет машины на который крепятся механизмы. Масса и стоимость металлоконструкции, в основном, и определяют массу и стоимость машины. В грузоподъемных кранах металлоконструкция есть на столько ответственной составляющей, что кран существует, пока существует его металлоконструкция

Цель дисциплины «Проектирование металлоконструкций ПТМиДМ» – дать основные сведения и навыки по расчету и конструированию металлоконструкций и их отдельных элементов подъемно-транспортных машин.

Раздел 2 Общие вопросы проектирования металлических конструкций

2.1 Основные конструктивные формы металлических конструкций

Практикой проектирования выработано три основных конструктивных формы металлических конструкций различных назначений:

I Решетчатые (ферменные)

II Сплошностенчатые (листовые)

III Комбинированные

Решетчатые конструкции: составляются из стержневых элементов, которые соединены между собой в основном сваркой, реже болтами или заклепками. Эта конструктивная форма имеет ряд преимуществ по сравнению с другими, а именно:

1 Меньшая металлоемкость при тех же грузоподъемностях, пролетах и вылетах;

2 Меньшая наветренная площадь;

3 Более высокая ремонтопригодность (любой поврежденный стержень можно заменить другим);

4 Меньшая поверхность покраски.

Однако в решетчатой конструкции присущи 2 существенных недостатка:

1 Высокая трудоемкость вследствие наличия большого количества коротких сварных швов, что не позволяет применять при изготовлении автоматическую сварку;

2 Они плохо работают на выносливость, вследствие большого числа конструктивных концентраторов напряжений.

Вследствие недостатков решетчатые металлоконструкции не рекомендуется применять для кранов, работающих в режиме 5К и выше.

Сплошностенчатые конструкции составлены из листовых элементов, которые соединены между собой сваркой. Эта конструктивная форма имеет 2 основных преимущества:

1 Возможность широкого применения автоматической сварки, благодаря наличию сварных швов большой длины;

2 Они хорошо работают на выносливость благодаря отсутствию существенных конструктивных концентратов напряжений. Поэтому металлические конструкции в кранах с режимом работы 6К и выше рекомендуется выполнять только сплошностенчатыми.

Основным недостатком этой конструкции является повышенная металлоемкость, особенно при больших пролетах. Кроме того, они имеют большую наветренную площадь, что существенно для кранов работающих на открытом воздухе.

Комбинированные конструкции – это многоэлементные конструкции, часть элементов имеет листовое исполнение, а часть решетчатое.

2.2 Материалы для металлических конструкций

Исходя из условий проектирования, изготовления и эксплуатации ПТМ и СДМ к материалу для их металлоконструкций предъявляются следующие обязательные требования:

1 Сравнительно высокие прочностные характеристики (предел текучести должен быть не ниже 240 МПа).

2 Высокая пластичность (чтобы избежать хрупкое разрушение).

3 Хорошая свариваемость.

4 Сравнительно не высокая стоимость.

Этим требованиям удовлетворяют некоторые марки малоуглеродистых и низколегированных сталей, а также некоторые марки алюминиевых и титановых сплавов.

2.2.1 Малоуглеродистые стали

Предельное максимальное значение углерода в хим. составе не может превышать 0,22%, этим обеспечивается высокая пластичность. Предельное содержание серы и фосфора 0,045%. Основной маркой для несущих элементов является Сталь 3, которая поставляется по  
ГОСТ 380 – 71, поставка ведется по 3-м группам:

А – по механическим свойствам;

Б – по химическому составу;

В – по химическому составу и механическим свойствам.

Кроме того, существует 5 категорий поставки: 1, 2, 3, 4, 5. Чем выше категория поставки, тем больше число физико-механических характеристик гарантирует завод поставщик стали. Эта последняя цифра шифра в марке. Кроме того, малоуглеродистая сталь может быть спокойной, кипящей и полуспокойной плавки в зависимости от степени раскисления (сп, кп, пс).

Для раскисления в жидкую сталь перед затвердеванием добавляют раскислители, в качестве раскислителей используют кремний или алюминий, которые добавляют непосредственно в изложницу или в кристаллизатор МНЛЗ (машина непрерывного литья заготовок).

Основным недостатком кипящей стали является то, что она становится хрупкой при отрицательной температуре (-100С и ниже). Кроме того, вследствие неоднородности структуры она плохо работает на усталость. По современным нормам металлоконструкция крана, работающего на открытом воздухе, запрещается изготавливать из кипящей стали.

Спокойная сталь на 10 – 15% дороже кипящей, хорошо работает на усталость и не охлаждается до температуры -400С, а потому ее рекомендуют для ответственных несущих элементов.

Основной маркой является сталь – ВСт3сп5.

Для трубчатых элементов рекомендуется сталь марки 10 или 20 по ГОСТ 1050–74.

Для малоответственных элементов применяются стали марок: Ст.2, Ст.3пс, Ст.3кп.

2.2.2 Низколегированные стали

Эти стали обязательно имеют в своем химическом составе легирующие химические элементы такие как: хром, марганец, никель и др.

Наиболее распространенными марками низколегированных сталей в СНГ являются, стали марок: 10ХСНД, 15ХСНД, 09Г2С, 09Г2 по ГОСТ 19281 – 73. Эти стали на 15 – 20% дороже углеродистых и имеют 15 категорий поставки.

Особую группу низколегированных сталей образуют, так называемые стали с карбонитридным упрочнением, которые всего на 3 – 5% дороже малоуглеродистых, а их прочностные характеристики в 2 раза выше, при этом обладают высокой пластичностью, и хорошей свариваемостью.

Упрочнение в этих сталях достигается не за счет высокого процента легирующего элемента, а за счет измельчения аустенитного зерна и образования мелкозернистой однородной структуры. Это достигается добавлением в химический состав азота и ванадия, которые при затвердении образуют химические соединения: нитридванадия и карбидванадия. Максимальный процент азота в этих сталях не превышает 0,025%.

Основными марками стали, с карбонитридным упрочнением, являются стали:

14Г2АФ(Д) – σт=400 МПа;

16Г2АФ(Д) – σт=450 МПа;

18Г2АФ(Д) – σт=500 МПа.

Признаком стали, с карбонитридным упрочнением, является наличие в химическом составе азота (А), ванадия (Ф) и меди (Д), марганец (Г).

2.2.3 Преимущества и недостатки малоуглеродистых и низколегированных сталей

Основным преимуществом малоуглеродистых сталей – это их сравнительно не высокая стоимость, кроме того, эти стали хорошо работают на усталость.

К их недостаткам следует отнести, прежде всего, то, что они охрупчиваются при низких температурах (при -400С и ниже полностью теряют пластичность).

Низкоуглеродистые стали имеют следующие стали имеют следующие преимущества по сравнению с малоуглеродистыми:

1 Имеют более высокие прочностные характеристики (σв, σт), при статических нагрузках.

2 Хорошо работают при низких температурах (их предельная отрицательная температура -700С).

3 Более лучше противостоят коррозии.

Однако им присущи три существенных недостатка:

1 Очень чувствительны к концентрации напряжения, а потому очень плохо работают на усталость. Из-за этого недостатка металлоконструкции кранов в тяжелых режимах не делают из низколегированных сталей, а используют Сталь3.

2 Плохо работают на устойчивость.

3 Их стоимость на 15 – 20% выше малоуглеродистых сталей.

2.2.4 Алюминиевые сплавы

Алюминиевые сплавы имеют ряд преимуществ по сравнению со сталью:

1 Они почти в 3 раза легче стали при прочностных характеристиках близких или равных стали.

2 Практически не подвержены коррозии, потому не требует покраски.

3 Сохраняют высокую пластичность при низких температурах.

Однако им присущи 2 существенных недостатка:

1 Плохо работают на выносливость.

2 Существенно дороже стали.

Наибольшее распространение для металлических конструкций ПТМ и СДМ получили сплавы алюминия с медью (дюрали), сплавы алюминия с магнием (алюминиево–магниевые сплавы).

Основные марки алюминиевых сталей:

– дюрали: Д16, АД31, АД33;

– среди алюминиево-магниевых: АМГ5, АМГ6 и др.

Дополнительным недостатком алюминиевых сплавов в некоторых случаях может быть низкий модуль упругости ( МПа, а для стали  МПа).

2.3 Нагрузки на металлические конструкции ПТМ

2.3.1 Виды нагрузок

В инженерной практике существуют хорошо проверенные общие методы определения нагрузок на элементах машин. Для этого необходимо тщательно проанализировать весь рабочий цикл машины и выявить все воздействия на интересующие нас элементы. При этом надо рассматривать машину с момента ее изготовления и вплоть до списания. При этом для крановых металлоконструкций методика определения нагрузок четко регламентирована нормативными документами (ГОСТы, СТП, ТУ и др.). Этими документами предусматривается учет следующих нагрузок на крановые металлические конструкции:

1 Собственная сила тяжести металлоконструкции, представляет собой произведение массы на ускорение свободного падения.

