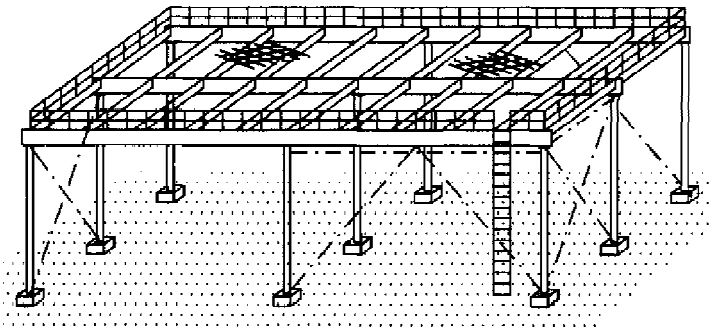


МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ
для виконання курсового проекту
«БАЛОЧНА КЛІТКА І КОЛОНИ РОБОЧОГО МАЙДАНЧИКА»
з навчальної дисципліни
«МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ»

*Частина II. Розрахунок і конструювання
центрально стиснутих колон*
(для студентів денної і заочної форм навчання напряму підготовки
6.060101 – Будівництво, фахового спрямування
«Промислове і цивільне будівництво»)



Харків
ХНУМГ ім. О. М. Бекетова
2017

Методичні вказівки для виконання курсового проекту «Балочна клітка і колони робочого майданчика» з навчальної дисципліни «Металеві конструкції». Частина II: Розрахунок і конструювання центрально стиснутих колон (для студентів денної і заочної форм навчання напряму підготовки 6.060101 Будівництво, фахового спрямування «Промислове і цивільне будівництво») /; Харків. нац. ун-т міськ. гос-ва ім. О. М. Бекетова; уклад. : В. А. Мазур, О. І. Лугченко. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2017. – 51 с.

Укладачі: канд. техн. наук, доц. **О. І. Лугченко**
канд. техн. наук, доц. **В. А. Мазур**

Рецензент:

К. О. Рапіна, кандидат технічних наук, доцент Харківського національного університету міського господарства імені О. М. Бекетова

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій, (протокол № 7 від 20.01.2017 р.)

ВСТУП

Методичні вказівки для виконання курсового проекту з металевих конструкцій «Балочна клітка і колони робочого майданчика» призначені для студентів будівельних спеціальностей всіх форм навчання, які вивчають металеві конструкції.

Їх мета спрямована на те, щоб студент на практиці оволодів навиками компонування, розрахунку і конструювання центрально-стиснутих колон та їх елементів.

Зміст курсового проекту і загальні вказівки для його виконання дивись в першому розділі методичних вказівок «Балочна клітка і колони робочого майданчика» Розрахунок та конструювання елементів балочної клітки.

1 ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ ПРО ЦЕНТРАЛЬНО-СТИСНУТІ КОЛОНИ

Опорами балочних кліток, як правило, являються центрально-стиснуті колони, які передають навантаження від вище розташованих конструкцій на фундаменти. Всі центрально-стиснуті колони сприймають повздовжню силу прикладену по осі колони. При цьому увесь поперечний переріз колони зазнає рівномірний тиск.

Колони складаються із трьох основних конструктивних частин:

- 1) оголовка – конструктивного елемента, на який безпосередньо передаються опорні реакції, що спираються на колону;
- 2) стрижня – основного конструктивного елемента, який передає навантаження з оголовка на базу;
- 3) бази – елемента, який передає зусилля колони на бетон фундаменту.

За конструктивним рішенням стрижня їх поділяють на суцільно-стінчасті, коробчасті і наскрізні (рис. 1.1).

Стрижні суцільно-стінчастих, хрестових і коробчастих колон утворюють або із гарячекатаних профілів або із гарячекатаних широ-космужних листів з'єднаних між собою електрозварними швами.

Стрижні наскрізних колон утворюють із окремих (двох або чотирьох) гілок із гарячекатаних профілів з'єднаних між собою (для спільної роботи) планками або решітками із кутників.

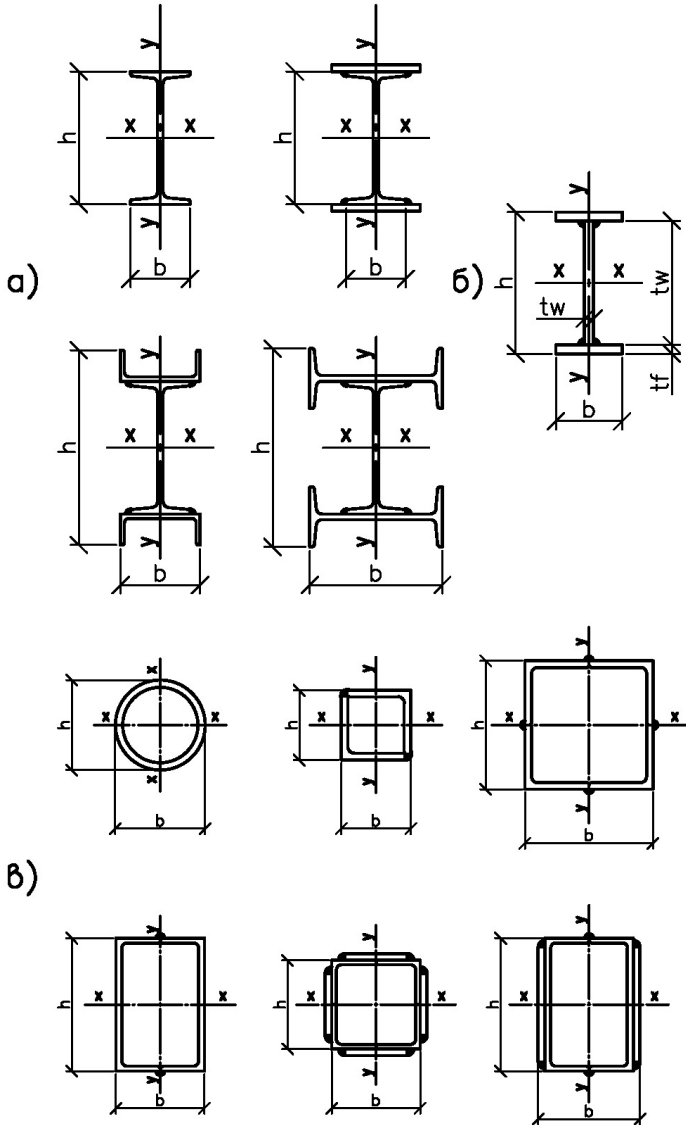


Рисунок 1.1 – Типи поперечного перерізу колон (початок):
 а, б – суцільно-стігчаті; в – коробчасті

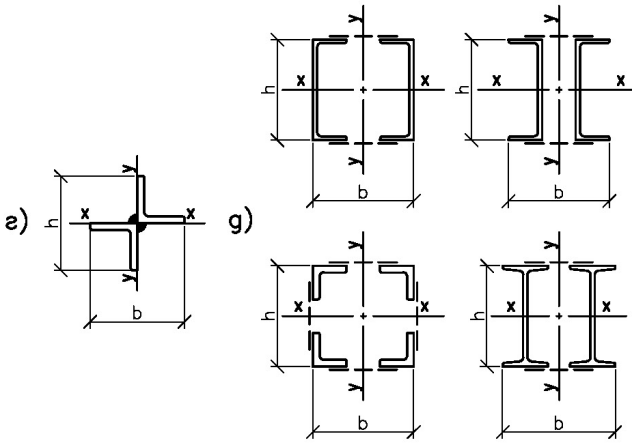


Рисунок 1.1 – Типи поперечного перерізу колон (кінець):
г – хрестові; д – наскрізні

При компоюванні стрижня центрально-стислої колони (в цілях економії сталі) необхідно забезпечити його рівностійкість відносно головних вісей. В наскрізних колонах цієї мети досягають шляхом розширення прозора між гілками на потрібну відстань, а в суцільно-стінчатих цієї мети досягають шляхом розширення поясів колони або шляхом зменшення розрахункової довжини колони за рахунок улаштування розпірок.

2 ПОРЯДОК РОЗРАХУВАННЯ СТРИЖНІВ ЦЕНТРАЛЬНО-СТИСНУТИХ КОЛОН

2.1 Визначають розрахункове тискаюче зусилля в колоні

$$N = \sum V_{з.б.} + Q_{к-ни}^{с-е} . \quad (2.1)$$

2.2 Установлюють розрахункову схему колони (в залежності від прийнятої конструкції бази та оголовка) і визначають геометричну l_c , а також розрахункову l_{ef} довжину стрижня колони.

Значення l_{ef} обчислюють за формулами:

$$l_{efx} = \mu_x \cdot l_x; \quad l_{efy} = \mu_y \cdot l_y, \quad (2.2)$$

де l_{efx}, l_{efy} – розрахункові довжини колони або її ділянок між точками закріплення конструкціями перекриттів,

покрівлі або між зв'язками у відповідних площинах;

μ_x, μ_y – коефіцієнти приведеної розрахункової довжини колони, величина яких залежить від способу закріплення кінців стрижня колони у відповідних площинах (див. табл. 13.7 [1]).

