Міністерство освіти і науки України

Одеська державна академія будівництва и архітектури

## Кафедра: Процесів і апаратів в технології будівельних матеріалів

Розрахунково-графічна робота

на тему „**Проектування залізобетонного каркасу** ”

Виконав:

студент гр. ВБК-438

Довгань Д.Ю.

Перевірив: Коваль С.В.

Одеса 2008

Зміст

Вступ

1. Загальні данні для проектування

2. Компонування конструктивної схеми збірного перекриття

3. Розрахунок багатопустотної плити перекриття

3.1 Розрахунок багатопустотної плити по граничним станам І групи

3.2 Розрахунок багатопустотної плити по граничним станам ІІ групи

4. Розрахунок ригеля

4.1 Визначення зусиль в ригелі поперечної рами

4.2 Розрахунок міцності ригеля по перерізам нормальним до повздовжньої вісі

4.3 Розрахунок міцності ригеля по перерізам нахиленим до поздовжньої вісі

4.4 Конструювання арматури ригеля

5. Розрахунок колони середнього ряду першого поверху

5.1 Визначення зусиль в середній колоні

5.2 Розрахунок міцності середньої колони

### 5.3 Конструювання арматури колони

Література

Вступ

Залізобетонні конструкції являються базою сучасної індустрії. Поява та розвиток залізобетонних конструкцій нерозривно пов’язана з умовами розвитку матеріального життя суспільства, розвитком виробничих сил.

Залізобетон застосовують: в промисловому, цивільному, сільськогосподарському, енергетичному, транспортному, гідромеліоративному будівництві. Таке широке розповсюдження в будівництві залізобетон отримав внаслідок багатьох його позитивних якостей: довговічності, вогнестійкості, стійкості проти атмосферних впливів, високим опором статичним і динамічним навантаженням, малих експлуатаційних витрат на утримання будівель і споруд та ін. Наявність великих та мілких заповнювачів, у великих кількостях, які йдуть на приготування бетону, робить залізобетон доступним до застосування практично на всій території країни.

По способу зведення розрізняють: збірні залізобетонні конструкції, які виготовляються переважно на заводах будівельної індустрії і потім монтуються на будівельних майданчиках; монолітні, які повністю зводяться на місці будівництва; збірно-монолітні, в яких раціонально поєднується використання збірних залізобетонних елементів заводського виготовлення і монолітних частин конструкцій.

Багато аварій будівель і споруд відбувається через різні недоліки і помилки при проектуванні та будівництві залізобетонних конструкцій. Витрати на усунення цих негативних явищ, як правило, високі. Виходячи з наведених фактів , можна сформувати що перед сучасним будівництвом стоїть завдання: зниження вартості і матеріаломісткості залізобетонних конструкцій та підвищення їх надійності.

Збірні залізобетонні конструкції відповідають вимогам індустріалізації, хоча й монолітний залізобетон отримує все більше визнання в останні роки.

1. Загальні данні для проектування

Чотирьохповерхова каркасна будівля 2 класу відповідальності має розмір в плані 21,6х36м та сітку колон 5,4х6м. Висота поверхів 4,8м. Стінові панелі навісні з легкого бетону, в торцях будівлі замонолічуються сумісно з торцевими рамами, утворюючи вертикальні зв’язкові діафрагми. Нормативне значення тимчасового навантаження v=6500 Н/м2, короткочасного навантаження –1500 Н/м2, коефіцієнт надійності по навантаженню =1,2, коефіцієнт надійності по призначенню=1.



Снігове навантаження – по ІІІ району (м. Лубни).

Температурні умови нормальні, вологість повітря 40%.

2. Компонування конструктивної схеми збірного перекриття

Ригелі поперечних рам – трьох прольотні, на опорах жорстко з’єднанні з крайніми та середніми колонами.

Плита покриття – багатопустотна плита шириною 1200 мм.