При проверочных расчетах масса металлической конструкции определяется теоретически путем умножения плотности материала на объем конструкции.

При проектном расчете масса металлоконструкции задается по опыту предыдущего проектирования или по рекомендациям справочника. Например, масса главных балок мостовых кранов определяется по специальным графикам в зависимости от пролета, грузоподъемности, типа конструктивной формы (листовая или решетчатая) и марки материала (малоуглеродистая или легированная сталь).

При теоретическом определении массы металлоконструкции погрешность, как правило, не превышает 10 – 15%.

2 Сила тяжести оборудования, установленного на металлоконструкции (вес механизмов, вес кабины, вес шкафов с электрооборудованием и др.).

Как правило, это вертикальные сосредоточенные силы. Определяются умножением масс на ускорение свободного падения.

3 Собственная сила тяжести грузовой тележки (для пролетных кранов).

Массы также определяют либо теоретически, либо по рекомендации.

4 Сила тяжести поднимаемого груза. Расчет на статическую прочность, ее определяют умножением g на номинальную грузоподъемность. В то же время в расчетах на усталость используется не номинальный, а так называемый эквивалентный груз:

,

где Qэ – эквивалентный груз;

φэ – коэффициент эквивалентности;

Qn – номинальная грузоподъемность.

 и назначается в зависимости от режима работы крана.

5 Инерционные нагрузки. Они определяются по формуле:

,

где m – масса элемента;

a – ускорение (замедление) при неустановившемся движении.

При движении крана по неровностям железнодорожных путей возникают толчки, вследствие чего появляются дополнительные вертикальные инерционные нагрузки, которые добавляются к силам тяжести и учитываются введением, так называемого, коэффициента «толчков» (kт, kт/):

kт – коэффициент толчков при движении крана по рельсам с номинальной скоростью;

kт/ - коэффициент толчков при движении крана с половинной скоростью.

Эти коэффициенты приведены в справочниках в зависимости от скорости передвижения крана. Кроме того, при резком подъеме груза возникает инерционная нагрузка на подвеску крана от массы груза. Эта добавка учитывается введением так называемого коэффициента динамичности (ψ). Этот коэффициент может быть вычислен теоретически либо определен экспериментально.

.



Рисунок 2.1 – Пояснение к определению коэффициента динамичности

6 Нагрузки вызванные отклонением канатов от вертикали. При строго вертикальном подъеме груза эти нагрузки отсутствуют. Если же канаты отклонены от вертикали, то в момент отрыва груза от основания возникает горизонтальная составляющая:



7 Ветровые нагрузки. Учитываются только для кранов работающих на открытом воздухе.

Для всех видов кранов (кроме башенных) методика определения ветровых нагрузок строго регламентирована государственным стандартом: ГОСТ 1451-77. Согласно этого ГОСТа различают 2 вида ветра:

─ максимальный ветер рабочего состояния;

─ максимальный ветер нерабочего состояния.

Ветер рабочего состояния – это максимальная скорость ветра при котором крану разрешено работать.

Ветер нерабочего состояния. – это максимальная скорость ветра при которой крану работать запрещено, но он не должен разрушиться или опрокинуться при этом (кран при этом должен стоять на противоугонных захватах).

8 Дополнительные нагрузки. К ним относят такие виды нагрузок:

8.1 Технологические, возникают в процессе изготовления.

8.2 Транспортные, возникают в процессе транспортировки к месту монтажа.

8.3 Монтажные нагрузки, которые возникают в процессе монтажа конструкции.

2.3.2 Расчетные случаи и сочетания нагрузок

Нормативными документами для кранов предусматривается рассмотрение 3-х расчетных случаев нагружения:

I случай – нормальные нагрузки рабочего состояния. Они возникают при нормальной работе крана (поднимается груз массы меньше номинальной, механизмы включаются плавно без толчков). Эти нагрузки используются при расчете металлической конструкции на выносливость.

II случай – Максимальные нагрузки рабочего состояния. Возникают при работе крана в экстремальных условиях (возможен некоторый перегруз по грузоподъемности, резкие пуски и торможения). Этот расчетный случай используется в расчетах на статическую прочность и устойчивость.

III случай – Максимальные нагрузки нерабочего состояния. Кран стоит на противоугонных захватах, дует ураганный ветер, при этом его металлоконструкция не должна разрушиться, либо потерять устойчивость. Данный расчетный случай используется в расчетах на статическую прочность и устойчивость.

Кроме трех расчетных случаев нагружения в краностроении дополнительно учитываются расчетные сочетания нагрузок. Для этого к номеру рабочего случая добавляется буква: a, b, c. В результате получается 6 основных сочетаний: Ia, Ib, IIa, IIb IIc III.

Буквы здесь имеют следующие значения:

а) – кран стоит на месте, идет подъем груза (со средней скоростью – Iа), с максимальной скоростью – IIa)).

b) – груз поднят (эквивалентный или максимальный). Кран перемещается по рельсам (со средней скоростью – Ib), и максимальной скоростью – IIb).

с) – имеет место только для крана, который имеет грузовую тележку. Тележка с грузом разгоняется до максимальной скорости, а затем резко тормозится – это сочетание IIc), оно используется для расчета концевых балок мостовых кранов, а также при расчете опор козловых кранов и мостовых перегружателей.

2.4 Критериальное условие пригодности металлической конструкции к эксплуатации

Заключительный этап любого расчета металлической конструкции включает в себя ответ на вопрос: «Пригодна она к эксплуатации по условиям прочности, жесткости, устойчивости или нет?». Для этого необходимо сформулировать и выразить математически некоторые условия, выполнение которых свидетельствуют о пригодности металлоконструкции, а невыполнение о непригодности. В процессе разработки таких критериальных условий в инженерной практике появилось 2 принципиальных подхода, которые были реализованы в форме 2-х методов:

− метод допускаемых напряжений;

− метод предельных состояний.

2.4.1 Метод допускаемых напряжений

Этот метод основан на утверждении, что если максимальное напряжение от нагрузок наиболее нагруженной точки металлоконструкции меньше допускаемых напряжений, то конструкция пригодна к эксплуатации.

Математическое выражение этого критериального условия имеет вид:

,



где σт – предел текучести материала;

n – запас прочности.

Применительно к крановым металлоконструкциям запасы прочности назначаются для каждого расчетного случая:

nI – запас прочности для I-го расчетного случая;

nII– запас прочности для II-го расчетного случая;

nIII– запас прочности для III-го расчетного случая.

Практикой рекомендовано для кранов, не перевозящих жидкий металл, принимать такие запасы прочности: nI= nII=1.4, .

Для кранов, перевозящих жидкий металл, принимается .

Достоинства и недостатки метода допускаемых напряжений.

Основным преимуществом метода является его простота и наглядность, благодаря чему он до сих пор применяется в инженерной практике. Однако ему присуще два существенных недостатка:

1 Не исключается субъективизм в выборе запаса прочности.

2 При равенстве максимальных расчетных напряжений конструкции могут оказаться не равнопрочные. Такое имеет место при неравномерном распределении напряжений. Этот недостаток обусловлен тем, что в критериальное условие подставляются напряжения в наиболее нагруженном волокне, в то время как в остальных волокнах эти напряжения могут быть значительно меньше, все это приводит к нерациональному расходу материала.



  

Рисунок 2.2 – Пояснение к методу допустимых напряжений

Вследствие, этих недостатков, начиная с 50-х годов прошлого столетия, метод допускаемых напряжений начал вытесняться более прогрессивным методом, получившим название метод предельных состояний. В настоящее время метод предельных состояний детально разработан для металлоконструкций мостовых, козловых, портальных и башенных кранов. В то же время эта методика отсутствует для мостовых перегружателей, большинства специальных кранов и экскаваторов.

2.4.2 Метод предельных состояний

В основу метода положено понятие «предельное состояние конструкции».

Под предельным состоянием понимают такое состояние конструкции, при котором она перестает сопротивляться внешним воздействиям, что перестает соответствовать эксплуатационным требованиям, вследствие чрезмерных деформаций, незатухающих колебаний или местных повреждений.

Применительно к металлоконструкциям ПТМ принято применять 3 предельных состояния:

I предельное состояние – по несущей способности. При наступлении I-го предельного состояния конструкция теряет способность воспринимать внешние нагрузки.