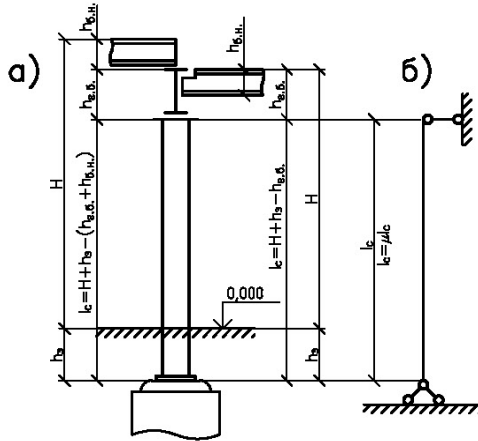


Рисунок 2.1 – Визначення геометричної $l_{г}$ (а) та розрахункової l_{ef} (б) довжини стрижня колони

2.3 Визначають потрібну площу поперечного перерізу колони, попередньо задавшись величиною коефіцієнта стійкості при центральному стиску $\varphi_0 = 0,6...0,85$ (з досвіду проектування, що більше навантаження то беруть меншу величину коефіцієнта φ_0)

$$A_{тр} = \frac{N}{\varphi_0 R_y \gamma_c} \quad (2.3)$$

А також визначають величину подібних радіусів інерції поперечного перерізу колони

$$i_x^{тр} = \frac{i_{ef}^x}{\lambda_0} \quad \text{та} \quad i_y^{тр} = \frac{i_{ef}^y}{\lambda_0}, \quad (2.4)$$

де λ_0 – гнучкість поперечного перерізу колони, що відповідає прийнятому раніше в формулі (2.3) коефіцієнту стійкості при центральному стиску.

Далі, в залежності від приймаемого поперечного перерізу стрижня колони, порядок розрахунку трохи різниця. Для сприйняття даного матеріалу розглянемо декілька варіантів можливих поперечних перерізів стрижнів колони:

Варіант 1. Для суцільно-стінчатих, хрестових, коробчатих поперечних перерізів стрижнів колон утворених із одного або декількох гарячекатаних профілів підсиленних смугами листової сталі (див. рис. 1.1, а, б).

2.4 За величинами раніше визначених площі та радіусів інерції по сортаменту знаходять один або декілька гарячекатаних профілів із яких компонують поперечний переріз стрижня колони.

2.5 Для даного поперечного перерізу колони визначають його геометричні характеристики (A, I_x, I_y, i_x, i_y) та визначають реальні величини λ_x та λ_y , які не повинні перевищувати граничних значень:

$$[\bar{\lambda}] = 180 - 60\alpha . \quad (2.5)$$

Відповідно до даних таблиці 13.9 [1], де коефіцієнт

$$\alpha = \frac{N}{\phi A R_y \gamma_c} \leq 0,5 .$$

2.6 За більшою із знайдених гнучкостей λ_x або λ_y визначають величину умовної гнучкості

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} . \quad (2.6)$$

А далі за таблицею Ж. 1 додатку Ж [1] визначають числове значення ϕ (коєф. стійкості при центральному стиску), та перевіряють стійкість прийнятого поперечного перерізу стрижня колони за формулою

$$\sigma = \frac{N}{\phi A \gamma_c} \leq R_y . \quad (2.7)$$

Варіант 2. Для сплошно-стінчатих двотаврових стрижнів колон складених із трьох гарячекатаних смуг листової сталі (див. рис. 1.1, б)

2.7 Визначають потрібну висоту і ширину поперечного перерізу стрижня колони

$$h^{\text{потр}} = \frac{i_x^{\text{потр}}}{\alpha_x} \text{ та } b_f^{\text{потр}} = \frac{i_y^{\text{потр}}}{\alpha_y} \geq \frac{1}{20} l_e \text{ і } h \geq b_f , \quad (2.8)$$

де λ_x та λ_y – коефіцієнти які відображають залежність між радіусами інерції та відповідними їм величинам розмірів поперечного перерізу

$$i_x^{\text{потр}} = \alpha_x h \text{ та } i_y^{\text{потр}} = \alpha_y b_f, \quad (2.9)$$

де h і b_f – висота та ширина колони двотаврового перерізу.

Значення коефіцієнтів α_x і α_y кожного з видів поперечного перерізу змінюється у відносно вузьких межах. Так для найпоширенішого двотаврового перерізу скомпонованого із трьох листів приймають $\alpha_x = 0,43$; $\alpha_y = 0,24$; для труб $\alpha_x = \alpha_y = 0,35$. Для інших профілів ці коефіцієнти приймають згідно з даними довідкової літератури (наприклад, дивись розділ VI п. 3 на с.145 [3]).

2.8 Після визначення розмірів поперечного перерізу A , b і h компонують його переріз. Для складного двотавра та подібних до нього перерізів з міркувань технологічності з'єднань приймають $h = b_f$ за більшою із величин. Товщину стінки t_w і поясних листів t_f підбирають виходячи із потрібної площі $A_{\text{потр}}$ та умов забезпечення місцевої стійкості (в тих же межах, що і для балок складеного перерізу) $t_f \geq t_w$ і $t_f \leq (2-3)t_w$, а також із урахуванням конструктивних міркувань $t_w \geq 8$ мм.

Для збільшення радіуса інерції i_y слід прагнути до такого розподілення загальної площі перерізу $A^{\text{потр}}$, щоб приблизно 80% приходило на долю поясів $\sum A_f = 0,8A_{\text{потр}}$. Тоді товщина стінки повинна складати:

$$t_w = \frac{A_w}{h_w} = \frac{0,2A_{\text{потр}}}{h_w}.$$

Залежно від величини умовної гнучкості стрижня колони

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

Відношення розрахункової висоти стінки двотавра h_{ef} до її товщини t_w приймають не більше значення:

$$\text{при } \bar{\lambda} \leq 0,8 \quad \frac{h_{ef}}{t_w} = \sqrt{\frac{E}{R_y}}; \quad (2.10)$$

$$\text{при } \bar{\lambda} > 0,8 \quad \frac{h_{ef}}{t_w} = (0,36 + 0,8\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}} \leq 2,9 \sqrt{\frac{E}{R_y}}. \quad (2.11)$$

Для забезпечення місцевої стійкості поясів колони двотаврового перерізу із умовною гнучкістю $0,8 \leq \bar{\lambda} < 4$ відношення розрахункової ширини звісу поясного листа b_{ef} до його товщини t_f приймають не більше значення:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = (0,36 + 0,1\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}. \quad (2.12)$$

При цьому приймаючи $h = b_f$, знаходимо площу однієї полиці двотаврової колони $A_f = \frac{A_{\text{потр}} - A_w}{2}$ і її товщину $t_f = \frac{A_f}{b_f}$.

Остаточні розміри поясів і стінки двотавра приймають згідно із сортаментом універсальної сталі.

2.9 Для прийнятого перерізу колони визначають геометричні характеристики (A, I_x, I_y, i_x, i_y) та визначають реальні величини гнучкостей λ_x та λ_y , які не повинні перевищувати граничних значень: $[\bar{\lambda}] = 180 - 60\alpha$ у відповідності з даними табл. 13.9 [1].

2.10 За більшою із знайдених гнучкостей λ_x чи λ_y визначають величину умовної гнучкості $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}$.

А далі за таблицею Ж. 1 додатка Ж [1] визначають числове значення коефіцієнта стійкості при центральному стиску ϕ (коефіцієнт ϕ можливо також знаходити по таблицям довідкової технічної літератури), та перевіряють стійкість прийнятого поперечного перерізу колони за формулою

$$\sigma = \frac{N}{\phi A \gamma_c} \leq R_y.$$

2.11 Для прийнятого поперечного перерізу колони перевіряють необхідність встановлення ребер жорсткості. Якщо відношення

$\frac{h_w}{t_w} \geq 2,2 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$, то, як правило слід ставити поперечні ребра жорсткості

із кроком $(2,5-3)h_w$, але не менше двох в кожному відправному елементі.

Розмір ребер жорсткості знаходять за формулами:

$$\text{при двосторонніх ребрах} - b_{\text{ребра}} \geq \frac{h_{ef}}{30} + 40 \text{ мм}; \quad (2.13)$$

$$\text{при односторонніх ребрах} - b_{\text{ребра}} \geq \frac{h_{ef}}{20} + 50 \text{ мм}; \quad (2.14)$$

$$t_{\text{ребра}} \geq 2b_{\text{ребра}} \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (2.15)$$

Варіант 3. Для стрижнів колон наскрізного поперечного перерізу (див. рис. 1.1, д).

Традиційно стрижень наскрізної колони складається з окремих гілок, з'єднаних між собою за допомогою планок чи решіток (рис. 2.1).

Використовують такі колони при відносно невеликих навантаженнях і значній висоті, коли вимоги до жорсткості високі. Порівняно з суцільними вони вимагають більших витрат праці на виготовлення.

Спільна робота окремих гілок поперечного перерізу забезпечується решітками або планками. Схему ґраток найчастіше приймають трикутною або трикутною з проміжними розпірками.

Широко використовують і безроскісні рішення у вигляді планок. З'єднання гілок за допомогою решіток має більшу жорсткість, але воно більш трудомістке у виготовленні. Безроскісне з'єднання планками простіше у виготовленні і естетичніше. Воно найчастіше використовується у відносно невеликих колонах і невеликих навантаженнях. Розкісні решітки стають вигідними при значних відстанях між вітками колон $b \geq 600$ мм (див. рис. 2.2), коли планки дуже громіздкі.

