

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

Київський національний університет будівництва і архітектури

А. П. Гусениця
П. П. Шандрук

**Конструкції багатоповерхових
каркасних будинків
та їх розрахунки**

Рекомендовано науково-методичною радою
Київського національного університету будівництва і архітектури
як навчальний посібник для студентів будівельних спеціальностей

Київ 2002

УДК 624.012+042+046
ББК 38.5
Г96

Рецензенти: О. С. Городецький, д-р техн. наук, професор НДІАСБ,
Є. С. Маніскевич, канд. техн. наук НДІБК.

Затверджено на засіданні науково-методичної ради Київського національного університету будівництва і архітектури від 25.12.2001 р.

Гусениця А. П., Шандрук П. П.

Г96 Конструкції багатопверхових каркасних будинків та їх розрахунки: Навчальний посібник. –К.: КНУБА, 2002.- 72 с.
ISBN 966-627-060-9

Наведено відомості про конструктивні схеми та збірні залізобетонні конструкції сучасних багатопверхових каркасних будинків, які проектуються і будуються за існуючими нині серіями типових проектів.

Наведені детальні розрахунки елементів чотириповислової поперечної рами каркасного будинку за 1-ю та 2-ю групою граничних станів. Крім того, наведені приклади задавання вихідних даних для розрахунків на ПЕОМ зусиль в перерізах рами за ПК "Міраж" та програмою РАМА.

Призначений для студентів спеціальності "Промислове і цивільне будівництво".

УДК 624.012+042+046
ББК 38.5

ISBN 966-627-060-9

©А.П.Гусениця,
П.П.Шандрук, 2002

ПЕРЕДМОВА

Зміст даного навчального посібника відповідає програмам дисципліни "Залізобетонні і кам'яні конструкції", що викладаються у будівельних вузах для студентів спеціальності 7.092101 "Промислове та цивільне будівництво".

У навчальному посібнику систематизовано, досить докладно розглянуто сучасні збірні залізобетонні конструкції багатопверхових каркасних будинків, які проектуються і будуються нині за типовими серіями, та викладено принципи розрахунку і конструювання найпоширеніших елементів несучих конструкцій будинків і споруд – ригелів та позацентрово стиснених колон. У методичному відношенні поглиблене вивчення роботи саме цих елементів дає змогу студентам оволодіти загальними принципами проектування збірних залізобетонних конструкцій. Наведено розрахунок зусиль у поперечній рамі каркасного чотириповерхового будинку з трьома прогонами вручну та з використанням ПЕОМ за ПК "Міраж" та програмою РАМА.

Посібник побудовано так, що поруч з викладеним теоретичним матеріалом наводяться розрахунки конкретних залізобетонних конструкцій та їх конструювання.

Викладений матеріал відповідає вимогам СНиП 2.03.01-84* (зі змінами і доповненнями), а також діючим інструктивно-нормативним документам. Система позначень і індексів в основному базується на СТ СЕВ 1565-79 "Нормативно-техническая документация в строительстве. Буквенные обозначения."

Викладений матеріал супроводжується необхідними розрахунками та ілюстраціями в обсязі, необхідному для виконання курсового проекту №2 "Проектування каркасних будинків" і окремих розділів дипломного проекту.

Розд. 1, 5 підготував Шандрюк П.П., а розд. 2, 3, 4 – Гусениця А.П.

1. Конструктивні системи та конструкції

1.1. Загальні відомості. Конструктивні системи багатоповерхових каркасних будинків

Багатоповерхові каркасні будинки служать для розміщення різних виробництв легкого машинобудування, приладобудування, цехів хімічної, радіотехнічної, електротехнічної та харчової промисловості й т. ін. або для базових сховищ холодильників м'ясокомбінатів, гаражів тощо. У цивільному будівництві – це готелі, лікувальні установи, банки, офіси та житлові будинки. Близько 40% всіх промислових будинків займають багатоповерхові, з них 80% - промислового і 20% - адміністративно-побутового призначення.

Каркасні будинки мають ряд суттєвих переваг у порівнянні з іншими:

- мінімальна вага конструкції, віднесена до якого-небудь відносного показника будівлі (наприклад на 1 м² розгорнутої площі);
- скорочення інженерних та технологічних телекомунікацій;
- економія земельної площі;
- збільшена можливість створення різноманітних об'ємно-розпланувальних рішень на основі мінімального набору конструктивних елементів;
- практична можливість здійснення трансформації внутрішніх приміщень в процесі експлуатації (зміна технології, перепланування для громадських та торговельних будинків);
- найбільш ефективно застосування високоміцних та прогресивних конструкцій;
- практично не обмежується кількість поверхів (так переважна більшість висотних будинків збудована за каркасними схемами).

Багатоповерхові каркасні будинки можуть бути виконані в збірному, монолітному та збірно-монолітному залізобетоні. Донедавна найбільш поширені каркасні будинки зводились із збірних залізобетонних конструкцій, виконаних відповідно до уніфікованих конструктивних схем із типових залізобетонних елементів [6 - 9]. Однак в сучасних умовах будівництво багатоповерхових будинків ведуть в монолітному та монолітно-збірному залізобетоні. Це пов'язано із значною енергоємністю і вищою вартістю будівництва із збірних конструкцій.

Однак нині збудовано велику кількість каркасних будинків із збірних залізобетонних елементів і при переобладнанні їх на нові технології і навантаження безумовно необхідно знати їхні конструкції і несучу здатність. Тому далі розглядаємо лише каркасні будинки із збірних залізобетонних конструкцій існуючих типових серій.

В каркасних будинках основні несучі елементи – залізобетонні рами. Ці будинки можуть бути з повним каркасом при навісних чи самонесучих стінах із залізобетонних панелей і рідше з неповним каркасом, коли перекриття опираються на середні ряди колон і зовнішні несучі стіни, викладені з цегли. Більш детально відомості про багатоповерхові будинки наведені в підручниках [3, 4].

У каркасних будинках вертикальні навантаження переважно сприймають рами каркасу, а горизонтальні – каркас будинку або діафрагми жорсткості, в залежності від прийнятої конструктивної системи.

Конструктивна система будинку – це сукупність вертикальних і горизонтальних несучих конструкцій, що забезпечують її міцність, жорсткість та стійкість. У практиці будівництва розрізняють такі конструктивні системи багатоповерхових каркасних будинків: рамні, в'язеві, рамно-в'язеві та інші.

В разі застосування рамної системи каркас будинку являє собою систему поперечних і поздовжніх рам з жорсткими вузлами, які сприймають як вертикальні навантаження, так і горизонтальні від вітру, що передаються через стіни та перекриття.

Рамні системи використовують у будівництві промислових та громадських будинків. Достойністю рамних каркасів є чіткість роботи всіх конструктивних елементів, рівномірність деформацій усіх рам у загальній системі каркасу, зручність розміщення технологічного устаткування в зв'язку з відсутністю поперечних діафрагм жорсткості. Недоліками рамних каркасів є складність і трудомісткість виконання жорстких вузлів.

В'язеві каркасні системи застосовують як у промисловому, так і в цивільному будівництві, але частіше під час зведення цивільних будинків. У в'язевих каркасах основні несучі елементи – це ригельні або безригельні рами з шарнірними вузлами та системи діафрагм жорсткості. В таких системах усі вертикальні навантаження сприймають рами каркасу, а горизонтальні (вітрові) – системи діафрагм жорсткості, об'єднані дисками перекриттів. Більш детально конструкції в'язевих каркасів в п.12.1 підручника [3].

Переваги в'язевих каркасів над іншими - це більш прості шарнірні вузли спряження ригелів з колонами, які спрощують і прискорюють монтаж будинків, а також зумовлюють однакові типорозміри ригелів і конструкції з'єднань з колонами.

Загальні витрати сталі у в'язевих каркасах більші, ніж у рамних.

В рамно-в'язевих каркасних системах вертикальні навантаження сприймає каркас із рам, а горизонтальні (вітрові) – каркас і діафрагми, при чому розподіляються вони пропорційно їхній жорсткості. Жорсткість діафрагм в таких системах можна зменшувати, оскільки частину навантаження від вітру сприймає каркас.

Конструктивні системи каркасних будинків можуть бути різними в поперечному і в поздовжньому напрямках. Наприклад, при поперечних

рамах і поздовжніх в'язевих діафрагмах конструктивна система в поперечному напрямку - рамна, а в поздовжньому - рамно-в'язева. При зовнішніх несучих стінах будинки зводять за в'язевою системою.

Існують й інші конструктивні системи: каркасно-ствольні, ствольні, каркасно-блокові, каркасно-панельні й т. ін., що розглянуто в підручнику [3].

1.2. Сучасні серії каркасних багатоповерхових будинків

Характерною ознакою промислового будівництва в недалекому минулому було масове впровадження системи уніфікації й типізації будівельних об'єктів, що призвело до високого рівня індустріалізації. Суттю уніфікації будинків, призначених для розміщення різних виробництв, є зведення їх об'ємно-планувальних рішень та розмірів конструктивних елементів до обмеженого числа. До основних уніфікованих параметрів будинків відносяться:

- прогони, кроки опор (сітка) і висотні габарити;
- вид і вантажопідйомність підйомно-транспортного обладнання;
- функціональні та виробничі навантаження.

Встановлення раціонального мінімуму значень кожного з основних параметрів будинків зумовлює максимально можливе скорочення числа типорозмірів уніфікованих будівельних конструкцій та деталей. Таким чином, досягається масовість збірних конструкцій і деталей, обумовлюється можливість їх типізації і стандартизації та забезпечується рентабельність роботи підприємств будівельної індустрії.

Впровадження уніфікованих параметрів будинків дозволило відпрацювати найбільш ефективні серії багатоповерхових каркасних будинків і відповідні до них серії типових збірних елементів.

Однак широке застосування уніфікованих габаритних схем і типових конструкцій має і деякі негативні наслідки. По-перше, значно знизився архітектурний зовнішній вигляд промислових об'єктів, їх естетичні якості; по-друге, це досить часто призводить до збільшення витрат матеріалів внаслідок неспівпадання уніфікованих параметрів (наприклад, тимчасові навантаження) з вимогами технології того чи іншого виробництва.

Слід зазначити, що збірні конструкції каркасних будинків (а також і типові серії) постійно вдосконалюються і змінюються, що пов'язано з використанням більш ефективних і нових матеріалів, покращанням з'єднань збірних елементів між собою та ін. Тому, починаючи з 1950 року, розроблено багато типових серій багатоповерхових каркасних будинків. З того часу збереглися їх назви російською мовою ИИ-50, ИИ-60, ИИ-70, ИИ-20, ИИС-60, ИИ-20/70, ИИ-23/70, 1.420-6, 1.420-4, КП-203, КП-204, КМС-101.1, КМС-101.2. На сьогодні дійсними для будівництва в Україні використовують такі типові серії багатоповерхових будинків, які були затверджені Держбудом СРСР.

1. **Серія 1.020-1/83.** Конструкції в'язевого каркасу міжвидового призначення для багатоповерхових громадських, виробничих і допоміжних промислових будинків під навантаження до 11 кН/м^2 для перекриттів із плит з круглими порожнинами і до 25 кН/м^2 для перекриттів з ребристих плит. Сітки колон – 3×6 , $3 \times 7,2$; 3×9 , 6×6 , 6×9 , $7,2 \times 7,2$; $7,2 \times 9$, 9×9 , 9×12 м. Ця серія введена в дію з 1984 р. замість серії ИИ-04.

2. **Серія 1.020.1-4.** Конструкції рамного каркасу міжвидового застосування для багатоповерхових громадських будинків, виробничих і допоміжних будинків промислових підприємств під навантаження до 11 кН/м^2 для перекриттів з круглопустотних плит і до 25 кН/м^2 – для перекриттів з ребристих плит. Сітки колон – 6×6 , 6×9 , 6×12 м. Введена в дію з 1989 р. замість серії ИИ-04.

3. **Серія 1.020.1-2с.** Конструкції рамного каркасу міжвидового призначення для багатоповерхових громадських і промислових будинків для будівництва в сейсмічних районах сейсмічністю 7, 8, 9 балів. Введена в дію в 1986 р.

4. **Серія 1.420.1-19.** Конструкції багатоповерхових промислових будинків з сіткою колон 12×6 м під навантаження до 15 кН/м^2 . Введена в дію в 1989 р. замість серії 1.420-6.

5. **Серія 1.420-12.** Конструкції багатоповерхових промислових будинків з сіткою колон 6×6 м і 9×6 м під навантаження до 25 кН/м^2 і 15 кН/м^2 , відповідно. Введена в дію 1979 р. замість серії ИИ-20/70.

6. **Серія 1.420-13.** Конструкції багатоповерхових промислових будинків з сітками колон 6×6 м і 9×6 м під навантаження до 30 кН/м^2 і 20 кН/м^2 , відповідно; а також для будинків підвищеної поверховості – 6...10 поверхів для сітки 6×6 м, і 5...9 поверхів для сітки 9×6 м. Введена в дію в 1979 р. замість серії ИИ-20/70.

7. **Серія 1.420.1-20с.** Конструкції багатоповерхових промислових будинків для будівництва в сейсмічних районах під навантаження до 25 кН/м^2 . Введена в дію в 1989р.

8. **Серія 1.420.1-14.** Конструкції багатоповерхових промислових будинків з безбалковими перекриттями та сіткою колон 6×6 м під навантаження $5 \dots 50 \text{ кН/м}^2$. Введена в дію 1981 р. замість серії 1.420-4.

9. **Серія 1.420-8/81.** Конструкції двоповерхових промислових безкранових будинків під навантаження до 50 кН/м^2 . Введена в дію в 1983 р.

Крім того, для окремих збірних конструкцій кожної серії каркасних будинків розроблені серії типових збірних конструкцій, в яких вказується номенклатура, опалубочні розміри, конструювання, арматурні вироби і т. ін. для кожного типового збірного елемента.

Наприклад, **серія 1.041.1-2** – збірні залізобетонні круглопустотні плити товщиною 220 мм для громадських, виробничих і допоміжних будинків промислових підприємств. Введена в дію в 1984 р.

Серія 1.042.1-4 – збірні залізобетонні ребристі плити висотою 300 мм для перекриттів багатоповерхових громадських будинків, виробничих і допоміжних будинків промислових підприємств. Введена в дію в 1984 р.

Серія 1.442.1-1/87 – ребристі плити для промислових будинків висотою 400 мм; **серія 1.442.1-3** – те ж , висотою 500 мм.

Серія 1.042.1- 2 – збірні залізобетонні плити типу “Т” і “2Т” висотою 600 мм з підрізкою на опорах 300 мм прогоном 9 м і 12 м. Введена в дію в 1984 р.

Більш детальні відомості про деякі серії каркасних будинків і типових збірних конструкцій можна знайти в довідниках [6, 8, 9].

1.3. Конструкції каркасних будинків міжвидового застосування серій 1.020-1/83 і 1.020.1-4

Конструкції серій **1.020-1/83** і **1.020.1-4** виготовляються в одних і тих самих опалубних формах. Ригелі спираються на приховану малогабаритну консоль розмірами 150x150 мм, при цьому в серії 1.020-1/83 – шарнірно, а в серії 1.020.1-4 – жорстко. Стійкість в'язевого каркасу 1.020-1/83 в поперечному напрямку забезпечується розміщенням збірних залізобетонних діафрагм жорсткості або ядрами жорсткості, за які можуть бути використані: сходові клітки, ліфтові або комунікаційні шахти. В поздовжньому напрямку стійкість забезпечується встановленням вертикальних металевих в'язей. Основні конструкції наведені на рис. 1, 2, 3.

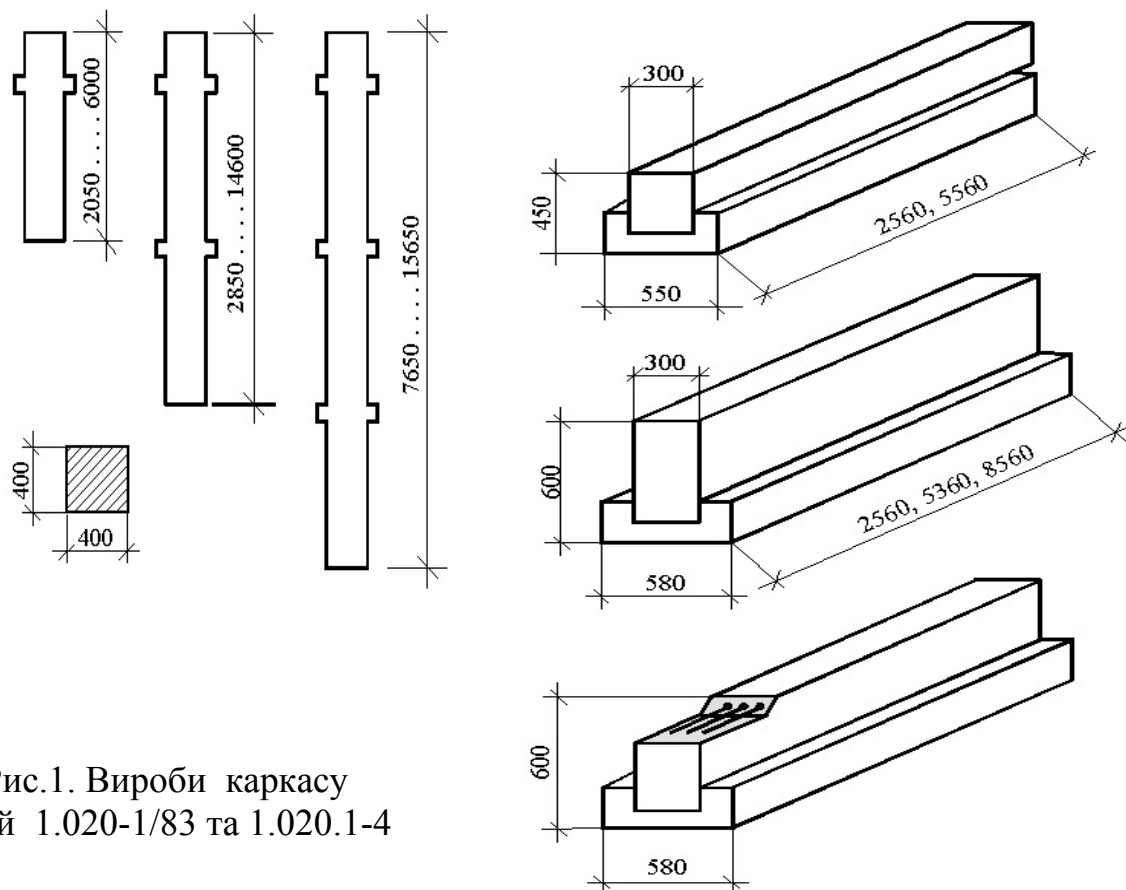


Рис.1. Вироби каркасу серій 1.020-1/83 та 1.020.1-4

Серії передбачають можливість компонування каркасів із сітками колон 6х6, 9х6, 6х12 м (перша цифра вказує номінальний прогін ригеля), висоти поверхів: 3,6; 4,8 + 3,6; 4,2; 4,8; 6,0 + 4,8; 6; 7,2+6 м.

Крім того, розроблений каркас для сітки 6 х 7,2 м з перекриттями із плит “2Т” і додатковими висотами поверхів 2,8 і 3,2 м.

Кількість поверхів 2...6, але при зниженні навантажень може бути 9, 10 поверхів.

Тимчасові нормативні навантаження на перекриття:

- для сіток 6х6, (6+3+6)х6 м – до 11 кН/м² для плит з круглими порожнинами, до 25 кН/м² для ребристих плит;

- для сіток 9х6, (9+3+9)х6 м – до 11 кН/м² для серії 1.020-1/83, до 12,5 кН/м² для серії 1.020.1-4.

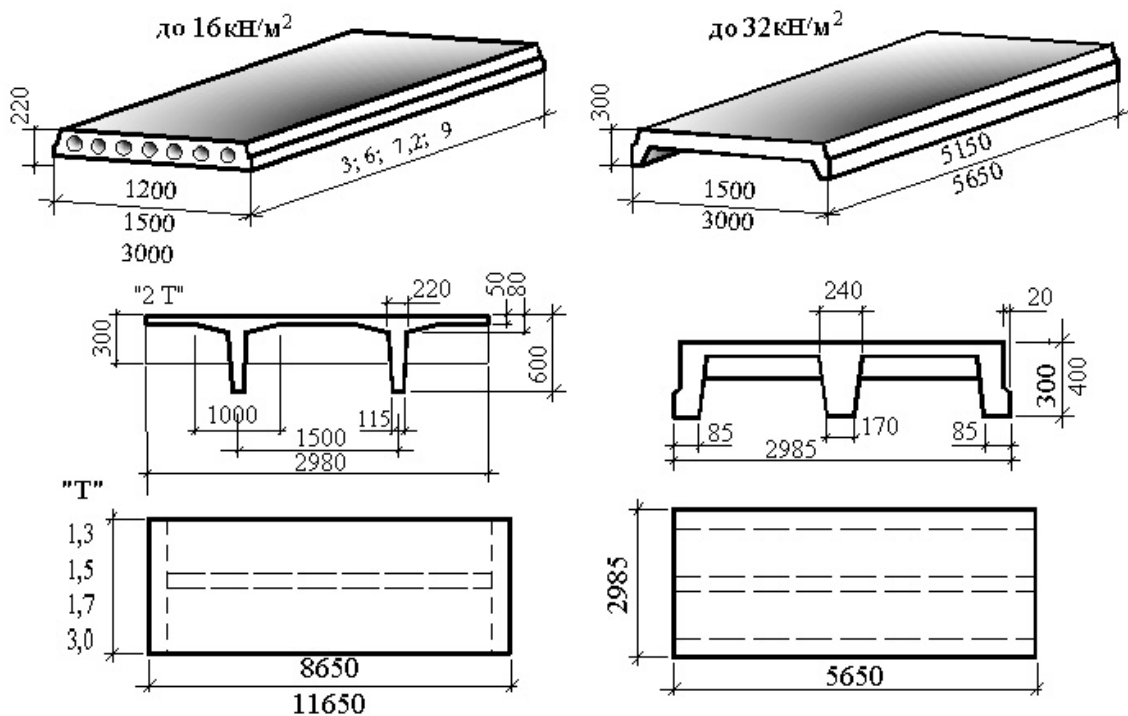


Рис.2. Плити перекриттів

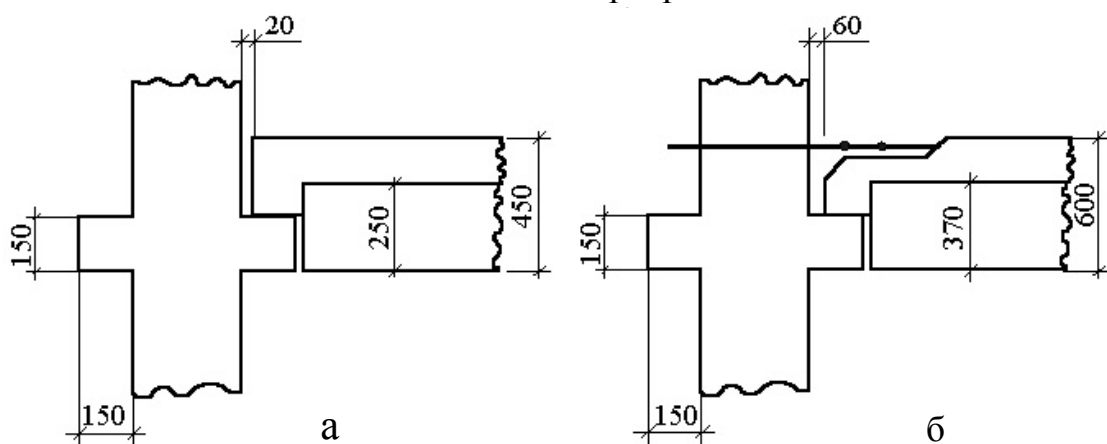


Рис.3. Типи стиків ригелів з колонами:

а – шарнірний; б – жорсткий

Розрахункові навантаження на ригелі:

- для прольоту 6 м, висота ригеля 450 мм – до 145 кН/м² (серія 1.020-1/83); висота ригеля 600 мм – до 215 кН/м² (для обох серій);
- для прольоту 9 м, висота ригеля 600 мм – до 110 кН/м² (серія 1.020-1/83); до 130 кН/м² (серія 1.020.1-4).

1.4. Конструкції каркасних промислових будинків серій 1.420-12 і 1.420-13

Каркаси серій 1.420-12 і 1.420-13 проектують за рамною системою у поперечному напрямку і рамно-в'язевою – у поздовжньому в єдиних опалубних формах. Вони застосовуються для виробничих будинків промислових підприємств з такими характеристиками:

- сітка колон 6 х 6 і 9 х 6 м;
- кількість поверхів для серії 1.420-12 – 3...5 для сітки колон 6 х 6 м; 3, 4 – для сітки колон 9 х 6 м; для серії 1.420-13 – 6...10 для сітки колон 6 х 6 м; 5...8 для сітки колон 9 х 6 м;
- тимчасові навантаження на перекриття для серії 1.420-12 – 10...25 кН/м² для сітки колон 6 х 6 м, 5...15 кН/м² для сітки колон 9 х 6 м; для серії 1.420-13 – 10...30 кН/м² для сітки колон 6 х 6 м, 5...20 кН/м² для сітки колон 9 х 6 м;
- висоти поверхів 3, 6...6 м (для першого поверху може бути 7,2 м), причому верхній поверх може бути зального типу (без проміжних колон) з мостовими або підвісними кранами або без них.

Міжповерхові перекриття можуть бути двох типів (рис.4).