II предельное состояние – по деформациям или не затухающим колебаниям. Это такое состояние конструкции, при котором она перестает отвечать эксплуатационным требованиям, вследствие чрезмерно высоких деформаций или долго не затухающих колебаний.

III предельное состояние – по местным повреждениям конструкции. Это такое состояние, когда в элементах металлической конструкции возникают повреждения в виде трещин усталостного характера.

Таким образом, задача конструктора состоит в том, чтобы обеспечить отсутствие любого из этих предельных состояний на протяжении всего срока службы конструкции.

2.4.2.1 Критериальные условия по методу предельных состояний

Математически критериальные условия метода предельных состояний записывается в виде:

,

где N – расчетная нагрузка в элементе;

Ф – несущая способность элемента.

Под расчетной нагрузкой понимают обобщенное усилие.

Под несущей способностью понимают предельное усилие, превышение которого приводит к предельному состоянию.

Расчетные усилия в элементе определяются как сумма произведений по формуле:

,

где Pнj – нормативная нагрузка j-го происхождения;

αj – коэффициент передачи нормативной нагрузки на рассчитываемый элемент, это усилие в элементе при ;

nj – коэффициент перегрузки для нагрузки j-го происхождения;

k – общее количество учитываемых видов нагрузок;

j – текущий номер вида нагрузки.

Ранее нами была принята такая нумерация видов нагрузки:

j=1 – собственная сила тяжести металлоконструкции;

j=2 – сила тяжести оборудования установленного на металлоконструкции, неподвижного оборудования;

j=3 – сила тяжести тележки;

j=4 – сила тяжести поднимаемого груза;

j=5 – инерционная нагрузка;

j=6 – нагрузка от отклонения каната;

j=7 – ветровая нагрузка;

j=8 – дополнительная нагрузка.

Нормативная нагрузка Pнj вводится в расчет на основе длительного наблюдения за работой конструкции, путем замера усилий с помощью приборов, особенно от веса груза. После статистической обработки этих замеров составляются практические рекомендации по выбору нормативной нагрузки.

Коэффициенты перегрузки nj также вводятся в расчет в результате дополнительных наблюдений нагруженности элемента. Введение этого коэффициента в расчет реализует допущения, что за срок службы конструкции нормативная нагрузка может быть превышена в nj раз. Это обстоятельство обеспечивает высокую надежность расчета.

Значение коэффициентов перегрузки для отдельных нагрузок: для веса конструкции , для веса оборудования и тележки  [13 c. 164]

2.4.2.2 Определение несущей способности

В общем случае несущая способность элемента:

,

где F – геометрический фактор поперечного сечения элемента (площадь момента инерции, момента сопротивления);

RP – расчетное сопротивление материала, которое в свою очередь определяется как частное:

,

где Rн – нормативное значение сопротивление материалов (для пластичных сталей это предел текучести σт);

km – коэффициент однородности материалов (учитывает разброс предела текучести для различных частей элемента: для малоуглеродистых сталей km=1,08; для низколегированных km=1,1 );

Rн так же как и Pн имеет случайный характер и также вводится в расчет в результате статистической обработки результатов испытания образцов материалов;

m0 – так называемый коэффициент условий работы конструкции. Он определяется как произведение 3-х коэффициентов:

,

где m1 – учитывает ответственность элемента;

m2 – учитывает возможные отклонения прокатных профилей, а также возможные повреждения элементов в процессе транспортировки и монтажа;

m3 – коэффициент, учитывающий погрешность расчета.

2.4.2.3 Критериальные условия метода предельных состояний для практического использования

Для практических расчетов критериальному условию (2.2) путем подставок и преобразований предают несколько иной вид. Для этого подставим в формулу (2.2) выражения (2.3) и (2.4). После чего поделим обе части неравенства на геометрический фактор:

;

;

.

Тогда:



.

Выражение метода предельных состояний в виде (2.5) создает иллюзию его общности с методом предельных напряжений, однако эта общность только внешняя. Основное отличие состоит в совершенно разных подходах к определению входящих в них величин.

2.4.3 Метод допускаемых напряжений как частный случай метода предельных состояний

Если в математическом выражении метода предельных состояний коэффициенты нагрузок принять одинаковыми для всех нагрузок, то их можно вынести за знак суммы:

.

Тогда выражение (2.6) примет вид:

;

; ;

; .

Таким образом, если принять коэффициенты перегрузок для всех нагрузок одинаковыми, а нормативные сопротивления материалов равных пределу текучести, то метод предельных состояний превращается в метод допускаемых напряжений.

2.5 Основы расчета металлоконструкций на выносливость

2.5.1 Общие сведения о выносливости материала

Расчет на выносливость заключается в том, чтобы исключить появление усталостных повреждений конструкции в течение всего срока службы, т. е. предотвратить наступление III -го предельного состояния.

Усталость – это свойство металлов и других материалов при действии циклических нагрузок разрушаться при напряжениях ниже предела прочности или предела текучести. Способность материалов сопротивляться усталостным напряжениям получила название выносливость.

Явление усталости для стали впервые было изучено немецким инженером Велером. Он провел серию испытаний цилиндрических точеных образцов, в результате которых получил кривую усталости, которая получила название кривая Велера.



Рисунок 2.3 – Испытание образцов на выносливость

Дальнейшее исследование показали, что причиной явления усталости является кристаллическое строение металлов (зернистость). В настоящее время явление усталости хорошо изучено как теоретически, так и экспериментально.

Однако для крановых металлоконструкций использование кривых Велера не представляется возможным, т.к. они построены по результатам испытания точеных образцов, в то время как элементы металлоконструкции всегда имеют поверхности с прокатной коркой. Поэтому применительно к крановым металлоконструкциям, для создания методики расчета на усталость были проведены специальные исследования, под руководством М.М. Гохберга.

Сущность этих исследований состояла в том, что циклическому нагружению до появления усталостных трещин подвергались крупномасштабные образцы сварных элементов металлоконструкции с прокатной коркой. Эти испытания проводились на специальных машинах – пульсаторах. Образец устанавливался в зажимное устройство пульсатора и нагружался циклической силой до появления усталостной трещины, при этом приборы фиксировали уровень напряжения цикла и число циклов до появления усталостной трещины. По результатам этих испытаний строились кривые в координатах σц – Nц,

где σц – максимальное напряжение испытательного цикла нагружения;

Nц – число циклов до появления усталостной трещины.

Эти кривые получили название кривые выносливости. Они были построены для моделей наиболее характерных в конструктивных элементах металлоконструкции, изготовленных из различных марок сталей и различных сплавов.





Рисунок 2.4 – Испытания моделей конструктивных элементов ПТМ на выносливость

Для построения одной кривой выносливости необходимо испытать не менее 5 образцов одной модели. Анализируя построенные таким способом кривые выносливости можно обнаружить следующее:

1 Существует некоторое число циклов характеризующиеся тем, что если образец при его достижении не разрушился, то он не разрушится при любом другом, как угодно большом числе циклов. Это число циклов получило название базовое число, которое для металлоконструкции равно:

ц. – малоуглеродистая сталь;

ц. – низколегированная сталь.

2 Существуют 2-е зоны выносливости:

I – Зона неограниченной выносливости, когда ; в этом случае усталостное разрушение не происходит при любом числе циклов;

II – Зона ограниченной усталости, когда  и для каждого уровня напряжений (σц) всегда найдется соответствующее число циклов (Nц) при котором произойдет усталостное разрушение.

3 Уровень напряжений, который разделяет I-ю и II-ю зоны, получил название «неограниченный предел выносливости» и обозначается как σRk.

4 Все уровни напряжений  на кривой выносливости получили название ограниченные пределы выносливости. Каждому такому пределу выносливости соответствует некоторое число циклов Nц при котором произойдет усталостное разрушение.

Исходя из последних 2-х выводов в инженерной практике, принято различать 2 вида расчетов на выносливость:

I Расчет на неограниченную выносливость. Для этого надо обеспечить, чтобы напряжения в элементе не превышали неограниченный предел выносливости σRk.

II Расчет на ограниченную выносливость, когда напряжения в конструкции превышают неограниченный предел выносливости σRk. Тогда расчетом для заданного уровня таких напряжений необходимо определить число циклов превышения, которого приведет к усталостному напряжению.

2.5.2 Практические методы определения неограниченных пределов выносливости

Исследованиями установлено, что неограниченный предел выносливости в основном определяется 3-мя факторами:

1 Маркой материала (малоуглеродистая, низколегированная сталь, алюминиевый или титановый сплав).