Для підвищення жорсткості колон на скручування від випадкових дій впливів при їх виготовленні та під час монтажу, а також забезпечення незмінності контуру у наскрізних колонах передбачають діафрагми через 2 - 3 їх ширини.

Рівностіткість колони в двох площинах (відносно головних вісей $x-x$ та $y-y$) досягають шляхом розширення відстані між її гілками на таку величину, при якій приведена гнучкість по вільній осі $y-y$

була не більше гнучкості колони по матеріальній осі $x-x$ тобто $\lambda_{пр} < \lambda_x$.

Компоновку і розрахунок стрижня колон наскрізного поперечного перерізу умовно розділяють на декілька етапів.

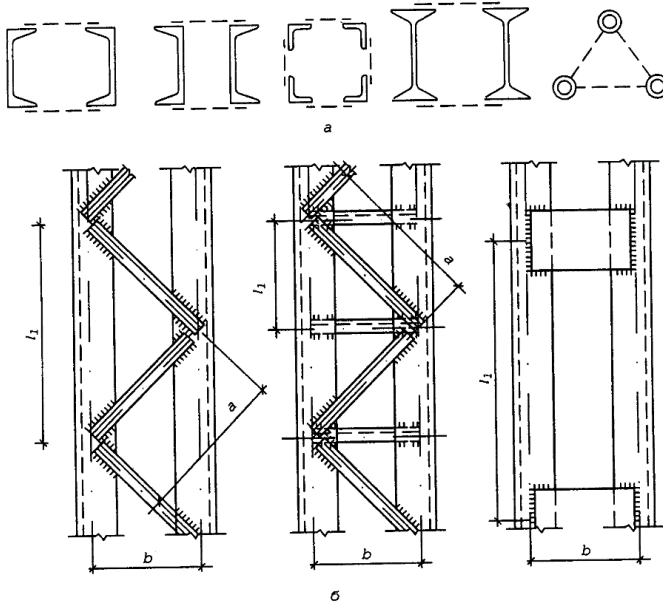


Рисунок 2.2 – Найпоширеніші види стрижнів наскрізних колон:
а – поперечні перерізи; б – види збоку

Перший етап – розрахунок стійкості стрижня колони відносно матеріальної осі $x-x$.

2.12 По вирахованих раніше потрібній площі поперечного перерізу $A^{потр}$ і потрібному радіусу інерції $i_x^{потр}$ за сортаментом прокатних профілів вибирають відповідні гарячекатані номери швелерів або бвотаврів для окремих віток наскрізної колони, а також виписують їх геометричні характеристики (A, I_x, I_y, i_x, i_y).

2.13 Визначають реальну гнучкість стрижня колони відносно матеріальної осі λ_x , та величину умовної гнучкості $\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}}$, а та-

кож величину коефіцієнта стійкості при центральному стиску ϕ (за табл. Ж.1 дод. Ж [1]).

2.14 Перевіряють стійкість прийнятого поперечного перерізу стрижня колони відносно матеріальної осі $x - x$ за формулою:

$$\sigma_x = \frac{N}{2\phi_x A_c \gamma_c} \leq R_y. \quad (2.16)$$

Другий етап – розрахунок стійкості стрижня колони відносно вільної осі $y - y$.

При виконанні такого розрахунку коефіцієнта стійкості при центральному стиску ϕ_y знаходять в залежності від величини приведеної гнучкості $\lambda_{пр} > \lambda_x$, так як вона враховує податливість з'єднувальних планок або решіток. Такий розрахунок проводять до визначення відстані між гілками стрижня колони, виходячи із умов його рівностійкості, а саме $\lambda_{пр} = \lambda_x$.

Для цієї мети:

2.15 Ескізно малюють конструктивну схему прийнятого стрижня наскрізної колони (див. рис. 2.3).

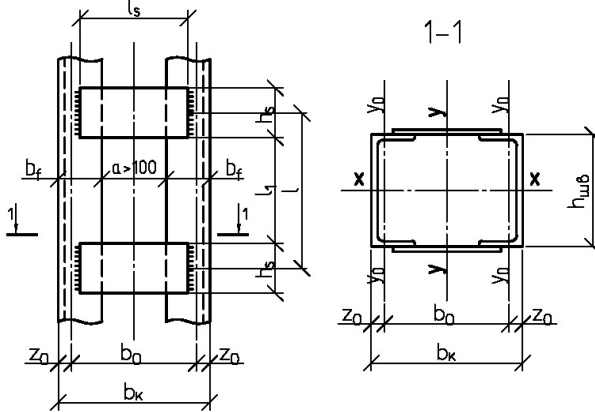


Рисунок 2.3 – Фрагмент прийнятого стрижня наскрізної колони

2.16 Вираховують відстань між з'єднувальними планками l_1 гілок колони наскрізного перерізу, виходячи із того, щоб гнучкість гілок

колони між планками $\lambda_y^r = \frac{l}{i_y}$ повинна бути не більше 40, тобто

$$\lambda_y^r \leq 40.$$

Традиційно гнучкість гілок колони приймають $\lambda_y^r = 30$, тоді:

$$l_1 = \lambda_y^r \cdot i_y = 30i_y. \quad (2.17)$$

2.17 Визначають мінімально можливу ширину наскрізного поперечного перерізу

$$b_k = 2b_f + 100 \text{ мм}, \quad (2.18)$$

та розміри з'єднувальних планок для яких, з метою уникнення їх короблення, потрібно дотримувати певних співвідношень: $\frac{h_s}{t_s} \leq 30$ і

$\frac{i_s}{t_s} \leq 50$, а ширина планок повинна знаходитись у межах

$h_s = (0,5 \div 0,75)b_k$, а їх товщину призначають в межах

$$t_s = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{15} \right) h_s.$$

2.18 Визначають відстань між з'єднувальними планками

$$l = l_1 + h_s.$$

2.19 Визначають величину приведеної гнучкості стрижня наскрізної колони в повній відповідності з вимогами розділу 8.2 і відповідним формулами табл. 8.2 [1], наприклад для стрижнів колон із двох швелерів з'єднаних планками (див. рис. 2.2 та рис. 2.5)

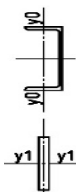


Рисунок 2.5 – До розрахунку приведеної гнучкості колони.

$$\lambda_{\text{пр}} = \sqrt{\lambda_{y_{\text{к-ни}}}^2 + 0,82(1+n)\lambda_{y_{\text{гілки}}}^2}. \quad (19)$$

Для колон з решітками

$$\lambda_{\text{пр}} = \sqrt{\lambda_{y_{\text{к-ни}}}^2 + \lambda \frac{A}{A_d}}, \quad (20)$$

де $\lambda_{y_{\text{к-ни}}}$ – гнучкість усього стрижня колони відносно вільної осі $y - y$, яка обчислена як для суцільного перерізу;

$$\lambda_{y_{\text{гілки}}} = \frac{i}{i_{y_{\text{гілки}}}} - \text{гнучкість окремої гілки стрижня колони на}$$

довжині l_1 відносно осі $y_1 - y_1$ (див. рис. 2.5);

$$n = \frac{i_{\text{гілки}} b_0}{i_{\text{пл}} l_1} - \text{коефіцієнт, який враховує співвідношення між}$$

погонною жорсткістю окремої гілки стрижня

колони $\frac{i_{\text{гілки}}}{l_1}$ та планки $\frac{i_{\text{планки}}}{b_0}$;

$I_{y_{\text{гілки}}}$ – момент інерції перерізу гілки колони відносно осі $y_1 - y_1$;

$I_{\text{пл}}$ – момент інерції перерізу однієї планки відносно власної осі $y_1 - y_1$;

b_0 – відстань між гілками колони;

l_1 – відстань між осями з'єднувальних планок, або вузлами решіток;

$\lambda = 10 \frac{a^3}{b_0^2 l_1}$ – коефіцієнт, що враховує кут нахилу розкосів решітки колони (див. рис. 2.5);

A – площа перерізу всього стрижня колони;

A_d – площа перерізу одного розкосу.

Гнучкість інших типів поперечних перерізів стрижнів наскрізних колон обчислюють за рекомендаціями нормативних документів, та довідкової технічної літератури.

2.20 Виходячи із умови рівності жорсткості колони в двох площинах, тобто $\lambda_{\text{пр}} = \lambda_x$, перетворивши формулу (2.19) в вираз $\lambda_{x\text{к-ни}}^2 = \lambda_{y\text{к-ни}}^2 + 0,82(1+n)\lambda_{y\text{гілки}}^2$, знаходять гнучкість і радіус інерції колони відносно вільної осі $y - y$

$$\lambda_{y\text{к-ни}} = \sqrt{\lambda_{x\text{к-ни}}^2 - 0,82(1+n)\lambda_{y\text{гілки}}^2}, \quad (2.21)$$

$$i_{y\text{к-ни}} = \frac{l_{ef}^y}{\lambda_{y\text{к-ни}}}. \quad (2.22)$$

2.21 Використовуючи приблизні залежності радіусів інерції від конфігурації поперечного перерізу (див. розділ VI п. 3 на сторінці 145 [3]) $i_y = \alpha_y b_{\kappa}$, знаходять величину розсуву гілок колони, тобто

$b_{\kappa} = \frac{i_y}{\alpha_y}$, де $\alpha_y = 0,44$ – для перерізів колон із двох швелерів, та $\alpha_y = 0,52$ – для перерізів колон із двох двутаврів.