В повздовжньому напрямку жорсткість будівлі забезпечена вертикальними зв’язками, встановленими в одному середньому прольоті по кожному ряду колон. В поперечному напрямку жорсткість будівлі забезпечена по рамно-зв’язковій системі: вітрове навантаження через перекриття, які працюють як горизонтальні жорсткі диски, передається на торцеві стіни, які виконують функції зв’язкових діафрагм, та поперечні рами.

3. Розрахунок багатопустотної плити перекриття

Вихідні дані:

Поперечний прольот плит м, повздовжній крок внутрішніх колон м, нормативне значення тимчасового навантаження КН/м2.Несущими елементами перекриття є багатопустотна плита з круглими пустотами, яка має номінальну довжину 6,0 м, ширину 1,2 м, висоту 20 см, і багатопрольотний збірний ригель прямокутного перерізу. Плита опирається на ригель зверху. Діючі на перекриття навантаження вказані в табл. 3.1.



3.1 Розрахунок багатопустотної плити

Визначення навантажень та зусиль

Для встановлення розрахункового прольоту плити попередньо задаються розмірами перерізу ригеля см; см. При спиранні на ригель поверху розрахунковий проліт



м.



Підрахунок навантажень на 1 м2 перекриття зведено в таблиці 3.1

Таблиця 3.1 – Нормативні і розрахункові навантаження на 1м2 перекриття

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Навантаження | Нормативне навантаження Н/м2 | Коефіцієнт надійності по навантаженню | Розрахункове навантаження, Н/м2 |
| **Постійне навантаження** | | | |
| Власна вага багатопустотної плити | 2500 | 1,1 | 2750 |
| Власна вага цементного розчину δ=20мм | 440 | 1,3 | 570 |
| Власна вага керамічних плиток, δ=13мм | 240 | 1,1 | 264 |
| **Всього** | **3180** |  | **3584** |
| **Тимчасове навантаження** | | | |
| Тривало діюче | 5000 | 1,2 | 6000 |
| Короткочасна | 1500 | 1,2 | 1800 |
| **Всього** | **6500** |  | **7800** |
| **Повне навантаження** | | | |
| Постійна і тривала | 8180 | **-** | **-** |
| Короткочасна | 1500 | **-** | **-** |
| **Всього** | **9680** | **-** | **11384** |

Розрахункове навантаження на 1м при ширині плити 1,2м з урахуванням коефіцієнта надійності по призначенню будівлі γn=1:

- постійна



- повна



Нормативне навантаження на 1м:

- постійна



- повна



в тому числі постійна і тривала



Зусилля від розрахункових і нормативних навантажень

Від розрахункового навантаження



Від нормативного повного навантаження



Від нормативного постійного і тривалого навантажень



Встановлення розмірів плити

Висота перерізу ребристої попередньо напруженої плити см, робоча висота перерізу см. Розміри: товщина верхньої та нижньої полок см. Ширина ребер: середніх–4 см, крайніх–4 см.



В розрахунках по граничним станам першої групи розрахункова товщина стисненої полки таврового перерізу см, співвідношення , при цьому в розрахунок вводиться ширина полки см; розрахункова ширина ребра см



Характеристика міцності бетону та арматури

Багатопустотну попередньо напружену плиту армують арматурою класу А-V з електротермічним натягненням на упори форм. До тріщиностійкості плити висувають вимоги 3-ї категорії. Виріб термічно оброблюється при атмосферному тиску.

Бетон важкий класу В25, який відповідає напруженій арматурі, нормативна міцність бетону Rbn=18,5 МПа, розрахункова Rbn=14,5 МПа, коефіцієнт умов роботи бетону γb2=1, нормативний опір при розтягу Rbth=Rbt,ser=1,6 МПа, розрахунковий Rbt=1,05 МПа, початковий модуль пружності бетону Еb=30000 МПа.

Передаточна міцність бетону Rbр приймається так, щоб при обтисканні співвідношення навантажень .



Арматура поперечних ребер – класу А-V, нормативний опір Rsn=785Мпа, розрахунковий опір Rs=680МПа, модуль пружності Еs=190000 МПа. Попередній натяг арматури приймають рівним МПа.