2 Параметры цикла нагружения. Основной характеристикой цикла является коэффициент ассиметрии цикла:



И в зависимости от этого коэффициента различают 3 основных вида цикла:



Рисунок 2.5 – Графики нагружения

3 Эффективным коэффициентом концентрации напряжения (К). Который представляет собой отношение неограниченного предела выносливости при симметричном цикле для образца без концентратора, к неограниченному пределу выносливости образца с концентратором:

.

Эффективный коэффициент концентрации напряжений К существенно отличается от обычного коэффициента концентрации напряжения, который рассматривался в сопромате и деталях машин. Применительно к металлоконструкциям К представляет собой комплексный показатель, который учитывает следующие факторы:

1 Резкое изменение формы элемента.

2 Изменение механических свойств металла вблизи сварных швов вследствие сварочного нагрева.

3 Сварочные напряжения, которые всегда появляются вследствие сварки.

Неограниченный предел выносливости всегда записывается с 2-мя индексами - σRk, первый из которых означает коэффициент ассиметрии цикла, а второй – эффективный коэффициент концентрации напряжения, при которых этот предел выносливости получен.

В реальных крановых металлоконструкциях коэффициент ассиметрии цикла изменяется в пределах -0,6…+0,6, а эффективный коэффициент концентрации напряжений в пределах от 1 да 4 .

Металлоконструкции, которые имеют К>4, следует признать не рациональным и для практического применения не рекомендуются. При таком широком изменении R и K для получения ограниченных пределов выносливости потребовалось бы огромное число экспериментов.

Однако этого не требуется благодаря выявленной экспериментальной закономерности, которая устанавливает однозначную связь между пределом выносливости и фактическими значениями R и K, эта связь имеет вид:

,

где ,

где σ-1 – предел усталости образца без концентратора при симметричном цикле;

σ0 – предел усталости образца без концентратора при отнулевом цикле.

Таким образом, для получения предела выносливости достаточно провести испытания образцов при 2-х коэффициентах ассиметрии цикла R=0 и R=-1.

2.5.3 Определение ограниченных пределов выносливости

Полученную экспериментально кривую выносливости можно описать математической зависимостью. Существует несколько способов такого описания. Но для крановых конструкций наиболее нашла практическое применение формула Баскуина:

;

;

где m – показатель кривой выносливости.

Для практических расчетов показатель кривой выносливости можно определить из соотношения для металлоконструкции:

.

2.5.4 Практическая методика расчета крановых металлоконструкций на усталость

По существующим нормам на неограниченную выносливость рассчитываются металлоконструкции кранов режимных групп 6К и выше. Применительно к ферменным конструкциям эти расчеты проводятся для режимных групп 5К и выше. На ограниченную выносливость согласно нормам расчет металлоконструкций не производится.

Расчет на неограниченную выносливость ведется по нагрузкам первого расчетного случая. Критериальное условие по методу допускаемых напряжений имеет вид:

;

.

По методике предельных состояний:

;

.

2.6 Предотвращение хрупкого разрушения металлоконструкции

2.6.1 Общие сведения разрушения металлов

Применительно к металлоконструкциям в инженерной практике принято применять 3 вида разрушения металлов:

1 Вязкое разрушение

2 Усталостное разрушение

3 Хрупкое разрушение

Вязкое разрушение характерно для высокопластичных материалов. Сопровождается значительными пластическими деформациями, протекает во времени. Внешним признаком является то, что поверхности разрушения имеют волокнистую структуру, и разорванные части не складываются между собой без зазора. Обязательным условием вязкого разрушения является превышение рабочими напряжениями предела текучести:

.



Рисунок 2.6 – Пример хрупкого разрушения образца

На практике вязкое разрушение металлоконструкции могут вызвать 2 причины:

1 Ошибка конструктора.

2 Значительные перегрузки по грузоподъемности.

Усталостное разрушение происходит исключительно при циклических нагрузках. Пластические деформации в момент разрушения отсутствуют.

Внешний признак – поверхность усталостного излома всегда имеет 2 зоны:

1 Зона усталостной трещины.

2 Зона долома.

Поверхность первой зоны обмятая. Вторая зона имеет четкую зернистую структуру.



Рисунок 2.7 – Пример усталостного разрушения

По нормам Госнадзора охраны труда эксплуатация кранов с видимыми усталостными трещинами металлоконструкции запрещается.

Усталостное разрушение происходит тогда, когда напряжение цикла превысит предел выносливости.

Хрупкое разрушение – самый опасный вид разрушения, практически не сопровождается пластическими деформациями и происходит практически мгновенно (скорость распространения трещины достигает 15 – 20 км в секунду).

Хрупкое разрушение в общем случае характерно для хрупких материалов, таких как стекло, чугун, высокозакаленная сталь.

Металлические конструкции, как известно, изготавливаются из высокопластичной стали (максимальный процент углерода в химическом составе не должен превышать 0,22%). Поэтому, казалось бы, такие стали не должны быть подвержены хрупкому разрушению.

Однако практика показывает, что при определенных условиях и высокопластичная сталь может быть склонна к хрупкому разрушению. Такими условиями могут быть:

1 Низкая температура. Малоуглеродистая сталь при температуре ниже чем -400С становится хрупкой как чугун. Для низколегированной стали охрупчивание наступает при температуре -700С. Особо склонны к охрупчиванию при низкой температуре кипящая сталь, для которой температура -100С уже становится опасной.

2 Объемное напряженное состояние



Рисунок 2.8 – Объемное напряженное состояние элемента

Такое напряженное состояние может иметь место в листовых элементах металлоконструкции вблизи концентраторов напряжений (резких переходов сечений) при больших толщинах листов.

Поэтому в крановых металлоконструкциях максимальные толщины применяемых листов из этих соображений ограничиваются:

40мм – для низколегированных сталей;

60мм – для малоуглеродистых сталей.

То есть при больших толщинах, большая опасность возникновения напряжения.

3 Хрупкое разрушение вследствие естественного или искусственного старения металла.

С точки зрения металловедения старение стали представляет собой процесс выпадения из пересыщенного твердого раствора твердых фракций аустенита и цемента, которые скапливаются по границам зерен, и как следствие связь между зернами ослабевает, вследствие чего происходит охрупчивание стали.

Искусственное старение сталей происходит при нагревании до температуры 100 – 2000С и охлаждении в течение 2 – 3 часов.

4 Наклеп – это снижение пластичности после пластической деформации конструкции.

5 Динамическое приложение нагрузки. Пластичная сталь разрушается хрупко, если скорость приложения нагрузки выше скорости распространения пластической деформации.

2.6.1 Теоретические основы хрупкого разрушения

Механизм хрупкого разрушения невозможно объяснить с точки зрения сопротивления материалов. В основу которого положена гипотеза сплошности деформированной среды. Исследования показали, что для математического описания хрупкого разрушения необходимо допущение, что в материале уже есть трещина.

.

Такие трещины всегда могут быть в реальных конструкциях вследствие неоднородности кристаллической структуры. Однако теория хрупкого разрушения отвечает на вопрос: при данных условиях нагружения эта трещина будет расти или ее роста не будет (увязание трещины).

Впервые теорию хрупкого разрушения сформулировал австрийский ученый Гриффитс, и доведена до практического использования американскими учеными Ирвином и Орваном.

На основе теории Гриффитса Орван ввел в расчетную практику так называемый коэффициент интенсивности напряжений (КИН), который вычисляется по формуле:

,

где σ – номинальное напряжение в рассчитываемом элементе конструкции;

К – коэффициент интенсивности напряжения (КИН);

l – половина длины трещины;

f(x,y) – некоторая функция, характеризующая неравномерность распределения напряжений в зоне трещин. При равномерном распределении напряжений f(x,y)=1;

КИН имеет специфическую размерность:

;

.

Теория хрупкого разрушения утверждает, что для каждого материала существует критическое значение КИН, которое может быть определено экспериментально.

Аналогично σт, σв. Однако эти эксперименты более сложные и трудоемкие.

В современных справочниках по материалам для каждой марки приводятся значения критического КИН (Ккр).

Теория Ирвина утверждает, что трещина не будет распространяться, если К<Ккр.

И трещина будет прогрессировать если, К>Ккр.

От этих условий можно перейти до так называемого критического значения трещины, если в формуле (1) предположить:

;

.

f(x,y)=1;

Отсюда условие хрупкого разрушения можно записать в виде:

l>lкр – разрушение есть;

l<lкр – разрушений нет.

2.7 Проектирование соединений элементов металлоконструкций

2.7.1 Общие сведения о соединениях

Практически любая металлоконструкция составлена из элементов, которые соединены между собой. Это объясняется следующими основными причинами:

1 Требование технологии изготовления.

2 Требования транспортировки.

3 Требование монтажа.