2.22 Для прийнятого перерізу колони визначають реальні геометричні характеристики відносно вільної осі $y - y$

$$I_{y\text{к-ни}} = 2I_{y_1} + A_{\text{к-ни}} \left(\frac{b_0}{2} \right)^2; \quad i_{y\text{к-ни}} = \sqrt{\frac{I_{y\text{к-ни}}}{A_{\text{к-ни}}}}; \quad b_0 = b_{\kappa} - 2z_0.$$

2.22 Визначають реальну гнучкість колони λ_y відносно вільної осі $y - y$ та величину приведенної гнучкості $\lambda_{\text{пр}}$ по формулі (2.18), а по величині приведенної гнучкості (за табл. Ж 1 додатку Ж [1]) знаходять величину коефіцієнта стійкості при центральному стиску ϕ , та перевіряють стійкість стрижня наскрізної колони відносно вільної осі $y - y$ по формулі

$$\sigma_y = \frac{N}{2\phi_{\text{вн}} A_c \gamma_c} \leq R_y. \quad (2.23)$$

Якщо, наприклад, напруження в стрижні колони відрізняються більш як на 5 % від R_y , то ширину колони b_{κ} слід відкорегувати.

Третій етап – розрахунок з'єднувальних планок (чи решіток) за допомогою яких окремі гілки наскрізної колони працюють як один стрижень.

Оскільки поперечна сила у центрально-стисненій колоні відсутня то планки і гранки з решітками розраховують на дію умовної поперечної сили

$$Q_{\text{умов}}^{(\text{fic})} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N}{\varphi}, \quad (2.24)$$

де φ – коефіцієнт стійкості центрально стислої колони в площині з'єднувальних елементів (планок чи решіток);

N – поздовжнє зусилля в стрижні наскрізної колони.

Умовна поперечна сила враховує випадкові силові впливи, які виникають під час виготовлення, транспортування, монтажу та експлуатації колони, а також випадкові ексцентриситети прикладення осьової сили та криволінійності осі колони. Значення $Q_{\text{умов}}^{(\text{fic})}$ розподі-

ляють порівну між планками чи решітками кожної грані (у прикладі на рис. 5 таких граней дві).

Звідси зусилля Q_s , що діє в одній системі площин планок або ґраток з решітками, буде дорівнювати (у нашому випадку)

$$Q_s = \frac{Q_{\text{умов}}^{(\text{fic})}}{2}. \quad (2.25)$$

Далі у наскрізних колонах на ґратках можна обчислити зусилля у розкосі решітки (див. рис. 2.6)

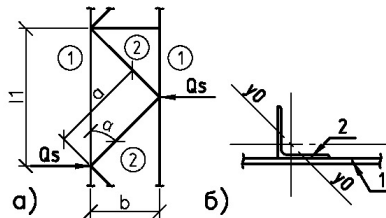


Рисунок 2.6 – Розрахункова схема наскрізної колони на ґратках з решітками:
а– схема до обчислення зусиль у ґратках; б–вузол кріплення кутника ґраток «2» до віток (гілок) колони «1»

$$N_d = \frac{Q_s}{\sin \alpha} = \frac{Q_{\text{умов}}^{(\text{fic})}}{2 \sin \alpha}. \quad (2.26)$$

Потрібну площу розкосу знаходять по формулі

$$A_d = \frac{N_d}{\varphi R_y \gamma_c}, \quad (2.27)$$

де φ – коефіцієнт стійкості центрально стислого стрижня обчислюють при граничному значенні гнучкості розкосу $\lambda_d = 150$;

$\gamma_c = 0,75$ – коефіцієнт умов роботи одиночних кутників, що закріплені однією полицею.

Найменший потрібний радіус інерції перерізу відносно осі $y_0 - y_0$ (рис. 2.7, а, б) при тій же гнучкості:

$$i_{y_0} = \frac{\alpha}{\lambda_d}. \quad (2.28)$$

Орієнтуючись на отримані величини A_d та i_d , згідно з сортаментом вибирають потрібний номер кутника. Шви кріплення кутників гранок розраховують на зусилля N_d . Так при рівносторонніх кутниках можна прийняти, що через шов вздовж обушка кутника передається $\frac{2}{3}N_d$, а вздовж пера – $\frac{1}{3}N_d$. Катети та довжини швів повинні задовольняти вимоги зварюваності.

У наскрізних колонах на планках розрахунок планок складається з перевірки несучої здатності, раніше прийнятих їх перерізів, і розрахунку електрозварних швів за допомогою яких планки закріплюють до ґраток колони (див. рис. 2.4 та рис. 2.7).

Розрахункова схема такої колони – це багатоповерхова рама зі стрижнями, защемленими у вузлах. Стійками рами є гілки колони, а ригелями рами – з'єднувальні планки (рис. 2.7).

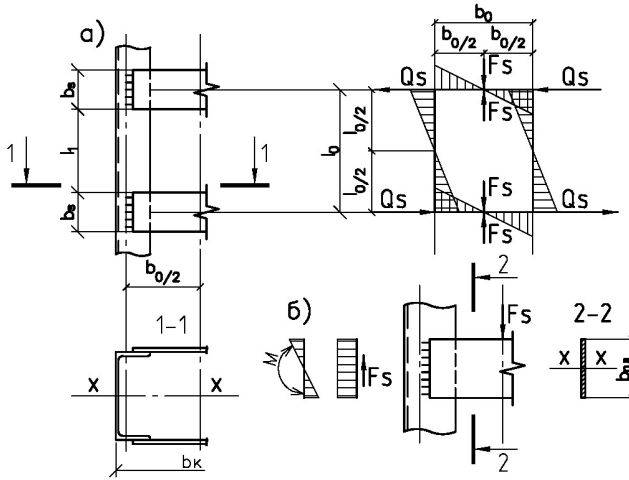


Рисунок 2.7 – Розрахункові схеми наскрізної колони для розрахунку з'єднувальних планок: а– схеми для обчислення зусиль, б– вузол кріплення планки до гілки колони

Планки працюють на вигин від дії перерізаючої сили F_s , величину якої знаходять із умови рівноваги «вирізаного» вузла такої рами

$$\frac{Q_s l_1}{2} = \frac{F_s b_0}{2}. \quad (2.29)$$

Звідси перерізна сила і згинальний момент у планці:

$$F_s = \frac{Q_s l_1}{b_0}; \quad (2.30)$$

$$M_s = \frac{Q_s l_1}{2} = \frac{F_s b_0}{2}. \quad (2.31)$$

Традиційно товщину планок приймають у межах $t_s = \left(\frac{1}{10} \dots \frac{1}{15}\right) d_s$ і переважно не меншою між 6 мм, чим забезпечується їх стійкість. Міцність перерізу планки перевіряють на дію зусиль F_s та M_s . На ці ж зусилля розраховують і шви кріплення планок.

Напруження у планці перевіряють за формулою

$$\sigma_{np} = \sqrt{\sigma_s^2 + 3\tau_s^2} \leq 1,15R_y, \quad (2.32)$$

$$\text{де } \sigma_s = \frac{M_s}{W_s \gamma_c} = \frac{M_s}{\frac{t_s d_s^2}{6} \gamma_c} = \frac{6M_s}{t_s d_s^2 \gamma_c} \leq R_y,$$

$$\tau = \frac{F_s}{t_s h_s} \leq R_s = 0,58R_y.$$

Міцність кутових швів, для кріплення планок до гілки колони визначають по рівнодіючому напруженню від дії згинального моменту M_x та поперечної сили F_s за формулою

$$\sigma_{\text{шв}} = \sqrt{\sigma_w^2 + \tau_w^2} \leq (R_w^{\text{св}} \gamma_w \beta)_{\text{мін}} \gamma_c, \quad (2.33)$$

$$\text{де } \sigma_w = \frac{M_s}{W_w} = \frac{M_s}{\frac{k_{\text{шв}} l_{\text{шв}}^2}{6}} = \frac{6M_s}{k_{\text{шв}} l_{\text{шв}}^2}; \quad (2.34)$$

– нормальні напруження в кутовому шві від дії згинального моменту M_s ;

$$\tau = \frac{F_s}{A_{\text{шв}}} \cdot \frac{F_s}{k_{\text{шв}} l_{\text{шв}}}; \quad (2.35)$$

– дотичні напруження в шві від дії перерізальної сили F_s ;

R_w – розрахунковий опір зрізу кутового шва;

γ_w – коефіцієнт умов роботи шва;

β – коефіцієнт проплавлення шва;

$k_{\text{шв}}$ – катет шва;

$l_{\text{шв}}$ – розрахункова довжина шва;

$W_{\text{шв}}$ – момент опору шва;

$A_{\text{шв}}$ – площа шва.