Перевіряємо виконання умови

:



при електротермічному способі натягу

МПа



МПа



умова виконується.

Розраховуємо граничне відхилення попереднього напруження при кількості напружених стержнів



Коефіцієнт точності натягнення: . При перевірці по утворенню тріщин в верхній зоні плити при обтисненні приймають .



Попереднє навантаження з врахуванням точності натягу МПа.



Розрахунок міцності плити по перерізу, нормальному доповздовжньої вісі

Переріз тавровий з поличкою в стисненій зоні. М=56,097 кН . м

Переріз тавровий з полечкою в стисненій зоні розраховують



Знаходимо з таблиці 3.1 [1] , см – нейтральна вісь проходить в межах стисненої зони, звідси .



Характеристика стисненої зони



Гранична висота стисненої зони



де - електро-термічнє напруження



Коефіцієнт умов роботи, що враховує опір напруженої арматури вище умовної границі текучості:



де η=1,15 – для арматури класу А-V

Розраховуємо площу перерізу розтягнутої арматури



Приймаємо 5Ø12 з площею Аs=5,65 см2

Розрахунок міцності плити по перерізу, нахиленому до повздовжньої вісі

кН



Вплив зусилля обжаття кН:



.



Перевіряємо, чи потрібна поперечна арматура по розрахунку.

Умова: Н – задовольняється.



При кН/м = 65Н/см і оскільки



–



приймаємо см.



Друга умова: Н;



–



також задовольняється. Відповідно поперечної арматури по розрахунку не потрібно.

На приопорних ділянках довжиною арматуру встановлюємо конструктивно, Ø 4 Вр-1 з кроком см; в середній частині прольоту арматура не застосовується.



3.2 Розрахунок багатопустотної плити по граничним станамдругої групи

Розрахунок геометричних характеристик приведеногоперерізу

Кругле обертання пустот замінюємо еквівалентним квадратним з стороною:

см.



Товщина полок еквівалентного перерізу:

см.



Ширина ребра:

см.



Ширина пустот:

см.



Площа приведеного перерізу:

,



см2 (нехтують ,тому що дуже мала величина).



Відстань від нижньої грані до центра ваги приведеного перерізу:

см.



Момент інерції (симетричного):

см4.



Момент опру перерізу по нижній зоні:

см3;



теж саме по верхній зоні см3.



Відстань від ядрової точки, найбільш віддаленої від розтягненої зони (верхньої), до центра ваги перерізу:

см; теж саме, найбільш віддаленої зони (нижньої):



см; відповідно



.



Відношення напруження в бетоні від нормативних навантажень та зусилля обтиску до розрахункового опору бетону для граничних станів другої групи спочатку приймають рівним 0,75.

Упругопластичний момент опору в розтягненій зоні:

см3,



при - для двотаврового перерізу при



.



Упругопластичний момент опору по розтягненій зоні в стадії виготовлення та обтиску см3.



Визначення втрат попереднього напруження арматури

Коефіцієнт точності натягу арматури приймають γsp=1

Втрати від релаксації напруження в арматурі при електродинамічному способі натягу



Втрати від перепаду температури між арматурою, що натягнена і упорами σ2=0, так як при пропарюванні форма з упорами нагрівається разом з виробом.

Зусилля обтиску



Ексцентриситет цього зусилля відносно центра ваги приведеного перерізу

см.



Напруження в бетоні при обтиску



Установлюємо значення передатної міцності бетону з умови МПа, приймаємо МПа, звідси .



Розраховуємо стискаюче напруження в бетоні на рівні центра ваги напруження арматури від зусилля обтискання без врахування вигинного моменту від власної ваги плити



Втрати від швидконатікаючої повзучості при

та при складає



Перші втрати



З урахуванням втрат σloc1 напруження σbp=3.59 МПа. Втрати від осадження бетону при МПа. Втрати від повзучості бетону при складають МПа.