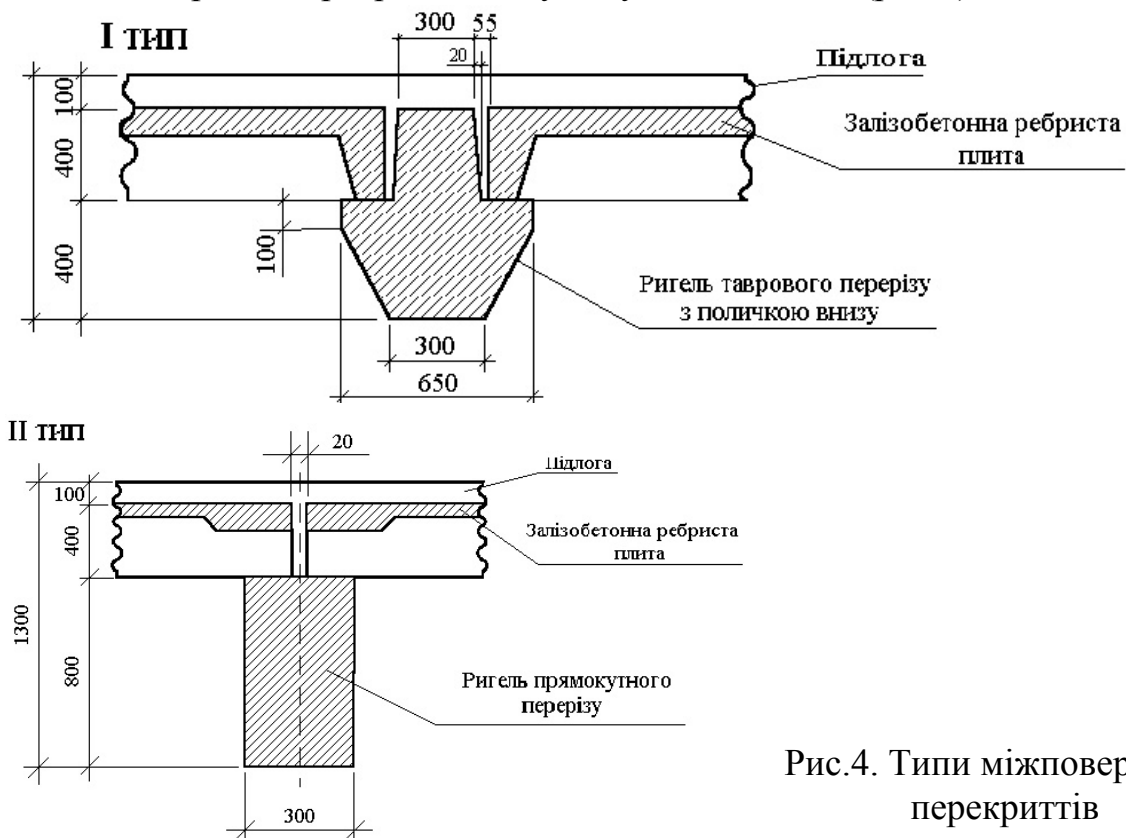


Рис.4. Типи міжповерхових перекриттів

Колони прямокутного перерізу 400 x 400 мм або 400 x 600 мм можуть виготовлятися на два поверхи довжиною до 15 м. Виліт консолі складає 350 мм.

Ригелі мають конструктивну довжину 5; 5,3; 5,5; 8; 8,3; 8,5 м.

Плити ребристі з номінальними розмірами 6 x 1,5 м і добірні 6 x 0,75 м і конструктивними розмірами 5050 x 1490 мм (тип 1) і 5550 x 1490 (тип 2) за рис.5.

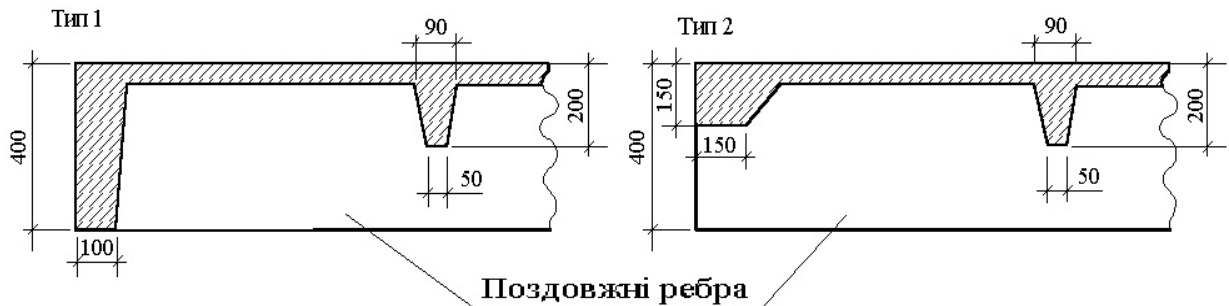


Рис. 5. Типи ребристих плит

1.5. Конструкції каркасних промислових будинків серії 1.420.1-19

Каркаси серії 1.420.1-19 проектують за рамною системою в поперечному напрямку і за рамно-в'язевою - в поздовжньому і застосовуються для виробничих будинків промислових підприємств з такими характеристиками:

- сітка колон - 12 x 6 м (ригель 12 м);
- кількість поверхів - 3...5;
- нормативне навантаження на перекриття - 5...15 кН/м²;
- висоти поверхів - 3,6...6 м.

Колони прямокутного перерізу як в серіях 1.420-12 і 1.420-13.

В одному будинку можуть використовуватися міжповерхові перекриття лише одного з двох типів (рис. 6).

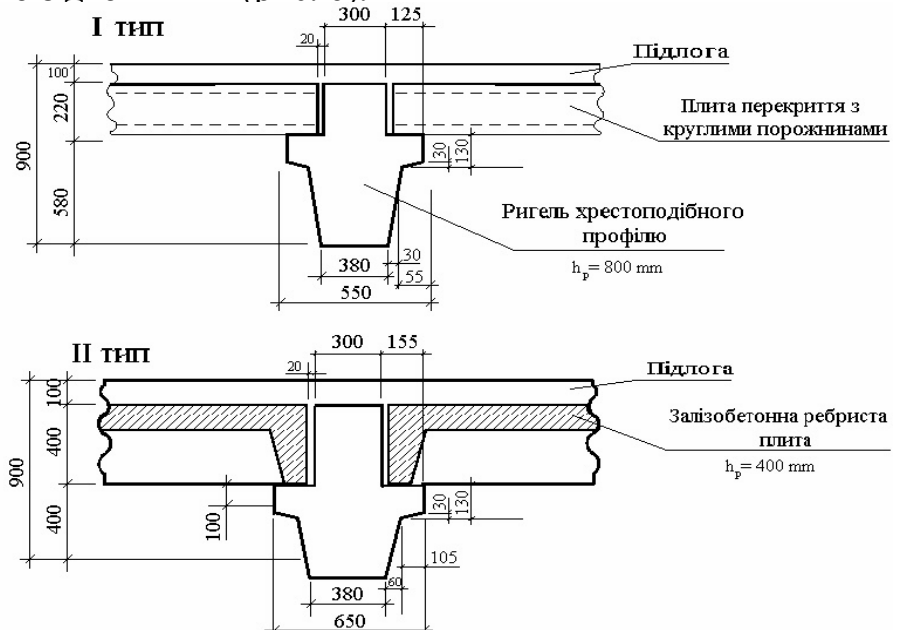


Рис. 6. Типи міжповерхових перекриттів

Ригелі поздовжніх рам (в'язеві ригелі) прямокутного перерізу 300x800 мм (bхh).

Плити міжповерхових перекриттів проектуються також двох типів – з круглими порожнинами висотою 220 мм з номінальними розмірами в плані 6х1,5 м (добірна 6х0,6 м); ребристі плити з торцевими поперечними ребрами висотою 400 мм номінальних розмірів в плані 6х1,5 м (добірна 6х0,75 м) та з трьома поздовжніми ребрами номінальних розмірів у плані 6х3 м (рис. 2).

1.6. Конструкції каркасів двоповерхових промислових будинків серії 1.420 – 8/81

Каркаси серій 1.420-8/81 проектують за рамною схемою у поперечному напрямку і рамно-в'язевою (із металевих в'язей) – в поздовжньому. Вони застосовуються у виробничих будинках промислових підприємств зі складним і розгалуженим комунікаційним господарством (подача або відвід води, пари, масел, гарячого, чистого або стиснутого повітря й т. ін.).

Як правило на перекриття першого поверху передаються значні тимчасові навантаження, тому перший поверх повинен мати широкі приміщення для заїзду наземного автотранспорту і для влаштування підвісного вантажопідйомного обладнання.

Сітка колон для першого поверху – 6х6, 6х9, 6х12 м; для другого поверху – 18х6, 18х12, 24х6, 24х12 м.

Нормативне навантаження на перекриття першого поверху – 15...50 кН/м².

Загальна висота будівлі вимірюється від підлоги першого поверху до низу несучих конструкцій покриття і обирається за технологічними вимогами з врахуванням таких положень:

- якщо загальна висота будівлі не перевищує 14,4 м, то типові конструкції вибираються за габаритними схемами серій промислових будинків наведених вище;

- якщо загальна висота будівлі перевищує 14,4 м, то уніфікована висота вимірюється від підлоги другого поверху, а загальна висота будівлі складається з висоти першого поверху з висотою (уніфікованою) другого.

При цьому конструкції другого поверху вибирають з типових конструкцій промислових серій, наведених вище, а першого поверху – із нетипових конструкцій з ригелями висотою 1 м і прогоном 6 м за рис. 7.

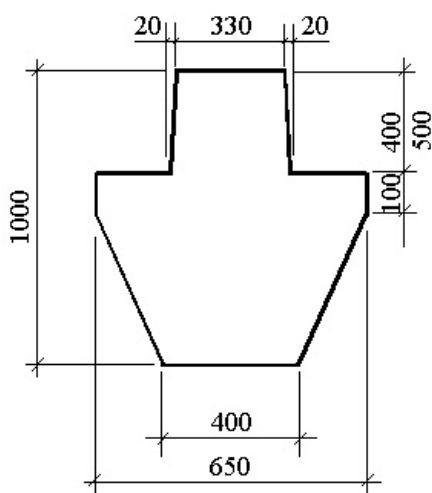


Рис. 7. Типи ригелів

Плити перекриття – ребристі висотою 400 або 500 мм за типовими серіями номінальним прогоном 6 м або індивідуальні, наприклад, як для підземних переходів типу ПР або для тунелів типу ПТ.

1.7. Техніко-економічні показники каркасних будинків

В процесі проектування будинків чи споруд, як правило, здійснюється варіантне проектування для вибору найбільш раціональної (можливо і оптимальної) конструкції або конструктивної схеми будинку чи споруди. Воно є обов'язковим етапом в проектуванні нетипових або нових рішень, що відповідають новим або передовим досягненням вітчизняної чи світової будівельної науки і техніки.

Під час розгляду варіантів можливого конструктивного вирішення перевага надається варіанту, який вище за техніко-економічними показниками і за мінімальними наведеними витратами. В табл.1 дано середні значення основних показників відомих каркасів існуючих в Україні серій типових проектів.

Таблиця 1

Техніко-економічні показники багатопверхових каркасних будинків
(на 1 м² розгорнутої площі)

Серії каркасів	Сітка колон	Найменування показників				паливо- енергет. ресурси, (кг умовного палива)
		витрати матеріалів		трудомісткість		
		цемент, (кг) зведено до М400	сталь, (кг) зведено до класу А-1	виготов- лення, (людино-год.)	монтажу, (людино-год.)	
1.020.1-4	6x6	69,52	32,84	1,57	0,86	81,6
1.020-1/83	6x6	86,07	23,64	2,25	0,77	74,9
	9x6	94,68	28,90	2,32	0,61	87,7
1.420-12	6x6	83,26	37,23	2,16	1,02	84,3
	9x6	88,37	44,53	2,19	0,81	91,7
1.420.1-14	6x6	67,5	26,10	1,28	0,96	75,5
1.420.1-19	12x6	86,52	52,83	2,31	0,73	96,4
КП-203	12x6	106,8	45,74	2,37	0,67	83,8
	12x12	134,1	67,3	2,13	1,72	111,5

Ці показники можна використати при варіантному порівнянні конструктивних схем каркасів у дипломному проектуванні. Техніко-економічні показники окремих залізобетонних конструкцій наведені в [3; 4; 6; 9; 10].

2. Розрахунок каркасу будинку

2.1. Дані для проектування

Розглядається чотириповерховий промисловий будинок з рамним каркасом із збірних залізобетонних елементів (рис. 8). Розміри будинку в плані 27х60 м. Сітка колон 9х6 м. Висота поверхів – 4,8 м. Переkritтя і покриття зі збірних ребристих плит. Покрівля плоска, зовнішні стіни – самонесучі.

Тимчасове рівномірно розподілене навантаження на переkritтя при коефіцієнті надійності за навантаженням $\gamma_f = 1$ дорівнює $13,5 \text{ кН/м}^2$, в тому числі тривале – $11,4 \text{ кН/м}^2$, короточасне - $2,1 \text{ кН/м}^2$.

Район будівництва II - за сніговим і I - за вітровим навантаженням (тип місцевості В).

Ригелі таврового перерізу з полчкою знизу (рис. 9) виготовляються з важкого бетону класу В40. Тоді, при коефіцієнті умов роботи $\gamma_{B2} = 0,9$ розрахункові опори: $R_b = 0,9 \cdot 22 = 19,8 \text{ МПа}$; $R_{bt} = 0,9 \cdot 1,4 = 1,26 \text{ МПа}$; $R_{b,ser} = 0,9 \cdot 29 = 26,1 \text{ МПа}$; $R_{bt,ser} = 0,9 \cdot 2,1 = 1,89 \text{ МПа}$, модуль деформації бетону $E_b = 32,5 \cdot 10^3 \text{ МПа}$.

Нижня робоча попередньо напружена поздовжня арматура ригеля з класу А-V ($R_s = 680 \text{ МПа}$; $R_{sc} = 500 \text{ МПа}$; $E_s = 19 \cdot 10^4 \text{ МПа}$; $R_{s,ser} = 785 \text{ МПа}$) при електротермічному способі напруження. Початкове попереднє напруження прийнято $\sigma_{sp} = 700 \text{ МПа}$. Обтиснення бетону відбувається при його міцності, яка дорівнює 80% від проектного класу, тобто $R_{bp} = 0,8 \cdot 40 = 32 \text{ МПа}$. Інша арматура (робоча і конструктивна) з класу А-III ($R_s = 355 \text{ МПа}$; при $\text{Ø}6 \dots 8 \text{ мм}$, $R_s = 365 \text{ МПа}$ при $\text{Ø}10 \dots 40 \text{ мм}$, $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$).

Колони перших двох поверхів виготовляються з бетону класу В35 ($R_b = 0,9 \cdot 19,5 = 17,55 \text{ МПа}$, $E_b = 31 \cdot 10^3 \text{ МПа}$), а інших поверхів – з бетону класу В25 ($R_b = 0,9 \cdot 14,5 = 13,05 \text{ МПа}$, $E_b = 27 \cdot 10^3 \text{ МПа}$).

Робоча і конструктивна арматура колон класу А-III.

2.2. Розрахункова схема каркасу будинку

Розрахункова схема поперечного каркасу будинку рамна, тобто всі вертикальні і горизонтальні навантаження сприймаються поперечною рамою каркасу з жорсткими вузлами. В поздовжньому напрямку розрахункова схема каркасу рамно-в'язева при шарнірному спиранні ригелів (плит переkritтя), де горизонтальні (вітрові) навантаження сприймають в основному спеціальні в'язі (сталі чи залізобетонні діафрагми, а також інші елементи будинку). Практика розрахунків показала, що в цьому випадку в стояках і ригелях поперечної рами додаткових зусиль практично не виникає. Тому в прикладі розглядають розрахунок тільки поперечної рами.

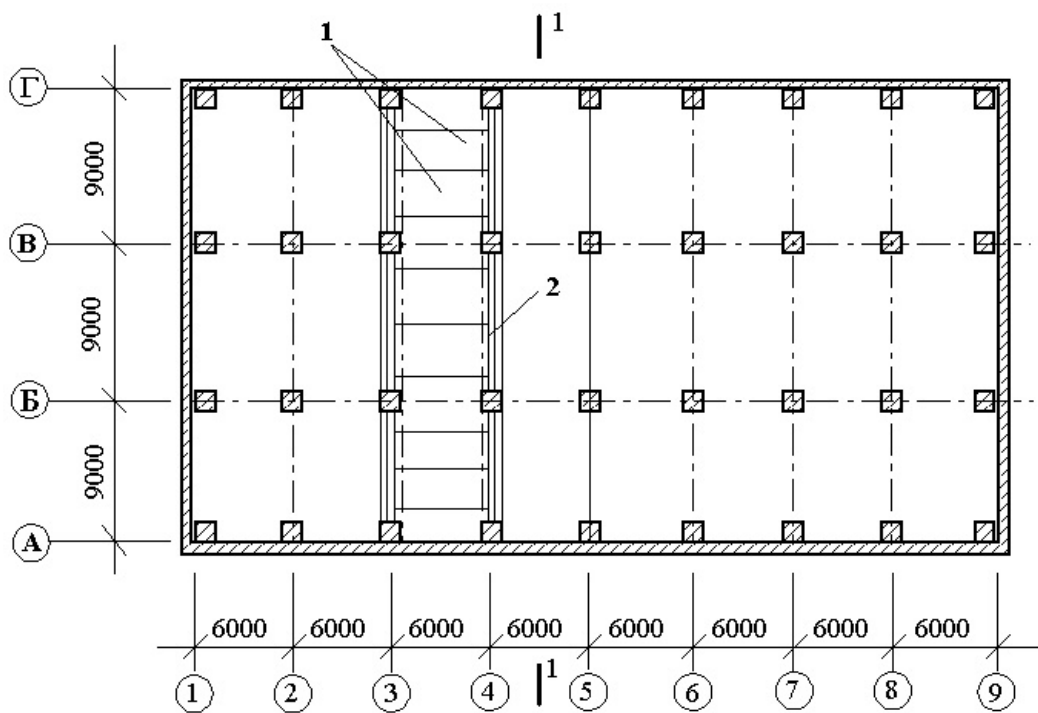
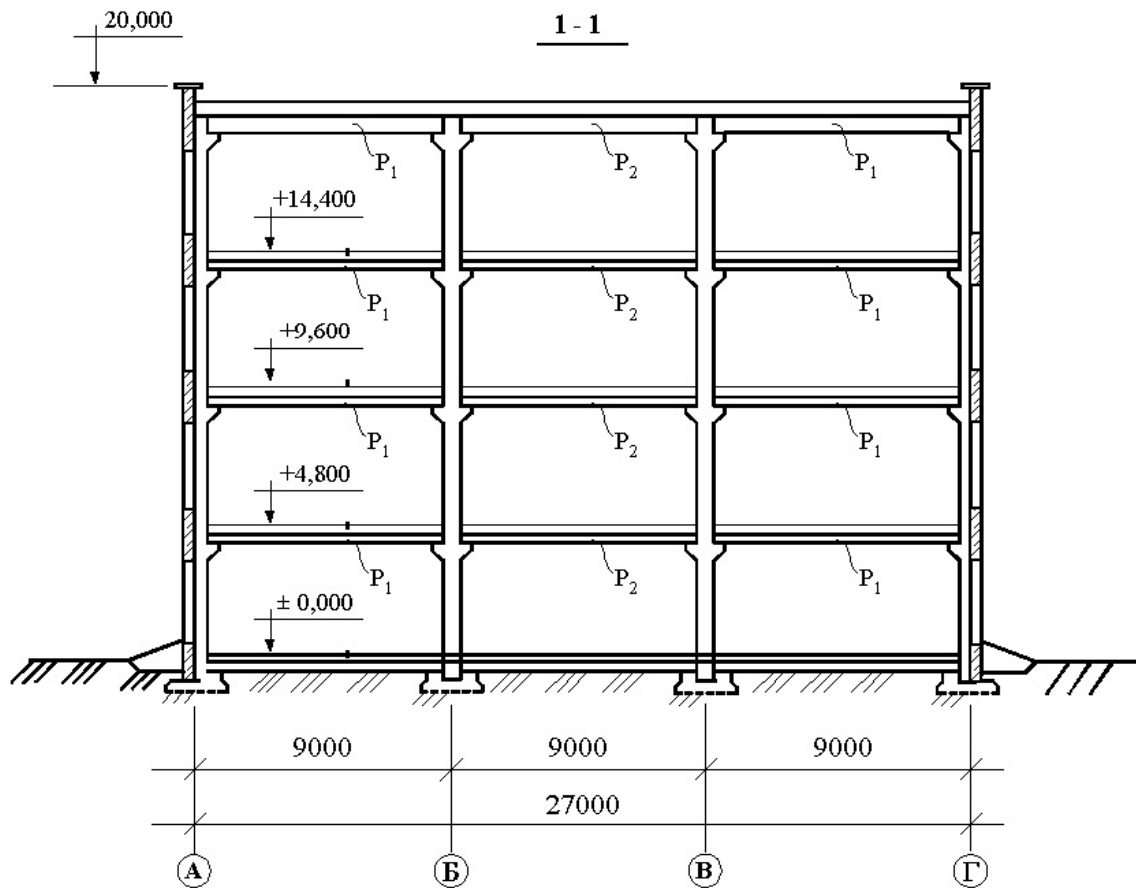


Рис. 8. Загальний вигляд будинку: 1 - плити; 2 - ригель

2.3. Визначення вертикальних навантажень

Вертикальні навантаження на ригелі рами беруть рівномірно розподіленими.

Підрахунок навантажень на 1 м^2 від покриття і перекриття наведений в табл. 2 і взятий з розрахунку плит покриття і перекриття роботи [1]. Врахований також коефіцієнт надійності за призначенням $\gamma_n=0,95$.

Таблиця 2

Збір навантажень на 1 м^2

Вид навантаження	Навантаження, кН/м^2		
	при $\gamma_f=1$	γ_f	$\gamma_f>1$
ПОКРИТТЯ			
Постійне			
Ізоляційний килим $1,8 \times 0,95$	1,71	1,3	2,22
Плити покриття з бетоном замон. $1,55 \times 0,95$	1,63	1,1	1,8
Разом	3,34		4,02
Тимчасове			
Снігове $0,7 \times 0,95$	0,665	1,4	0,93
ПЕРЕКРИТТЯ			
Постійне			
Підлога $1,34 \times 0,95$	1,27	1,3	1,65
Рибристі плити перекриття з бетоном замонолічування $2,65 \times 0,95$	2,52	1,1	2,77
Разом	3,79		4,42
Тимчасове			
Короткочасне $2,1 \times 0,95$	2	1,2	2,39
Тривале $11,4 \times 0,95$	10,83	1,2	13
Разом	12,83		15,39

Рівномірно розподілене навантаження на 1 м ригеля визначаємо множенням відповідних навантажень на 1 м^2 на ширину вантажної смуги, яка дорівнює кроку рам (тобто 6 м). Розрахунок записуємо в табл. 3.

Таблиця 3

Збір навантажень на 1 м ригеля

Вид навантаження	Навантаження, кН/м		
	при $\gamma_f=1$	γ_f	$\gamma_f>1$
ПОКРИТТЯ			
Постійне			
Ізоляційний килим і плити $3,34 \times 6$	20		24,1
Від маси ригеля $(0,3 \times 0,4 + 0,02 \times 0,4 + 0,65 \times 0,4 - 0,175 \times 0,3) \times 2,5 \times 9,81 \times 0,95$	7,9	1,1	8,7

	Разом g_1	27,9		32,8
Тимчасове				
Снігове 0,665 x 6	s	3,99		5,58
Повне	$q_1 = g_1 + s$	31,9		38,4
ПЕРЕКРИТТЯ				
Постійне				
Підлога і плити перекриття 3,79 x 6		22,7		26,5
Вага ригеля		7,9		8,7
	Разом g_2	30,6		35,2
Тимчасове				
Короткочасне 2 x 6	v_{sh}	12	1,2	14,4
Тривале 10,83 x 6	v_1	65		78
	Разом v	77		92,4
Повне	$q_2 = g_2 + v$	107,6		127,6

2.4. Уточнення розмірів ригелів і колон

Для уточнення раніше вибраного перерізу ригеля перекриття визначають його необхідну висоту за згинальним моментом (при $\gamma_f > 1$)

$$M_1 = 0,6 M_0 = 0,6 q_2 l_0^2 / 8 = 0,6 \cdot 127,6 \cdot 9^2 / 8 = 776 \text{ кН.м,}$$

де M_0 – момент у ригелі, розрахований як для однопрогонної балки на шарнірних опорах.

Беремо оптимальну для балок відносну висоту стиснутої зони бетону $\xi = 0,35$ (при проектуванні конструкції з перерозподілом моментів брати $\xi > 0,35$ не рекомендується).

Тоді коефіцієнт $\alpha_m = \xi (1 - 0,5 \xi) = 0,35 (1 - 0,5 \cdot 0,35) = 0,289$, а необхідна робоча висота перерізу ригеля

$$h_0 = [M / (\alpha_m R_b b)]^{1/2} = [776 \cdot 10^6 / (0,289 \cdot 19,8 \cdot 300)]^{1/2} = 673 \text{ мм,}$$

де $b = 300$ мм – ширина ребра ригеля.

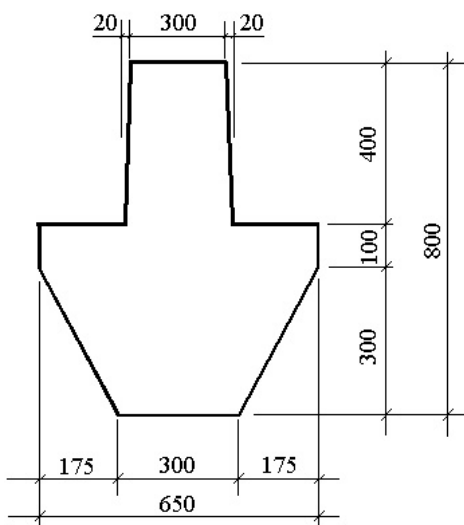


Рис. 9. Поперечний переріз ригеля

Повна необхідна висота ригеля

$$h = h_0 + a = 673 + (60 \dots 70) = 733 \dots 743 \text{ мм.}$$

Остаточно приймаємо висоту $h = 800$ мм. Інші розміри перерізу взято з рис 9. Також прийнято, що ригель покриття має ті ж розміри.

Перед уточненням висоти перерізів колон приймаємо їх ширину $b = 350$ мм для усіх колон.

Розглянемо визначення необхідної висоти перерізів для середньої колони першого поверху. Навантаження на цю колону складається з навантаження від

покриття і трьох міжповерхових перекриттів. Вантажна площа, з якої навантаження передається на середню колону, дорівнює $9 \times 6 = 54 \text{ м}^2$.

Постійне навантаження при $\gamma_f > 1$ від:

- покриття $4,02 \cdot 54 + 8,7 \cdot 9 = 295,4 \text{ кН}$;

- перекриттів $(4,42 \cdot 54 + 8,7 \cdot 9) \cdot 3 = 950,9 \text{ кН}$ (тут $8,7 \cdot 9$ - вага ригеля в межах вантажної площі; 3 – кількість перекриттів);

- колони на рівні верхнього обрізу фундаменту, якщо попередньо прийнято її переріз $b \times h = 350 \times 600 \text{ мм}$ для перших двох поверхів і $350 \times 350 \text{ мм}$ – для інших поверхів

$0,35 [0,35 (19,2 - 9,6) + 0,6 (9,6 + 0,15)] 25 \cdot 0,981 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 82,6 \text{ кН}$

($0,15 \text{ м}$ – відстань від нульової відмітки до верхнього обрізу фундаменту);

- колони тільки першого поверху

$0,35 \cdot 0,6 (4,8 - 0,8 + 0,15) 25 \cdot 0,981 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 22,3 \text{ кН}$.

Тимчасове навантаження при $\gamma_f > 1$ діє тільки на одному з прогонів ригеля (вантажна площа $0,5 \cdot 9 \cdot 6 = 27 \text{ м}^2$):

тривале $13 \cdot 27 \cdot 3 = 1053 \text{ кН}$;

короткочасне $2,39 \cdot 27 \cdot 3 = 194 \text{ кН}$.

Навантаження від снігу (короткочасне) на повній вантажній площі $0,93 \cdot 54 = 50,2 \text{ кН}$.