3 КОМПОНУВАННЯ ТА РОЗРАХУВАННЯ ВУЗЛІВ ЦЕНТРАЛЬНО-СТИСЛИХ КОЛОН

3.1 Оголовки колон

Основними вузлами колони є оголовки та бази. Оголовок складається з опорного листа, яким завершується колона, вертикального ребра або ребер (через які на стрижень або стрижні колони передаються опорні реакції розміщених вище конструкцій) та горизонтальних ребер чи діафрагм, що разом з центральним ребром забезпечують місцеву стійкість елементів перерізу колони у місці прикладення зосереджених навантажень (рис. 3.1).

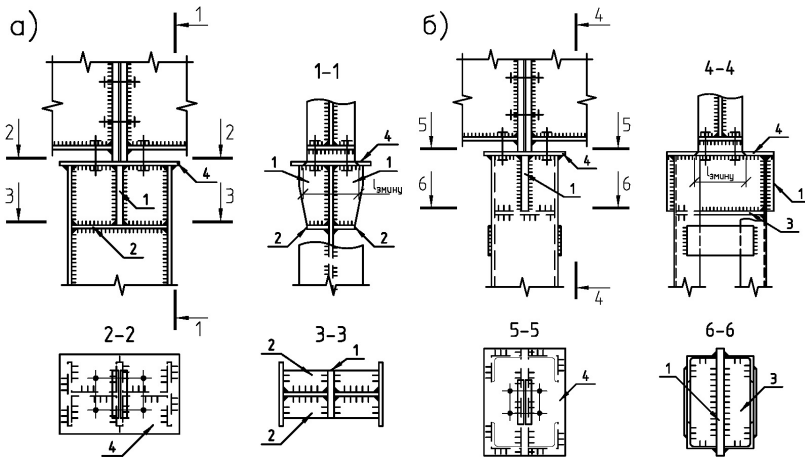


Рисунок 3.1 – Найпоширеніші конструкції оголовків суцільної (а) та наскрізної (б) колони: 1 – вертикальні ребра; 2 – горизонтальні ребра; 3 – діафрагма; 4 – опорний лист

Висоту оголовка оціночно приймають, з міркувань забезпечення жорсткості вузла, $h = (0,5 \dots 0,7)b$, де b – більший з основних розмірів перерізу колони.

Міцність вертикальних ребер та зварних швів, їх кріплення до колони перевіряють за сумою опорних реакцій конструкцій, які спираються на оголовок. Горизонтальні ребра й діафрагми конструюють, як проміжні ребра жорсткості. Товщину опорної плити приймають конструктивно 16...30 мм.

Верхню грань ребер доцільно фрезерувати чи стругати. Цим забезпечується щільний контакт торців ребер з опорною плитою і пере-

дачу зусилля саме через контактну поверхню, а зварні шви приймають конструктивно за табл. 16.1 [1].

В цьому випадку вертикальне ребро розраховують в такій послідовності:

1 – визначають потрібну площу змину торцю ребра

$$A_p^{\text{потр}} \geq \frac{\sum N}{R_{3\text{м}}}; \quad (3.1)$$

2 – визначають потрібну товщину ребра

$$t_p \geq \frac{A_p^{\text{потр}}}{l_{3\text{м}}}, \quad (3.2)$$

де $l_{3\text{м}} = b_{\text{опор. реб. балк.}} + 2t_{\text{пл}}$;

3 – визначають висоту вертикального (опорного) ребра

$$h_p \geq l_{\text{шв}} + 2k_{\text{шв}}, \quad (3.3)$$

де $l_{\text{шв}} = \frac{\sum N}{4k_{\text{шв}}(\beta R_{\text{св}}\gamma_{\text{шв}})_{\text{мін}}\gamma_c} \leq 85\beta k_{\text{шв}}, \quad (3.4)$

де $k_{\text{шв}}$ – катет зварювальних швів вертикального ребра;

4 – виконують перевірку міцності вертикальних ребер і стінки чи гілок колони (до яких ребро закріплюють) на зріз у площинах, що прилягають до швів їх взаємного кріплення за формулою:

$$\frac{\sum N}{n t h} \leq R_s \gamma_s, \quad (3.5)$$

де n – кількість площин зрізу: для ребра (ребер) $n = 2$, для стінки суцільної колони (рис. 3.1,а) також $n = 2$, для стінок наскрізної колони (рис. 3.1,б) $n = 4$.

В іншому випадку шви, що з'єднують вертикальне ребро (ребра) з опорною плитою, розраховують на дію цього зусилля $\sum N$ – як кутові лобові шви, прийнявши їх розрахункову довжину $l_{\text{шв}} = 2l_{\text{згину}} = 2(b_{\text{р.балки}} + 2t_{\text{пл}})$

$$\sigma_{\text{шв}} = \frac{\sum N}{2l_{\text{шв}}k_{\text{шв}}} \leq (\beta R_y^{\text{зв}}\gamma_{\text{шв}})_{\text{мін}}\gamma_c. \quad (3.6)$$

3.2 Бази колон

Конструктивне рішення бази повинно відповідати прийнятому в розрахунковій схемі колони, тобто відповідати способу її сполучення з фундаментом. При шарнірному сполученні (див. рис. 10,а,б,в,г) при дії випадкових моментів, база повинна мати можливість деякого повороту відносно фундаменту, а при жорсткому сполученні (див. рис. 9,д) необхідно забезпечити сполучення бази з фундаментом не допускаючого повороту.

При шарнірному сполученні колони з фундаментом анкерні болти виконують роль фіксаторів проектного положення колони і діаметр їх назначають конструктивно ($d_a = 20 \div 27$ мм), а при жорсткому сполученні анкерні болти розрахункові і, як правило, їх розміщують через високі консолі, при цьому гайки болтів надійно затягують ліквідуючи можливість повороту колони.

Найчастіше використовують бази з траверсами (рис. 9,а,г,д) або з ребрами (рис. 10,б), де траверси (або ребра) є допоміжними елементами, які сприяють рівномірному навантаженню опорної плити. Цим досягають зменшення товщини плити.

У першому наближенні приймають товщину траверси $t_{тр} = 8 \div 16$ мм. Величину консольного звису опорної плити назначають $c = 50 \div 120$ мм, виходячи з умови зварюваності (менше значення) і забезпечення її міцності при товщині $t_{пл} \leq 50$ мм, та зручності встановлення анкерних болтів (більші значення).

Після вибору конструктивної схеми (див. наприклад рис. 3.2,г) виконують розрахунок бази в такій послідовності:

1) Визначають потрібну площу опорної плити виходячи із умови забезпечення міцності бетону фундаменту під плитою

$$A_{пл}^{потр} \geq \frac{N_{\max}}{R_{\sigma.змину}}, \quad (3.7)$$

де $R_{\sigma.змину} = \psi R_{\sigma}, \quad (3.8)$

$$\psi = \sqrt[3]{\frac{A_{\phi}}{A_{пл}}}.$$

$\frac{A_{\phi}}{A_{пл}}$ – відношення площі верху фундаменту до площі плити бази.

Так як під час виконання розрахунку ця величина невідома, то величину коефіцієнта ψ попередньо приймають в межах $\psi = 1,2 \dots 1,5$.

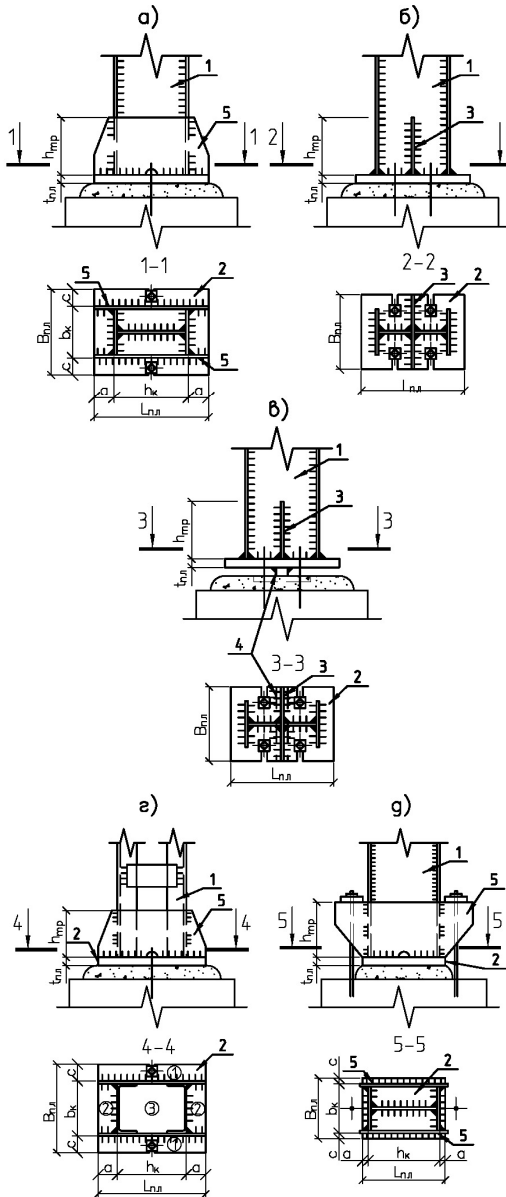


Рисунок 3.2 – Базы центрально стиснутих колон:
 а, б, в, г – при шарнірному сполученні; д – при жорсткому сполученні; 1 – стрижень
 колони; 2 – опорна плита; 3 – ребро; 4 – центруюча прокладка; 5 – траверса

2) Визначають геометричні розміри опорної плити:

$$B_{\text{пл}} \geq B_{\text{пл}}^{\text{констр.}} = h_{\text{шв}} = 2(t_{\text{тр}} + c), \quad (3.9)$$

де $h_{\text{шв}}, t_{\text{тр}}, c, a$ – умовні позначення згідно із рисунком 3.2,г.