Все соединения можно разделить на 2 большие группы:

1 Подвижные соединения.

2 Неподвижные соединения.

В металлоконструкциях ПТМ и СДМ в качестве подвижных соединений применяются шарниры.

Неподвижные соединения в свою очередь делятся на:

- неразъемные;

- разъемные.

К неразъемным соединениям относятся сварные и заклепочные.

К разъемным – болтовые.

Заклепочные соединения в настоящее время в Украине и кранах СНГ в крановых металлоконструкциях при новом проектировании не применяются.

2.7.2 Проектирование сварных соединений

Сварные соединения – это основной вид соединений металлоконструкций, поэтому одним из требований к материалу металлических конструкций является хорошая свариваемость.

Основными требованиями сварных соединений является простота выполнения и высокая надежность. Однако им присущи 2 существенных недостатка:

1 Вследствие местного нагрева металла до плавления и последующего его затвердения происходит изменение физико-механических свойств металла в околошовных зонах. Чаще всего эти изменения идут в сторону ухудшений.

2 Сварка всегда сопровождается сварочными деформациями и сварочными напряжениями. Основной причиной которых является усадка металла при затвердевании, а также аллотропические изменения кристаллической решетки железа.

В зависимости от видов напряжений, которые действуют в сварном шве, сварные швы разделяют на:

- стыковые;

- угловые.

Стыковые швы имеют тот же вид напряжения, что и основной металл. Поэтому при правильном выполнении стыковой шов будет равнопрочным с остальным металлом и при проектировании специальный расчет на прочность таких швов не производится.

Угловые швы всегда работают на скалывание (срез). Скалывание происходит по бессекторной плоскости сечения шва.



Рисунок 2.9 – Угловой шов

Основными конструктивными параметрами углового шва есть катет – К  
 и толщина – a.

Величина катета выбирается в зависимости от толщины свариваемых элементов, из соотношения:

.

В зависимости от расположения углового шва относительно линии действия нагрузки различают сварные швы: лобовые и фланговые.

Лобовые швы – располагаются перпендикулярно к нагрузке.



Рисунок 2.10 – Лобовой шов

Расчет лобового шва ведется исходя из неравенства

, (1)

где N – нагрузка, действующая на сварной шов;

 – расчетная длина сварного шва,



β – коэффициент формы шва, для ручной сварки β=0,7, для автоматической и полуавтоматической β=1;

К – катет шва;

m0 – коэффициент условия работы по методу предельных состояний;

 - расчетное сопротивление сварного шва на скалывание. На практике можно принимать 

Из формулы (1) можно получить при известной нагрузке необходимую длину сварного шва:



Фланговые швы – располагаются вдоль линии действия нагрузки.

Исследования показали, что во фланговых швах напряжение скалывания распределены по длине шва неравномерно, уменьшаясь по мере приближения от концов к середине шва. При длине шва больше 50 катетов напряжения в середине шва вообще будут отсутствовать.



Рисунок 2.11 – Распределение напряжений во фланговых швах

На практике для расчета фланговых швов используют те же формулы (1) и (2) для лобовых швов. Но при длине  в расчет подставляется не фактическая длина шва, а .

2.7.3 Особенности обозначения сварных швов на чертежах

В современной конструкторской практике в Украине и СНГ сварные швы можно обозначать тремя способами:

1 способ – каждый шов имеет собственное обозначение (рис. 2.12).



Рисунок 2.12 – Пример обозначения шва

Этот способ эффективен, когда чертеж имеет мало сварных швов и много места.

2 способ – если на чертеже имеется несколько однотипных швов, то полное обозначение наносится только на одном шве каждого типа, одновременно каждому типу присваивается номер. А на остальных швах тех же типов проставляются только номера (рис. 2.13).



Рисунок 2.13 – Пример обозначения шва

3 способ – на чертеже показываются только номера швов, а все обозначения и дополнительные пояснения приводятся в специальной таблице, которая получила название «таблица сварных швов».



Рисунок 2.14 – Таблица сварных швов

Основные значки, применяемые в обозначениях сварных швов

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Схема | Обозначение | Примечание |
|  |  | шов замкнутый по периметру |
|  | С2 | стыковой без разделки кромок |
|  | С16 | стыковой с разделкой кромок |
|  | Т1 | тавровый односторонний |
|  | Т3 | тавровый двусторонний |
|  | Н1 | нахлесточный односторонний |
|  | Н2 | нахлесточный двусторонний |
|  |  | шов не замкнутый по периметру |
|  |  | сваривать при монтаже |
|  |  | прерывистый шов  а – длина заваренного участка  b – длина незаверенного участка |
|  |  | усиление шва снять |
|  |  | обеспечить плавный переход к основному металлу |
|  |  | шов невидимый |
|  |  | шов шахматный |

2.7.4 Проектирование болтовых соединений

2.7.5 Общие сведения о болтовых соединениях

В металлических конструкциях ПТМ и СДМ болтовые соединения широко применяются в монтажных стыках, а также при ремонте заклепочных соединений путем удаления ослабленных заклепок и их замены на болты.

Основным преимуществом болтовых соединений является их разъемность. На практике нашли применение 2 вида болтовых соединений:

1 соединение на чистых болтах.

2 соединение на высокопрочных болтах.

2.7.6 Соединение на чистых болтах

Чистые болты устанавливаются в отверстие по посадке без зазора.



Рисунок 2.15 – Соединение на чистых болтах

Для этого поверхности отверстий и стержней болтов обрабатываются по высоким классам точности и чистоты. В таких соединениях болты проверяются на срез и смятие по формулам:

,

где n – число болтов в соединении;

К – число поверхностей среза;

d – диаметр стержня болта;

m0 – коэффициент условия работы;

 - расчетное сопротивление срезу металла болта.

,

где ∑δ – сумма толщин соединяемых элементов для одной стороны нагружения.

2.7.7 Соединения на высокопрочных болтах

Болты устанавливаются в отверстия с гарантируемым зазором 2 – 3мм.



Рисунок 2.16 – Соединение на высокопрочных болтах

Усилие затяжки болта Рб выбирается таким образом, чтобы результирующая сила трения между соединяемыми болтами превышала внешнюю нагрузку N, что гарантирует отсутствие сдвига соединений:

,

где Рб – усилие затяжки болта;

f – коэффициент трения;

n – число болтов;

k – число поверхностей трения;

0,9 – обеспечивает десятипроцентный запас по сдвигу.

Для поверхностей с прокатной коркой, .

Из этой формулы находим требуемое усилие затяжки:

.

Это усилие значительно по величине, а потому болты из Стали 3 его выдержать не могут, поэтому болты изготавливают либо из легированных сталей: 40Х, 40ХН, либо из высокоуглеродистых Ст.5, Ст.6 с последующей закалкой.

Из условия неразрушения болта усилие затяжки не должно превышать 70% разрушающего усилия болта, т.е. определяется по формуле:

,

где  – предел прочности материала болта;

 – внутренний диаметр резьбы болта.

Предел прочности в данном случае должен быть порядка 1000 МПа, поэтому болты получили название высокопрочные. Определив по этой формуле усилия затяжки путем подстановки его в формулу (1) можно определить нужное число болтов:

.

Предварительно необходимо задаться диаметром болта. Можно наоборот задаться числом болтов и из формул (1), (2), (3) определить диаметр болта.

2.7.8 Особенности применения соединений на чистых и высокопрочных болтах

Основным недостатком соединения на чистых болтах есть необходимость механической обработки стержня и отверстия болта с высокой точностью, чистотой поверхности. Кроме того гайки из чистых болтов склонны к самоотвинчиванию при вибрации, поэтому должны быть приняты меры по их стопорению (пружинные шайбы, шплинты, шайбы, …).

Высокопрочные болты не требуют механической обработки, а потому резьба может быть выполнена с помощью прокатки, а отверстие – прошивки. Кроме того, вследствие высокого усилия затяжки торцы, головки и гайки болта как бы прилипают к соединяемой поверхности, что препятствует к самоотвинчиванию гаек. Поэтому никаких стопорных устройств не предусматривается. Под головки и гайки высокопрочных болтов устанавливаются обычные шайбы. Недостатком в высокопрочных болтах является обязательный контроль усилия при сборке соединения, а также при эксплуатации. Для этого применяются специальные динамометрические узлы.

При новом проектировании рекомендуется применять соединения на высокопрочных болтах.

2.7.9 Особенности расчета групповых болтовых соединений

Рассмотрим болтовой стык стенки двутавровой балки, работающей на изгиб вертикальной плоскости.



Рисунок 2.17 – Групповое болтовое соединение

Этот расчет заключается в определении максимального усилия на один горизонтальный ряд болтов. После этого используется обычная методика болтового соединения.