Другі втрати

МПа



Повні витрати

МПа



Тобто більше встановленого мінімального значення втрат

Зусилля обтиску з врахуванням повних втрат

=276,68 кН



Розрахунок по утворенню тріщин, нормальних до повздовжньої вісі

При розрахунку до конструкції висунуто вимоги як для 3 категорії по тріщиностійкості та приймаємо наступні коефіцієнти надійності по навантаженню , М=47,7 кН.м.



Розраховуємо момент утворення тріщин по наближеному способу ядрових моментів

кН.м



де Н.см.



Оскільки М=47,7МCRC=63,9 кНм, тріщини в розтягнутій зоні не утворюються.



Перевіряємо, чи утворюються тріщини в верхній зоні плити при її обтисканні коефіцієнта точності натягу . Момент від ваги плити не враховується.



Розрахункове зусилля



284506Н.см < 1942000 Н.см

Умова виконується отже початкові тріщини не утворюються; де МПа – опір бетону розтягненню, відповідно передаточній міцності бетону 12,5 МПа.



Розрахунок прогину плити

Прогин визначається від постійного та тривалого навантаження, граничний прогин [табл.2.3,1]



Замінюючий момент рівний вигинному моменту від постійного та тривалого навантажень М=40,4 кН.м; сумарна повздовжня сила рівна зусиллю попереднього обтиску з урахуванням всіх втрат і при γsp=1; Ntot=P2=277 кН; ексцентриситет

;



коефіцієнт φl=0,8 – при тривалій дії навантажень



приймаємо φm=1

Коефіцієнт, що характеризує нерівномірність деформації розтягненої арматури на ділянці між тріщинами:

.



Розраховуємо кривизну осі при вигину:



де ; ν=0,15 – при тривалій дії навантажень



см2



см.



Розраховуємо прогін



Врахування прогину від повзучості бетону внаслідок обтиску зменшує прогин.

4. Розрахунок ригеля

4.1 Визначення зусиль в ригелі поперечної рами

Розрахункова схема і навантаження

Навантаження на ригель від багатопустотних плит вважається рівномірно розподіленою. Ширина вантажної смуги на ригель дорівнює кроку поперечних рам – 6 м.

Розраховуємо розрахункове навантаження на 1 м довжини ригеля.

Постійна: від перекриття з урахуванням коефіцієнта надійності по призначенню будівлі γn=0,95;



від ваги ригеля перерізом 0,25х0,5 м (ρ=2500 кг/см3) з урахуванням коефіцієнтів надійності γf=1,1 та γn=0,95



Разом



Тимчасова з урахуванням γn=0,95



в тому числі тривала



короткочасна



Повне навантаження



Обчислення згинальних моментів в розрахункових перерізах ригеля

Переріз ригеля прийнято рівним 25х50 см, переріз колони – 30х30 см, довжина колони l = 4,8м.



Обчислення опорних моментів ригеля від постійного навантаження та різних схем завантаження тимчасовим навантаженням наведено у таблиці 4.1.

Таблиця 4.1 – Опорні моменти ригеля

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| № схеми | Схеми навантаження | Опорні моменти, кн.\*м | | | |
| М12 | М21 | М23 | М32 |
| 1 | *g* | –0,046.23,7. .5,42=  = –31,8 | –0,095.23,7. .5,42= –65,7 | –0,088.28,6. .5,42= –60,8 | –0,088. .28,6 .5,42= = –60,8 |
| 2 | *v v*  *v* | –0,055.44,5. .5,42= –71,4 | –0,065.44,5. .5,42= –84,4 | –0,022.44,5. .5,42= –28,6 | –0,022. .44,5.5,42= = –28,6 |
| 3 | *v v* | –0,009.44,5. .5,42= –11,7 | –0,030.44,5. .5,42= –39 | –0,066.44,5. .5,42= –85,6 | –0,066. .44,5.5,42= = –85,6 |
| 4 |  | –0,045.44,5. .5,42= –58,4 | –0,107.44,5. .5,42= –138,9 | –0,1.44,5. .5,42= –129,8 | –0,054. .44,5.5,42= = –70,1 |
| Найбільш несприятливі комбінації для розрахунку опорних моментів | | 1+2 | 1+4 | 1+4 | 1+3 |
| -103,2 | -189,6 | - 190,6 | -146,4 |
| Найбільш несприятливі комбінації для розрахунку прольотних моментів | | 1+2 | 1+2 | 1+3 | 1+3 |
| -103,2 | -189,6 | -190,6 | -146,4 |