Знаючи потрібну площу опорної плити $A_{\text{пл}}^{\text{потр.}}$ та ширину плити $B_{\text{пл}}$, визначають довжину опорної плити:

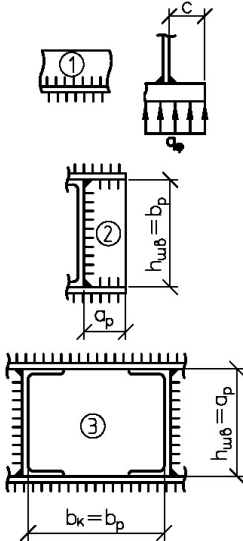
$$L_{\text{пл}} = \frac{A_{\text{пл}}^{\text{потр.}}}{B_{\text{пл}}} \geq L_{\text{пл}}^{\text{констр.}} = b_{\text{к}} + 2a; \quad (3.10)$$

3) Визначають товщину плити. Реально плита працює як плита на пружній основі, та знаходиться в складно-напруженому стані із піками напружень в місцях передачі навантажень (торці планок, траверс, ребер), розрахунок якої являється достатньо складним.

Для спрощення розрахунків було прийнято припущення, що напруження стиску в бетоні фундаменту q_{ϕ} під подошвою опорної плити можливо вважати розподіленим рівномірно і величина його дорівнює:

$$q_{\phi} = \frac{N}{B_{\text{пл}} L_{\text{пл}}} \geq B_{\text{б.зм.}} \quad (3.11)$$

Власне опорна плита під дією цих напружень працює на згин. Розглядаючи опорну плиту як пластину, сперту на траверси, полицки та стінки, колони можна виділити три характерні ділянки (рис. 3.2,г):



ділянка ① консольна, защемлена у місці спирання на траверсу;

ділянка ② сперта і відповідно защемлена із трьох сторін; при a – закріплена сторона пластини; $h_{\text{шв}}$ – не закріплена сторона пластини;

ділянка ③ – защемлена по контуру.

$$b_{\text{к}} = b_p > h_{\text{шв}} = a_p.$$

Найбільші згинальні моменти діючі на смузі шириною в 1 см цих ділянок обчислюють:

$$\text{для ділянки } \textcircled{1} \quad M_{\textcircled{1}} = \frac{q_{\phi} c^2}{2}. \quad (3.12)$$

У ділянках $\textcircled{2}$ і $\textcircled{3}$ від дії q_{ϕ} згинальні моменти виникають у площинах обох осей симетрії (відповідно M_x , M_y) їх значення обчислюють за методиками теорії пружності. Але спрощено допускається обчислювати значення найбільшого згинального моменту за формулою:

$$M_{\textcircled{1}} = \alpha_p q_{\phi} b_p^2, \quad (3.13)$$

де α_p – коефіцієнт, що залежить від умов спирання і співвідношення розмірів сторін ділянки плити, величину якого приймають згідно даних табл. М.2 [1].

При співвідношенні сторін, що перевищують 2 чи менші за 0,5, розрахунок виконують, як для елемента з прольотом, що дорівнює меншій із сторін і закріпленого уздовж довших. Так ділянку $\textcircled{2}$ сперту на три сторони, при співвідношенні $\frac{\alpha_p}{b_p} < 0,5$ розраховують як консоль прольотом α_p за формулою:

$$M_{\textcircled{2}} = \frac{q_{\phi} \alpha_p^2}{2}. \quad (3.14)$$

А ділянку $\textcircled{3}$ зацімлену по контуру, при співвідношенні $\frac{\alpha_p}{b_p} > 2$, розраховують як балку на двох опорах з прольотом, що дорівнює розміру меншої сторони за формулою:

$$M_{\textcircled{3}} = \frac{q_{\phi} b_p^2}{8}. \quad (3.15)$$

При цьому невеликими згинальними моментами у напрямку меншої жорсткості (більшої сторони) нехтуємо.

У подальшому розрахунку розглядають переріз одиночної смужки плити товщиною t і шириною в 1 см. Момент опору поперечного перерізу цієї частини описується виразом:

$$W = \frac{bt^2}{6} \text{ де } b = 1 \text{ см, тобто } W = \frac{1t^2}{6} = \frac{t^2}{6}. \quad (3.16)$$

Далі за більшим із знайдених згинальних моментів M_{1} , M_{2} чи M_{3} обчислюють потрібний момент опору:

$$W_{\text{пл}}^{\text{потр}} = \frac{M_{\text{max}}}{R_y \gamma_c}. \quad (3.17)$$

Прирівнявши його з моментом опору по формулі (3.17) маємо $\frac{M_{\text{max}}}{R_y \gamma_c} = \frac{t^2}{6}$, звідки знаходимо найменшу товщину плити для даної конструкції бази:

$$t_{\text{min пл}} = \sqrt{\frac{6M_{\text{max}}}{R_y \gamma_c}}. \quad (3.18)$$

За конструктивними вимогами товщину плити приймають у межах 20...50 мм. Коли ж за розрахунком (3.16) отримують більші значення, то в конструктивну схему бази вносять зміни, вводячи в ділянках з найбільшими згинальними моментами додаткові ребра чи діафрагми, які зменшують розміри сторін цих ділянок, а отже, і згинальні моменти, що в них діють.

4) Визначають висоту траверс та перевіряють їх несучу спроможність.

При розрахунку траверс прийнято вважати, що все зусилля із стрижня колони передається на траверси через зварні шви, довжина яких визначає висоту траверс, при цьому $k_{\text{шв}}^{\text{max}}$ повинен бути не більше $1,2t_{\text{min}}$ зварювальних елементів.

$$h_{\text{тр}} = l_{\text{шв}} + 2k_{\text{шв}} = \frac{N_{\text{max}}}{4k_{\text{шв}}(\beta R_{\text{зв}} \gamma_{\text{зв}})_{\text{min}}} + 2k_{\text{шв}} \leq (0,5 \dots 0,7)b_{\kappa}, \quad (3.19)$$

де b_{κ} – ширина колони (див. рис. 3.2,г);

$$l_{\text{шв}} \leq 85k_{\text{шв}}\beta, \text{ де } \beta = \beta_f \text{ (або } \beta_z) \text{ – коефіцієнти проплавлення у відповідності з даними табл. 16.2 [1].}$$

Траверсу наближено розраховують як балку, сперту в місцях кріплення полицок і завантажену рівномірно розподіленим навантаженням, яке спричиняється тиском опорної плити (рис. 3.2,г).

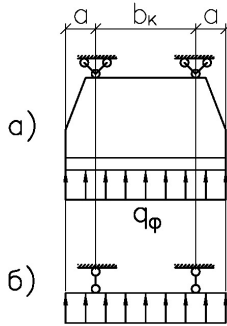


Рисунок 3.3 – а– схема навантаження траверси із загального вигляду бази (див. рис. 3.2,г); б– розрахункова схема траверси

Навантаження на траверсу приймають рівномірно розподіленим:

$$q_{\text{тр}} \approx q_{\phi} \frac{B_{\text{пл}}}{2}. \quad (3.20)$$

Найбільше значення згинального моменту в траверсі:

- на консольних ділянках $M_{\text{тр}}^{\text{конс}} \approx q_{\text{тр}} \frac{a^2}{2}; \quad (3.21)$

- у прогоні $M_{\text{тр}}^{\text{прл}} \approx \frac{q b_{\kappa}^2}{8} - \frac{q a^2}{2}. \quad (3.22)$

Перевірку міцності траверси виконують як елемента, що згинається

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}^{\text{трав}}}{W_{\text{тр}}} \leq R_y \gamma_c, \quad (3.23)$$

де M_{max} – більший із значень згинальних моментів за (3.21) чи

$$W_{\text{тр}} = q_{\phi} \frac{t_{\text{тр}} h_{\text{тр}}^2}{6} \quad (3.22);$$

$W_{\text{тр}}$ – момент опору поперечного перерізу траверси. З міркувань забезпечення необхідної жорсткості вузла висоту траверси приймають в межах $h_{\text{тр}} = (0,5 \dots 0,7) b_{\kappa}$. Коли ж умова (3.20) не виконується, збільшують товщину траверси $t_{\text{тр}}$.

Завершують розрахунок бази обчисленням катетів швів, які з'єднують стрижень колони, траверс та опорну плиту. Для швів між

гілками колони і траверсами, вважають, що осьова сила N у колоні передається через ці шви

$$k_{\text{шв}} = \frac{N_{\text{max}}}{\sum l_{\text{шв}} (\beta R_{\text{зв}} \gamma_{\text{зв}})_{\text{min}}} \geq k_{\text{шв}}^{\text{min}} \text{ згідно даних таблиці 16.1 [1]}$$

Всі електрозварні шви проектують згідно з рекомендаціями глави 16 [1] для кутових швів з обов'язковим дотриманням конструктивних вимог.