Сумарне навантаження на середню колону на рівні верхнього обрізу фундаменту з урахуванням коефіцієнта сполучень $0,9$ для короткочасних навантажень

$N = 295,4 + 950,9 + 82,6 + 2 \cdot 1053 + (2 \cdot 194 + 50,2) 0,9 = 3829 \text{ кН}$.

Необхідна площа перерізу колон

$A = 0,9N / R_b = 0,9 \cdot 3829 \cdot 10^3 / 17,55 = 218\,200 \text{ мм}^2$,

а висота перерізу $h = A / b = 218\,200 / 350 = 623 \text{ мм}$.

Візьмемо переріз середньої колони на двох нижніх поверхах $b \times h = 350 \times 600 \text{ мм}$, а після аналогічних розрахунків беремо переріз усіх інших колон $b \times h = 350 \times 350 \text{ мм}$ (для крайніх колон вантажна площа $0,5 \cdot 9 \cdot 6 = 27 \text{ м}^2$).

2.5. Визначення жорсткостей рами

Жорсткості ригелів і стояків (колон) на 1 м визначаються залежністю

$$i = E_g I / l,$$

де I – момент інерції бетонного перерізу відносно центра ваги, l – розрахункова довжина ригеля чи стояка.

Жорсткість ригеля (рис. 9) визначаємо в такому порядку:

- площа перерізу ригеля

$A = 300 \cdot 800 + 20 \cdot 40 + 350 \cdot 100 + 175 \cdot 300 = 335\,500 \text{ мм}^2$;

- статичний момент відносно нижньої грані перерізу

$S = 300 \cdot 400 \cdot 600 + 100 \cdot 650 \cdot 350 + 300 \cdot 300 \cdot 150 + 20 \cdot 400 \cdot 533 + 175 \cdot 300 \cdot 200 = 123 \cdot 10^6 \text{ мм}^3$;

- відстань від центра ваги перерізу до нижньої грані ригеля

$$y = S/A = 123 \cdot 10^6 / 335500 = 366 \text{ мм};$$

- відстань від центра ваги перерізу до верхньої грані ригеля

$$h - y = 800 - 366 = 434 \text{ мм};$$

- момент інерції

$$I_p = 300 \cdot 400^3 / 12 + 300 \cdot 400 \cdot (434 - 200)^2 + 650 \cdot 100^3 / 12 + 650 \cdot 100 \cdot (366 - 350)^2 + 300 \cdot 300^3 / 12 + 300 \cdot 300 \cdot (366 - 150)^2 + 2 \cdot 20 \cdot 400^3 / 36 + 20 \cdot 400 \cdot (434 - 2 \cdot 400 / 3)^2 + 2 \cdot 175 \cdot 300^3 / 36 + 175 \cdot 300 \cdot (366 - 2 \cdot 300 / 3)^2 = 154 \cdot 10^8 \text{ мм}^4;$$

- розрахункова довжина ригеля

$$l_p = 0,5(l_1 + l_2) = 0,5(8,825 + 9) = 8,91 \text{ м},$$

де $l_1 = 9 - 0,35/2 = 8,825 \text{ м}$ – відстань між геометричними осями крайньої і середньої колон (розрахунковий прогін); $l_2 = 9 \text{ м}$ – розрахунковий прогін середніх ригелів.

Тоді жорсткість ригеля буде дорівнювати

$$i_p = 32,5 \cdot 10^3 \cdot 154 \cdot 10^8 / 8825 = 567 \cdot 10^8 \text{ мм}^3.$$

Жорсткість стояків визначають в такому порядку:

- моменти інерції середніх стояків нижніх двох поверхів (bхh=350х600мм)

$$I_1 = 350 \cdot 600^3 / 12 = 63 \cdot 10^8 \text{ мм}^4,$$

- момент інерції інших стояків

$$I_2 = 350 \cdot 350^3 / 12 = 12,5 \cdot 10^8 \text{ мм}^4.$$

Розрахункова довжина стояків дорівнює висоті поверху $l_n = 4800 \text{ мм}$, крім першого поверху, де $l_{n1} = 4800 - 100 - 0,5 \cdot 800 + 150 = 4450 \text{ мм}$. Тут 800 мм – висота ригеля, 150 мм – відстань від нульової відмітки до верхнього обрізу фундаменту.

Тоді жорсткість стояків першого поверху:

$$- \text{середніх } i_{1,c} = 31 \cdot 10^3 \cdot 63 \cdot 10^8 / 4450 = 439 \cdot 10^8 \text{ мм}^3,$$

$$- \text{крайніх } i_{1,k} = 31 \cdot 10^3 \cdot 12,5 \cdot 10^8 / 4450 = 87,1 \cdot 10^8 \text{ мм}^3.$$

Жорсткість стояків другого поверху:

$$- \text{середніх } i_{2,c} = 31 \cdot 10^3 \cdot 63 \cdot 10^8 / 4800 = 407 \cdot 10^8 \text{ мм}^3,$$

$$- \text{крайніх } i_{2,k} = 31 \cdot 10^3 \cdot 12,5 \cdot 10^8 / 4800 = 80,7 \cdot 10^8 \text{ мм}^3.$$

Жорсткість стояків верхніх двох поверхів:

$$i_{3,c} = i_{3,k} = i_{4,c} = i_{4,k} = 27 \cdot 10^3 \cdot 12,5 \cdot 10^8 / 4800 = 70,3 \cdot 10^8 \text{ мм}^3.$$

2.6. Розрахунок рами на вертикальні навантаження

Для розрахунку зусиль використовується інженерний метод, який дає результати з деяким наближенням. При цьому багатопверхову раму членують на одноповерхові, як показано на рис.10. З рисунка видно, що статичному розрахунку підлягають три типи одноповерхових рам (нижня, середня, верхня).

За цим методом опорні моменти в ригелях рами визначають за формулою

$$M_i = \alpha_i p l_i$$

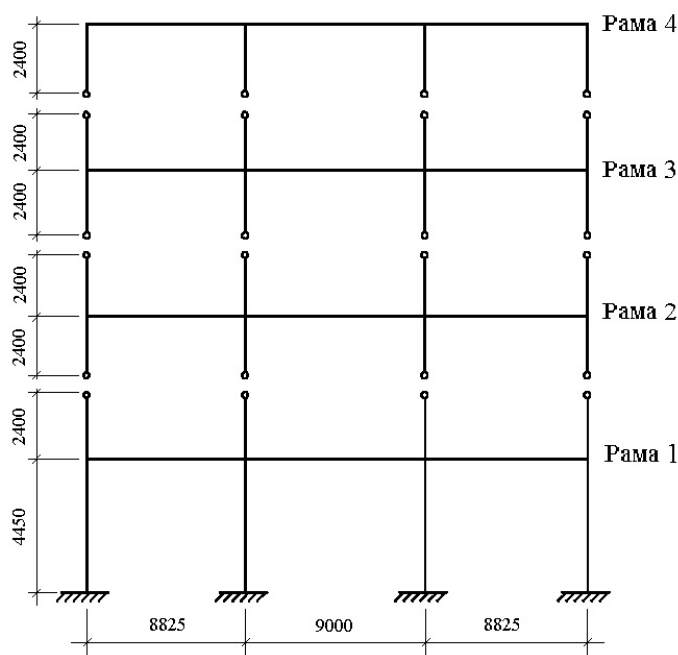


Рис. 10. Схема членованої рами

де α_i – коефіцієнт, який визначають за табл. 6 додатку в залежності від типу одноповерхової рами, кількості її прогонів, наявності навантаження в тому чи іншому прогоні, місця, де розраховують моменти (при цьому для середніх опор обчислюють два моменти – в напрямку лівого і правого прогонів), а також від співвідношення жорсткостей стояків і ригелів (коефіцієнт k); p – постійне навантаження g_i (в кН/м) або тимчасове навантаження v_i чи s (в кН/м) в залежності від того, дію якого навантаження розглядають;

l_i – розрахункова довжина відповідного прогону.

Якщо в рамі більш, ніж три прогони, то при обчисленні моментів користуються коефіцієнтами α_i як для трипрогінної рами.

Розміщення тимчасового навантаження через прогін (табл. 6 дод.) дає максимальні ординати моментів в прогонах. Для отримання максимальних за абсолютною величиною опорних моментів потрібно розглянути ще одночасне завантаження сусідніх – першого і другого прогонів. Але на практиці епюру моментів цього останнього завантаження зазвичай перерозподіляють зменшенням моментів на середніх опорах на 20...30% і хоча при цьому прогінні моменти дещо збільшуються, вони залишаються меншими за отримані від навантаження через прогін.

Перерозподіл моментів дає економію опорної арматури. У той же час практика показує, що огинаюча епюра моментів при урахуванні всіх можливих схем завантажень з перерозподілом моментів, не суттєво відрізняється від огинаючої епюри отриманої тільки при дії тимчасового навантаження через прогін. Тому таку огинаючу епюру моментів можна наближено вважати перерозподіленою, і комбінацію навантажень при наявності тимчасового навантаження в сусідніх прогонах не розглядати.

На прикладі нижньої рами розглянемо порядок розрахунку зусиль в її елементах.

Визначимо відношення жорсткостей стояків, які примикають до вузлів рами, до жорсткості ригеля (коефіцієнт k).

Для крайніх вузлів

$$k = (i_{1,k} + \beta i_{2,k})/i_p = (87,1 \cdot 10^8 + 1,5 \cdot 80,7 \cdot 10^8)/567 \cdot 10^8 = 0,367.$$

Для середніх вузлів

$$k = (i_{1,c} + \beta i_{2,c})/i_p = (439 \cdot 10^8 + 1,5 \cdot 407 \cdot 10^8)/567 \cdot 10^8 = 1,85$$

(коефіцієнт $\beta = 1,5$ для нижньої рами, $\beta = 1$ – для інших).

Обчислення опорних моментів в ригелі нижньої рами наведені в табл.

4. Коефіцієнти α_i визначені за лінійною інтерполяцією.

Максимальні прогінні моменти в завантажених прогонах ригелів з невеликою похибкою можна розраховувати з умови, що вони дорівнюють різниці так званого балкового моменту $M_0 = p l_i^2 / 8$ та напівсуми абсолютних величин сусідніх опорних моментів. Наприклад, для першого прогону нижньої рами, завантаженої постійним навантаженням, максимальний прогінний момент буде

$$M_I = M_0 - 0,5(M_A + M_{BA}) = 35,2 \cdot 8,825^2/8 - 0,5(80,3 + 274,1) = 165,5 \text{ кН.м.}$$

Момент посередині незавантаженого прогону дорівнює напівсумі сусідніх опорних моментів.

Наприклад, для першого прогону при III схемі для тривалого навантаження:

$$M_I = 0,5(M_A + M_{BA}) = 0,5(54,7 - 249,1) = - 97,2 \text{ кН.м.}$$

Поперечні сили на опорах кожного прогону ригеля можна розрахувати як в однопрогінній балці, завантаженої відповідним рівномірно розподіленим навантаженням p і опорними моментами:

- на опорі A

$$Q_A = 0,5pl_1 + (M_{BA} - M_A)/l_1;$$

- на опорі B ліворуч

$$Q_{BA} = - 0,5pl_1 + (M_{BA} - M_A)/l_1;$$

- на опорі B праворуч

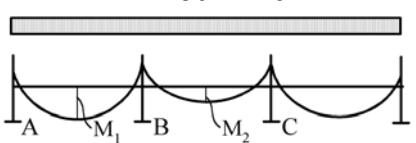
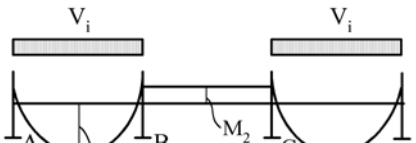
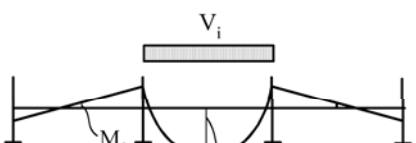
$$Q_{BC} = 0,5pl_2.$$

При розрахунках поперечних сил в прогонах з відсутніми відповідними навантаженнями $p = 0$.

Визначення поперечних сил в ригелі рами над першим поверхом наведено в табл. 5.

Таблиця 4

Згинальні моменти в ригелі нижньої рами
від вертикального навантаження (кН.м)

Номер схеми	Схема навантаження	Опорні згинальні моменти				
		M_A	M_{BA}	M_{BC}	M_1	M_2
1	<p>Постійне</p> 	$\alpha_i g_2 l_1^2 = -0,025x$ $x35,2.8,825^2 =$ $= -80,3$	$\alpha_i g_2 l_1^2 = -0,1x$ $x35,2.8,825^2 =$ $= -274,1$	$\alpha_i g_2 l_2^2 = -$ $0,093x$ $x35,2.9^2 =$ $= -265,2$	$0,125.35,2x$ $x8,825^2 -$ $-0,5(80,3+$ $+274,1)=165,5$	$0,125.35,2.9^2 -$ $-0,5(265,2+$ $+265,2)=91,2$
11	<p>Тимчасове</p> 	а) тривале				
		$\alpha_i v_1 l_1^2 = -0,029x$ $x78.8,825^2 =$ $= -176,2$	$\alpha_i v_1 l_1^2 = -0,059x$ $x78.8,825^2 =$ $= -358,4$	$\alpha_i v_1 l_2^2 =$ $-0,035x$ $x78.9^2 = -221,1$	$0,125.78x$ $x8,825^2 -$ $-0,5(176,2+$ $+358,4)=492$	$0,5(-221,1-$ $-221,1)=-221,1$
б) короткочасне						
		$\alpha_i v_{sh} l_1^2 = -0,029x$ $x14,4.8,825^2 =$ $= -32,5$	$\alpha_i v_{sh} l_1^2 = -0,059x$ $x14,4.8,825^2 =$ $= -66,2$	$\alpha_i v_{sh} l_2^2 = -$ $0,035x$ $x14,4.9^2 = -40,8$	$0,125.14,4x$ $x8,825^2 -$ $-0,5(32,5+$ $+66,2)=90,8$	$0,5(-40,8-40,8)=$ $= -40,8$
111	<p>Тимчасове</p> 	а) тривале				
		$\alpha_i v_1 l_1^2 = 0,009x$ $x78.8,825^2 =$ $= 54,7$	$\alpha_i v_1 l_1^2 = -0,041x$ $x78.8,825^2 =$ $= -249,1$	$\alpha_i v_1 l_2^2 = -$ $0,059x$ $x78.9^2 = -358,4$	$0,5(54,7-$ $-249,1) = -97,2$	$0,125.78.9^2 -$ $-0,5(358,4+$ $+358,4)=431,4$
б) короткочасне						
		$\alpha_i v_{sh} l_1^2 = 0,009x$ $x14,4.8,825^2 =$ $= 10,1$	$\alpha_i v_{sh} l_1^2 = -0,041x$ $x14,4.8,825^2 =$ $= -46$	$\alpha_i v_{sh} l_2^2 = -$ $0,059x$ $x14,4.9^2 = -68,8$	$0,5(10,1-46) =$ $= -18$	$0,125.14,4.9^2 -$ $-0,5(68,8+$ $+68,8) = 77$

Поперечні сили в ригелі рами над першим поверхом

Номер схеми навантаження	Поперечні сили на опорах, кН		
	Q_A	Q_{BA}	Q_{BC}
I (постійне)	$0,5 \times 35,2 \times 8,825 + (-274,1 + 80,3) / 8,825 = 133,4$	$-0,5 \times 35,2 \times 8,825 + (-274,1 + 80,3) / 8,825 = -177,3$	$0,5 \times 35,2 \times 9 = 158,4$
II (тимчасове)	а) тривале		
	$0,5 \times 78 \times 8,825 + (-358,4 + 176,2) / 8,825 = 323,5$	$-0,5 \times 78 \times 8,825 + (-358,4 + 176,2) / 8,825 = -364,8$	0
	б) короткочасне		
	$0,5 \times 14,4 \times 8,825 + (-66,2 + 32,5) / 8,825 = 59,7$	$-0,5 \times 14,4 \times 8,825 + (-66,2 + 32,5) / 8,825 = -67,4$	0
III (тимчасове)	а) тривале		
	$(-249,1 - 54,7) / 8,825 = -34,4$	-34,4	$0,5 \times 78 \times 9 = 351$
	б) короткочасне		
	$(-46 - 10,1) / 8,825 = -6,4$	-6,4	$0,5 \times 14,4 \times 9 = 64,8$

Згинальні моменти в стояках нижньої рами визначають з урахуванням рівноваги моментів у вузлі і співвідношення жорсткостей нижнього (першого поверху) і верхнього (другого поверху) стояків.

Момент по верху крайнього стояка першого поверху

$$M_{1,в} = -M_A \cdot i_{1,k} / (\beta i_{2,k} + i_{1,k}).$$

Те ж саме по низу

$$M_{1,н} = -0,5 \cdot M_{1,в}.$$

Момент по низу крайнього стояка другого поверху

$$M_2 = M_A \beta i_{2,k} / (\beta i_{2,k} + i_{1,k}).$$

Момент по верху середнього стояка першого поверху

$$M_{1,в} = (M_{BA} - M_{BC}) \cdot i_{1,c} / (\beta i_{2,c} + i_{1,c}).$$

Те ж саме по низу

$$M_{1,н} = -0,5 \cdot M_{1,в}.$$

Момент по низу середнього стояка другого поверху

$$M_2 = (M_{BC} - M_{BA}) \beta \cdot i_{2,c} / (\beta i_{2,c} + i_{1,c}).$$

Коефіцієнт $\beta = 1,5$ – для нижньої рами, а для інших рам $\beta = 1$.

Поперечні сили в будь-якому стояку першого поверху

$$Q_l = (M_{1,н} - M_{1,в}) / l_{nl} = -1,5 M_{1,в} / l_{nl},$$

де l_{nl} – висота першого поверху рами.

Визначення моментів і поперечних сил в середньому стояку першого поверху при різних схемах навантаження наведено в табл. 6.

Таблиця 6.

Згинальні моменти і поперечні сили в середньому стояку 1-го поверху

Номер схеми навантаження	Згинальні моменти, кН.м			Поперечні сили Q_1 , кН
	$M_{1,B}$	$M_{1,H}$	M_2	
I (постійне)	$(-274,1+265,2) \times \frac{439}{1,5 \times 407 + 439} = -8,9 \times 0,42 = -3,7$	$0,5 \times 3,7 = 1,9$	$(-265,2+274,1) \times \frac{1,5 \times 407}{1,5 \times 407 + 439} = 8,9 \times 0,58 = 5,2$	$\frac{1,5 \times 3,7}{4,45} = 1,2$
II (тимчасове)	а) тривале			
	$(-358,4+221,1) \times 0,42 = -57,7$	$0,5 \times 57,7 = 28,8$	$(-221,1+358,4) \times 0,58 = 79,6$	$\frac{1,5 \times 57,7}{4,45} = 1,94$
	б) короткочасне			
	$(-66,2+40,8) \times 0,42 = -10,7$	$0,5 \times 10,7 = 5,3$	$(-40,8+66,2) \times 0,58 = 14,7$	$\frac{1,5 \times 10,7}{4,45} = 3,6$
III (тимчасове)	а) тривале			
	$(-249,1+358,4) \times 0,42 = 45,9$	$-0,5 \times 45,9 = -23$	$(-358,4+249,1) \times 0,58 = -63,4$	$\frac{-1,5 \times 45,9}{4,45} = -1,55$
	б) короткочасне			
	$(-46+68,8) \times 0,42 = 9,6$	$-0,5 \times 9,6 = -4,8$	$(-68,8 + 46) \times 0,58 = -13,2$	$\frac{-1,5 \times 9,6}{4,45} = -3,2$

2.7. Розрахунок рами на вітрові навантаження

Розрахункова схема рами на вітрові навантаження зображена на рис. 11. Швидкісний напір вітру при $\gamma_f=1$ для 1-го кліматичного району при висоті до 10 м над поверхнею землі і нормативному тиску $w_0=0,23$ кН/м² (табл. 5 СНиП 2.01.07-85 “Нагрузки и воздействия”).

$$w_{01} = \omega_0 k \gamma_n = 0,23 \cdot 0,5 \cdot 0,95 = 0,11 \text{ кН/м}^2,$$

де $k=0,5$ для типу місцевості *B* при висоті до 5 м, при висоті 10 м – $k=0,65$, а при висоті 20 м – $k=0,85$.

Тоді напір вітру на висоті 10 м буде

$$w_{02} = 0,23 \cdot 0,65 \cdot 0,95 = 0,142 \text{ кН/м}^2,$$

те ж, на висоті 20 м – $w_{03}=0,23 \cdot 0,85 \cdot 0,95=0,186$ кН/м².

Аеродинамічні коефіцієнти $c_1=0,8$ і $c_2=0,6$.

Вітрове навантаження на 1м висоти рами при кроці рам 6м і $\gamma_f=1,4$:

- для нижніх поверхів (до 5 м)

$$w_1 = w_{01} \gamma_f (c_1 + c_2) l = 0,11 \cdot 1,4 (0,8 + 0,6) 6 = 1,29 \text{ кН/м};$$

- для висоти 10 м $w_2=0,142 \cdot 1,4 (0,8+0,6) 6=1,67$ кН/м;

- для висоти 20 м $w_3=0,186 \cdot 1,4 (0,8+0,6) 6=2,19$ кН/м.

З невеликою похибкою трапецієдну частину епюри вітрового навантаження замінюють ступінчастою, тоді:

$$w_4 = (2,19 - 1,67) (10 - 3,7) / 10 + 1,67 = 2 \text{ кН/м};$$

$$w_5 = (2,19 - 1,67) (10 - 8,5) / 10 + 1,67 = 1,75 \text{ кН/м};$$

$$w_6 = (1,67 - 1,29) (5 - 3,3) / 5 + 1,29 = 1,42 \text{ кН/м}.$$

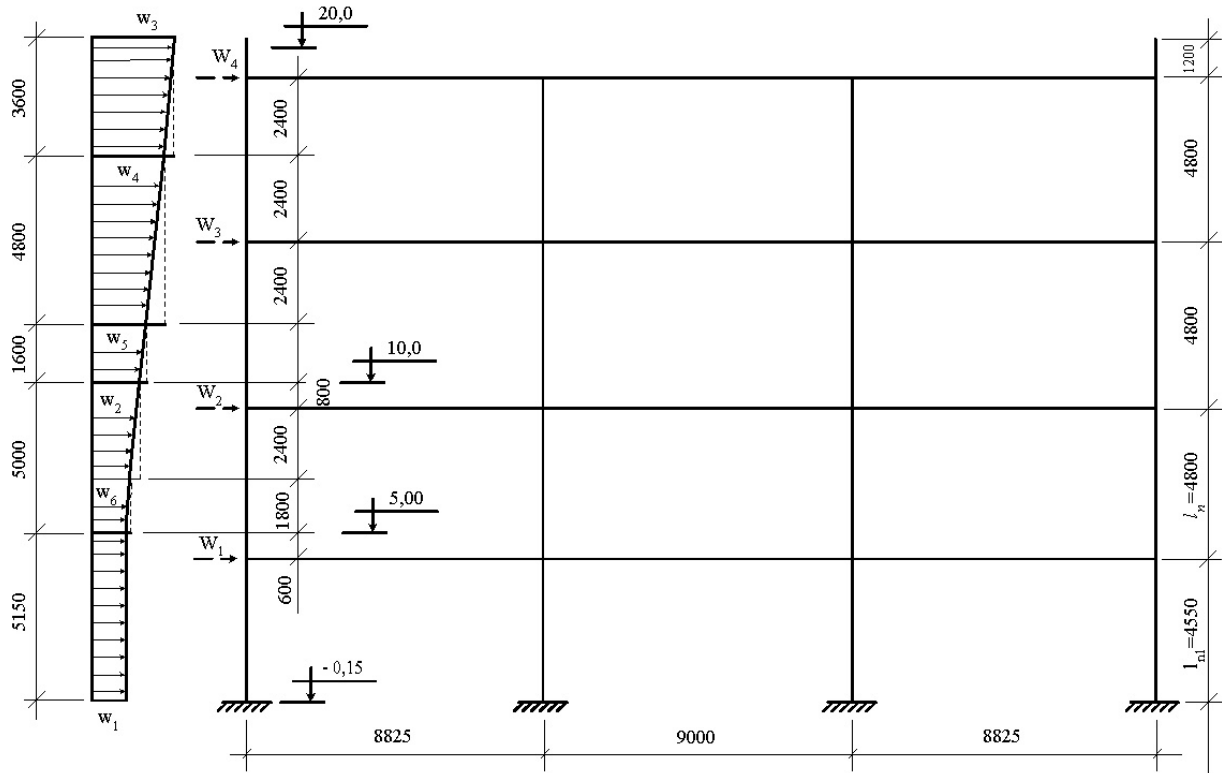


Рис. 11. Розрахункова схема рами на вітрове навантаження

Вітрові навантаження зводимо до зосереджених сил W_i , прикладених на рівні поздовжньої осі ригелів рами (посередині висоти ригеля):

$$W_1 = w_1 (l_n / 2 + 0,7) + w_6 l, 7 = 1,29 (4,45 / 2 + 0,7) + 1,42 \cdot 1,7 = 6,2 \text{ кН};$$

$$W_2 = w_2 (0,5 l_n + 0,9) + w_5 l, 5 = 1,67 (0,5 \cdot 4,8 + 0,9) + 1,75 \cdot 1,5 = 8,1 \text{ кН};$$

$$W_3 = w_4 l_n = 2 \cdot 4,8 = 9,6 \text{ кН};$$

$$W_4 = w_3 (0,5 l_n + 1,2) = 2,19 (0,5 \cdot 4,8 + 1,2) = 8,1 \text{ кН}.$$

Визначаємо поперечні сили Q_i (ярусні), які прикладені посередині поверху:

- четвертого $Q_4 = W_4 = 8,1$ кН;

- третього $Q_3 = W_3 + Q_4 = 9,6 + 8,1 = 17,7$ кН;
- другого $Q_2 = W_2 + Q_3 = 8,1 + 17,7 = 25,8$ кН;
- першого $Q_1 = W_1 + Q_2 = 6,2 + 25,8 = 32$ кН.

Поперечні сили рами розподіляють між крайніми і середніми стояками в залежності від співвідношення їхніх жорсткостей. При цьому враховують, що ригель примикає до крайньої колони тільки з одного боку. Це роблять за допомогою коефіцієнта β , який для першого поверху дорівнює 0,9, а для інших поверхів визначається в залежності від співвідношення жорсткостей ригеля і крайнього стояка за табл.7.

Таблиця 7

Коефіцієнти β для визначення поперечних сил в усіх стояках
крім першого

$i_p/i_{i,k}$	0,25	0,5	1	2	3	4	6	8
β	0,54	0,56	0,62	0,7	0,75	0,79	0,82	0,84

Тобто поперечну силу для i -того поверху визначають:

- для середнього стояка

$$Q_{i,c} = Q_i \frac{i_{i,c}}{2i_{i,k}\beta + ni_{i,c}};$$

- для крайнього стояка

$$Q_{i,k} = Q_i \frac{i_{i,k}}{2i_{i,k}\beta + ni_{i,k}},$$

де n – кількість середніх стояків рами в межах одного поверху.