Визначаємо поперечну силу на крайній колоні:



Визначаємо максимальний прольотний момент на крайній колоні



Визначаємо максимальний прольотний момент на середній колоні:



До епюр моментів схем завантаження 1+4 добавляємо урівнюючу епюру моментів так, щоб урівнялись опорні моменти М21=М23.

Ординати вирівнюючий епюри моментів:

.м



.м



.м



.м



Різниця ординат в вузлі вирівнюючий епюри моментів передається на стойки. Опорні моменти на епюрі вирівнюючих моментів складають:

.м



.м



.м



.м



Розрахункові опорні моменти ригелю першого прольоту по граням колон визначаємо по абсолютній величині за формулами:

* по грані крайньої колони зліва

1. по схемам завантаження 1+4 і вирівняній епюрі моментів:

кН.м



1. по схемам завантаження 1+3:

кН.м



1. по схемам завантаження 1+2:

кН.м



* по грані середньої колони справа:

1. по схемам завантаження 1+4 і вирівняній епюрі моментів:

кН.м



Відповідно, розрахунковий опорний момент ригеля по грані середньої колони М =121,7 кН.м.

Опорний момент ригеля по грані крайньої колони по схемі завантаження 1+4 і вирівняній епюрі моментів:

кН.м



4.2 Розрахунок міцності ригеля по перерізам нормальним до повздовжньої вісі

Характеристики міцності бетону і арматури

Бетон важкий класу В20; розрахункові опори при стисканні Rb=11,5 МПа; при розтягу Rbt=0,9 МПа; коефіцієнт умов роботи бетону γb2=1; модуль пружності Еb=27000 МПа.

Арматура повздовжня робоча класу А-ІІІ, розрахунковий опір Rs=365 МПа, модуль пружності Еs=200000 МПа.

Визначення висоти перерізу ригеля

Висоту перерізу ригеля підбираємо по опорному моменту при ξ=0,35, оскільки на опорі момент визначений з урахуванням утворювання пластичного шарніра. По таблиці 3.1 [1] і при ξ=0,35, знаходимо значення αm=0,289, і визначаємо граничну висоту стисненої зони



де σsR – напруження в арматурі з фізичною границею текучості

Розраховуємо



Приймаємо h=50 см, ширину перерізу залишаємо 25 см, бо вона відповідає залежності (0,3..0,4) h.

Прийнятий переріз в даному випадку не перевіряємо по прольотному моменту, бо М=104,2кН.мМ12=121,7кН.м.



Визначаємо площу перерізу арматури у розрахункових перерізає ригелю.

Переріз у першому прольоті:

* робота висоти ригелю



* коефіцієнт за формулою



Визначаємо ξ=0,88 за таблицею 3.1 [1]

* вираховуємо площу перерізу арматури



Приймаємо 4 Ø18 А-ІІІ с Аs= 8,04см2 [додаток 6, 1]

Переріз в середньому прольоті



Визначаємо ξ=0,885 за таблицею 3.1 [1]



Приймаємо 4Ø18 А-ІІІ с Аs= 8,04см2 [додаток 6, 1]

Переріз по грані середньої опри

Арматура розташована в один ряд:



Визначаємо ξ=0,875 за таблицею 3.1 [1]



Приймаємо 2 Ø25 А-ІІІ с Аs= 9,82см2 [додаток 6, 1]

Переріз по грані крайньої опори



Визначаємо ξ=0,915 за таблицею 3.1 [1]



Приймаємо 2 Ø20 А-ІІІ с Аs= 6,28см2 [додаток 6, 1]

4.3 Розрахунок міцності ригеля по перерізам нахиленим до поздовжньої вісі

На середній опорі поперечна сила Q=205кН.