Расчет группового соединения ведется на основе допущения, что результатирующее усилие сдвига, приходящееся на ряд болтов, пропорциональны их расстояниям до нейтральной оси. Из условия равновесия соединения можно записать:

,

Если число рядов «n», то:

.

Из принятого допущения о линейности распределения усилий, каждое усилие можно выразить через N1:

; ; .

Подставив эти выражения в исходную формулу (4) мы запишем, что:

;

,

.

Отсюда:

.

2.8 Основы проектирования ферм

2.8.1 Общая последовательность действий при проектировании ферм

Практикой проектирования ферм рекомендуются следующие основные этапы:

1 Разработка геометрической схемы фермы.

2 Определение генеральных размеров и основных конструктивных параметров ферм.

3 Определение усилий в стержнях фермы.

4 Подбор и конструирование сечений стержней фермы.

5 Конструирование узлов (мест соединений концов стержней).

6 Выполнение проверочных расчетов и корректирование первоначально принятых размеров сечений стержней.

2.8.2 Определение геометрической схемы фермы

Тип решетки и очертание поясов назначаются с учетом 2-х основных факторов:

1 Усилие по стержням фермы должны быть распределены как можно равномерно.

2 Ферма должна содержать минимум сжатых стержней.

2.8.3 Выбор генеральных размеров фермы

Длина фермы, как правило, определяется конструкцией машины: пролет, вылет или длина стрелы.

Тип решетки выбирается из такого расчета, чтобы было как можно меньше сжатых стержней.

Высота фермы балочного типа принимается равной:

,

из условия минимальной массы фермы. Исследования показывают, что с увеличением высоты фермы уменьшается усилие в поясах, но возрастают в раскосах, а потому с ростом высоты масса поясов уменьшается, а масса раскосов возрастает. И, наоборот, с уменьшением высоты возрастает масса поясов и уменьшается масса раскосов. По этой причине существует некоторая оптимальная высота, при которой масса фермы минимальная.



Рисунок 2.18 – Выбор оптимальной высоты фермы

Для консольных ферм высоту опорного сечения выбирают из соотношения:

.

2.8.4 Выбор числа и длины панелей

Число панелей и их длина назначаются с учетом 2-х требований, выделенных практикой:

1 Число панелей всегда должно быть четным.

2 Длина панелей должна быть такой, чтобы угол наклона раскосов должен быть равен или близок к.

Поэтому первоначально длину панели принимают равной высоте фермы:

,

и определяют в первом приближении число панелей:

.

Это число округляют до четного. После этого заново определяют длину панелей. При этом средние панели должны быть одинаковыми и их длина округляется до предпочтительных чисел (0 или 5), а корректировка в соответствии с длиной пролета производится за счет длин крайних панелей.

.

После этого этапа вычерчивают окончательную однолинейную геометрическую схему фермы со всеми основными размерами.

2.8.5 Определение усилий в стержнях

Усилия в стержнях фермы определяются ранее рассмотренными нами методами строительной механики. При наличии подвижной нагрузки обязательно используется метод линии влияния. Конечной целью расчета усилия является определение максимального усилия для каждого типа стержней (верхнего, нижнего пояса, раскосов и стоек).

2.8.6 Подбор сечения стержней

Прежде всего, определяют потребные площади сечений каждого типа стержней по формулам:

 – метод предельных состояний;

 – метод допустимых напряжений,

где Ni – расчетное усилие в i-м стержне;

[σ] – допускаемое напряжение;

φ – коэффициент продольного изгиба;

m0 – коэффициент условия работы;

RP – расчетное сопротивление материала стержня.

Коэффициент продольного изгиба – φ, определяется по таблице в зависимости от гибкости стержня λ (есть таблица для малоуглеродистых и низколегированных сталей).

Гибкость стержня λ определяется как отношение приведенной длины стержня к минимальному радиусу поперечного сечения стержня, где μ - коэффициент, учитывающий закрепление концов стержней, в запас надежности расчета можно принять μ=1:

,

где μ=1 – как для шарнирного закрепления;

l – фактическая длина стержня, т.е. расстояние между центрами узлов, которые соединяют стержни;

rmin – минимальный радиус инерции сечения стержня. Он определяется по формуле:

.

Таким образом, для определения радиуса инерции необходимо знать минимальный момент инерции и площадь сечения, которые на данном этапе не могут быть определены из-за отсутствия размеров элементов сечения. Из создавшегося положения выходят путем принятия первоначальной гибкости стержня равной предельной допустимой, которая определяется по таблице.

Таблица предельной гибкости стержней ферм:

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Типы стержней | Сжатые | Растянутые |
| Пояса главных ферм | 120 | 150 |
| Одиночные стержневые конструкции | 120…150 | 150…180 |
| Решетки главных ферм и пояса вспомогательных | 150 | 200…250 |
| Другие стержни | 200…250 | 250…350 |

2.8.7 Конструирование поперечных сечений стержней

Прежде всего, необходимо определиться с формой поперечного сечения для каждого типа стержней (поясов, раскосов, стоек). Если исходить из оптимального использования металла стержня, то наиболее рациональным является трубчатое сечение. Это обусловлено равенством момента инерции у трубчатого сечения относительно любой оси, проходящей через центр тяжести. Однако труба имеет 2 недостатка:

1 Трубы в основном изготавливаются из стали 20.

2 Необходимость специальной обработки концов стержней для соединения в узлах.

Одиночные профили (кроме трубы) в нагруженных фермах применять не следует, т.к. в них невозможно обеспечить приложение нагрузки строго по нейтральности стержня, т.е. будем иметь всегда внецентренные растяжения – сжатия. Поэтому для стержней нагруженных ферм применяют только сдвоенные прокатные профили.

Для поясных стержней рекомендуются такие формы поперечных сечений:

для верхнего пояса:



для нижнего пояса:



для раскосов и стоек рекомендуется труба, сдвоенные швеллеры, сдвоенные уголки:



2.8.8 Особенности конструктивного выполнения сдвоенных стержней

Для обеспечения совместной работы двух профилей, которые входят в одно сечение, их соединяют между собой с помощью дополнительных специальных вставок (перемычек).



Рисунок 2.19 – Соединение двух профилей соединительными планками

Размеры перемычек выбираются в целом из конструктивных соотношений, однако выступающая часть (размер с) должна быть на 3 – 4мм больше катета шва. Толщину перемычек следует принимать равной или близкой толщине полки профиля (δ≈s). Расстояние между планками назначается из следующих соотношений:

 - для сжатых стержней;

 - для растянутых стержней,

где r – минимальный радиус инерции одного профиля относительно собственной оси.

2.8.9 Проектирование узлов ферм

2.8.9.1 Общие требования к узлам ферм

Под узлами здесь понимаются места соединения поясных стержней со стержнями решетки. Практика проектирования и эксплуатации сварных ферм показывает, что узлы должны отвечать таким требованиям:

1 Требование центровки стержней. Нейтральные оси стержней, сходящиеся в узле, должны пересекаться в одной точке.



а) б)

Рисунок 2.20 – Центровка стержней: а) – правильная, б) – не правильная

2 Не допускается скученность сварных швов в узле во избежание вредного влияния сварки. Поэтому минимальное расстояние между сварными узлами в узле должно быть не менее 40 – 50мм.



Рисунок 2.21

3 Нейтральные оси стержней должны совпадать с линиями центра тяжести сварных швов, с помощью которых эти стержни прикреплены.

|  |  |
| --- | --- |
|  |  |
| а) | б) |
| Рисунок 2.22 – Расположение нейтральных осей: а) – не правильное; б - правильное | |

В случае на рис. 2.22 а) возникает дополнительный изгибающий момент, действующий на узел . Во избежание этого уголки приваривают сварными швами разной длины со стороны обушка и пера. Эксцентриситет , если выполняется соотношение

.

Например, для равнобоких уголков длины сварных швов определяются из условий

,

.

2.8.9.2 Конструктивное выполнение узлов

Конструктивно узлы могут быть 2-х типов:

1) безфасоночные;

2) узлы на фасонках или вставках.

В безфасоночных узлах стержни решетки присоединены к поясным стержням непосредственно без всяких промежуточных элементов.



Рисунок 2.23 – Пример безфасоночного узла

Узлы такой конструкции отличаются простотой, однако имеют ряд недостатков, а именно:

1 Во многих случаях, в таких узлах невозможно обеспечить центровку стержней.

2 Трудно исключить скученность сварных швов.

3 При трубчатых стержнях необходимо фасонная механическая обработка торцев присоединяемых стержней.