Згинальні моменти в стояках визначають в залежності від розміщення нульових точок епюр моментів. Для першого поверху нульова точка приймається зазвичай на відстані $2/3$ висоти поверху від місця защемлення в фундаменті, а для інших поверхів – посередині висоти поверху.

Тому момент в середньому (крайньому) стояку на першому поверс

- на рівні осі ригеля $M_{1,c(\kappa)}^B = -Q_{1,c(\kappa)}l_n/3,$
- на рівні защемлення $M_{1,c(\kappa)}^H = 2Q_{1,c(\kappa)}l_n/3,$
- на інших поверхах $M_{i,c(k)}^{e(n)} = \pm Q_{i,c(k)}0,5l_n.$

Розрахунки поперечних сил та моментів в стояках першого та другого поверхів наведені в табл. 8.

Таблиця 8

Поперечні сили і згинальні моменти в стояках першого та другого поверхів

Крайній стояк		Середній стояк	
$Q_{i,k}$ кН	$M_{i,k}$ кН.м	$Q_{i,c}$ кН	$M_{i,c}$ кН.м
$Q_{1,k}=32.0,9.85,2/$ $/(2.87,1.0,9+2.439)=$ $=2,4$	$M_{1,k}^B=-2,4.4,45/3=-3,6$ $M_{1,k}^H=2,2.4,4,45/3=7,1$	$Q_{1,c}=32.439/$ $/(2.85,2.0,9+2.439)=$ $=13,5$	$M_{1,c}^B=-13,5.4,45/3=$ $=-20$ $M_{1,c}^H=2.13,5.4,45/3=$ $=40$
$Q_{2,k}=25,8.0,83.80,7/$ $/(2.80,7.0,83+2.407)=$ $=1,8$	$M_{2,k}^H=1,8.0,5.4,8=4,3$	$Q_{2,c}=25,8.407/$ $/(2.80,7.0,83+2.407)=$ $=11,1$	$M_{2,c}^H=11,1.0,5.4,8=$ $=26,6$

Для визначення моментів і поперечних сил від вітру в ригелях сумарний момент в стояках розподіляють між ригелями, які примикають до цього вузла рами, пропорційно їх жорсткості.

В даному прикладі жорсткості всіх ригелів однакові, тому моменти в ригелях, які примикають до вузла, також будуть однаковими:

- для середніх вузлів

$$M_{pi}^c = \pm \frac{M_{i,c}^e / + M_{i+1,c}^n /}{2};$$

- для крайніх вузлів

$$M_{pi}^k = M_{i,k}^k / + M_{i+1,c}^n /.$$

Для верхнього ригеля (покриття) аналогічні моменти дорівнюють:

$$M_p^c = \pm 0,5 M_{i,c}; \quad \text{і} \quad M_p^k = M_{i,k}.$$

Поперечні сили в ригелях від вітрового навантаження:

- в першому прогоні

$$Q_{i,1} = \pm \frac{M_{p,i}^k / + M_{p,i}^c /}{l_1};$$

- в другому прогоні $Q_{i,2} = 2M_{p,i}^c / l_2.$

Далі наведені розрахунки згинальних моментів і поперечних сил в ригелях над першим поверхом:

$$M_{p1}^k = M_A = 3,6 + 4,3 = 7,9 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$M_{p1}^c = -M_{BA} = M_{BC} = 0,5(20 + 2,26) = 23,3 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$Q_{1,1} = Q_A = -Q_{BA} = (7,9 + 23,3) / 8,825 = 3,5 \text{ кН},$$

$$Q_{1,2} = Q_{BC} = 2 \cdot 23,3 / 9 = 5,2 \text{ кН}.$$

Форма епюри моментів в рамі від вітрового навантаження наведена на рис. 12. Для розрахунку ригеля потрібні також згинальні моменти від вітру посередині прогонів:

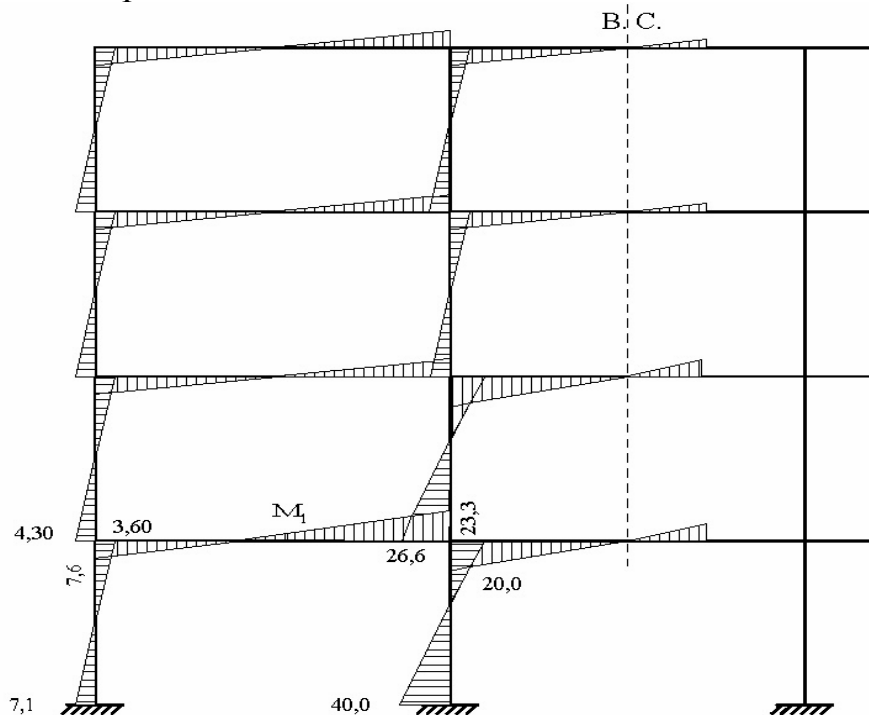


Рис. 12.
Епюра згинальних
моментів від
вітрового

- в першому прогоні $M_1=(M_A+M_{BA})/2=(7.9-23,3)/2=-7,7$ кН·м,
- в середньому прогоні $M_2=0$.

2.8. Складання таблиць зусиль від усіх навантажень

Для розрахунку ригелів і колон необхідно підсумувати зусилля від дії усіх вертикальних і вітрових навантажень, розглянувши можливі їх сполучення. Як відомо, для цього обчислюють перше і друге основні сполучення. В перше основне сполучення входять зусилля від постійних, тривалих і найбільш не вигідного одного короткочасного навантаження. В друге – входять усі навантаження, але короткочасні навантаження, вітрове, снігове множать на коефіцієнт сполучень 0,9, а тривалі тимчасові – на 0,95.

При розрахунку сумарних зусиль ураховують, що вітер може діяти в двох напрямках (зліва і справа), тобто моменти і поперечні сили розглядають з двома знаками.

Визначення сумарних зусиль в ригелі над першим поверхом і в середньому стояку першого поверху наведено в табл. 9, 10 з використанням табл. 3, 4, 5, 6.

Таблиця 9

Визначення сумарних зусиль в ригелі

Зусилля		Моменти, кН·м					Поперечні сили, кН			γ_f	при $\gamma_f=1$		
		M_A	M_{BA}	M_{BC}	M_1	M_2	Q_A	Q_{BA}	Q_{BC}		M_1	Q_{BA}	
1. Постійне		-80,3	-274	-265	166	91,2	133	-177	158	1,15	144	-154	
Тимчасові: II схема													
2. Тривале		-176	-358	-221	492	-221	324	-365	0	1,2	410	-304	
3. Короткочасне		-32,5	-66,2	-40,8	90,8	-40,8	59,7	-67,4	0	1,2	75,7	-56,2	
III схема													
4. Тривале		54,7	-249	-358	-97,2	431	-34,4	-34,4	351	1,2	-81	-28,7	
5. Короткочасне		10,1	-46	-68,8	-18	77	-6,4	-6,4	64,8	1,2	-15	-5,3	
6. Вітрове		$\pm 7,9$	$\mp 23,3$	$\pm 23,2$	$\mp 7,7$	0	$\pm 3,5$	$\mp 3,5$	$\pm 5,2$	1,4	$\mp 5,5$	$\mp 2,5$	
Основні сполучення	Перше	M_{max}	-	-	-	1,2,3 748	1,4,5 600	-	-	-		1,2,3 630	1,2,3 -514
		M_{min}	1,2,3 -289	1,2,3 -699	1,4,5 -692	-	1,2,3 -171	1,2,3 517	1,2,3 -610	1,4,5 574		-	-
	Друге	M_{max}	-	-	-	1,2,3, 6 722	-	-	-	-		1,2,3, 6 607	-
		M_{min}	1,2,3, 6 -294	1,2,3, 6 -695	1,4,5, 6 -688	-	-	1,2,3, 6 498	1,2,3,6 -588	1,4,5, 6 554		-	1,2,3, 4 5,6 -528

Поздовжні сили в середині колони першого поверху одержані за даними п.2.4 і наведені в табл.10.

Таблиця 10

Визначення сумарних зусиль в середній колоні

Вид навантаження	Місце визначення зусиль (кН.м, кН)								
	верх колони		низ колони			γ_f	низ колони ($\gamma_f=1$)		
	M	N	M	N	Q		M	N	Q
1. Постійне	-3,7	1307	1,9	1329	1,2	1,15	1,7	1156	1,3
Тимчасові II-а схема									
2. Тривале	-57,7	1053	28,8	1053	19,4	1,2	24	878	16,2
3. Короткочасне	-10,7	194	5,3	194	3,6	1,2	4,4	162	3
III-я схема									
4. Тривале	45,9	1053	23	1053	15,5	1,2	-19,2	878	-12,9
5. Короткочасне	9,6	194	-4,8	194	-3,2	1,2	-4	162	-2,7
6. Вітрове	± 20	0	± 40	0	$\pm 13,5$	1,4	$\pm 28,6$	0	$\pm 9,6$
7. Снігове	0	50,2	0	50,2	0	1,4	0	35,9	0
Основні сполучення зусиль	Перше	M_{max}	1,4,5 51,8	41,9	1,6		30,3	1,6	
		$N_{відп}$	2554	1329	14,7		1156	10,6	
		M_{min}	1,2,3 -71,6	-38,1	1,6		-26,9	1,6	
	Друге	$N_{відп}$	2554	1329	-14,7		1156	-8,6	
		$M_{відп}$	1,2,3 -71,6	36	1,2,3		30,1	1,2,3	
		N_{max}	2554	2576	24,2		2196	20,2	
	Друге	M_{max}	1,4,5,6 66,5	70	1,2,3,6		54,2	1,2,3,6	
		$N_{відп}$	2482	2504	35		2136	26,9	
		M_{min}	1,2,3,6 -86,1	-60,3	1,4,5,6		-45,9	1,4,5,6	
Друге	$N_{відп}$	2482	2504	-28,6		2136	22,3		
	$M_{відп}$	1,2,3,4,5,6,7 -33,3	43,9	1,2,3,4,5,6,7		32,4	1,2,3,4,5,6,7		
		3702	3724	17,4		3060	13,0		

3. Розрахунок ригеля крайнього прогону

3.1. Визначення поздовжньої арматури в прогоні

В першому прогоні діє (див. табл.9) максимальний згинальний момент $M_l=748$ кН.м. Розрахунок виконуємо за блок-схемою 6 роботи [1].

1. Приймаємо робочу висоту перерізу $h_0 \approx 0,9h = 0,9 \cdot 800 = 720$ мм.
2. Характеристика стиснутої зони бетону

$$\omega = \alpha - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 19,8 = 0,69,$$

де $\alpha = 0,85$ для важкого бетону.

3. Приймаємо наближено $\gamma_{sp}\sigma_{sp.2} + \Delta\sigma_{sp} = 0,6R_s$, тоді напруження в арматурі

$$\sigma_{sR} = R_s + 400 - 0,6R_s = 680 + 400 - 0,6 \cdot 680 = 672 \text{ МПа.}$$

- 4,5. При коефіцієнті $\gamma_{b2} = 0,9 < 1$ напруження $\sigma_{sc,u} = 500$ МПа.

6. Межева відносна висота стиснутої зони

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,69}{1 + \frac{672}{500} \left(1 - \frac{0,69}{1,1}\right)} = 0,45.$$

7. Коефіцієнт

$$\alpha_m = M_1 / (R_b b h_0^2) = 748 \cdot 10^6 / (19,8 \cdot 300 \cdot 720^2) = 0,243.$$

8,9. Відносна висота стиснутої зони (табл.4 дод.2 [1])

$$\xi = 0,282 < \xi_R = 0,45.$$

10,11. Коефіцієнт умов роботи високоміцної арматури

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1)(2\xi/\xi_R - 1) = 1,15 - (1,15 - 1)(2 \cdot 0,282/0,45 - 1) = 1,12 < 1,15,$$

де $\eta = 1,15$ для арматури класу А-V.

12. Коефіцієнт $\zeta = 0,859$ за табл.4 додатку або

$$\zeta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,282 = 0,859.$$

14. Необхідна площа перерізу попередньо напруженої арматури

$$A_{sp} = \frac{M_1 - R_s A_s \zeta h_{01}}{\gamma_{s6} R_s \zeta h_0} = \frac{748 \cdot 10^6 - 365 \cdot 226 \cdot 0,859 \cdot 765}{1,12 \cdot 680 \cdot 0,859 \cdot 720} = 1472 \text{ мм}^2,$$

де $A_s = 226 \text{ мм}^2$ (2Ø12A111 – конструктивна арматура ригеля); $R_s = 365 \text{ МПа}$ для класу А111; $h_{01} = h - a_1 = 800 - 35 = 765 \text{ мм}$.

Приймаємо в нижній частині ригеля 5Ø20 А-V, за сортаментом арматури $A_{sp1} = 1570 \text{ мм}^2 > 1472 \text{ мм}^2$

15. Коефіцієнт армування

$$\mu = \frac{A_{sp1} + A_s}{bh_0} = \frac{1570 + 226}{300 \cdot 720} = 0,0083 > \mu_{\min} = 0,0005,$$

тобто прийнята арматура достатня.

3.2. Визначення робочої арматури на опорах

На опорі А за табл. 9 діє максимальний момент $M_A = -284 \text{ кН.м}$, а по грані колони $M'_A = M_A - Q_A h_k / 2 = -284 + 498 \cdot 0,35 / 2 = -199 \text{ кН.м}$.

Робоча поздовжня арматура на опорах без попереднього напруження, тому її розрахунок виконуємо за блок-схемою 4 [1].

1. $h_0 = h - a = 800 - 60 = 740 \text{ мм}$.

$$2. \quad \omega = 0,85 - 0,008 \cdot 19,8 = 0,69.$$

$$3. \quad \gamma_{B2} = 0,9 < 1, \text{ тому } \sigma_{sc,u} = 500 \text{ МПа.}$$

$$5. \quad \xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,69}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,69}{1,1}\right)} = 0,54.$$

6. В нашому прикладі на опорі в стиснутій зоні знаходиться трапецоїдна полиця. Без суттєвої похибки її можна не враховувати і приймати розрахунковий переріз ригеля прямокутним $b \times h = 300 \times 800$ мм.

$$\text{Тоді } \alpha_m = \frac{M_A}{R_b b h_0^2} = \frac{199 \cdot 10^6}{19,8 \cdot 300 \cdot 740^2} = 0,061.$$

7,8,9. За таблицями по $\alpha_m = 0,061$ знаходимо $\xi = 0,063 < \xi_R = 0,54$, $\zeta = 0,969$.

10. Необхідна площа перерізу арматури на опорі A

$$A_s = \frac{M_A}{R_s h_0 \zeta} = \frac{199 \cdot 10^6}{365 \cdot 740 \cdot 0,969} = 760 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо 2Ø22 А111, $A_s = 760$ мм².

$$11,12. \quad \mu = A_{s,l} / (b h_0) = 760 / (300 \cdot 740) = 0,003 > 0,0005.$$

На опорі B діє максимальний момент $M_{BA} = -699$ кН.м, а на грані колони

$$M_{BA} = M_{BA} - Q_{BA} h_k / 2 = -699 + 610 \cdot 0,6 / 2 = -516 \text{ кН.м.}$$

Робочу поздовжню арматуру визначаємо аналогічно розрахунку на опорі A .

Пункти 1...5 – без змін.

$$6. \quad \alpha_m = \frac{516 \cdot 10^6}{19,8 \cdot 300 \cdot 740^2} = 0,159.$$

7,8,9. За таблицями по $\alpha_m = 0,159$ знаходимо $\xi = 0,18 < \xi_R = 0,54$, $\zeta = 0,91$.

10. Необхідна площа перерізу арматури на опорі B

$$A_s = 516 \cdot 10^6 / (0,91 \cdot 365 \cdot 740) = 2092 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо $2\text{Ø}32 \text{ A111} + 1\text{Ø}28 \text{ A111}$, $A_{sI} = 2225 \text{ мм}^2 > 2092 \text{ мм}^2$.

3.3. Розрахунок міцності похилих перерізів на дію поперечної сили

Розглядаємо опору B , де діє максимальна поперечна сила $Q_{BA} = 610 \text{ кН}$ (табл. 9, навантаження 1,2,3).

Розрахунок виконуємо за блок-схемою 14 [1].

1. $h_0 = h - a = 800 - 60 = 740 \text{ мм}$.

2. $q_I = (g_2 + v/2)h_{0I}/h_0 = (35,2 + 92,4/2)375/740 = 41,3 \text{ кН/м}$,

де g і v – навантаження за табл. 3; $h_{0I} = 400 - 25 = 375 \text{ мм}$ – відстань від крайньої нижньої грані до розтягнутої арматури полиці ригеля; співвідношення h_{0I}/h_0 ураховано тому, що навантаження на ригель передається на рівні полиці.

3. $q_a = 0,16\varphi_{b4}(1 + \varphi_n)R_{bt}b = 0,16 \cdot 1,5(1 + 0,253)1,26 \cdot 300 = 114 \text{ Н/мм}$,

де $\varphi_{b4} = 1,5$ – для важкого бетону;

$$\varphi_n = 0,1P / (R_{bt}bh_0) = 0,1 \cdot 707 \cdot 10^3 / (1,26 \cdot 300 \cdot 740) = 0,253,$$

тут зусилля P можна приблизно прийняти

$$P = 0,9(\sigma_{sp} - 200)A_{spI} = 0,9(700 - 200)1570 = 707 \cdot 10^3 \text{ Н}.$$

4. $q_I = 41,3 < 114 \text{ Н/мм}$.

5. Проекція похилої тріщини $c = 2,5h_0 = 2,5 \cdot 740 = 1850 \text{ мм}$.

6. $Q = Q_{BA} - q_I c = 610 \cdot 10^3 - 41,3 \cdot 1850 = 534 \cdot 10^3 \text{ Н}$.

7,8. Поперечна сила, яку сприймає бетонний переріз

$$Q_b = \varphi_{b4}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2/c = 1,5(1 + 0,253)1,26 \cdot 300 \cdot 740^2 / 1850 = 210 \cdot 10^3 \text{ Н} < Q = 534 \cdot 10^3 \text{ Н},$$
 тобто потрібно виконати розрахунок поперечної арматури.

9,10. $k = 1 + \varphi_f + \varphi_n = 1 + 0,253 = 1,253 < 1,5$, тут коефіцієнт φ_f для трапецієдної стиснутої полиці можна брати таким, що дорівнює нулю.

12. $M_b = \varphi_{b2}kR_{bt}bh_0^2 = 2 \cdot 1,253 \cdot 1,26 \cdot 300 \cdot 740^2 = 519 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}$,

де $\varphi_{b2} = 2$ для важкого бетону.

13. $Q_{bI} = 2[M_b q_I]^{1/2} = 2[519 \cdot 10^6 \cdot 41,3]^{1/2} = 292 \cdot 10^3 \text{ Н}$.

14. $Q_{max} = 610 \cdot 10^3 \text{ Н} > Q_{bI} / 0,6 = 292 \cdot 10^3 / 0,6 = 487 \cdot 10^3 \text{ Н}$.

15. $Q_{max} = 610 \cdot 10^3 \text{ Н} < M_b / h_0 + Q_{bI} = 519 \cdot 10^6 / 740 + 292 \cdot 10^3 = 993 \cdot 10^3 \text{ Н}$.

16. $q_{sw1} = (Q_{max} - Q_{bI})^2 / M_b = (610 \cdot 10^3 - 292 \cdot 10^3)^2 / 519 \cdot 10^6 = 195 \text{ Н/мм}$.

17. $q_{sw2} = (Q_{max} - Q_{bI}) / (2h_0) = (610 \cdot 10^3 - 292 \cdot 10^3) / (2 \cdot 740) = 215 \text{ Н/мм}$.

18,19. Оскільки $q_{sw1} = 195 < q_{sw2} = 215 \text{ Н/мм}$, то

$$q_{sw3} = q_{sw2} = 215 \text{ Н/мм}.$$

20,21,22. При $q_{sw,min} = \varphi_{b3}kR_{bt}b/2 = 0,6 \cdot 1,253 \cdot 1,26 \cdot 300 / 2 = 142 \text{ Н/мм} < 215 \text{ Н/мм}$,

необхідна інтенсивність поперечного армування

$$q_{sw} = q_{sw3} = 215 \text{ Н/мм}.$$

Розрахунок продовжуємо за блок-схемою 12 [1] з п.16.

Приймаємо поперечну арматуру $\varnothing 10$ А111, $A_{swl}=78,5$ мм².

16. Крок поперечної арматури при двох каркасах на опорі В

$$s = R_{sw} n A_{swl} / q_{sw} = 285 \cdot 2 \cdot 78,5 / 215 = 208 \text{ мм.}$$

17. Максимально допустимий теоретично крок поперечної арматури

$$s_{max} = \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / Q_{max} = 1,5 \cdot 1,253 \cdot 1,26 \cdot 300 \cdot 740^2 / 610 \cdot 10^3 = 638 \text{ мм}$$

18,19. При висоті ригеля $h=800 > 450$ мм максимальний конструктивно допустимий крок поперечної арматури повинен бути не більше

$$s \leq 800/3 = 266 \text{ мм і } s = 500 \text{ мм.}$$

Остаточо приймаємо крок поперечної арматури на приопорній ділянці біля опори В ліворуч $s = 200$ мм.

Аналогічно виконують розрахунок поперечної арматури і на опорі А.

Перевіримо міцність стиснутої зони між похилими тріщинами за блок-схемою 13 [1].

1. $h_0 = 740$ мм.

2. $\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01 \cdot 19,8 = 0,802$, де $\beta = 0,01$ – для важкого бетону.

3,4. Коефіцієнт армування

$$\mu_w = n A_{swl} / (b s) = 2 \cdot 78,5 / (300 \cdot 200) = 0,0026.$$

5. $\alpha = E_s / E_b = 2,1 \cdot 10^5 / 32,5 \cdot 10^3 = 6,46$.

4. Коефіцієнт $\varphi_{w1} = 1 + 5 \alpha \mu_w = 1 + 5 \cdot 6,46 \cdot 0,0026 = 1,083 < 1,3$.

9,10. Поперечна сила, яку може витримати бетон стиснутої зони похилої смуги

$$Q_u = 0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b b h_0 = 0,3 \cdot 1,083 \cdot 0,802 \cdot 19,8 \cdot 300 \cdot 740 = 1145 \cdot 10^3 \text{ Н} > \\ > Q_{max} = 610 \cdot 10^3 \text{ Н, тобто міцність достатня.}$$

3.4. Геометричні характеристики зведеного перерізу

Розрахунок ведемо за блок-схемою 22 [1].

1. З попереднього розрахунку (п.2.5) площа перерізу ригеля $A = 335500$ мм²

2. Площа перерізу поздовжньої арматури в прогоні ригеля (рис. 13)

$$\Sigma A_s = A_{sp} + A_s + A_s' = 1570 + 226 + 226 = 2022 \text{ мм}^2.$$

3,5'. В зв'язку з тим, що $\Sigma A_s = 2022 \text{ мм}^2 < 0,008 A = 0,008 \cdot 335500 = 2684 \text{ мм}^2$, геометричні характеристики визначаємо спрощено без урахування поздовжньої арматури, тобто $A_{red} = A = 335500 \text{ мм}^2$.

6', 7', 8'. З попереднього розрахунку (п. 2.5)

$$S = 123 \cdot 10^6 \text{ мм}^3, y = 366 \text{ мм, } h - y = 434 \text{ мм, } I_{red} = 154 \cdot 10^8 \text{ мм}^4.$$

9. Момент опору зведеного перерізу для крайнього нижнього волокна

$$W_{red} = I_{red} / y = 154 \cdot 10^8 / 366 = 42 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

10. Те ж саме з урахуванням непружних деформацій бетону

$$W_{pl} = \gamma W_{red} = 1,75 \cdot 42 \cdot 10^6 = 73,5 \cdot 10^6 \text{ мм}^3,$$

де $\gamma = 1,75$ (табл. 8, дод. 3 [1]).

11. Момент опору зведеного перерізу для крайнього верхнього волокна

$$W'_{red}=I_{red}/(h-y)=154.10^8/434=35,5.10^6 \text{ мм}^3.$$

13. Те ж саме з урахуванням непружних деформацій бетону

$$W'_{pl}=\gamma W'_{red}=1,75.35,5.10^6=62,1.10^6 \text{ мм}^3.$$

3.5. Визначення втрат попереднього напруження арматури

Спочатку перевіряємо чи знаходиться прийняте початкове попереднє напруження арматури σ_{sp} в допустимих межах

$$0,3R_{s,ser} + p \leq \sigma_{sp} \leq R_{s,ser} - p;$$

$$0,3.785+70=306 \text{ МПа} < \sigma_{sp}=700 \text{ МПа} < 785-70=715 \text{ МПа},$$

де $p=30+360/9=70$ МПа для електротермічного способу напруження для попередньо напруженої арматури довжиною 9 м.

Розрахунок втрат попереднього напруження виконуємо за блок-схемою 1 [1].

Перші втрати

- 2'. Від релаксації напружень в стержневій арматурі

$$\sigma_1=0,03\sigma_{sp}=0,03.700=21 \text{ МПа}.$$

4. Від температурного перепаду, якщо його величина невідома, для бетону класу B40 $\sigma_2 = 80$ МПа.

7. Від деформації анкерних пристроїв при електротермічному способі напруження арматури $\sigma_3 = 0$.

8. Від тертя арматури об огинаючі пристрої для прямолінійної арматури $\sigma_4 = 0$.

12. Від деформації сталевих форм при електротермічному способі $\sigma_5=0$.

Для визначення втрат від швидкоплинної повзучості обчислюємо:

13. Попереднє напруження σ_{sp1} з урахуванням перших п'ятьох втрат

$$\sigma_{sp1}=\sigma_{sp}-\sigma_1-\sigma_2-\sigma_3-\sigma_4-\sigma_5=700-21-80=599 \text{ МПа}.$$

14. Попередньо напружена арматура у верхній зоні відсутня, тому $\sigma'_{sp1}=0$.