Діаметр поперечних стержнів установлюється з умов зварювання їх з поздовжньою арматурою діаметром d=32мм і приймається рівним dsw=8мм з площею Аs=0,503 см2.

При класі А-ІІІ Rsw=285МПа, оскільки , вводять коефіцієнт умов роботи γs2=0,9 і тоді



Число каркасів – 2, при цьому



Крок поперечних стержнів по конструктивним умовам

см



На всіх при опорних ділянках довжиною l/4 прийнято крок s=16,7см, в середній частині прольоту крок



- умова задовольняється.



Вимога

- задовольняється.



Розрахунок міцності по нахиленому перерізу



Оскільки



значення с рахуємо по формулі



При цьому



Поперечна сила у вершині нахиленого перерізу



Довжина проекції розрахункового нахиленого перерізу



Умова міцності:

– забезпечується.



Перевірка міцності по стиснутій смузі між нахиленими тріщинами:



Умова

- задовольняється.



4.4 Конструювання арматури ригеля

Стик ригеля з колоною виконується за допомогою зварювання випусків верхніх над опорних стержнів з випусками з колон та зварювання закладних деталей ригелю та консолі колони. Робочу арматуру ригелю розміщаємо у двох плоских зварних каркасах, які з’єднуються у просторові за допомогою приварки поперечних горизонтальних стержнів Ø8 мм класу А-І з кроком S<500мм.

Арматуру для сприйняття від’ємного моменту в прольоті установлюють по епюрі моментів (рис. 4.1). Прийнято 2Ø12 А-ІІІ с Аs=2,26 см2.

Розглянемо переріз першого прольоту. На середній опорі арматура2 Ø25 А-ІІІ с Аs= 9,82см2

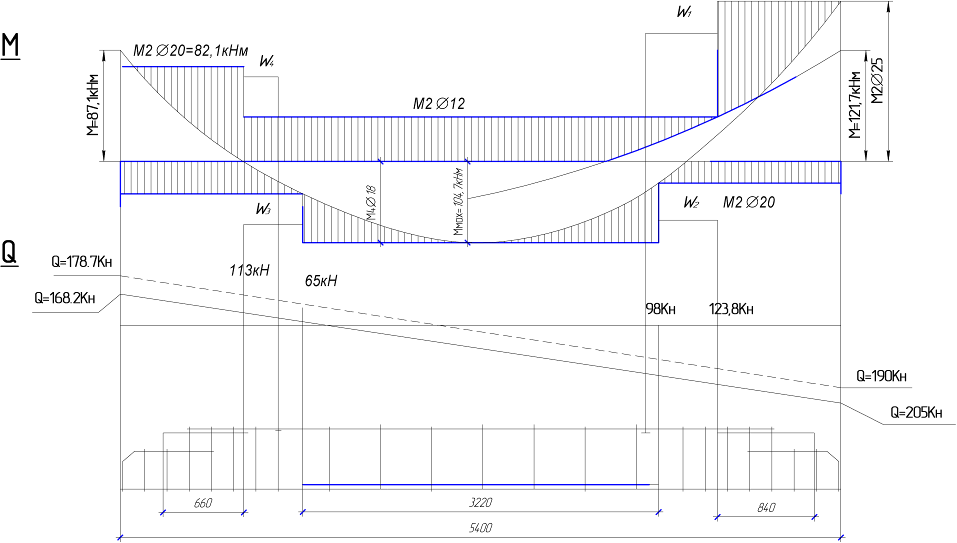


Рис. 4.1–Епюри моментів М та поперечної сили Q ригеля.

;



; ;



кН.м.