4 ПРИКЛАДИ РОЗРАХУНКУ ЦЕНТРАЛЬНО-СТИСНУТОЇ КОЛОНИ ТА ЇЇ ВУЗЛІВ

4.1 Розрахунок стрижня колони

Вихідні дані:

- відмітка верху балочної клітки – 8,9 м;
- $h_{\text{землі}} = 0,5$ м;
- колона шарнірно закріплена внизу і вверху.
- матеріал колони сталь С235 з $R_y = 23$ кН/см²;
- реакція головної балки $V_{\text{г.б.}} = 1229,6 \approx 1230$ кН;
- оціночна власна вага колони $Q_{\text{к-ни}} = (0,5 \dots 1)\% P \approx 12 \dots 24$ кН.

4.1.1 Визначаємо розрахункове вертикальне навантаження в колоні:

$$N = 2V_{\text{г.б.}} + Q_{\text{к-ни}} = 2 \cdot 1230 + 15 = 2475 \text{ кН.}$$

4.1.2 Визначаємо геометричну довжину колони:

$$l = (H + h_{\text{землі}}) - h_{\text{г.б.}} = (8,9 + 0,5) - 1,66 = 7,74 \text{ м.}$$

А також розрахункові довжини стрижня колони:

$$l_{\text{ef } x} = \mu_x \cdot l_x = l_{\text{ef } y} = \mu_y \cdot l_y = \mu l_c = 1 \cdot 7,74 = 7,74 \text{ м} = 774 \text{ см.}$$

4.1.3 Визначаємо потрібну площу поперечного перерізу колони попередньо задавшись величиною коефіцієнта стійкості при центральному стиску ($\varphi_0 = 0,6 \dots 0,85$)

$$A^{\text{потр}} = \frac{N}{\varphi_0 R_y \gamma_c} = \frac{2475}{0,715 \cdot 23 \cdot 1} = 149,46 \text{ см}^2.$$

Де коефіцієнт $\varphi_0 = 0,715$ відповідає величині гнучкості $\lambda_0 = 80$ та величині умовної гнучкості $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 80 \sqrt{\frac{23}{2,06 \cdot 10^4}} = 2,673$.

А також визначаємо величини потрібних радіусів інерції

$$i_x^{\text{потр}} = \frac{l_{ef\ x}}{\lambda_0} = \frac{774}{80} = 9,675 \text{ см};$$

$$i_y^{\text{потр}} = \frac{l_{ef\ y}}{\lambda_0} = \frac{774}{80} = 9,675 \text{ см}.$$

Варіант 1. Стрижень колони будемо приймати із одного або декількох прокатних профілів.

4.1.4 За величинами раніше визначених площі та радіусів інерції із сортаменту, для стрижня колони, приймаємо трубу $\varnothing 426 \times 10$ із слідуючими геометричними характеристиками:

- площею поперечного перерізу $A = 131,0 \text{ см}^2$;

- радіусом інерції $i_x = i_y = 14,7 \text{ см}$.

4.1.5 Для даного поперечного перерізу колони визначають реальні його величини гнучкості $\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_{ef}}{i} = \frac{774}{14,7} = 52,65$ за величиною

якої визначають величину умовної гнучкості $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 52,65 \sqrt{\frac{23}{2,06 \cdot 10^4}} = 1,76$, а далі за табл. Ж1 додатку Ж

[1] визначають числове значення коефіцієнт ϕ за кривою стійкості «а» (згідно даних табл. 8.1 [1]). $\phi \approx 0,908$, та перевіряють стійкість даного поперечного перерізу стрижня колони із тр. 426×10

$$\sigma = \frac{N}{\phi A \gamma_c} = \frac{2475}{0,9 \cdot 131,1} \approx 21 \text{ кН/см}^2 < 23 \text{ кН/см}^2;$$

$$\Delta = \frac{23 - 21}{23} 100\% = 8,69\% = [5]\%.$$

Тобто даний поперечний переріз колони із тр. 426×10 потребує уточнення.

Розглянемо стрижень колони із тр. 426×9 з наступними геометричними характеристиками:

- площею поперечного перерізу $A = 118,0 \text{ см}^2$;

- радіусом інерції $i_x = i_y = 14,8$ см.

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_{ef}}{i} = \frac{774}{14,8} = 52,3.$$

За величиною якої визначають величину умовної гнучкості

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 52,3 \sqrt{\frac{23}{2,06 \cdot 10^4}} = 1,74, \text{ а далі за табл. Ж1 додатку Ж [1]}$$

визначають числове значення коефіцієнт ϕ за кривою стійкості «а» (згідно даних табл. 8.1 [1]). $\phi \approx 0,9$, та перевіряють стійкість даного поперечного перерізу стрижня колони із тр. 426x10

$$\sigma = \frac{N}{\phi A \gamma_c} = \frac{2475}{0,9 \cdot 118 \cdot 1} \approx 23,3 \text{ кН/см}^2 > 23 \text{ кН/см}^2;$$

$$\Delta = \frac{23 - 23,3}{23} 100\% = -1,3\% < [5]\%.$$

Тобто даний поперечний переріз колони із тр. 426x9 нас влаштовує.

Для прикладу розглянемо стрижень колони складений із 4 кутників 160x11, та обчислимо його геометричні характеристики.

$$A_{\square} = 4A_{\angle} = 4 \cdot 34,4 = 137,6 \text{ см}^2$$

$$I_x = 4I_x^{\angle} + A_{\square} (B_{\angle} - z_0)^2 = 4 \cdot 194 + 137,6 \cdot (16 - 4,35)^2 = 19451,416 \text{ см}^4$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_{\square}}} = \sqrt{\frac{19451,416}{137,6}} = 11,89 \text{ см.}$$

$$\lambda_x = \frac{l_{efx}}{i} = \frac{774}{11,89} = 65,096.$$

За величиною якої визначають величину умовної гнучкості

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 65,096 \sqrt{\frac{23}{2,06 \cdot 10^4}} = 2,175, \text{ а далі за табл. Ж1 [1] визна-}$$

чають числове значення коефіцієнт ϕ за кривою стійкості «б» (згідно даних табл. 8.1 [1]). $\phi \approx 0,8$, та перевіряють стійкість даного поперечного перерізу стрижня колони із 4 кутників 160x11.

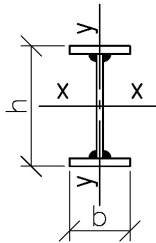
$$\sigma = \frac{N}{\phi A \gamma_c} = \frac{2475}{0,8 \cdot 137,6 \cdot 1} \approx 22,484 \text{ кН/см}^2 < 23 \text{ кН/см}^2;$$

$$\Delta = \frac{23 - 22,484}{23} 100\% = 2,245\% < [5]\%.$$

Тобто даний поперечний переріз нас також влаштовує.

Варіант 2. Стрижень колони прийемо із сплюсностінчатого двотавра складеного із трьох гарячекатаних смуг листової сталі (див. рис. 1.1,в).

4.1.4 Після визначених раніше потрібних площі та радіусів інерції переходять до оціночного визначення габаритних розмірів поперечного перерізу стрижнями колони використовуючи для цього приблизні залежності радіусів інерції від конфігурації поперечного перерізу стрижня.



$$i_x^{\text{потр}} = \alpha_x h \text{ та } i_y^{\text{потр}} = \alpha_y b_f.$$

Де, для двотавра складеного із смуг листової сталі, $\alpha_x = 0,43$ та $\alpha_y = 0,24$ (див. наприклад п. 3 розділу VI [3]).

Далі використовують i_y так як в двотаврі $i_y < i_x$ тобто в даному випадку $i_y^{\text{потр}} = 0,24b$, звідки знаходять потрібну ширину колони

$$b_y^{\text{потр}} = \frac{i_y^{\text{потр}}}{0,24} = \frac{9,675}{0,24} = 40,31 \text{ см} \geq \frac{1}{20} l_{\text{к-ни}} = \frac{1}{20} 774 = 38,7 \text{ см}.$$

В нашому випадку $b = 40,31 \text{ см} > 38,7 \text{ см}$, тобто вимога формули (8) виконана. В подальшому виходячи із вимоги, що ширина двотавра колони повинна бути меншою за його висоту $b_{\text{дв.}} \leq h_{\text{дв.}}$, а також з міркувань технологічності з'єднань призначаємо $h_{\text{т}} \approx b_{\text{дв.}} = 40 \text{ см}$ (за більшою із величин).

4.1.5 Після визначення $A_{\text{тр}}$ та розмірів b і h двотавра стрижня колони компонують його поперечний переріз.

При цьому товщину стінки t_w та поясних листів підбирають виходячи з величини раніше отриманої площі $A_{\text{потр}}$, а також умов забезпечення їх місцевої стійкості (в тих же межах, що і для балок складеного перерізу) $t_f \geq t_w$; $t_f \leq (2-3)t_w$, а також виходячи із конструктивних міркувань $t_w \geq 8$ мм.

Окрім цього необхідно також враховувати те, що для отримання в шуканому перерізі колони як можна більшого значення i_y слід прагнути до такого розподілення загальної площі перерізу, щоб $\approx 80\%$ перерізу двотавра приходилося на площу поясів та $\approx 20\%$ – на стінку двотавру.