15. Зусилля обтиснення в напружуваній арматурі

$$P=\sigma_{sp1}A_{sp}=599.1570=940.10^3 \text{ Н}.$$

16. Ексцентриситет сили P відносно центра ваги зведеного перерізу

$$e_{0p}=\sigma_{sp1}A_{sp}y_{sp}/P=599.1570.296/(940.10^3)=296 \text{ мм},$$

де $y_{sp}=y-a_{sp}=366-(40+60/2)=296$ мм.

17. Напруження стиску в бетоні на рівні центра ваги арматури

$$\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}} + \frac{Pe_{0P}y_{sp}}{I_{red}} - \frac{M_g y_{sp}}{I_{red}} = \frac{940 \cdot 10^3}{335500} + \frac{940 \cdot 10^3 \cdot 296 \cdot 296}{154 \cdot 10^8} - \frac{55,5 \cdot 10^6 \cdot 296}{154 \cdot 10^8} = 7,68 \text{ МПа},$$

де $M_g = q_p l_p^2 / 8 = 7,9 \cdot 7500^2 / 8 = 55,5 \cdot 10^6$ Н.мм – згинальний момент від ваги ригеля ($q_p = 7,9$ кН/м = 7,9 Н/мм за табл. 2, п.1.3, при $\gamma_f = 1$); $l_p = 7,5$ м – відстань між прокладками при зберіганні ригеля.

Напруження стиску в бетоні на рівні для крайнього верхнього волокна

$$\sigma'_{bp} = \frac{P}{A_{red}} - \frac{Pe_{0P}(h-y)}{I_{red}} + \frac{M_g(h-y)}{I_{red}} = \frac{940 \cdot 10^3}{335500} - \frac{940 \cdot 10^3 \cdot 296 \cdot 434}{154 \cdot 10^8} + \frac{55,5 \cdot 10^6 \cdot 434}{154 \cdot 10^8} = -3,48 \text{ МПа} < 0,$$

тому втрати $\sigma'_6 = 0$.

19,20. Коефіцієнт $\alpha = 0,25 + 0,025 R_{bp} = 0,25 + 0,025 \cdot 32 = 1,05 > 0,8$, тому приймаємо $\alpha = 0,8$.

Відношення $\sigma_{bp} / R_{bp} = 7,68 / 32 = 0,24 < 0,8$.

21. Тому при тепловій обробці

$$\sigma_6 = 34 \sigma_{ep} / R_{bp} = 34 \cdot 0,24 = 8,2 \text{ МПа}.$$

22. Разом перші втрати

$$\sigma_{I1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6 = 21 + 80 + 8,2 = 109 \text{ МПа}.$$

Другі втрати

Від усадки бетону класу В40, який був підданий тепловій обробці,

$$\sigma_8 = 40 \text{ МПа}.$$

27. Втрати від повзучості бетону обчислюємо з уточненням напруження

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{I1} = 700 - 109 = 591 \text{ МПа}.$$

28. Напруження в ненапружуваній арматурі A_s

$$\sigma_s = \sigma_6 = 8,2 \text{ МПа}.$$

29. Зусилля обтиснення

$$P_1 = \sigma_{sp1} A_{sp} - \sigma_s A_s = 591 \cdot 1570 - 8,2 \cdot 226 = 926 \cdot 10^3 \text{ Н}.$$

30. Ексцентриситет

$$e_{0p1} = (\sigma_{sp1} A_{sp} y_{sp} - \sigma_s A_s y_s) / P_1 = (591 \cdot 1570 \cdot 296 - 8,2 \cdot 226 \cdot 331) / (926 \cdot 10^3) = 296 \text{ мм},$$

де $y_s = y - a_s = 366 - 35 = 331$ мм – відстань від центра ваги арматури A_s до центра ваги зведеного перерізу.

31. Напруження

$$\sigma_{bp1} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{0P1} y_{sp}}{I_{red}} - \frac{M_g y_{sp}}{I_{red}} = \frac{926 \cdot 10^3}{335500} + \frac{926 \cdot 10^3 \cdot 296 \cdot 296}{154 \cdot 10^8} - \frac{55,5 \cdot 10^6 \cdot 296}{154 \cdot 10^8} = 6,4 \text{ МПа}.$$

32. Напруження

$$\sigma'_{bpl} = \frac{P_1}{A_{red}} - \frac{P_1 e_{0Pl}(h-y)}{I_{red}} + \frac{M_g(h-y)}{I_{red}} = \frac{926 \cdot 10^3}{335500} - \frac{926 \cdot 10^3 \cdot 296 \cdot 434}{154 \cdot 10^8} + \frac{55,5 \cdot 10^6 \cdot 434}{154 \cdot 10^8} = -2,14 \text{ МПа} < 0,$$

тому $\sigma'_9 = 0$.

Відношення $\sigma_{bpl}/R_{bp} = 6,4/32 = 0,2 < 0,75$.

33. Втрати від повзучості бетону

$$\sigma_9 = 128 \sigma_{bpl}/R_{bp} = 128 \cdot 6,4/32 = 25,6 \text{ МПа.}$$

35. Разом другі втрати

$$\sigma_{l2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 40 + 25,6 = 65,6 \text{ МПа.}$$

36. Сумарні втрати

$$\sigma_l = \sigma_{l1} + \sigma_{l2} = 109 + 65,6 = 175 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа.}$$

3.6. Розрахунок нормальних перерізів ригеля за утворенням тріщин в стадії виготовлення

Розрахунок виконуємо за блок-схемою 24 [1] для перерізу в місці розміщення монтажних петель. Пункти 1...6 цієї блок-схеми розраховані раніше в п. 3.5 (п.п. 14, 27...30).

7. Напруження в крайньому волокні бетону стиснутої зони від зусилля попереднього обтиснення і власної ваги ригеля

$$\sigma_{bpl} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{0Pl} y}{I_{red}} - \frac{M_g y}{I_{red}} = \frac{926 \cdot 10^3}{335500} + \frac{926 \cdot 10^3 \cdot 296 \cdot 366}{154 \cdot 10^8} - \frac{7,31 \cdot 10^6 \cdot 366}{154 \cdot 10^8} = 9,44 \text{ МПа,}$$

де $M_g = -7,9 \cdot 1,4 \cdot 1,15^2/2 = -7,31 \cdot 10^6$ Н.мм – згинальний момент від ваги ригеля при його підйомі в місці монтажних петель на відстані 1,15 м від торця ригеля з урахуванням коефіцієнта динамічності 1,4.

3. $\sigma_{bpl} = 9,44 \text{ МПа} < 0,75 R_{bp} = 0,75 \cdot 32 = 24 \text{ МПа.}$

4. Коефіцієнт $\varphi = 1,6 - \sigma_{bpl}/R_{bp,ser} = 1,6 - 9,44/23,4 = 1,2 > 1$,

де $R_{bp,ser} = 23,4 \text{ МПа}$ при $R_{bp} = 32 \text{ МПа}$ за лінійною інтерполяцією між класами бетону В30 і В35.

10.11. При $\varphi > 1$ візьмемо $\varphi = 1$.

12. Відстань від центра ваги зведеного перерізу до нижньої ядрової точки

$$r = \varphi W'_{red}/A_{red} = 1,35 \cdot 5 \cdot 10^6 / 335500 = 106 \text{ мм.}$$

13. Момент обтискання відносно нижньої межі ядра перерізу

$$M_{rp} = P_1(e_{0Pl} - r) = 926 \cdot 10^3(296 - 106) = 176 \cdot 10^6 \text{ Н.мм.}$$

14. Момент тріщиноутворення

$M_{crc} = R_{btp,ser} W'_{pl} - M_{rp} = 1,86 \cdot 62,1 \cdot 10^6 - 176 \cdot 10^6 = -60,5 \cdot 10^6$ Н.мм
де $R_{btp,ser} = 1,86$ МПа при $R_{bp} = 0,8 \cdot 40 = 32$ МПа за лінійною інтерполяцією між класами В30 і В35.

15. Перевіряємо умову $M_{r1} \leq M_{crc}$

$$M_{r1} = M_g = 7,31 \cdot 10^6 \text{ Н.мм} > M_{crc} = -60,5 \cdot 10^6 \text{ Н.мм.}$$

Умова не виконується, тобто в стадії виготовлення в місці розміщення монтажних петель утворюються нормальні до поздовжньої осі тріщини.

3.7. Розрахунок нормальних перерізів ригеля за утворенням тріщин в стадії експлуатації

Розрахунок ведемо на максимальний момент в прогоні при $\gamma_f = 1$ (див. табл. 9) $M_{r2} = M_l = 630$ кН.м. Обчислення виконуємо за блок-схемою 23 [1].

1. Попереднє напруження з урахуванням сумарних втрат

$$\sigma_{sp2} = \gamma_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_l) = 1(700 - 175) = 525 \text{ МПа,}$$

де коефіцієнт точності напруження арматури в цьому випадку для конструкції третьої категорії тріщиностійкості $\gamma_{sp} = 1$.

2. $\sigma'_{sp2} = 0$, тому що у верхній зоні ригеля відсутнє попереднє напруження.

3. Напруження $\sigma_s = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9 = 8,2 + 40 + 28,1 = 76,3$ МПа.

4. Напруження $\sigma_s = 0$, тому що арматура $A'_s = 226$ мм² має малу площу перерізу і збільшує величини e_{0p2} і M_{sp} , що йде в запас тріщиностійкості.

5. Зусилля попереднього обтиснення разом з сумарними втратами попереднього напруження

$$P_2 = \sigma_{sp2} A_{sp} - \sigma_s A_s = 525 \cdot 1570 - 76,3 \cdot 226 = 807 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

6. Ексцентриситет зусилля P_2

$$e_{0p2} = (\sigma_{sp2} A_{sp} y_{sp} - \sigma_s A_s y_s) / P_2 = (525 \cdot 1570 \cdot 296 - 76,3 \cdot 226 \cdot 331) / 807 \cdot 10^3 = 295 \text{ мм.}$$

7. Напруження в крайньому верхньому стиснутому волокні від зовнішнього навантаження

$$\sigma_{b2} = \frac{P_2}{A_{red}} - \frac{P_2 e_{0p2} (h - y)}{I_{red}} + \frac{M_{r2} (h - y)}{I_{red}} = \frac{807 \cdot 10^3}{335500} - \frac{807 \cdot 10^3 \cdot 295 \cdot 434}{154 \cdot 10^8} + \frac{630 \cdot 10^6 \cdot 434}{154 \cdot 10^8} = 13,5 \text{ МПа}$$

8,9. $\varphi = 1,6 - \sigma_{b2} / R_{b,ser} = 1,6 - 13,5 / 26,1 = 1,08 > 0,7$.

10,11. $\varphi > 1$, приймаємо $\varphi = 1$.

12. Відстань від центра ваги зведеного перерізу до верхньої ядрової точки

$$r' = \varphi W_{red} / A_{red} = 1,42 \cdot 10^6 / 335500 = 125 \text{ мм.}$$

13. Перевіримо чи відсутні початкові тріщини у верхній зоні посередині прогону ригеля в стадії виготовлення

$$W'_{pl}R_{bip,ser}=62,1 \cdot 10^6 \cdot 1,86=116 \cdot 10^6 \text{ Н.мм} >$$

$$>P_1(e_{0p1}-r)+M_{gl}=926 \cdot 10^3(296-106)-67,4 \cdot 10^6=109 \cdot 10^6 \text{ Н.мм},$$

де $M_{gl}=M_g+7,9 \cdot 1,4(8,5-1,15)^2/8=-7,31+74,69=67,4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$

Умова виконується, тобто початкові тріщини відсутні.

Тоді $\Delta M_{crc}=0$, $\lambda=0$.

14. Момент обтиснення відносно верхньої межі ядра перерізу

$$M_{cp}=P_2(e_{0p2}+r)=807 \cdot 10^3(295+125)=339 \cdot 10^6 \text{ Н.мм}.$$

15,16. Момент тріщиностійкості

$$M_{crc}=R_{bt,ser}W_{pl}+M_{cp}=1,89 \cdot 73,5 \cdot 10^6+339 \cdot 10^6=478 \cdot 10^6 \text{ Н.мм} <$$

$$< M_{r,2}=630 \cdot 10^6 \text{ Н.мм},$$

тобто, в стадії експлуатації в нижній розтягненій зоні в прогоні утворюються нормальні до поздовжньої осі тріщини.

3.8. Розрахунок похилих перерізів ригеля за утворенням тріщин в стадії експлуатації

Розрахунок ведемо при $\gamma_f=1$ на опорі B ліворуч, де діє максимальна поперечна сила (див. табл. 9) $Q_{BA}=528 \text{ кН}$. Перевіряємо необхідність докладного розрахунку. При $Q_{BA}=528 \cdot 10^3 \text{ Н} > Q_{b,min} = \varphi_{b3}R_{bt,ser}bh_0 = 0,6 \cdot 1,89 \cdot 300 \cdot 730 = 248 \cdot 10^3 \text{ Н}$, необхідно робити докладний розрахунок. Якщо $Q_{BA} \leq Q_{b,min}$, можна зробити висновок, що похилі тріщини не утворюються.

Утворення похилих тріщин зазвичай перевіряють в двох перерізах за рис. 13. Переріз 1-1 - на грані консолі ригеля на відстані $x_1=0,3+0,35=0,65 \text{ м}$; переріз 2-2 - в кінці зони анкерування робочої арматури l_{p1} на відстані $x_2=0,3+0,035+l_{p1}$ від осі колони, якщо $x_2 > x_1$.

Довжина анкерування робочої арматури

$$l_{p1}=(\omega_p \sigma_{sp1}/R_{bp}+\lambda_p)d=(0,25 \cdot 599/32+10)20 = 294 \text{ мм},$$

де $\omega_p=0,25$, $\lambda=10$ за табл. 28 [2] для стрижневої арматури; $d=20 \text{ мм}$ - діаметр попередньо напруженої арматури;

$$\sigma_{sp1}=\sigma_{sp}-\sigma_1-\sigma_2-\sigma_3-\sigma_4-\sigma_5=700-21-80=599 \text{ МПа}.$$

Тоді $x_2=0,3+0,035+0,294=0,629 \text{ м} < x_1=0,65 \text{ м}$.

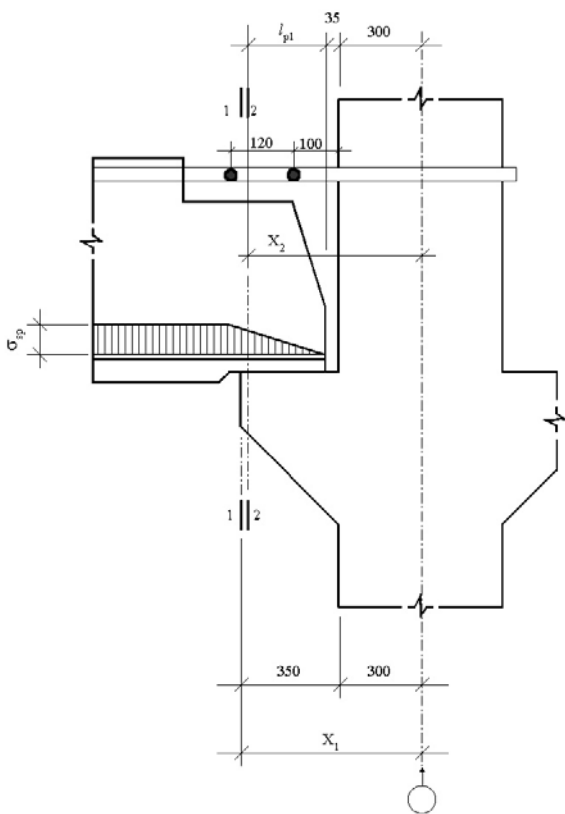


Рис.13. До розрахунку похилих перерізів ригеля

Розрахунок ведемо тільки в перерізі 1-1.

Тріщиностійкість похилих перерізів зазвичай перевіряють на рівні центра ваги перерізу і в місці, де стиснута полиця переходить в ребро. В нашому випадку ці два місця знаходяться на малій відстані ($400-366=40$ мм) одне від одного. Крім того, ширина ригеля в центрі ваги $b=650$ мм, а в місці переходу всього - $b=340$ мм. Тому ясно, що найгірші результати будуть отримані для місця переходу полиці в ребро і подальші розрахунки ведемо тільки для цього місця (рівня).

Поперечна сила в перерізі 1-1

$Q=Q_{BA} - q_1 x_2 = 528 - 30,6 \cdot 0,654 = 508$ кН, де враховано, що в припорній зоні тимчасових навантажень може не бути, тобто $q_1 = g_2 = 30,6$ кН/м (див. табл. 3).

Далі розрахунок виконуємо за блок-схемою 25 [1].

1. Нормальні напруження на рівні

переходу полиці в ребро ($y=34$ мм)

$$\sigma_x = P_2 / A_{red} - P_2 e_{0p2} y / I_{red} = 807 \cdot 10^3 / 335500 - 807 \cdot 10^3 \cdot 295,34 / 154 \cdot 10^8 = 1,88 \text{ МПа.}$$

2,3. Ригель має постійну висоту, тому $Q=508$ кН без змін.

4. Дотичні напруження на рівні переходу полиці в ребро

$$\tau_{xy} = Q S_{1,red} / I_{red} b = 508 \cdot 10^3 \cdot 29,4 \cdot 10^6 / (154 \cdot 10^8 \cdot 340) = 2,85 \text{ МПа,}$$

де $S_{1,red} = 300 \cdot 400(434 - 200) + 2(20 \cdot 400) \cdot 0,5(434 - 2 \cdot 400/3) = 29,4 \cdot 10^6$ мм³ – статичний момент зведеної площі верхньої частини перерізу (до полиці) відносно центра ваги перерізу.

Місцеві напруження стиску $\sigma_{y,loc}$ від реакції ригеля залежать від відносних координат точки, для якої визначаються :

$$\alpha = x/h = 149/800 = 0,186 < 0,7,$$

$$\beta = a/h = 400/800 = 0,5,$$

де $x = l_{p1} - (350 - 60)/2 = 294 - 145 = 149$ мм; h - висота ригеля; $a=400$ мм – відстань від верху ригеля до рівня, в якому визначаємо напруження. Тоді

$$\sigma_{y,loc} = \frac{Q}{bh} \cdot \frac{2\beta^2}{\pi} \left[\frac{3-2\beta}{(1+\alpha^2)^2} - \frac{\beta}{(\alpha^2+\beta^2)^2} \right] = \frac{508 \cdot 10^3}{340 \cdot 800} \cdot \frac{2 \cdot 0,5^2}{3,14} \left[\frac{3-2 \cdot 0,5}{(1+0,186^2)^2} - \frac{0,5}{(0,186^2+0,5^2)^2} \right] = -1,28 \text{ МПа.}$$

5,6. Головні напруження розтягу і стиску

$$\sigma_{mt,mc} = \frac{\sigma_x + \sigma_{y,loc}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_{y,loc}}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} = \frac{-1,88 - 1,28}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{-1,88 + 1,28}{2}\right)^2 + 2,85^2} = -1,58 \pm 2,86 \text{ МПа};$$

де σ_x – напруження стиску, тому підставляємо їх зі знаком “мінус”;

$$\sigma_{mt} = -1,58 + 2,86 = 1,28 \text{ МПа}, \quad \sigma_{mc} = -1,58 - 2,86 = -4,44 \text{ МПа}.$$

7. $\alpha B = 0,01 \cdot 40 = 0,4 > 0,3$, де $\alpha = 0,01$ для важкого бетону (B - клас бетону).

9,10,11. Коефіцієнт

$$\gamma_{b4} = (1 - \sigma_{mc} / R_{b,ser}) / (0,2 + \alpha B) = (1 - 4,44 / 26,1) / (0,2 + 0,4) = 1,38 > 1,$$

приймаємо $\gamma_{b4} = 1$

12. Перевіряємо умову

$$\sigma_{mt} = 1,28 \text{ МПа} < \gamma_{b4} R_{bt,ser} = 1 \cdot 1,89 = 1,89 \text{ МПа}.$$

Умова виконується, тобто похилі тріщини в межах зони анкерування не утворюються.

3.9. Визначення ширини розкриття нормальних тріщин в стадії експлуатації

Для згинальних елементів при гранично допустимій ширині розкриття тріщин $[a_{crc,sh}] = 0,4 \text{ мм}$ і $[a_{crc,l}] = 0,3 \text{ мм}$ розрахунків за розкриттям тріщин дозволяється виконувати тільки один раз.

При $\frac{M_l - M_{rp}}{M_{tot} - M_{rp}} \geq \frac{2}{3}$ перевіряється тільки тривале розкриття тріщин від

дії моменту M_l ;

при $\frac{M_l - M_{rp}}{M_{tot} - M_{rp}} < \frac{2}{3}$ перевіряється тільки короточасне розкриття

тріщин від дії моменту M_{tot} ;

де $-M_l = 554 \text{ кН.м}$ – від тривалого навантаження (144+410), $M_{tot} = 630 \text{ кН.м}$ – від повного навантаження (табл. 9) при $\gamma_f = 1$.

В нашому випадку $-\frac{M_l - M_{rp}}{M_{tot} - M_{rp}} = \frac{554 - 339}{630 - 339} = 0,74 > \frac{2}{3} = 0,667$, тому

перевіряємо тільки тривале розкриття тріщин.

Ширину розкриття тріщин визначаємо за формулою, затвердженою для використання в Україні $a_{crc} = \varphi_l \eta \delta \lambda \frac{\sigma_s}{E_s} d$.

Коефіцієнт $\varphi_l = 1,6 - 15\mu = 1,6 - 15 \cdot 0,0083 = 1,48 > 1$ – для тривалої дії навантаження.

Коефіцієнт $\eta = 1$ - для стержневої арматури періодичного профілю.

Величина $\delta = \alpha / [\varphi_d(1 + 2\alpha\mu)] = 5,85 / [1,36(1 + 2 \cdot 5,85 \cdot 0,0083)] = 3,92$.
де $\alpha = E_s/E_b = 1,9 \cdot 10^5 / 32,5 \cdot 10^3 = 5,85$, $\varphi_d = 1,36$ для арматури $\varnothing 20$ мм (для поздовжньої арматури $\varnothing \leq 10$ мм $\varphi_d = 1$, для $\varnothing 22$ мм $\varphi_d = 1,4$, для $\varnothing 32$ мм $\varphi_d = 1,6$, для проміжних діаметрів - за лінійною інтерполяцією).

Для визначення коефіцієнта λ необхідно розрахувати приріст напруження від дії зовнішнього навантаження σ_s в стержнях арматури, що робимо в такому порядку:

1. Ексцентриситет $e_{s,tot} = M/P_2 = 554 \cdot 10^6 / 807 \cdot 10^3 = 687$ мм.
2. Коефіцієнт $\varphi_{ls} = 0,8$ для тривалого навантаження.
3. Співвідношення $e_{s,tot}/h_0 = 687/730 = 0,944 < 1,2/0,8 = 1,5$.
4. Коефіцієнт $\varphi_m = R_{bt,ser} W_{pl} / (M_T - M_{Tp}) = 1,89 \cdot 73,5 \cdot 10^6 / (554 \cdot 10^6 - 339 \cdot 10^6) = 0,643 < 1$.

$$5. \text{ Коефіцієнт } \psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8 \varphi_m) e_{s,tot} / h_0} =$$

$$= 1,25 - 0,8 \cdot 0,643 - (1 - 0,643^2) / (3,5 - 1,8 \cdot 0,643) \cdot 1,5 = 0,569 < 1.$$

6. Коефіцієнт $\varphi_s = A_s' \psi_s / [(A_s + A_{sp}) \psi_b] = 226 \cdot 0,569 / [(226 + 1570) \cdot 0,9] = 0,0796$,
де $A_s = A_s' = 226$ мм² – верхня і нижня конструктивна арматура по 2 $\varnothing 12$ А111;
 $\varphi_{b3} = 0,9$ – для важкого бетону.

$$7. \text{ Коефіцієнт } \beta = \alpha \mu \frac{\psi_b}{\psi_s} \cdot \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b1}} = 5,85 \cdot 0,0083 \cdot \frac{0,9}{0,569} \cdot \frac{3}{0,85} = 0,271,$$

де $\varphi_{b2} = 3$ при тривалому навантаженні і вологості повітря $40\% \leq W \leq 60\%$ для класів бетону В30...В50.

8. Коефіцієнт $\varphi_f = 0$ для ригеля з полицею в розтягненій зоні чи для прямокутного перерізу.

(Для перерізу з полицею в стисненій зоні $\varphi_f = (b_f' - b) h_f' / (\beta b h_0)$).

9. Коефіцієнт

$$\varphi_n = \frac{1}{1 + \frac{y_{sp} + r'}{e_{s,tot}}} = \frac{1}{1 + \frac{(366 - 70) + 125}{687}} = 0,604,$$

де y_{sp} – відстань від центра ваги зведеного перерізу до центра ваги нижньої розтягненої поздовжньої арматури.

$$10. \text{ Коефіцієнт } \varphi_\xi = \beta \left\{ \sqrt{1 + \frac{2(\varphi_n + \varphi_s \frac{a''}{h_0} + 0,5 \varphi_f \frac{h_f'}{h_0})}{\beta(\varphi_f + \varphi_s + \varphi_n)^2}} - 1 \right\} =$$

$$= 0,271 \left\{ \sqrt{1 + \frac{2(0,604 + 0,0796 \cdot 30 / 730)}{0,271(0,0796 + 0,604)^2}} - 1 \right\} = 0,474.$$

11. Висота стиснутої зони

$$x = \varphi_\xi (\varphi_s + \varphi_f + \varphi_n) h_0 = 0,474(0,0796 + 0,604) 730 = 237 \text{ мм} < h_0 = 730 \text{ мм}.$$

12. Плече внутрішньої пари

$$x = \left(h_0 - \frac{x}{3} \right) \frac{1 + \lambda' \frac{h_0 - 0,5h_f'}{h_0 - x/3}}{1 + \lambda'} = 730 - 237/3 = 651 \text{ мм},$$

де коефіцієнт $\lambda' = \frac{(2 - h_f'/x)(b_f' - b)h_f'}{bx} = 0$, тому, що полиця знаходиться в розтягненій зоні.

13. Приріст напруження

$$\sigma_s = \frac{M_l - P_2(z - e_{sp2})}{(A_s + A_{sp})z} = \frac{554 \cdot 10^6 - 807 \cdot 10^3(651 - 1)}{(226 + 1570)651} = 26,9 \text{ МПа},$$

де $e_{sp2} = y_{sp} - e_{0p2} = (366 - 70) - 295 = 1$ мм.

$$\text{Тоді коефіцієнт } \lambda = 2 \left(1 - \frac{1}{e^W} \right) = 2 \left(1 - \frac{1}{e^{1,43}} \right) = 1,58,$$

де $W = (5 + 0,6\sigma_s/R_{b,ser})/\delta = (5 + 0,6 \cdot 26,9/26,1)/3,92 = 1,43 < 1,45$.