У місці теоретичного обриву арматура 2Ø12 А-ІІІ з Аs=2,26 см2;

;



; ;



кН.м;



поперечна сила в цьому перерізі Q=123,8кН;

поперечні стержні Ø8 А-І в місці теоретичного обриву стержнів 2Ø32 зберігають з кроком s=16,7см;



довжина анкеровки:



Арматуру в прольоті приймаємо 4 Ø18 А-ІІІ с Аs= 8,04см2;

;



; ;



кН.м;



У місці теоретичного обриву прольотних стержнів залишається арматура 2 Ø20 А-ІІІ с Аs= 6,28см2;

Поперечна сила в цьому перерізі Q=98кН;



довжина анкеровки:



Розглянемо переріз першого прольоту. На середній опорі арматура2 Ø25 А-ІІІ с Аs= 9,82см2

поперечна сила в цьому перерізі Q=113кН;

поперечні стержні Ø8 А-І в місці теоретичного обриву стержнів 2Ø32 зберігають з кроком s=16,7см;



довжина анкеровки:



Арматуру в прольоті приймаємо 4 Ø18 А-ІІІ с Аs= 8,04см2;

У місці теоретичного обриву прольотних стержнів залишається арматура 2 Ø20 А-ІІІ с Аs= 6,28см2;

Поперечна сила в цьому перерізі Q=65кН;



довжина анкеровки:



5. Розрахунок колони середнього ряду першого поверху

5.1 Визначення зусиль в середній колоні

Визначення поздовжніх сил від розрахункових навантажень

Вантажна площа середньої колони при сітці колон

5,4х6= 32,4м2.

Постійне навантаження від перекриття одного поверху з урахуванням коефіцієнта надійності по призначенню будівлі γn=0,95:



від ригеля



від стійки (перерізом 0,3х0,3; l=4,8; ρ=2500кг/м3; γf=1,1;γn=1- 10,1кН.

Всього 110,3+ 17,7+10,1= 138,1кН.

Тимчасове навантаження від перекриття одного поверху з врахуванням γn=0.95

кН



в тому числі тривале

кН



короткочасне

кН



Постійне навантаження від покриття при вазі покрівлі і плит 6,5 кН/м2 складає:

кН



від ригеля - 17.7кН

від стійки - 10,1кН

Всього - 217,8кН

Тимчасове навантаження - сніг для ІІІ снігового району при коефіцієнті надійності по навантаженню γf=1,4 і по призначенню будівлі γn=0,95:

кН



в тому числі тривале

кН



короткочасне

Q=21,6кН

Поздовжня сила колони І поверху рами від тривалого навантаження



те ж від повного навантаження



Визначення згинальних моментів колони від розрахункових навантажень

Визначаємо максимальний момент колон – при завантаженні 1+2 без перерозподілення моментів.

При дії тривалих навантажень



При дії повного навантаження



Різниця абсолютних значень опорних моментів у вузлі рами:

при тривалих навантаженнях



при повному навантажені



Згинальний момент колони підвалу

від тривалих навантажень



від повного навантаження



Згинальний момент колони першого поверху

від тривалих навантажень



від повного навантаження



Розраховуємо згинаючі моменти колони, що відповідають максимальним поздовжнім силам; для цієї мети використовують завантаження прольотів по схемі 1.

Від тривалих навантажень



згинальні моменти колон підвалу



першого поверху



Від повних навантажень:



згинальні моменти колон підвалу



першого поверху



5.2 Розрахунок міцності середньої колони

Характеристики міцності бетону і арматури

Клас важкого бетону В20 і клас арматури АІІІ приймаємо такими ж, як і для ригеля.

Комбінація розрахункових зусиль (для колон підвалу):

Nmax =кН.м



в тому числі від тривалих навантажень NL=кН



відповідний момент М=7.2 кН.м

в тому числі від тривалих навантажень М=5.6кНм

Мmax =22.8 кН.м

в тому числі МL=19 кН.м

І відповідаючи завантаженню 1+2 значення



в тому числі



Підбір перерізу симетричної арматури Аs = А`s.

Робоча висота перерізу



ширина b=30см.

## Ексцентриситет сили

см



## Випадковий ексцентриситет

см



см



але не менше 1см.