Вследствие этих недостатков безфасоночные узлы, в основном, применяются в малонагруженных вспомогательных фермах.

В узлах на фасонках или вставках стержни решетки присоединяются к поясным стержням с помощью промежуточных элементов, фасонок или вставок. В таких узлах легко обеспечить все требования, предъявляемые к узлам ферм.



Рисунок 2.24 – Пример узла на фасонках

2.8.9.3 Конструирование узловой фасонки

Форма фасонки должна быть как можно проще (прямоугольник, трапеция). Длина и высота фасонки назначается из условия размещения потребной длины сварных швов, а также реализации требования недопущения скученности сварных швов (требование обеспечения минимального расстояния между сварными швами 40…50мм).

Толщина узловой фасонки принимается по рекомендации практики в зависимости от наибольшего усилия в раскосе, находящемся в данном узле, по таблице.

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Усилие в раскосе, кН | До  200 | 200 - 500 | 500 - 750 | 750 - 1100 | 1100 - 1600 | 1600 – 2000 | Свыше  2000 |
| Толщина  tp,мм | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 18 | 20 |

Боковая кромка фасонки должна быть наклонена к оси стержня не менее чем 150. Для предотвращения подгорания кромок фасонки при сварке необходимо обеспечить длину кромки не менее 15 мм (рис. 2.25)



Рисунок 2.25 – Оформление узловой фасонки

2.8.10 Выполнение проверочных расчетов

Растянутые стержни проверяются на прочность по формулам:

 (метод предельных состояний);

 (метод дополнительных напряжений)

где NP – расчетное усилие стержня;

Nmax – максимальное усилие в стержне;

Fн.т. – площадь сечения «нетто» (за вычетом отверстий, пазов и т.п.).

Сжатые стержни проверяются на устойчивость, если гибкость стержня:

, то проверка ведется по формуле Эйлера:

,

где l – длина стержня между двумя центрами соединяемых узлов;

,

где r – радиус инерции:

.

Если гибкость стержня λ<100, то расчет ведется путем введения коэффициента продольного изгиба φ, по формулам:

 (метод предельных состояний);

 (метод дополнительных напряжений).

В этих формулах для определения φ вычисляются фактические значения λ. Если окажется, что φ фактическое больше ранее принятого, то сечение оставляют без корректировки. Если фактическое значение оказалось меньше ранее принятого, то условие проверки может не выполняться и для его выполнения необходимо скорректировать сечение в сторону усиления.

Кроме того, все стержни проверяются по допустимой гибкости:

,

где [λ] – принимается по таблице.

Сварные швы, крепящие стержень к узловой фасонке (ставке) проверяется на скалывание по ранее полученным формулам (смотри сварные соединения).

2.8.11 Строительный подъем главных ферм пролетных кранов

Главная ферма пролетных кранов, на заводе изготовителе, выполняется со строительным прогибом с целью уменьшения упругого профиля при действии рабочих нагрузок.

Строительный подъем – искусственный вылет фермы вверх.



Рисунок 2.26 – Схема строительного подъема

Численно строительный подъем в середине пролета определяется как сумма собственного веса фермы, от веса тележки и от половины веса номинального груза:

,

где fq – прогиб в середине пролета от собственной силы тяжести фермы, распределенная нагрузка;

 - прогиб в середине пролета от веса тележки;

 - прогиб в середине пролета от половины веса груза.

Для вычисления прогиба фермы целесообразно воспользоваться не формулой Мора для ферм, а более простым методом эквивалентной балки и формулами сопромата для прогибов. Тогда формула для строительного подъема примет вид:

,

где E – модуль упругости первого рода, МПа;

Iэ – момент инерции фермы как эквивалентной балки (формула для Iэ получена раньше в расчете на жесткость).

По длине фермы строительный подъем распределяется по синусоидальному закону:

,

где x – текущая координата по длине фермы.

2.8.12 Учет местного давления ходовых колес тележки

Если по верхнему или нижнему поясу фермы движется загруженная тележка, то под действием сосредоточенных давлений ходовых колес, поясные стержни будут претерпевать местный изгиб.

Этот местный изгиб получил название «панельный изгиб». Напряжения от панельного изгиба должны быть вычислены и добавлены к напряжениям от продольной силы:

.



Рисунок 2.27 – Схема панельного изгиба

Для определения Mn поясной стержень рассматривается как балка, опертая на узлы фермы, длина которой равна длине панели. Нагружена эта балка сосредоточенной силой в середине пролета, равной наибольшему давлению ходового колеса.

Для практических расчетов величина Mn принимается как среднее значение изгибающего момента в середине панели при шарнирном опирании балки и балки с защемленными концами.

2.9 Основы проектирования листовых балок

2.9.1 Общие сведения

Балки как элементы металлоконструкций могут быть простыми, состоящими из одного прокатного профиля, и составными из листовых элементов. В металлоконструкциях ПТМ и СДМ балки преимущественно работают на изгиб, поэтому их основным показателем несущей способности является момент сопротивления изгиба W, а основным показателем металлоемкости такой балки является площадь поперечного сечения.

Таким образом, чем больше W, тем больше несущая способность балки. Чем меньше площадь поперечного сечения, тем меньше ее металлоемкость. Таким образом, основная задача конструктора получить максимальный W при минимальной F. На практике для оценки качества конструкции балки используют безразмерный показатель:

.

Очевидно, что чем больше показатель k, тем рациональней спроектирована балка.

Прокатные балки в ПТМ и СДМ применяются редко, поскольку они имеют более низкий показатель k, чем составные балки. Наибольшее распространение получили составные балки, имеющие двутавровые и коробчатые сечения. Двутавровые балки рациональны с позиции изгиба, но имеют низкую жесткость на кручение, что является их недостатком.



Рисунок 2.28 – Пример поперечных сечений составных балок

Наибольшее применение нашли составные листовые балки с таким поперечным сечением. Основными элементами составных двутавровых и коробчатых балок являются пояса и стенки.

2.9.2 Проектирование поперечного сечения составной коробчатой балки

2.9.2.1 Выбор толщины стенки

Теоретически, чем меньше толщина стенки и больше толщина пояса, тем больше будет коэффициент k. На практике с технологических соображений для крановых балок толщину стенки назначают в зависимости от грузоподъемности по таблице.

Таблица – Выбор толщины стенки

|  |  |
| --- | --- |
| Грузоподъемность крана, т | Толщина стенки, мм |
| 5 | 4 |
| 30 | 6 |
| 33…72 | 8 |
| 72…200 | 10 |
| 250 | 12 |

2.9.2.2 Выбор высоты сечения балки из условия минимальной металлоемкости

Прежде всего, определяется потребный момент сопротивления поперечного сечения балки из условия статической прочности:

 - метод допускаемых напряжений;

 - метод предельных состояний.

Задача состоит в том, чтобы получить необходимый момент сопротивления при минимальной площади сечения (рис. 2.20):

|  |  |
| --- | --- |
|  | 1 |

В виду того, что толщина пояса существенно меньше высоты стенки δ<<hc, можно с достаточной для практики точностью принять, что:

.

Тогда выражение (1) примет вид:

|  |  |
| --- | --- |
|  | 2 |

Запишем выражение моменту сопротивления коробчатого сечения, с учетом допущения:



Рисунок 2.29 – Поперечное сечение главной балки

Запишем выражение для момента сопротивления изгибу, с учетом ранее принятого допущения:

;

;

В реальных балках толщина пояса несоизмеримо меньше ширины балки, поэтому можно без большой погрешности принять

.

Момент сопротивления сечения балки

.

Выразим из (2) площадь поперечного сечения поясов:

.

;

;

Для определения оптимальной высоты балки необходимо исследовать функцию F на экстремум

;

.

Отсюда высота главной балки из условия минимума площади поперечного сечения (минимума массы) и заданного момента сопротивления сечения определяется по формуле

..



Рисунок 2.30 – Примерный график зависимости массы балки от ее высоты

В результате получили функцию площади от высоты балки. Исследуем эту функцию на экстремумы, т.е. возьмем производные и приравняем их к нулю. Из этого условия получим оптимальное условие балки:

. (2)

На практике высоту балки принимают на 10 – 20% меньше вычисленной по формуле (2). При этом масса балки возрастает всего на 3…4%.

2.9.2.3 Выбор высоты сечения балки из условия минимально допустимой жесткости

Для металлоконструкций пролетных строений кранов иногда решающим является не только прочность, но и жесткость. Количественно жесткость характеризуется прогибом в средине пролета при установке тележки с номинальным грузом по середине. Этот прогиб определяется нормативными документами в зависимости от режима работы крана [f].

.