Ширина тривалого розкриття тріщин

$$a_{crc} = 1,48 \cdot 1,3,92 \cdot 1,58 \cdot 26,9 \cdot 20 / (1,9 \cdot 10^5) = 0,026 \text{ мм} < [a_{crc,1}] = 0,3 \text{ мм},$$

де 20 мм – діаметр поздовжньої попередньо напруженої арматури.

Ширина розкриття нормальних тріщин менше допустимої величини.

3.10. Додаткові розрахунки опорної частини ригеля

На опорах ригелів в місцях їх зменшеної висоти передбачається додаткова поперечна арматура зменшеної довжини. Переріз цієї арматури приблизно

$$A_{sw} = 0,2\gamma_{s6}R_sA_{sp}/R_{sw} = 0,2 \cdot 1,12 \cdot 680 \cdot 1570 / 285 = 839 \text{ мм}^2.$$

Беремо 12Ø10A111, $A_{sw} = 942 \text{ мм}^2$.

У верхній частині опорних ділянок ригелів зменшеної висоти встановлюють додаткові поздовжні стрижні з площею перерізу

$$A_s \cong 0,002bh_0 = 0,002 \cdot 300 \cdot 760 = 456 \text{ мм}^2.$$

Беремо 4Ø12A111, $A_s = 452 \text{ мм}^2 \cong 456 \text{ мм}^2$.

На торцевих ділянках ригелів для сприйняття поперечних деформацій від зусилля обтиснення встановлюють опорні закладні деталі у вигляді сталевих об'єм (деталь М1).

3.11. Розрахунок полиці ригеля на місцевий згин

Полиця ригеля працює як консоль (рис.14). Повне розрахункове навантаження на одну полицю ригеля

$$F = 0,5q_2 = 0,5 \cdot 127,6 = 63,8 \text{ кН/м},$$

тут урахування всієї ваги ригеля йде в запас його міцності.

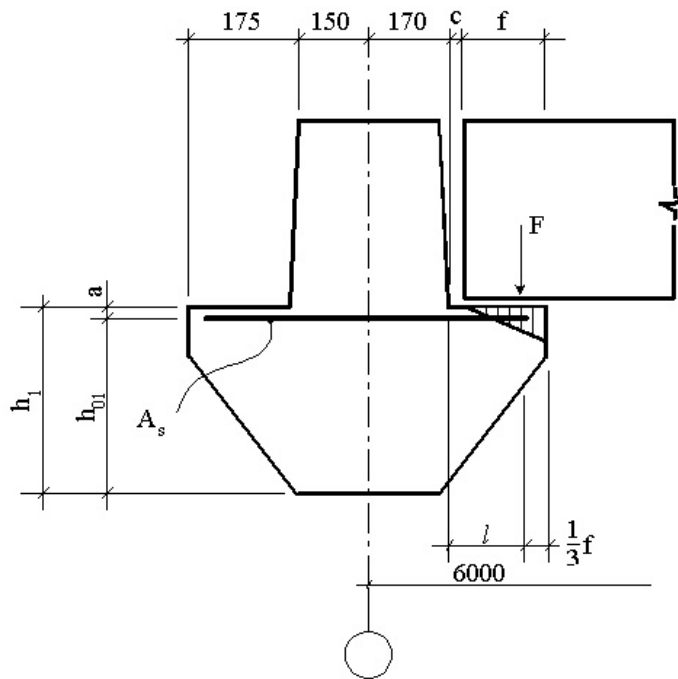


Рис. 14. До розрахунку полиці ригеля

Плече згинального моменту

$$l = c + 2f/3 = 55 + 2 \cdot 100/3 = 122 \text{ мм.}$$

Згинальний момент в корені консолі

$$M = Fl = 63,8 \cdot 10^3 \cdot 122 = 778 \cdot 10^4 \text{ Н.мм/м.}$$

Робоча висота перерізу полиці

$$h_0 = h_1 - a = 400 - 30 = 370 \text{ мм.}$$

Коефіцієнт $\alpha_m = M / (R_b b h_{0l}^2) = 778 \cdot 10^4 / (19,8 \cdot 1000 \cdot 370^2) = 0,0029$,
де $b = l \text{ м} = 1000 \text{ мм}$ – довжина полиці ригеля, армування й міцність якої ми розглядаємо. За таблицею α_m - ξ - ζ знаходимо $\zeta = 0,986$.

Тоді необхідна площа перерізу арматури на 1 м полиці

$$A_s = M / (\zeta R_s h_{0l}) = 778 \cdot 10^4 / (0,986 \cdot 355 \cdot 370) = 60 \text{ мм}^2.$$

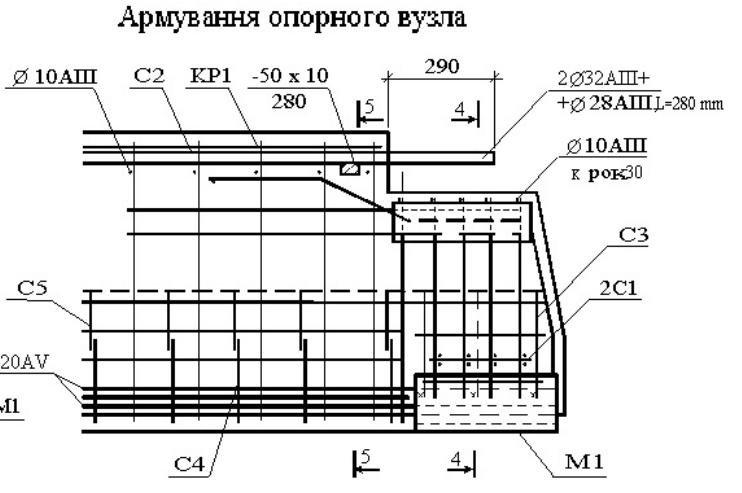
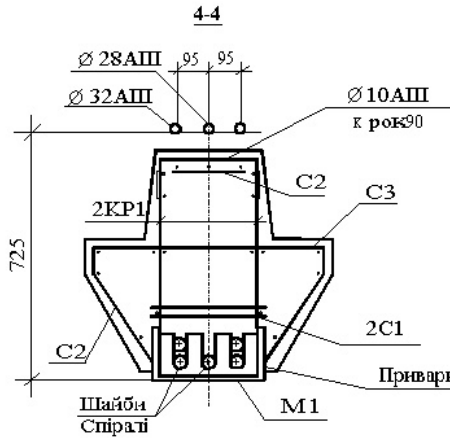
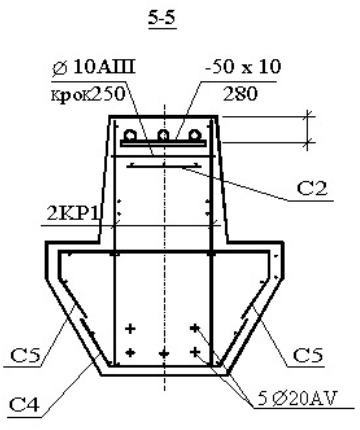
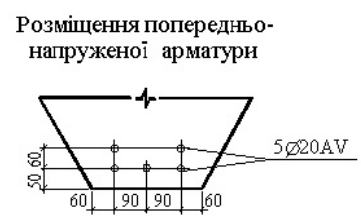
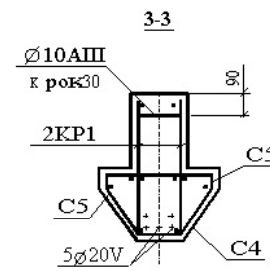
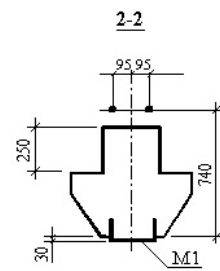
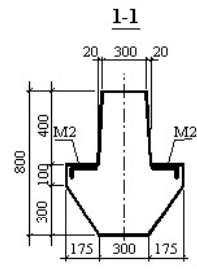
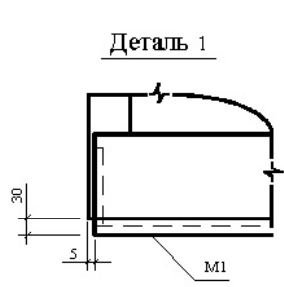
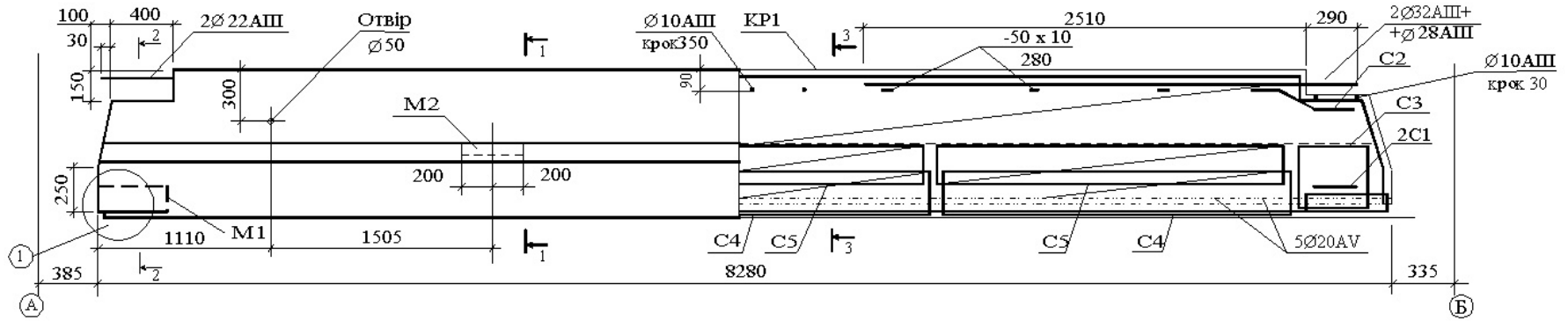
Беремо $\varnothing 6A111$ з кроком 200 мм $A_{s,l} = 142 \text{ мм}^2 > 60 \text{ мм}^2$.

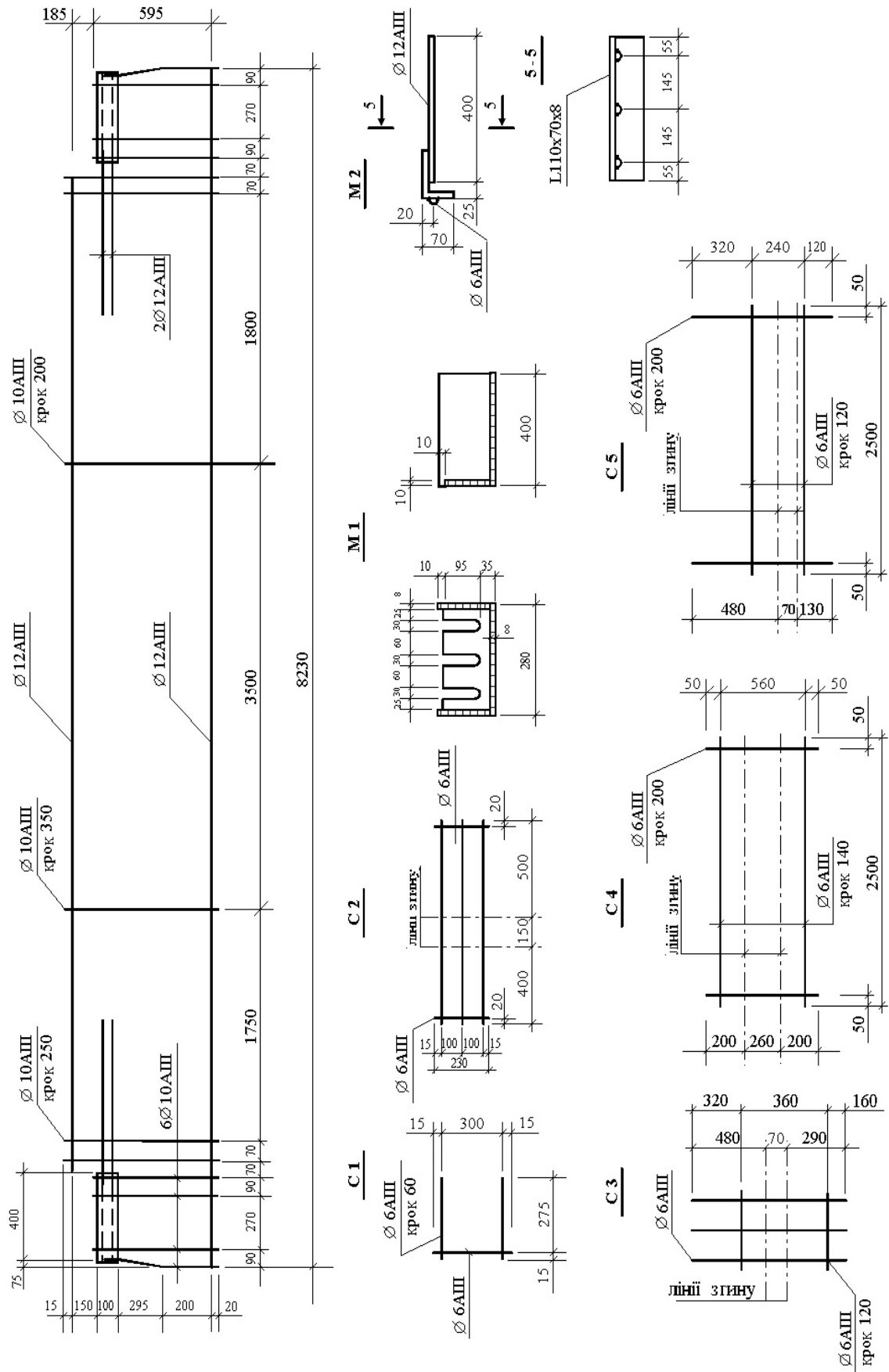
Перевіримо достатність висоти полиці

$$Q = F = 63,8 \text{ кН} < 2,5 R_{bt} b h_0 = 2,5 \cdot 1,26 \cdot 1000 \cdot 370 = 117 \cdot 10^3 \text{ Н} = 117 \text{ кН,}$$

умова виконується, тобто висота полиці достатня.

Конструювання ригеля наведено на рис. 15 а,б.





б

Рис.15. Конструювання ригелів:
а – схема і деталі армування; б – арматурні вироби

4. Розрахунок середньої колони на першому поверсі

4.1. Розрахунок колони в площині згину

Зазвичай розрахунок виконують за декількома комбінаціями зусиль (див. табл. 10) і беруть найбільшу отриману площу перерізу арматури. В нашому випадку при відносно малих моментах ($e_0/h < 0,5$, $e_0 = M/N$) розрахунковою комбінацією буде комбінація з найбільшою поздовжньою силою $N=3724$ кН, $M=43,9$ кН.м.

Розрахункова довжина колони $l_0=4,45$ м. Розміри перерізу $b \times h=350 \times 600$ мм.

При гнучкості колони $l_0/h=4450/600=7,4 > 4$ потрібно урахувати вплив поздовжнього згину колони, для чого за блок-схемою 18 [1] визначають коефіцієнт η .

1. Ексцентриситет сили N

$$e_0 = M/N = 43,9 \cdot 10^6 / (3724 \cdot 10^3) = 11,8 \text{ мм.}$$

2. $M_I = M + 0,5N(h_0 - a') = 43,9 \cdot 10^6 + 0,5 \cdot 3724 \cdot 10^3(560 - 40) = 1012 \cdot 10^6$ Н.мм.

3. Момент від усіх навантажень крім вітрових (табл. 10)

$$M_I = M - M_g = 43,9 \cdot 10^6 - 40 \cdot 10^6 \cdot 0,9 = 7,9 \cdot 10^6 \text{ Н.мм,}$$

де 0,9 – коефіцієнт сполучень для вітрового навантаження, використаний при розрахунку $M=43,9$ кН.м.

$$\text{Момент } M_{II} = M_I + 0,5N(h_0 - a') = 7,9 \cdot 10^6 + 0,5 \cdot 3724 \cdot 10^3(560 - 40) = 976 \cdot 10^6 \text{ Н.мм.}$$

4. $l_0/h = 7,4 > 4$.

5. $l_0/h = 7,4 < 10$.

6. Попередньо беремо коефіцієнт армування $\mu < 0,025$.

21. Критична сила

$$N_{cr} = 0,5E_b b h^3 / l_0^2 = 0,5 \cdot 31 \cdot 10^3 \cdot 350 \cdot 600^3 / 4450^2 = 592 \cdot 10^5 \text{ Н.}$$

22. Коефіцієнт

$$\eta = 1 / (1 - N/N_{cr}) = 1 / (1 - 3724 \cdot 10^3 / (592 \cdot 10^5)) = 1,07.$$

Випадкові ексцентриситети

$$e_a = l_0 / 600 = 4450 / 600 = 7,4 \text{ мм;}$$

$$e_a = h_k / 30 = 600 / 30 = 20 \text{ мм.}$$

Початковий ексцентриситет $e_0 = 11,8$ мм $< e_a = 20$ мм, тому для подальших розрахунків беремо $e_0 = e_a = 20$ мм.

При дії в колоні моментів різних знаків одного порядку (табл. 10) беремо симетричне армування поздовжньою арматурою.

Підбір арматури виконуємо за блок-схемою 20 [1].

1. Робоча висота перерізу $h_0 = h - a = 600 - 40 = 560$ мм.

2. Ексцентриситет

$$e = \eta e_0 + 0,5(h_0 - a') = 1,07 \cdot 20 + 0,5(560 - 40) = 281 \text{ мм.}$$

3. Коефіцієнт $\omega = \alpha - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 17,55 = 0,71$.

4,5. При коефіцієнті умов роботи бетону $\gamma_{b2}=0,9 < 1$ граничне напруження в стиснутій арматурі $\sigma_{sc,u}=500$ МПа.

6. Межева відносна висота стиснутої зони

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,71}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,71}{1,1}\right)} = 0,564.$$

7. $\delta = a'/h_0 = 40/560 = 0,0714$.

8. $\alpha_n = N/(R_b b h_0) = 3724 \cdot 10^3 / (17,55 \cdot 350 \cdot 560) = 1,08$.

9. $\alpha_m = Ne/(R_b b h_0^2) = 3724 \cdot 10^3 \cdot 281 / (17,55 \cdot 350 \cdot 560^2) = 0,543$.

10. $\alpha_n = 1,08 > \xi_R = 0,564$.

11. $\alpha = \frac{\alpha_m - \alpha_n(1 - 0,5\alpha_n)}{1 - \delta} = \frac{0,543 - 1,08(1 - 0,5 \cdot 1,08)}{1 - 0,0714} = 0,0498$.

12. Визначення величини ξ див. в блок-схемі 19 п. 14...16 [1].

14,15'. При $\gamma_{b2}=0,9 > 1$

$$\chi = \frac{500}{R_s \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{500}{365 \left(1 - \frac{0,71}{1,1}\right)} = 3,86.$$

16. Відносна висота стиснутої зони

$$\xi = -\frac{\alpha + \chi\alpha - \alpha_n}{2} + \sqrt{\left(\frac{\alpha + \chi\alpha - \alpha_n}{2}\right)^2 + \chi\alpha\omega} =$$

$$= -\frac{0,0498 + 3,86 \cdot 0,0498 - 1,08}{2} + \sqrt{\left(\frac{0,0498 + 3,86 \cdot 0,0498 - 1,08}{2}\right)^2 + 3,86 \cdot 0,0498 \cdot 0,71} = 0,978.$$

Повертаємося до блок-схеми 20 з п.13.

13. Необхідна площа перерізу робочої арматури

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_m - \xi(1 - 0,5\xi)}{1 - \delta} = \frac{17,55 \cdot 350 \cdot 560}{365} \cdot \frac{0,543 - 0,978(1 - 0,5 \cdot 0,978)}{1 - 0,0714} = 408 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо по 3Ø16 А-111 з кожного боку, $A_{sI}=603 > 408$ мм².

18. Коефіцієнт армування

$$\mu = A_{sI}/(b h_0) = 603 / (350 \cdot 560) = 0,0031 > \mu_{min} = 0,001,$$

де $\mu_{min} = 0,001$ при $l_0/h = 7,5$.

4.2. Розрахунок колони із площини згину

Розрахунок колони з прямокутним перерізом із площини згину ($M=0$) потрібен тому, що її гнучкість l_0/h в цьому напрямку більша і можливе руйнування тільки від максимальної поздовжньої сили $N = 3724$ кН.

Міцність перевіряємо за блок-схемою 16 [1].

1. $l_0/b=4450/350=12,7<20$.

2. Беремо $N_l/N=1$.

3. За табл. 9 дод. 3 [1] коефіцієнт $\varphi_8=0,84$.

4. При проміжних стрижнях $2\varnothing 16 A111$ їх площа перерізу

$$A_{s,m}=402 \text{ мм}^2 < A_{s,tot}=1432/3=477 \text{ мм}^2,$$

де площа перерізу всієї поздовжньої арматури в колоні при урахуванні також конструктивної арматури посередині довгих боків $2\varnothing 12 AШ$ $A_{s,tot}=603+ 603+ +226=1473 \text{ мм}^2$.

5. За табл. 9 додатку 3 [1] коефіцієнт $\varphi_r = 0,872$.

6. Коефіцієнт $\alpha=R_{sc}A_{s,tot}/(R_bbh)= 365.1432/(17,55.350.600)=0,142$.

7,8. Коефіцієнт

$$\varphi_l = \varphi_8 + 2(\varphi_r - \varphi_8)\alpha = 0,84 + 2(0,872 - 0,84)/0,142 = 0,849 < \varphi_r = 0,872.$$

9. Беремо $\varphi = \varphi_l = 0,849$.

10. При коефіцієнті умов роботи $\gamma = 1$

$$N = 3724.10^3 > \gamma\varphi(R_bbh + R_{sc}A_{s,tot}) = 1.0,849(17,55.350.600 + 365.1432) = 3572.10^3 \text{ Н},$$

тобто міцність недостатня, тому збільшуємо площу поздовжньої арматури і враховуємо конструктивну арматуру $2\varnothing 12 A111$ ($A_{s,l}=226 \text{ мм}^2$) посередині довгих боків. Беремо по $3\varnothing 22 A111$ з кожного короткого боку, $A_{s,tot}=1140+1140+226= 2506 \text{ мм}^2$.

Тоді уточнюємо:

6. $\alpha=365.2506/(17,5.350.600)= 0,248$.

7,8. $\varphi_l=0,84+2(0,872-0,84)0,248=0,856 < \varphi_r=0,872$.

9. $\varphi = \varphi_l = 0,856$.

10. $N = 3724.10^3 \text{ Н} < 1.0,856(17,55.350.600+365.2506)=3930.10^3 \text{ Н}$, тобто, міцність достатня.

Остаточно приймаємо по $3\varnothing 22 AШ$ з кожного короткого боку і по $1\varnothing 12 AШ$ посередині довгих боків.

Поперечну арматуру з умов якості зварювання приймаємо $\varnothing 6 A111$ з кроком 350 мм , що не перевищує $20d=20.22=440 \text{ мм}$.

4.3. Розрахунок консолі колони

Консоль відноситься до коротких, тому що її виліт $l=350 \text{ мм}$ менше $0,9h_0=0,9.560 = 504 \text{ мм}$, де $h_0=600-40=560 \text{ мм}$ – робоча висота перерізу консолі.

Перевіримо прийняті розміри консолі (рис.16) на дію найбільшої поперечної сили від ригеля на опорі B $Q=Q_{BA}= 610.10^3 \text{ Н}$.

Оскільки $Q=610.10^3 \text{ Н} < 5R_{bt}bh_0 = 5.1,17.350.560 = 1147.10^3 \text{ Н}$ і, в той же час, $Q=610.10^3 \text{ Н} > 2,5R_{bt}bh_0 = 2,5.1,17.350.560 = 573.10^3 \text{ Н}$,

міцність консолі перевіряють із умови міцності похилої стиснутої смуги. Цифра 5 в першій нерівності взята тому, що консоль входить до жорсткого вузла рамної конструкції каркасу із замоноличеним стиком, а співвідношення моменту до поперечної сили

$$M'_{BA}/Q_{BA} = 516/610 = 0,846 \text{ м} > 0,3 \text{ м.}$$

В іншому випадку цифра 5 замінюється на 3,5.

Довжина площадки передачі поперечної сили від ригеля на консоль при жорсткому вузлі дорівнює вильоту консолі, тобто $l_{sup} = 350 \text{ мм}$.

$$\text{Величина } \sin^2\Theta = \frac{h_0^2}{h_0^2 + l_{sup}^2} = \frac{560^2}{560^2 + 350^2} = 0,719,$$

де Θ – кут нахилу розрахункової похилої смуги до горизонталі.

В консолі беремо двозрізну поперечну арматуру $\text{Ø}6\text{АШ}$ ($A_{sw} = 2,28,3 = 57 \text{ мм}^2$, $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$) з кроком $s_w = 150 \text{ мм}$.

Умова міцності похилої стиснутої смуги при ширині консолі $b = 350 \text{ мм}$

$$Q = 610 \cdot 10^3 \text{ Н} < 0,8 R_b b l_{sup} \sin^2\Theta \left(1 + 5 \frac{E_s}{E_b} \cdot \frac{A_{sw}}{b s_w}\right) =$$

$= 0,8 \cdot 17,55 \cdot 350 \cdot 350 \cdot 0,719 (1 + 5 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 57 / (31 \cdot 10^3 \cdot 350 \cdot 150)) = 1280 \cdot 10^3 \text{ Н}$
виконується, тобто розміри консолі достатні.

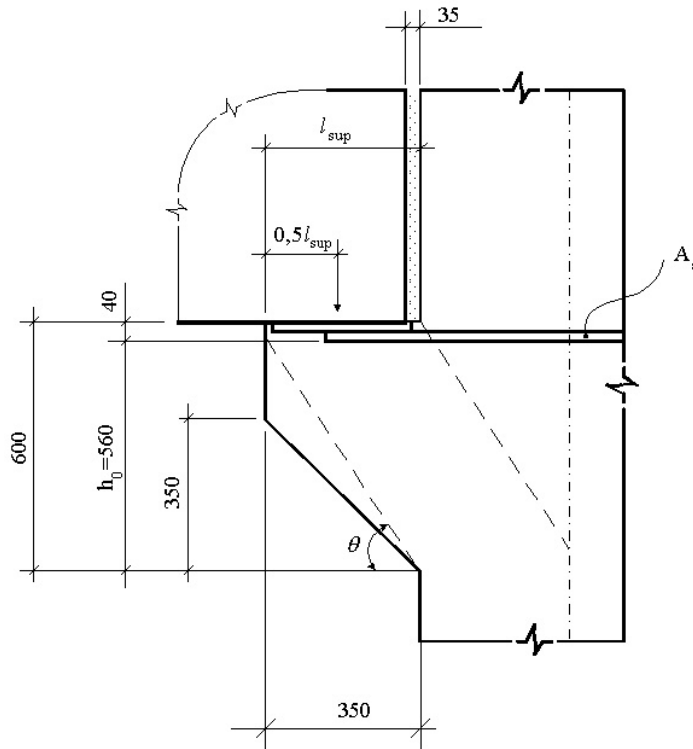


Рис. 16. До розрахунку консолі колони

Якщо при розрахунку виявиться, що умова міцності похилої смуги не виконується, чи не виконується умова $Q \leq 5R_{bt}bh_0$, розміри консолі треба збільшити.