Оскільки ексцентриситет сили е0=2,4см більше випадкового ексцентриситету е0=1 см, то його і приймають для розрахунку статично невизначеної системи.

Знаходимо значення моментів в перерізі відповідно осі, що проходить через центр ваги найменше зжатої (розтягнутої) арматури.

При тривалому навантаженні



при повному навантаженні



Відношення



де - радіус ядра перерізу.



Розрахункову довжину колон багатоповерхових споруд при жорсткому з'єднанні ригелів з колонами в збірних перекриттях приймаємо рівними висоті поверху l0=l. В нашому розрахунку l0=l=4,8м.

### Для важкого бетону



Значення



приймають



Відношення модулів пружності



Задаються коефіцієнтом армування і вираховують критичну силу по формулі:



кН



Рахуємо коефіцієнт



Значення е рівне

см.



Визначаємо граничну відносну висоту стиснутої зони:



де



Визначаємо площу арматури



Прийнято 2Ø22 А-ІІІ с Аs=7,6 см2;

- для визначення Ncr було прийнято - перерахунок можна не робити.



Опорний тиск ригеля Q=209,4 кН; бетон класу В-20, Rb=11,5МПа; γb2=0,90МПА; арматура класу А-ІІІ, Rs=365МПа.

Приймаємо довжину опорної площадки з урахуванням зазору 5 см приймаємо l=25см при ширині ригеля lbm=25см, при цьому відстань см.



Висоту перерізу консолі у грані колони приймаємо рівною см, при куті стисненої грані 450, висота консолі у вільного краю см, при цьому см.



Робоча висота перерізу консолі см.



Оскільки смсм, консоль коротка.



Консоль армують горизонтальними хомутами Ø6 А-І с см2, кроком 10см (при цьому см і s<15см) і відгинами 2Ø16 А-ІІІ с Аs=4,02 см2.



Перевіряють міцність перерізу консолі по умові



при цьому



## Права частина умови приймається не більше

кН



Відповідно

- міцність забезпечена.



Згинаючий момент консолі у грані колони по формулі



Площа перерізу консолі біля грані поздовжньої арматури по формулі при .



прийнято 2Ø16 А-ІІІ с Аs=4,02 см2.

5.3 Конструювання арматури колони

Колона армується просторовими каркасами, створених з плоских зварних каркасів. Діаметр поперечних стержнів при діаметрі поздовжньої арматури Ø22 А-ІІІ мм в підвалі і першому поверсі відповідно [1, дод. 9] дорівнює 10мм; приймаємо Ø8 А-ІІІ з кроком s=300мм по розміру сторони перерізу колони b=300мм, що менше 20·d=20·22=440мм. Колону чотирьохповерхової рами розчленовують на два елемента довжиною кожен в два поверхи. Стик колони виконують на ванному зварюванні випусків стержнів з об бетонуванням, кінці колони підсилюють поперечними сітками.

Література

1 Байков В. Н., Сигналов Э. Е. Железобетонные конструкции: Общий курс: Учеб. для вузов.- 5-е изд., перераб. и доп.- М., Стройиздат, 1991.-767 с.: ил.

2 СНИП 2.01.01-82 Строительная климатология и геофизика - М.: Стройиздат, 1983.

3 СНИП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия М., Стройиздат, 1983. 59с.

4 СНИП 2.03.01-83 Бетонные и железобетонные конструкции М., Стройиздат, 1983. 89 с.

5 Голышев А. Б. и др. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие/А. Б. Голышев, В. Я. Бачинский, В. П. Полищук,

А. В. Харченко; Под ред. А. Б. Голышева. – 2-е изд., перераб. и доп. –К.: Будівельник,1900. – 544.:ил.

6 Вахненко П. Ф. Залізобетонні конструкції. – К.: Урожай, 1995. – 368 с.

7 Железобетонные конструкции: Курсовое и дипломное проектирование / под ред. А. Я. Барашникова. – К.: Высшая шк. Головное издательство, 1987. – с. 416.