В общем случае прогиб балки определяется формулой:

,

где Mmax – максимальный изгибающий момент;

L – пролет крана;

E – модуль упругости: МПа;

a – числовой коэффициент, зависящий от базы тележки: а=10…12.

Из этой формулы найдем выражение для момента инерции:

.

Для коробчатой балки приблизительно момент инерции можно выразить через высоту балки:

;

,

отсюда:

;

.

Значение коэффициента с принимают в пределах с=0,05…0,06.

2.9.2.4 Принятие высоты сечения пролетной балки из условия рекомендации практики

В первом приближении при проектировании пролетных балок, высоту сечения рекомендуется принимать из соотношения:

.

2.9.2.5 Выбор толщины поясных листов

Из теоретических соображений, чем больше толщина поясов, тем лучше используется металл в сечении балки. Однако из опыта проектирования рекомендуется назначать толщину пояса из соотношений:

.

При этом максимальная толщина для малоуглеродистых сталей не должна превышать 60мм, а для низколегированной стали – 40мм. Это условие предотвращения хрупкого разрушения, которое может произойти вследствие объемного напряженного состояния.

2.9.3 Обеспечение общей и местной устойчивости сварных составных балок

2.9.3.1 Общая устойчивость

Под общей устойчивостью балки понимается способность балки сохранять плоскую форму изгиба.

Практика показывает, что основными факторами, определяющими склонность балки к потере общей устойчивости, являются отношения моментов инерции в сечениях балки:

 и .



Рисунок 2.31 – Изгиб балки без потери устойчивости



Рисунок 2.32 – Изгиб балки с потерей устойчивости

При практических расчетах общей устойчивости используют методику аналогичную методике расчета на устойчивость сжатых стержней, т.е. введением коэффициента снижения устойчивости φб:

 - метод допускаемых напряжений;

 - метод предельных состояний.

Коэффициент снижения устойчивости ;

,

где ψ – коэффициент принимаемый по таблице.

Из формул для φ видно, что общая устойчивость будет выше с увеличением Ix, который в свою очередь пропорционален кубу ширины пояса.

Практика проектирования и эксплуатации балок: что при определенных значениях отношения длины балки к ее ширине, общая устойчивость гарантированно обеспечена и расчет на общую устойчивость можно не проводить. Эти соотношения таковы:

 – нагрузка на верхнем поясе;

 – нагрузка на нижнем поясе.

Если эти условия не выполняются, то необходим расчет на общую устойчивость и последующие конструктивные мероприятия по ее обеспечению. Основным конструктивным мероприятием является установка дополнительных связей вдоль верхнего пояса.



Рисунок 2.33 – Схема обеспечения устойчивости балки

2.9.3.2 Местная устойчивость

Под местной устойчивостью понимается способность сжатых плоских элементов оставаться плоскими при нагружении.



Рисунок 2.34 – Схема потери местной устойчивости балки

Количественно местная устойчивость определяется так называемой гибкостью стенки балки, представляющей собой отношение  – гибкость стенки балки. Чем меньше жесткость, тем выше ее местная устойчивость, т.о. местную устойчивость можно повысить уменьшая жесткость либо конструктивно путем установки поперечных и продольных ребер жесткости.

Практикой установлено, что местная устойчивость стенки с гарантией обеспечена при гибкости стенки:  – для стали Ст.3,  – для низколегированной стали.

При невыполнении этих соотношений, т.е. при  – для стали Ст.3 и  – для низколегированной стали, обязательно устанавливаются поперечные ребра жесткости, которые для корончатых балок получили название диафрагмы.



Рисунок 2.35 – Установка поперечных ребер жесткости

Расстояние между продольными ребрами жесткости, в пролете балки, , а вблизи опор .

Если же  – для стали Ст.3 и  – для низколегированной стали, кроме поперечных ребер устанавливаются и продольные ребра.



Рисунок 2.36 – Установка продольного ребра жесткости

Продольные ребра устанавливаются вблизи сжатого пояса.

При  устанавливается два продольных ребра.



Рисунок 2.37 – Установка двух продольных ребер жесткости

Опыт эксплуатации листовых балок показывает, что при потере их несущей способности происходит не разрушение листовых элементов, а потеря их местной устойчивости.

2.9.4 Учет влияния местного давления ходовых колес тележки



Рисунок 2.38 – Эпюра распределения давлений ходовых колес

Для практических расчетов принимается допущение, что распределенные сжимающие усилия Р распределены по верхней кромке стенки равномерно на некоторой длине λ (рис. 2.39)



Рисунок 2.39 – Принимаемая эпюра распределения давлений ходовых колес

Тогда напряжения смятия на верхней кромке стенки вычисляется по формуле

 – для сварных двутавровых балок;

– для сварных коробчатых балок.

Величина λ определяется по эмпирической формуле Броуде:

 – для сварных двутавровых балок;

 – для сварных коробчатых балок,

где  – алгебраическая сумма момента инерции рельса и пояса, ,

 – момент инерции относительно собственной горизонтальной нейтральной оси сечения рельса;

 – момент инерции сечения пояса относительно собственной горизонтальной нейтральной оси.

Литература

**Основная**

1. Вершинский В.А. Строительная механика и металлические конструкции. – Л.: Машиностроение, 1984. – 231 с.
2. Богуславский п.Е. Металлические конструкции грузоподъемных машин и сооружений. – М.: Машгиз, 1961. – 519 с.
3. Гохберг М.М. Металлические конструкции подъемно-транспортных машин. – Л.: Машиностроение, 1976. – 456 с.
4. Методические указания к практическим занятиям и самостоятельной работе по дисциплине “Строительная механика и метал. конструкции ПТМ” для студентов спец. 7.090214/сост. В.С. Шнюков. – Краматорск: ДГМА, 1997 – 52 с.
5. Методические указания к курсовой работе по дисциплине “Строительная механика и метал. конструкции ПТМ” для студентов спец. 7.090214/сост. В.С. Шнюков. – Краматорск: ДГМА, 1996 – 40 с.
6. Методические указания к курсовой и самостоятельной работе по дисциплине “Проектирование метал. конструкций”, “Расчет решетчатых металлоконструкций на ЭВМ методом конечных элементов” /сост. В.С. Шнюков и В.А. овчаренко . – Краматорск: ДГМА, 1999 – 24 с.
7. Металлические конструкции строительных и дорожных машин /Под ред. В.П. Ряхина – М.: Машиностроение, 1972. – 312 с.
8. Живейнов Н.Н. и др. Строительная механика и металлоконструкции строительных и дорожных машин. Учебник для вузов /Н.Н. Живейнов, Д.Н. Капасов, И.Ю. Цвест. –М.: Машиностроение, 1998. – 280 с.

**Дополнительная**

1. Металлические конструкции. Общий курс: Учебник для вузов/Е.И. Беленя, В.А. Балдин, Г.С. Ведерников и др. Под общ. ред. Е.И. Беленя. – 6-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1986. – 560 с.
2. Мельников Н.П. Металлические конструкции: Современное состояние и перспективы развития. – М.: Стройиздат, 1983. – 543 с.
3. Баженов В.А., Дащенко О.Ф., Коломієць Л.В., Ухов О.В. Будівельна механіка та металеві конструкції: Підручник. – Одеса: Астропрінт,   
   2001. – 432 с.
4. Строительная механика / А.В. Дарков, Г.К. Клейн, В.И. Кузнецов и др.   
   Под ред. А.В. Даркова. 7-е изд. М.: Высшая школа, 1976. – 600 с.
5. Справочник по кранам: В 2 т. Т.1 /В.И. Брауде, М.М. Гохберг, И.Е. Звягин и др.; Под общ. ред. М.М. Гохберга. – М.: Машиностроение, 1988. – 536 с.
6. Шабашов А.П., Лысяков А.Г. Мостовые краны общего назначения. – М.: Машиностроение, 1980. – 304 с.
7. Абрамович И.И., Котельников Г.А. Козловые краны общего назначения. – М.: Машиностроение, 1983. – 232 с.
8. Мостовые перегружатели /Беглов Б.В., Кох П.И., Онищенко В.И., Окулов Д.П., Эбич Р.Д. – М.: Машиностроение, 1988. –224 с.
9. Невзоров Л.А., Зарецкий А.А., Волин Л.М. и др. Башенные краны. – М.: Машиностроение, 1979. – 522 с.
10. Федосьев В.И. Сопротивление материалов. – М.: Наука, 1967. – 552 с.
11. Курсовое проектирование грузоподъемных машин: учеб. пособие для студентов машиностр. спец. вузов /С.А. Казак В.Е., Дусье Е.С., кузнецов и др.; Под ред. С.А. Казака. – М.: Высшая школа, 1989. – 319 с.