Якщо $Q < 2,5R_{bt}bh_0$ розміри консолі прийняті із запасом, перевіряти умову міцності похилої стиснутої смуги не потрібно (можливе зменшення розмірів консолі).

В консолі також розраховують поздовжню арматуру у верхній її зоні (рис. 16).

Горизонтальне зусилля, яке діє на верх консолі від ригеля

$$N_s = \frac{M + Ql_{\text{sup}} / 2}{h_{ob}} = \frac{330 \cdot 10^6 + 527 \cdot 10^3 \cdot 350 / 2}{740} = 571 \cdot 10^3 \text{ Н},$$

де $M=330$ кН.м та $Q=527$ кН – відповідно момент і поперечна сила по краю консолі; $h_{ob}=740$ мм – робоча висота ригеля на опорі B .

Перевіряємо умову

$$N_s = 571 \cdot 10^3 \text{ Н} < 1,4 \cdot k_f l_w R_{wf} + 0,3Q = 1,4 \cdot 8 \cdot 300 \cdot 180 + 0,3 \cdot 527 \cdot 10^3 = 763 \cdot 10^3 \text{ Н},$$

де k_f і l_w – відповідно висота і довжина кутового шва приварювання закладних деталей ригеля і консолі (взято $k_f=8$ мм, $l_w=300$ мм із розрахунку стику ригеля з колоною); $R_{wf}=180$ МПа – розрахунковий опір зрізу шва при електродах Е42; 0,3 – коефіцієнт тертя сталі по сталі.

Також зусилля

$$N_s = 571 \cdot 10^3 \text{ Н} < R_{sb} A_{sb} = 365 \cdot 2225 = 812 \cdot 10^3 \text{ Н},$$

де $R_{sb}=365$ МПа; $A_{sb}=2225$ мм² – розрахунковий опір і площа перерізу верхньої арматури ригеля.

Остаточну приймаємо силу N_s меншою з трьох визначених величин, тобто $N_s = 571 \cdot 10^3$ Н.

Площа перерізу поздовжньої арматури консолі

$$A_s = \frac{Ql/h_0 - N_s}{R_s} = \frac{527 \cdot 10^3 \cdot 350 / 560 - 571 \cdot 10^3}{365} = -662 \text{ мм}^2,$$

де знак мінус означає, що арматура стиснута.

Беремо 2Ø22АШ, $A_s=760 > 662$ мм².

Конструювання колони наведено на рис. 17.

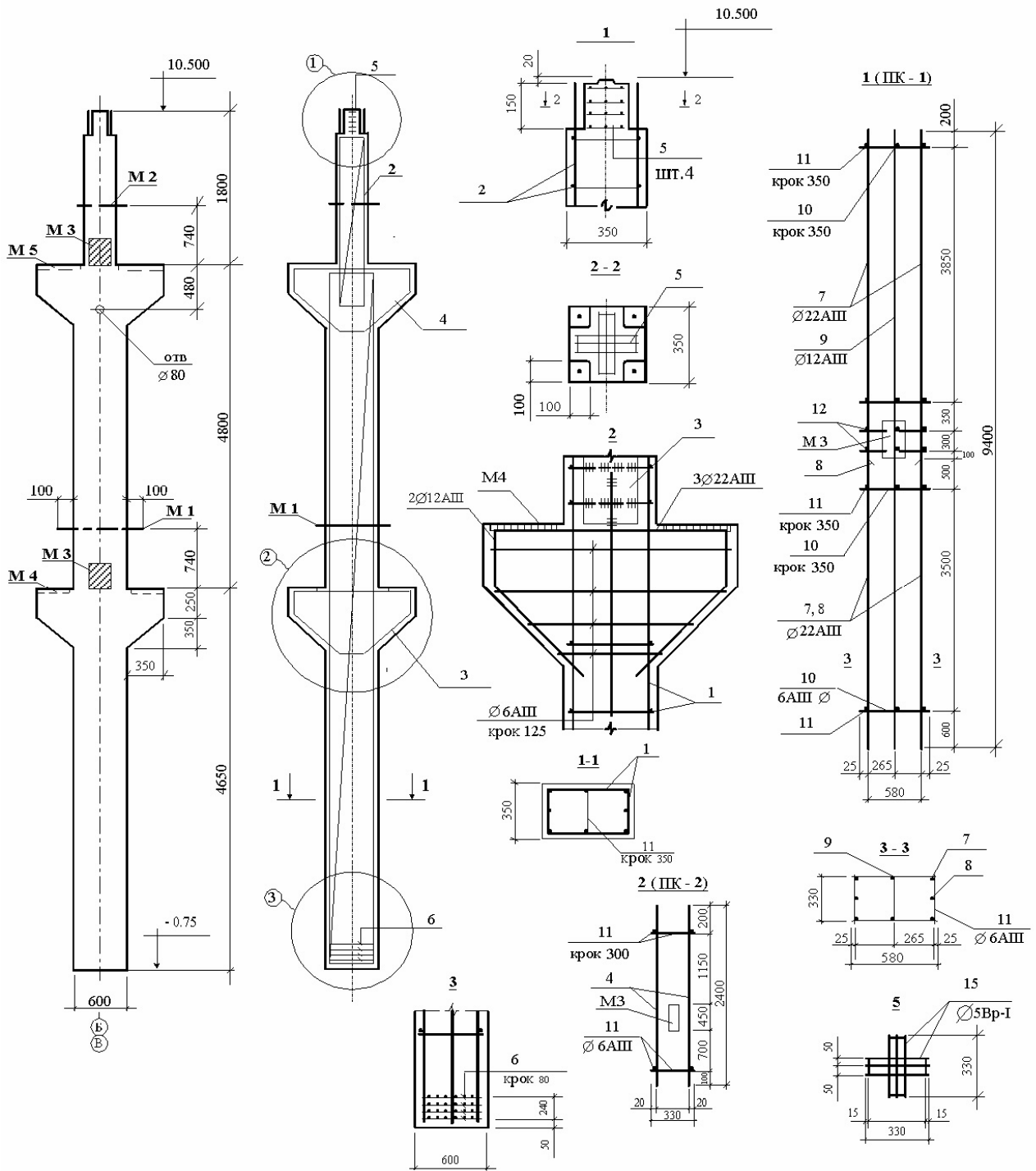


Рис. 17. Конструювання колони

5. Автоматизовані розрахунки каркасів та їх елементів

5.1. Загальні відомості про автоматизацію розрахунків та програмні комплекси

Сучасний стан проектування будівельних конструкцій характеризується широким застосуванням обчислювальної техніки і графічного обладнання, включаючи персональні комп'ютери. Можна стверджувати, що нині в проектних інститутах розрахунок будинків і споруд, як цілих систем, так і окремих їхніх елементів (частин), виконують з використанням ПЕОМ.

Розроблена і перевірена на практиці велика кількість програмних комплексів (ПК) і програм, дозволила створити технологічні лінії проектування (ТЛП), за допомогою яких виконуються розрахунки будівельних конструкцій, армування залізобетонних конструкцій (можливо з уніфікацією і оптимізацією), необхідні креслення (архітектурного проектування і конструювання залізобетонних конструкцій і т. ін.), необхідна кошторисна документація, тощо.

Серед творців нових прогресивних інформаційних технологій проектування об'єктів будівництва і управління будівельним виробництвом з урахуванням останніх досягнень в галузі комп'ютеризації та їх використання в сучасних економічних умовах безумовно є Державний науково-дослідний інститут автоматизованих систем у будівництві (НДІАСБ), який з 1967 р. є провідним науковим центром, що комплексно розробляє інфраструктуру інформатизації будівельного комплексу.

До числа найбільш відомих серед фахівців-проектувальників у нас і в інших країнах насамперед слід віднести програмний комплекс "ЛІРА" (для Windows 95/98NT), який застосовується для розрахунку найрізноманітніших будівельних конструкцій і споруд. На основі ПК "ЛІРА" розроблені спеціалізовані програмні комплекси, які дозволяють моделювати: напружено-деформований стан конструкції чи споруди в процесі експлуатації та монтажу або демонтажу, поведінку конструкції та ґрунтових мас при послідовному виникненні порожнин під час прокладання тунелів, різні ефекти від просідання опор, нерівномірного обтискання захисних оболонок АЕС системою попередньо напружених канатів й інших впливів, причому і для інших галузей народного господарства: машино-, судно- і літакобудування, гірничодобувних і гідротехнічних споруд й ін. До числа найбільш відомих належать програмні комплекси, які створені з однаковою "ідеологією" і використовуються у розрахунках будинків, споруд і окремих конструкцій: "Міраж", "Мономах", "ReCon", "КАРАТ", експертна система "ФІЛІН".

5.2. Розрахунок каркасу за ПК "Міраж"

Програмний комплекс "Міраж" призначений для числового дослідження деформування, міцності та стійкості елементів конструкцій, а також для автоматизації окремих етапів конструювання. Він реалізує метод скінченних елементів (МСЕ) у формі методу переміщень, який дозволяє за єдиною методикою розраховувати стрижневі, пластинчасті та комбіновані системи, моделювати різноманітні граничні умови та навантаження, застосувати ефективні алгоритми при реалізації на ПЕОМ.

До складу ПК "Міраж" входять декілька препроцесорів і постпроцесорів, з допомогою яких розраховують той чи інший клас конструкцій, або дозволяють одержати необхідні кінцеві результати. Більш детальні дані і порядок користування цим ПК можна віднайти в [11, 13, 14, 15].

Ми розглянемо розрахунок каркасу, що наведений раніше у розділі 2, з допомогою препроцесора "Порт", в якому вихідні дані треба задавати у формі текстового матеріалу, який подається за певними правилами, наведеними у роботах [13, 14, 15]. Вихідними даними для розрахунку вказаного каркасу служать такі ж дані, як і при "ручному" розрахунку (розрахункова схема з відповідними навантаженнями, дійсні жорсткості всіх елементів). Для автоматизованого розрахунку за цим препроцесором необхідно ще зробити нумерацію вузлів, стержнів та типів жорсткостей всіх стержнів; задати координати вузлів, вказати степені свободи кожного вузла, задати граничні умови й інше (див. [13, 14, 15]).

Розрахункова схема поперечника, описаного у розд.2, має вигляд (рис.18).

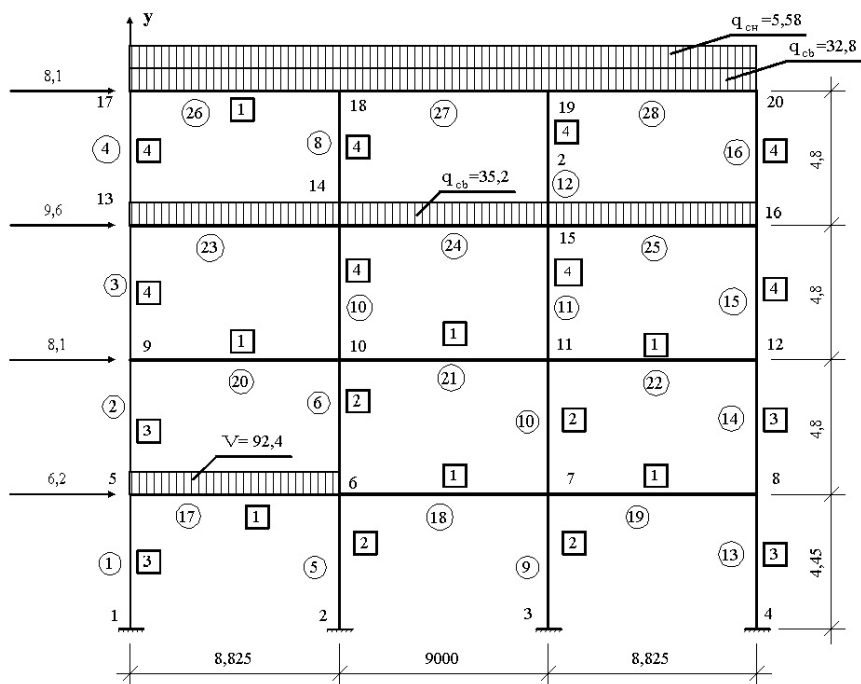


Рис. 18. Розрахункова схема рами для ПК "Міраж"

На розрахунковій схемі (рис.18) умовно не показані постійні рівномірно розподілені навантаження (35,2 кН/м) на ригелях 2-го і 3-го поверхів та тимчасові (92,4 кН/м) в трьох варіантах, зображених на рис. 19.

Вихідні дані згідно розрахункової схеми і даних розділу 2 будуть:

№ п/п	Док	Стр	
1			(0/
2			1; POSIB/
3			2; 2/ 4; 3: 1 2 5 6 17 18/ 6;/
4			7; 1 2 5 6 17 18/)
5	1	1	(1/
6	1	1	2 3 1 5/ 2 3 5 9/ 2 4 9 13/ 2 4 13 17/ 2 2 2 6/ 2 2 6 10/ 2 4 10 14/
7	1	8	2 4 14 18/ R 4 1/0 0 1 / 2 3 4 8/2 3 8 12/2 4 12 16/2 4 16 20/
8	1	14	2 1 5 6/ 2 1 6 7/2 1 7 8/R 3 3/ 0 0 4 4/)
9	1	21	2 3 10 11/ 2 3 11 12/ 2 3 13 14/ 2 3 14 15/ 2 3 15 16/ 2 3 17 18/)
10	3	1	(3/
11	3	1	1 S7 3250000 30 80 17.5 10 2/0 40 0/ 2 S0 3100000 35 60/
12	3	2	3 S0 3100000 35 35/ 4 S0 2700000 35 35/)
13	4	1	(4/
14	4	1	0.000/ 8.825 /17.825/26.625/0 0 4.45/8.825 0 4.45/17.825 0 4.45/
15	4	3	26.65 0 4.45/R 4 3/0 0 4.8/)
16	5	1	(5/
17	5	1	1 1 3 5/ R 1 3/1/)
18	6	1	(6/
19	6	1	17 6 3 1 1/18 6 3 1 1 /19 6 3 1 1/R 3 2/3/ 26 6 3 2 1/R 1 2/1/
20	6	8	17 6 3 3 2/19 6 3 3 2/R 2 1/6/21 6 3 3 2/18 6 3 3 3/24 6 3 3 3/
21	6	12	20 6 3 3 3/22 6 3 3 3/17 6 3 3 4/18 6 3 3 4/R 2 1/6/
22	6	17	26 6 3 4 5/R 1 2/ 1/5 0 1 5 6/9 0 1 6 6/13 0 1 7 6/17 0 1 6 6/)
23	7	1	(7/
24	7	10	1 3.52/ 2 3.28/ 3 9.24/ 4 0.58/ 5 - 0.62/ 6 -0.81/ 7 -0.96/)

В результаті роботи ПК одержують результати в такій формі.

Зусилля (напруження) в елементах						
2-	1-1	1-2	1-3	2-1	2-2	2-3
	1	1	1	5	5	5
	5	5	5	9	9	9
1-						
N	-52.0588	-52.0588	-52.0588	-38.9733	-38.9733	-38.9733
M	-1.49706	.74434	2.9857	-4.14553	.00527	4.1561
Q	1.0074	1.0074	1.0074	1.7295	1.7295	1.7295
2-						
N	-72.4727	-72.4727	-72.4727	-36.0630	-36.0630	-36.0630
M	-5.01027	2.49058	9.99144	-7.55328	-3.13590	1.28147
Q	3.3712	3.3712	3.3712	1.84057	1.84057	1.84057

Зусилля (напруження) в елементах						
2-	1-1	1-2	1-3	2-1	2-2	2-3
	1	1	1	5	5	5
	5	5	5	9	9	9
3-						
N	-32.0210	-32.0210	-32.0210	-34.1440	-34.1440	-34.1440
M	1.11477	-.553367	-2.22150	-3.19045	3.12626	9.44299
Q	-.749726	-.749726	-.749726	2.63197	2.63197	2.63197
4-						
N	-69.5246	-69.5246	-69.5246	-35.5317	-35.5317	-35.5317
M	-4.83098	1.99755	8.82608	-7.93284	-2.00955	3.91374
Q	3.06900	3.06900	3.06900	2.46804	2.46804	2.46804
5-						
N	-2.09174	-2.09174	-2.09174	-2.08767	-2.08767	-2.08767
M	-.002230	.001085	.004400	-.008993	.001528	-.008993
Q	.001490	.001490	.001490	.004384	.004384	.004384
6-						
N	1.13645	1.13645	1.13645	.744673	.744673	.744673
M	.757121	.021792	-.713536	.683507	.231926	-.637124
Q	-.330485	-.330485	-.330485	-.257131	-.257131	-.257131

В цій таблиці вказують:

в першому рядку: 2 – номер типу скінченного елемента (рамний стрижень плоскої рами) з бібліотеки скінчених елементів;

1-1, 1-2, 1-3 – зусилля в перерізах стержня 1 на початку, посередині і на кінці з номерами вузлів 1 і 5 рами, відповідно;

наступні шість блоків (1-6) рядків вказують на зусилля від окремих навантажень з розмірностями тс, тс.м:

1 - від постійних; 2, 3, 4 – від тимчасових з різними варіантами (за рис.19) розміщення; 5 – снігове навантаження; 6 – вітрове.

В подальшому, маючи зусилля від усіх видів навантажень, визначають сумарні зусилля і їх основні сполучення як у п. 2.8.

Слід підкреслити, що ПК "Міраж" веде розрахунок рами як пружної системи, і тому не здійснює перерозподіл згинальних моментів в нерозрізних ригелях. Його треба виконувати "вручну", як наведено в [3 - 5].

Слід відмітити, що ПК "Міраж" дозволяє задавати вихідні дані та вести розрахунок в діалоговому режимі, вибирати не вигідніші сполучення навантажень для будь-яких перерізів рами, а також проводити підбір робочої арматури для перерізів вказаних елементів.

5.3. Розрахунок каркасу за програмою РАМА

Науковцями кафедри будівельної механіки КНУБА розроблена програма РАМА для розрахунку зусиль в плоских стрижневих конструкціях,

яка реалізує метод скінченних елементів в переміщеннях. Вона придатна для розрахунку балок, ферм, рам і комбінованих систем із прямолінійними стержнями постійної жорсткості. Вона є зручним інструментом для статичного розрахунку плоских стержневих систем внаслідок простоти і природності задавання вихідних даних і кінцевої інформації.

Розрахункова схема для поперечної рами з прикладу розд. 2 цього посібника зображена на рис.18, а варіанти навантажень на рис.19.

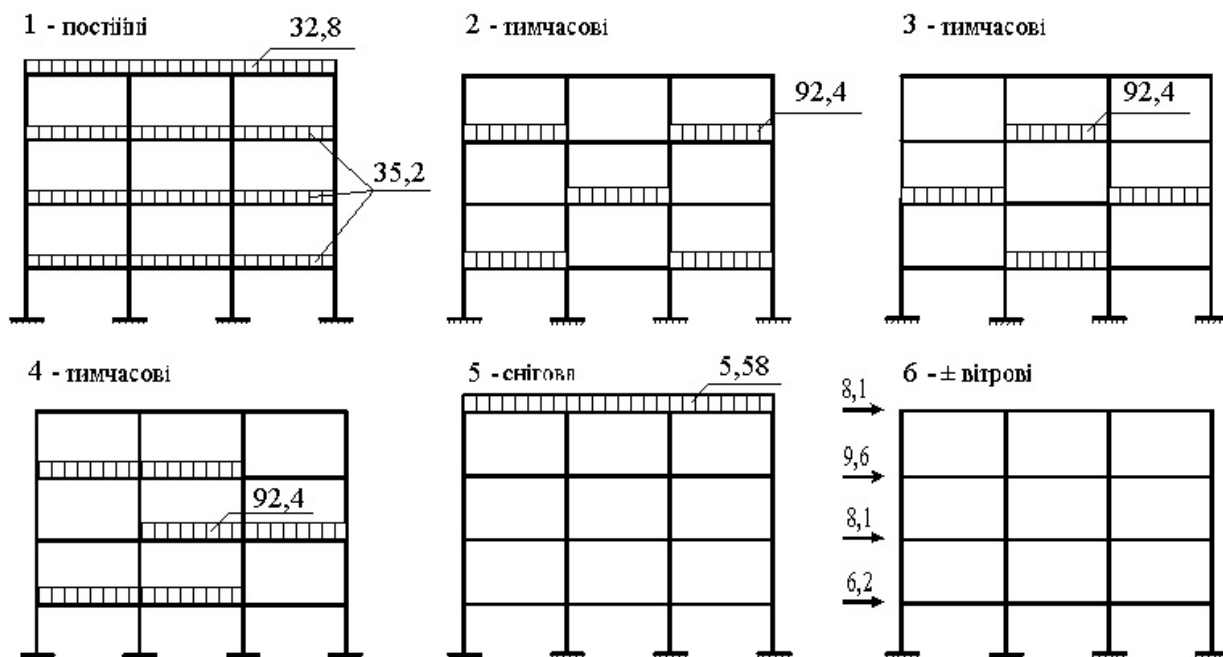


Рис. 19. Варіанти навантажень для автоматизованих розрахунків

Вихідні дані для розрахунку поперечної рами прикладу за програмою РАМА задаємо в такому вигляді:

Назва задачі - PRUKLAD

Загальна інформація

20 28 4 6

Інформація про вузли системи

0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	8.825	0	0	0	0
0	0	0	17.825	0	0	0	0
0	0	0	26.65	0	0	0	0
1	1	1	0	4.55	0	0	0
1	1	1	8.825	4.55	0	0	0
1	1	1	17.825	4.55	0	0	0
1	1	1	26.65	4.55	0	0	0
					

В перших трьох стовпцях вказується: 0 - переміщення вузла неможливі, 1 – переміщення можливі (вздовж осей x та y і кутовий поворот). Наступні два стовпця вказують на координати вузла, наступні три стовпця вказують зосереджені навантаження відповідно до осей x і y та згинальний момент зі своїми знаками.

Інформація про жорсткісні характеристики стрижнів.

5.000+05 1.090+07
 1.953+05 6.510+06
 3.875+04 3.800+06
 3.375+04 3.310+06

Тут в кожному рядку вказується номер типу жорсткостей на згинання (EI) та стискання (EA). В даному випадку в системі є 4 типа жорсткостей.

Підраховуємо жорсткості ригеля і колон рами нашого прикладу, використовуючи дані п. 2.1 і 2.5.

1-й тип – $I_p = 154 \cdot 10^8 \text{ мм}^4 = 0,0154 \text{ м}^4$, $A_p = 335\,500 \text{ мм}^2 = 0,3355 \text{ м}^2$,
 $E_g = 32,5 \cdot 10^3 \text{ МПа} = 32,5 \cdot 10^6 \text{ кН/м}^2$,
 $EI = 32,5 \cdot 10^6 \cdot 0,0154 = 5 \cdot 10^5 \text{ кН.м}^2$,
 $EA = 32,5 \cdot 10^6 \cdot 0,3355 = 1,09 \cdot 10^7 \text{ кН}$.

2-й тип – $I_{k1} = 63 \cdot 10^8 \text{ мм}^4 = 0,0063 \text{ м}^4$, $A_{k1} = 210\,000 \text{ мм}^2 = 0,21 \text{ м}^2$,
 $E_g = 31 \cdot 10^3 \text{ МПа} = 31 \cdot 10^6 \text{ кН/м}^2$,
 $EI = 31 \cdot 10^6 \cdot 0,0063 = 1,953 \cdot 10^5 \text{ кН.м}^2$,
 $EA = 31 \cdot 10^6 \cdot 0,21 = 6,51 \cdot 10^6 \text{ кН}$.

3-й тип – $I_{k2} = 12,5 \cdot 10^8 \text{ мм}^4 = 0,00125 \text{ м}^4$, $A_{k2} = 122\,500 \text{ мм}^2 = 0,1225 \text{ м}^2$,
 $E_g = 31 \cdot 10^6 \text{ кН/м}^2$,
 $EI = 31 \cdot 10^6 \cdot 0,00125 = 3,875 \cdot 10^4 \text{ кН.м}^2$,
 $EA = 31 \cdot 10^6 \cdot 0,1225 = 3,8 \cdot 10^6 \text{ кН}$.

4-й тип – $I_{k3} = I_{k2} = 0,00125 \text{ м}^4$, $A_{k3} = A_{k2} = 0,1225 \text{ м}^2$,
 $E_g = 27 \cdot 10^6 \text{ МПа}$,
 $EI = 27 \cdot 10^6 \cdot 0,00125 = 3,375 \cdot 10^4 \text{ кН.м}^2$,
 $EA = 27 \cdot 10^6 \cdot 0,1225 = 3,31 \cdot 10^6 \text{ кН}$.

Інформація про стрижні системи

1	5	3	0	0
2	6	2	0	0
3	7	2	0	0
...
5	6	1	0	-35.2
6	7	1	0	-35.2
...

У кожному рядку даються номери початкового і кінцевого вузла стержня та тип жорсткості з попередньої інформації, потім наводяться рівномірно розподілені навантаження на цей стержень в напрямку осей x і y .

Інформація про наступні навантаження

```

0 5
5 6 0 -92.4
7 8 0 -92.4
10 11 0 -92.4
13 14 0 -92.4
15 16 0 -92.4
0 4
6 7 0 -92.4
...

```

Перший рядок вказує на кількість навантажених вузлів (0) та стержнів (5) другого навантаження. Наступні рядки дають інформацію про навантажені вузли та стрижні, в яких даються номери навантажених вузлів або номери початкового та кінцевого вузла стержня, а також величини навантажень в напрямку осей x і y . Сьомий рядок вказує, що в третьому навантаженні навантажених вузлів немає, а навантажені 4 стрижні рівномірно розподіленим навантаженням, що дорівнює 92,4 кН/м, протилежно вертикальній осі OY .

Якщо нема помилок при задаванні вихідних даних, то програма видає вихідні дані і результати розрахунку в такому вигляді:

Розрахунок плоских рам МСЕ

Ім'я задачі PRUKLAD

КІБІ-1990

Навантаження 1

кількість вузлів рами =20, кількість стрижнів = 28
кількість типів стрижнів $KT=4$, кількість навантажень $KZ=6$

Вихідні дані про вузли стрижневої системи

1	0	0	0	0.000D+00	0.000D+00	0.000D+00	0.000D+00	0.000D+00
2	0	0	0	8.825D+00	0.000D+00	0.000D+00	0.000D+00	0.000D+00
3	0	0	0	1.783D+01	0.000D+00	0.000D+00	0.000D+00	0.000D+00
4	0	0	0	2.665D+01	0.000D+00	0.000D+00	0.000D+00	0.000D+00
5	1	1	1	0.000D+00	4.450D+00	0.000D+00	0.000D+00	0.000D+00
6	1	1	1	8.825D+00	4.450D+00	0.000D+00	0.000D+00	0.000D+00

7	1	1	1	1.783D+01	4.450D+00	0.000D+00	0.000D+00	0.000D+00
8	1	1	1	2.665D+01	4.450D+00	0.000D+00	0.000D+00	0.000D+00
9	1	1	1	0.000D+00	9.250D+00	0.000D+00	0.000D+00	0.000D+00
10	1	1	1	8.825D+00	9.250D+00	0.000D+00	0.000D+00	0.000D+00
11	1	1	1	1.783D+01	9.250D+00	0.000D+00	0.000D+00	0.000D+00
12	1	1	1	2.665D+01	9.250D+00	0.000D+00	0.000D+00	0.000D+00
13	1	1	1	0.000D+00	1.405D+01	0.000D+00	0.000D+00	0.000D+00
14	1	1	1	8.825D+00	1.405D+01	0.000D+00	0.000D+00	0.000D+00
15	1	1	1	1.783D+01	1.405D+01	0.000D+00	0.000D+00	0.000D+00
16	1	1	1	2.665D+01	1.405D+01	0.000D+00	0.000D+00	0.000D+00
17	1	1	1	0.000D+00	1.885D+01	0.000D+00	0.000D+00	0.000D+00
18	1	1	1	8.825D+00	1.885D+01	0.000D+00	0.000D+00	0.000D+00
19	1	1	1	1.783D+01	1.885D+01	0.000D+00	0.000D+00	0.000D+00
20	1	1	1	2.665D+01	1.885D+01	0.000D+00	0.000D+00	0.000D+00

Жорсткісні характеристики стрижнів

№ типу	<i>EI</i>	<i>EA</i>
1	5.000D+05	1.090D+07
2	1.953D+05	6.510D+06
3	3.875D+04	3.800D+06
4	3.375D+04	3.310D+06

Вихідні дані про стрижні системи

1	1	5	3.875D+04	3.800D+06	0
2	2	6	1.953D+05	6.510D+06	0
3	3	7	1.953D+05	6.510D+06	0
4	4	8	3.875D+04	3.800D+06	0
5	5	9	3.875D+04	3.800D+06	0
6	6	10	1.953D+05	6.510D+06	0
7	7	11	1.953D+05	6.510D+06	0
8	8	12	3.875D+04	3.800D+06	0
9	9	13	3.375D+04	3.310D+06	0
10	10	14	3.375D+04	3.310D+06	0
11	11	15	3.375D+04	3.310D+06	0
12	12	16	3.375D+04	3.310D+06	0
13	13	17	3.375D+04	3.310D+06	0
14	14	18	3.375D+04	3.310D+06	0
15	15	19	3.375D+04	3.310D+06	0

16	16	20	3.375D+04	3.310D+06	0
17	5	6	5.000D+05	1.090D+07	-3.520D+01
18	6	7	5.000D+05	1.090D+07	-3.520D+01
19	7	8	5.000D+05	1.090D+07	-3.520D+01
20	9	10	5.000D+05	1.090D+07	-3.520D+01
21	10	11	5.000D+05	1.090D+07	-3.520D+01
22	11	12	5.000D+05	1.090D+07	-3.520D+01
23	13	14	5.000D+05	1.090D+07	-3.520D+01
24	14	15	5.000D+05	1.090D+07	-3.520D+01
25	15	16	5.000D+05	1.090D+07	-3.520D+01
26	17	18	5.000D+05	1.090D+07	-3.280D+01
27	18	19	5.000D+05	1.090D+07	-3.280D+01
28	19	20	5.000D+05	1.090D+07	-3.280D+01

Результатом роботи програми РАМА є таблиці поступальних і кутових переміщень та таблиця зусиль для кожного окремого навантаження.

Наведемо таблицю зусиль в стрижнях від 1-го навантаження.

№ ст.	<i>M_n</i>	<i>M_c</i>	<i>M_k</i>	<i>Q_n</i>	<i>Q_k</i>	<i>N_n</i>	<i>N_k</i>
1-5	14.169	-7.029	-29.227	-9.527	-9.527	-518.930	-518.930
2-6	-7.905	4.058	16.021	5.377	5.377	-1326.36	-1326.36
3-7	7.905	-4.058	-16.021	-5.377	-5.377	-1326.36	-1326.36
4-8	-13.876	6.912	27.700	9.343	9.343	-515.351	-515.351
5-9	39.278	-.084	-39.446	-16.401	-16.401	-388.532	-388.532
6-10	-22.844	.336	23.515	9.658	9.658	-987.469	-987.469
7-11	22.102	-.298	-22.698	-9.333	-9.333	-983.219	-983.219
8-12	-38.500	.081	38.663	16.076	16.076	-385.899	-384.899
9-13	35.779	-.679	-37.138	-15.191	-15.191	-256.146	-256.146
10-14	-4.615	.135	4.885	1.979	1.979	-650.554	-650.544
11-15	4.171	-.123	-4.417	-1.789	-1.789	-647.657	-647.657
12-16	-35.334	.668	36.671	15.001	15.001	-254.443	-254.443
13-17	40.392	-1.056	-42.504	-17.270	-17.270	-121.751	-121.751
14-18	-5.667	.233	6.133	2.458	2.458	-315.620	-315.620
15-19	5.153	-.224	-5.601	-2.240	-2.240	-314.169	-314.169
16-20	-39.884	1.041	41.967	17.052	17.052	-120.940	-120.940
5-6	-67.505	165.199	-287.447	130.397	-180.243	6.874	6.874
6-7	-248.582	108.959	-247.093	158.653	-158.323	2.592	2.592
7-8	-284.573	163.030	-66.200	179.252	-129.452	6.733	6.733
9-10	-75.225	166.255	-277.615	132.386	-178.254	-1.210	-1.210
10-11	-249.484	108.094	-247.920	158.662	-158.314	6.469	6.469
11-12	-274.789	164.024	-73.997	177.247	-131.457	-1.075	-1.075
13-14	-77.530	172.814	-262.192	134.395	-176.245	2.079	2.079

№ ст.	M_n	M_c	M_k	Q_n	Q_k	N_n	N_k
14-15	-251.640	106.061	-249.831	158.689	-158.287	1.600	1.600
15-16	-259.640	170.439	-76.555	175.201	-133.503	2.051	2.051
17-18	-42.504	175.412	-245.294	121.751	-167.709	-17.270	-17.270
18-19	-239.161	94.340	-237.097	147.911	-147.453	-14.812	-14.812
19-20	-242.698	173.010	-41.967	166.716	-120.940	-17.052	-17.052

Такі таблиці друкуються після кожного навантаження, тобто ми матимемо зусилля в кожному стрижні від шести навантажень. Потім формують таблицю зусиль і їх сполучень, так як в п. 2.8, для визначених для подальшого розрахунку стрижнів.

Додаток

Таблиця 1

Розрахункові опори важкого бетону та його початковий модуль пружності, МПа, для граничних станів першої і другої груп залежно від класу бетону за міцністю на стискання

Розрахункові параметри	Клас бетону												
	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Для граничних станів першої групи													
Стискання осьове (призмova міцність) R_b	4,5	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0
Розтягання осьове R_{bt}	0,48	0,57	0,66	0,75	0,9	1,05	1,2	1,3	1,4	1,45	1,55	1,6	1,65
Для граничних станів другої групи													
Стискання осьове (призмova міцність) $R_{b,ser}$	5,5	7,5	9,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
Розтягання осьове $R_{bt,ser}$	0,7	0,85	1,0	1,15	1,4	1,6	1,8	1,95	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5
Початковий модуль пружності бетону природнього твердіння $E_b \cdot 10^{-3}$	16,0	18,0	21,0	23,0	27,0	30,0	32,5	34,5	36,0	37,5	39,0	39,5	40,0
Початковий модуль пружності бетону, підданого тепловій обробці при атмосферному тиску $E_b \cdot 10^{-3}$	14,5	16,0	19,0	20,5	24,0	27,0	29,0	31,0	32,5	34,0	35,0	35,5	36,0

**Розрахункові опори та модуль пружності
стержневої арматури**

Клас арматури	Розрахункові опори арматури для розрахунку за першою групою граничних станів, МПа			Для розрахунку за другою групою граничних станів, МПа, $R_{s,ser}$	Модуль пружності, МПа, $E_s \cdot 10^{-4}$
	розтягання		стискання R_{sc}		
	поздовжньої R_s	поперечної R_{sw}			
A-I (A240)	225	175	225	235	21
A-II (A300)	280	225	280	295	21
A-III (A400) діаметром, мм: 6...8 10...40	355	285	335	390	20
	365	290	365	390	20
A-IV (A600)	510	405	450	590	19
A-V (A800)	680	545	500	785	19
A-VI (A1000)	815	650	500	980	19
A-VII (A11750)	980	785	500	1175	19
A-IIIв з контролем: видовження і напруження тільки напруження	490	390	200	540	18
	450	360	200	540	18

Таблиця 3

Розрахункові опори та модуль пружності дрютяної арматури

Клас арматури	Діаметр арматури, мм	Розрахункові опори арматури для розрахунку за першою групою граничних станів, МПа			Для розрахунку за другою групою граничних станів, МПа, $R_{s,ser}$	Модуль пружності, МПа, $E_s \cdot 10^{-4}$
		розтягання		стискання R_{sc}		
		поздовжньої R_s	поперечної R_{sw}			
Bp-I	3	375	270	375	410	17
	4	365	265	365	405	
	5	360	260	360	395	
B-II	3	1240	990	400	1490	20
	4	1180	940	400	1410	
	5	1110	890	400	1335	
	6	1050	835	400	1255	
	7	980	785	400	1175	
	8	915	730	400	1100	
Bp-II	3	1215	970	400	1460	20
	4	1145	915	400	1370	
	5	1045	835	400	1255	
	6	980	785	400	1175	
	7	915	730	400	1100	
	8	850	680	400	1020	

Продовження дод.
Закінчення табл.3

Клас арматури	Діаметр арматури, мм	Розрахункові опори арматури для розрахунку за першою групою граничних станів, МПа			Для розрахунку за другою групою граничних станів, МПа, $R_{s,ser}$	Модуль пружності, МПа, $E_s \cdot 10^{-4}$
		розтяганню		стисканню R_{sc}		
		поздовжньої R_s	поперечної R_{sw}			
К-7	6	1210	965	400	1450	18
	9	1145	915	400	1370	
	12	1110	890	400	1335	
	15	1080	865	400	1295	
К-19	14	1175	940	400	1410	18

Таблиця 4

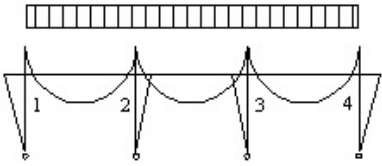
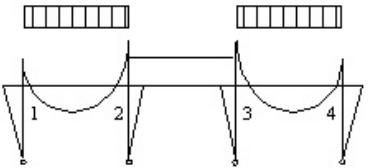
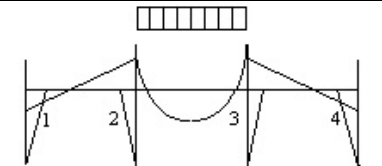
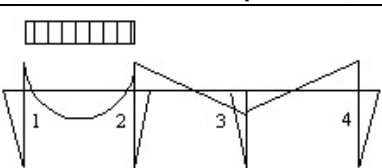
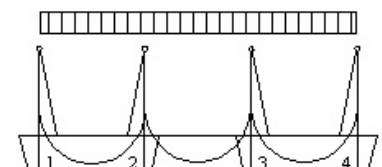
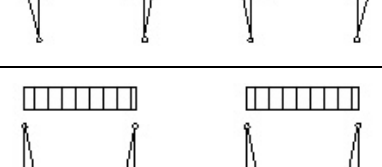
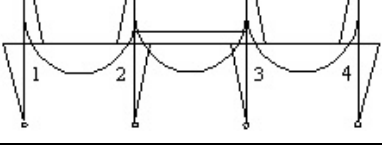
Коефіцієнти ξ , ζ , α_m

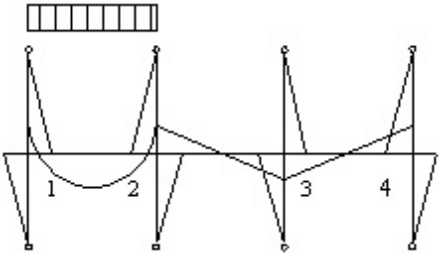
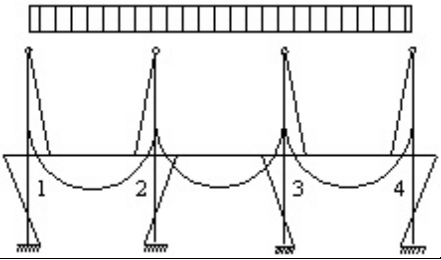
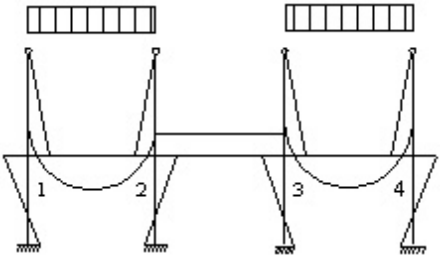
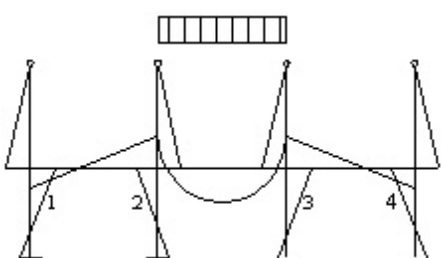
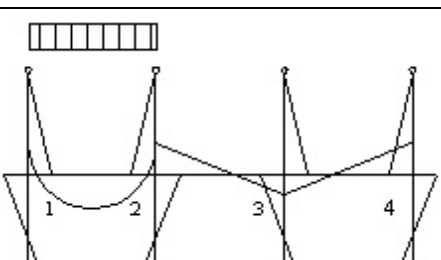
ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m
0,01	0,995	0,010	0,26	0,870	0,226	0,51	0,745	0,380
0,02	0,990	0,020	0,27	0,865	0,234	0,52	0,740	0,385
0,03	0,985	0,030	0,28	0,860	0,241	0,53	0,735	0,390
0,04	0,980	0,039	0,29	0,855	0,248	0,54	0,730	0,394
0,05	0,975	0,048	0,30	0,850	0,255	0,55	0,725	0,399
0,06	0,970	0,058	0,31	0,845	0,262	0,56	0,720	0,403
0,07	0,965	0,067	0,32	0,840	0,269	0,57	0,715	0,407
0,08	0,960	0,077	0,33	0,835	0,276	0,58	0,710	0,412
0,09	0,955	0,085	0,34	0,830	0,282	0,59	0,705	0,416
0,10	0,950	0,095	0,35	0,825	0,289	0,60	0,700	0,420
0,11	0,945	0,104	0,36	0,820	0,295	0,62	0,690	0,428
0,12	0,940	0,113	0,37	0,815	0,302	0,64	0,680	0,435
0,13	0,935	0,122	0,38	0,810	0,308	0,66	0,670	0,442
0,14	0,930	0,130	0,39	0,805	0,314	0,68	0,660	0,449
0,15	0,925	0,139	0,40	0,800	0,320	0,70	0,650	0,455
0,16	0,920	0,147	0,41	0,795	0,326	0,72	0,640	0,461
0,17	0,915	0,156	0,42	0,790	0,332	0,74	0,630	0,466
0,18	0,910	0,164	0,43	0,785	0,338	0,76	0,620	0,471
0,19	0,905	0,172	0,44	0,780	0,343	0,78	0,610	0,476
0,20	0,900	0,180	0,45	0,775	0,349	0,80	0,600	0,480
0,21	0,895	0,188	0,46	0,770	0,354	0,85	0,575	0,489
0,22	0,890	0,196	0,47	0,765	0,360	0,90	0,550	0,495
0,23	0,885	0,204	0,48	0,760	0,365	0,95	0,525	0,499
0,24	0,880	0,211	0,49	0,755	0,370	1	0,500	0,500
0,25	0,875	0,219	0,50	0,750	0,375			

Сортамент арматури

Діа- метр, мм	Площа поперечного перерізу (мм ²) при кількості стержнів									Маса, кг/м	Діаметри при класі сталі						
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A-I A-III	A-II	A-IV	A-V	AT-IV AT-V AT-VI	Bp-I	B-II Bp-II
3	7,1	14,1	21	28	35	42	49	57	64	0,055						+	+
4	12,6	25	38	50	63	76	88	101	113	0,099						+	+
5	19,6	39	59	79	98	118	138	157	177	0,154						+	+
6	28,3	57	85	113	142	170	198	226	255	0,222	+						+
7	38,5	77	115	154	192	231	269	308	346	0,302	+						+
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+						+
9	63,6	127	191	254	318	382	445	509	572	0,499	+						
10	78,5	157	235	314	393	471	550	628	707	0,617	+	+	+	+	+		
12	113,1	226	339	452	565	678	791	904	1018	0,888	+	+	+	+	+		
14	153,9	308	462	615	769	923	1077	1230	1385	1,208	+	+	+	+	+		
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1809	1,578	+	+	+	+	+		
18	254,5	509	763	1017	1272	1527	1781	2036	2290	1,998	+	+	+	+	+		
20	314,2	628	941	1256	1570	1885	2198	2514	2828	2,466	+	+	+	+	+		
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984	+	+	+		+		
25	490,9	982	1473	1964	2454	2945	3436	3927	4418	3,850	+	+	+		+		
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3595	4210	4926	5542	4,830	+	+	+				
32	804,2	1608	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	6,310	+	+	+				
36	1017,9	2036	3054	4072	5090	6108	7126	8144	9162	7,990	+	+					
40	1256,6	2513	3770	5027	6280	7536	8792	10048	11310	9,865	+	+					

Коефіцієнти α і β для розрахунку рам

Схеми навантажень, епюри моментів	k	Опорні моменти ригелів			
		M_A	M_{BA}	M_{BC}	M_{CB}
Рами верхніх поверхів					
	0,25	0,025	0,099	0,093	-
	0,5	0,038	0,098	0,089	-
	1	0,052	0,095	0,086	-
	1,5	0,059	0,093	0,085	-
	0,25	0,032	0,059	0,034	-
	0,5	0,047	0,064	0,026	-
	1	0,061	0,069	0,017	-
	1,5	0,067	0,072	0,013	-
	0,25	0,007	0,04	0,059	-
	0,5	0,009	0,034	0,064	-
	1	0,009	0,026	0,069	-
	1,5	0,008	0,021	0,072	-
	0,25	0,03	0,069	0,049	0,015
	0,5	0,045	0,071	0,039	0,013
	1	0,059	0,073	0,028	0,011
	1,5	0,066	0,075	0,022	0,009
Рами середніх поверхів					
	0,5	0,038	0,098	0,089	-
	1	0,052	0,095	0,086	-
	2	0,063	0,092	0,085	-
	3	0,068	0,089	0,084	-
	0,5	0,047	0,064	0,026	-
	1	0,06	0,069	0,017	-
	2	0,07	0,074	0,011	-
	3	0,074	0,076	0,008	-
	0,5	0,009	0,034	0,064	-
	1	0,008	0,026	0,069	-
	2	0,007	0,018	0,074	-
	3	0,006	0,013	0,076	-

Схеми навантажень, епюри моментів	k	Опорні моменти ригелів			
		M_A	M_{BA}	M_{BC}	M_{CB}
	0,5	0,045	0,07	0,039	0,013
	1	0,059	0,073	0,028	0,011
	2	0,069	0,075	0,019	0,008
	3	0,074	0,077	0,014	0,006
Рами нижніх поверхів					
	0,5	0,03	0,099	0,092	-
	1	0,044	0,097	0,088	-
	2	0,057	0,094	0,086	-
	3	0,063	0,092	0,085	-
	5	0,069	0,09	0,084	-
	0,5	0,038	0,061	0,031	-
	1	0,053	0,066	0,022	-
	2	0,065	0,071	0,014	-
	3	0,07	0,074	0,011	-
	5	0,076	0,077	0,007	-
	0,5	0,008	0,038	0,061	-
	1	0,009	0,031	0,066	-
	2	0,008	0,023	0,071	-
	3	0,007	0,018	0,074	-
	5	0,007	0,013	0,077	-
	0,5	0,036	0,07	0,045	0,014
	1	0,051	0,072	0,034	0,012
	2	0,064	0,074	0,024	0,01
	3	0,07	0,076	0,018	0,007
	5	0,075	0,078	0,013	0,006

Список літератури

1. *Железобетонные конструкции: Курсовое и дипломное проектирование/ Под ред. А.Я. Барашикова.- К.: Вища шк. Головн. вид-во, 1987.- 416 с.*
2. *СНиП 2.03.01-84**. Бетонные и железобетонные конструкции/ Госстрой СССР – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989.- 80 с.
3. *Залізобетонні конструкції: Підручник/ А.Я. Барашиков, Л.М. Буднікова, Л.В. Кузнецов та ін.; За ред. А.Я. Барашикова.- К.: Вища шк., 1995. – 591 с.*
4. *Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс.-М.: Стройиздат, 1991.-768 с.*
5. *Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие/ Под ред. А.Б.Голышева. – К.: Будівельник, 1990. – 544 с.*
6. *Типовые железобетонные конструкции зданий и сооружений для промышленного строительства: Справочник проектировщика/ Под ред. Г.И. Бердичевского. – М.: Стройиздат, 1981. – 488 с.*
7. *Хромец Ю.Н. Совершенствование объемно-планировочных и конструктивных решений промышленных зданий. -М.: Стройиздат, 1986.*
8. *Кутухтин Е.Г., Коробков В.А. Конструкции промышленных и сельскохозяйственных зданий и сооружений: Учеб. пособие для техникумов.- 2-е изд. перер. и доп. – М.: Стройиздат, 1995. – 272 с.*
9. *Трепененков Р.Т. Альбом чертежей конструкций и деталей промышленных зданий: Учебное пособие для вузов. – 3-е изд. перер. и доп. – М.: Стройиздат, 1980. – 284 с.*
10. *Промышленные многоэтажные здания из сборных железобетонных конструкций. Кодыш Э.Н./ Обзор. – М.: ВНИИНТИИ, 1989.*
11. *Баженов В.А., Гранат С.Я., Шишов О.В. Будівельна механіка. Комп'ютерний курс: Підручник. – К.: Вид-во КНУБА, 1999. – 584 с.*
12. *Строительная механика. Расчет стержневых систем на ЭВМ: Учеб. пособие. Исаханов Г.В. и др. – К.: Вища шк., 1990. – 230 с.*
13. *Методические рекомендации по заполнению исходных данных вычислительного комплекса ЛИРА. – К.: НИИАСС, 1988.*
14. *Методические указания по автоматизированному проектированию на ЭВМ железобетонных рамных поперечников / Сост. Крипак В.Д., Афанасьева Л.В.- К: КИСИ, 1992. –52 с.*
15. *Программный комплекс "Мираж". Расчет конструкций на прочность: Руководство пользователя. – К.: НИИАСС, 1994.*

Зміст

ПЕРЕДМОВА	3
1. Конструктивні системи та конструкції	4
1.1. Загальні відомості. Конструктивні системи багатоповерхових каркасних будинків.....	4
1.2. Сучасні серії каркасних багатоповерхових будинків.....	6
1.3. Конструкції каркасних будинків міжвидового застосування серій 1.020-1/83 і 1.020.1-4.....	8
1.4. Конструкції каркасних промислових будинків серій 1.420-12 і 1.420-13.....	10
1.5. Конструкції каркасних промислових будинків серії 1.420.1-19.....	11
1.6. Конструкції каркасів двоповерхових промислових будинків серії 1.420 – 8/81.....	12
1.7. Техніко-економічні показники каркасних будинків.....	13
2. Розрахунок каркасу будинку	14
2.1. Дані для проектування.....	14
2.2. Розрахункова схема каркасу будинку.....	14
2.3. Визначення вертикальних навантажень.....	16
2.4. Уточнення розмірів ригелів і колон.....	17
2.5. Визначення жорсткостей рами.....	18
2.6. Розрахунок рами на вертикальні навантаження.....	19
2.7. Розрахунок рами на вітрові навантаження.....	24
2.8. Складання таблиць зусиль від усіх навантажень.....	28
3. Розрахунок ригеля крайнього прогону	29
3.1. Визначення поздовжньої арматури в прогоні.....	29
3.2. Визначення робочої арматури на опорах.....	30
3.3. Розрахунок міцності похилих перерізів на дію поперечної сили.....	32
3.4. Геометричні характеристики зведеного перерізу.....	33
3.5. Визначення втрат попереднього напруження арматури.....	34
3.6. Розрахунок нормальних перерізів ригеля за утворенням тріщин в стадії виготовлення.....	36
3.7. Розрахунок нормальних перерізів ригеля за утворенням тріщин в стадії експлуатації.....	37
3.8. Розрахунок похилих перерізів ригеля за утворенням тріщин в стадії експлуатації.....	38
3.9. Визначення ширини розкриття нормальних тріщин в стадії експлуатації.....	40
3.10. Додаткові розрахунки опорної частини ригеля.....	42
3.11. Розрахунок полиці ригеля на місцевий згин.....	42

4. Розрахунок середньої колони на першому поверсі	46
4.1. Розрахунок колони в площині згину	46
4.2. Розрахунок колони із площини згину	47
4.3. Розрахунок консолі колони	48
5. Автоматизовані розрахунки каркасів та їх елементів.....	52
5.1. Загальні відомості про автоматизацію розрахунків та програмні комплекси.....	52
5.2. Розрахунок каркасу за ПК "Міраж"	53
5.3. Розрахунок каркасу за програмою РАМА.....	55
Д О Д А Т К И.....	62
Таблиця 1. Розрахункові опори важкого бетону.....	63
Таблиця 2. Розрахункові опори та модуль пружності стержневої арматури.....	63
Таблиця 3. Розрахункові опори та модуль пружності дротяної арматури	63
Таблиця 4. Коефіцієнти ξ , ζ , α_m	64
Таблиця 5. Сортамент арматури	65
Таблиця 6. Коефіцієнти α і β для розрахунку рам	66
Список літератури.....	68

Для нотаток

Навчальне видання

ГУСЕНИЦЯ Анатолій Петрович
ШАНДРУК Петро Потапович

**Конструкції багатопверхових каркасних
будинків та їх розрахунки**

Навчальний посібник

Редагування та коректура К.І. Шестакової

Комп'ютерна верстка *О.В. Ляшенка*

Підписано до друку Формат 60x84^{1/16}
Папір офсетний. Гарнітура Таймс. Друк на різнографі.
Ум.-друк. арк. 4,18. Обл.-вид.арк.4,5.
Ум. фарбовідб.37. Тираж 500 прим. Вид. № 5/І-02. Замовлення №

КНУБА. 03037, Київ-37, Повітрофлотський проспект, 31

Віддруковано в редакційно-видавничому відділі
Київського національного університету будівництва і архітектури