4.1.5.1 Визначають товщину та висоту стінки двотавра стрижня колони

$$t_w^{\text{потр}} = \frac{0,2 \cdot A_{\text{дв}}^{\text{потр}}}{h_{\text{дв}}} = \frac{0,2 \cdot A_{\text{дв}}^{\text{потр}}}{h_{\text{дв}} - 2t'_f} = \frac{0,2 \cdot 149,46}{40 - 2 \cdot 1,6} \approx 0,812 \text{ см.}$$

Де $t'_f = 1,6$ – оціночна товщина поясу двотавра.

Якщо за основу приймаємо товщину стінки двотавра $t_w = 9$ мм, то розрахункова її висота повинна буде дорівнювати:

$$h_w^{\text{потр}} = \frac{0,2 \cdot A_{\text{дв}}^{\text{потр}}}{t_w} = \frac{0,2 \cdot 149,46}{0,9} = 33,22 \text{ см.}$$

Однак враховуючи висновок п. 4 ($h_{\text{дв}} = b_{\text{дв}} = 40$ см), а також згідно сортаменту універсальної сталі (ГОСТ 82-70) приймаємо, наприклад, стінку двотавра із листа -380×9 , а площею $A_w = 0,9 \cdot 38 = 34,2 \text{ см}^2$.

4.1.5.2 Визначають розрахункову (потрібну) площу полиці двотавра стрижня колони:

$$A_f^{\text{потр}} = \frac{A_{\text{дв}}^{\text{потр}} - A_w}{2} = \frac{149,46 - 34,2}{2} = 57,63 \text{ см}^2,$$

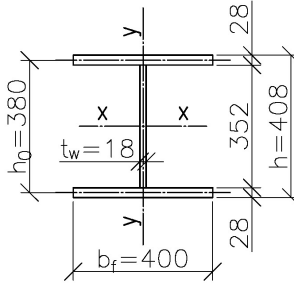
та її товщину

$$t_f^{\text{потр}} = \frac{A_f^{\text{потр}}}{b_f} = \frac{57,63}{40} = 1,44 \text{ см.}$$

Далі згідно сортаменту універсальної сталі (ГОСТ 82-70) приймаємо полиці двотавра із листів -400×14 або -400×16 .

Приймаємо, наприклад, полиці із листів – 400×14 площею $A_f = 40 \cdot 1,4 = 56 \text{ см}^2$.

4.1.6 Визначають геометричні характеристики прийнятого поперечного перерізу двотавра та перевіряють стійкість стрижня колони.



$$A_{\text{дв}} = 2A_f + A_w = 2 \cdot (40 \cdot 1,4) + 34,2 = 146,2 \text{ см}^2;$$

$$q_{\text{дв}} = 2q_f + q_w = 2 \cdot 43,96 + 26,85 = 114,77 \text{ кг/м};$$

$$I_x = 2I_f^x + I_w^x = 2A_f \left(\frac{h_0}{2} \right)^2 + I_w^x = 2 \cdot 56 \cdot \left(\frac{39,4}{2} \right)^2 + \frac{0,9 \cdot 38^3}{12} =$$

$$= 43466,08 + 4115,4 = 47581,48 \text{ см}^2;$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_{\text{дв}}}} = \sqrt{\frac{47581,48}{146,2}} = 18,04 \text{ см};$$

$$I_y = 2I_f^y = 2 \cdot \frac{1,4 \cdot 40^3}{12} = 14933,34 \text{ см}^4;$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_{\text{дв}}}} = \sqrt{\frac{14933,34}{146,2}} = 10,11 \text{ см}.$$

Так як $i_y = 10,11 \text{ см} < i_x = 18,04 \text{ см}$, то визначають гнучкість колони відносно осі y

$$\lambda_y = \frac{l_{ef}^y}{i_y} = \frac{774}{10,11} = 76,56 \text{ та величина умовної гнучкості:}$$

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 76,56 \sqrt{\frac{23}{20600}} = 2,56.$$

А далі за табл. Ж1 [1] визначають числове значення коефіцієнт $\varphi = 0,74$ (за кривою стійкості «б» згідно даних табл. 8.1 [1]), та перевіряють стійкість стрижня колони

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A_{\text{дв}} \gamma_c} = \frac{2475}{0,74 \cdot 146,2 \cdot 1} \approx 22,88 \text{ кН/см}^2 < 23 \text{ кН/см}^2;$$

$$\Delta = \frac{23 - 22,88}{23} 100\% = 0,52\% < [5]\%, \text{ що допускається.}$$

4.1.7 Перевіряють місцеву стійкість прийнятого поперечного перерізу стрижня колони.

4.1.7.1 Місцеву стійкість стінки центрально-стиснутого елемента суцільного перерізу слід вважати забезпеченою, якщо значення умовної гнучкості стінки $\bar{\lambda}_w$

не перевищує значення граничної умовної гнучкості стінки $\bar{\lambda}_{uw}$, що визначається за формулами табл. 8.3 [1] (так, в нашому випадку, при

$$\bar{\lambda}_w = \lambda_w \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 76,56 \sqrt{\frac{23}{20600}} = 2,56 > 2,0$$

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,2 + 0,35\bar{\lambda}.$$

Вираховуємо фактичне значення гнучкості стінки

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{h_w - 2k_{\text{шв}}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{38 - 2 \cdot 0,6}{0,9} \sqrt{\frac{23}{20600}} = 1,366.$$

Визначаємо величину граничної умовної гнучкості стінки та порівнюємо її з фактичним значенням гнучкості

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,2 + 0,35\bar{\lambda} = 1,2 + 0,35 \cdot 2,56 = 2,096.$$

В нашому випадку $\bar{\lambda}_w = 1,366 < \bar{\lambda}_{uw} = 2,096$, тобто умова виконана – місцева гнучкість стінки забезпечена.

4.1.7.2 Місцеву стійкість поясного листа (полиці) центрально-стиснутих елементів суцільного перерізу слід вважати забезпеченою,

якщо значення умовної гнучкості звису пояса (полиці) $\bar{\lambda}_f$

не перевищує значення граничної умовної гнучкості звису $\bar{\lambda}_{uf}$, що

визначається за формулами табл. 8.4 [1] (так в нашому випадку)
 $\bar{\lambda}_{yf} = 0,36 + 0,10\bar{\lambda}$.

Визначаємо фактичне значення умовної гнучкості звису

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{h_{п} - (t_w - k_{шв})}{2t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{40 - (0,9 + 2 \cdot 0,6)}{2 \cdot 0,9} \sqrt{\frac{23}{20600}} = 0,452.$$

Визначаємо величину граничної умовної гнучкості звису пояса

$$\bar{\lambda}_{yf} = 0,36 + 0,10\bar{\lambda} = 0,36 + 0,10 \cdot 2,56 = 0,616.$$

В нашому випадку $\bar{\lambda}_f = 0,452 < \bar{\lambda}_{yf} = 0,616$, тобто умова виконана – місцева стійкість поясного листа забезпечена.

4.1.7.3 Визначають необхідність установки проміжних ребер жорсткості в стрижні колони.

Згідно вимоги п.8.3.3 [1] стінки центрально-стиснутих елементів суцільного перерізу при значеннях умовної гнучкості стінки $\bar{\lambda}_w \geq 2,3$, як правило, слід укріплювати основними поперечними ребрами жорсткості з кроком $2,5h_{ef}$ до $3,0h_{ef}$; окрім цього, на кожному відправному елементі повинно бути не менше ніж два ребра жорсткості.

В нашому прикладі геометрична довжина колони $l_c = 7,74$ м, тобто один відправний елемент, обмежений оголовком та базою, а умовна гнучкість стінки двотавра колони:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 1,366 < [2,3]$$

у нашому випадку проміжні ребра жорсткості становити необов'язково, однак конструктивно встановимо одне парне ребро шириною $b_p \geq \frac{h_w}{30} + 40 = \frac{360}{30} + 40 = 52$ мм, приймаємо $b_p = 80$ мм, тов-

щина $t_p \geq 2b_p \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 80 \cdot \sqrt{\frac{23}{20600}} = 6$ мм.

Варіант 3. Стрижень колони приймають наскрізного поперечно-го перерізу із двох швелерів (див. рис. 2.3).

4.1.4 Визначають потрібну площу однієї гілки поперечного перерізу колони:

$$A_{\text{шв}}^{\text{потр}} = \frac{A_{\text{к-ни}}^{\text{потр}}}{2} = \frac{149,46}{2} = 74,73 \text{ см}^2.$$

4.1.5 Визначають потрібний радіус інерції однієї гілки колони:

$$i_x^{\text{потр}} = \frac{l_{ef}}{\lambda_0} = \frac{774}{80} = 9,675 \text{ см.}$$

1^й етап – розрахунок стійкості стрижня колони відносно матері-

альної осі $x-x$ $\sigma_x = \frac{N}{\varphi 2 A_{\text{шв}} \gamma_c}$, однак для цього:

4.1.6 По величинам $A_{\text{шв}}^{\text{потр}} = 74,73 \text{ см}^2$, та $i_x^{\text{потр}} = 9,675 \text{ см}$ із сортаменту прокатних профілів вибирають для 1-ої спроби 2 шв.40 з характеристиками:

$$A = 61,5 \text{ см}^2; \quad I_x = 15200 \text{ см}^4; \quad I_y = 642 \text{ см}^2;$$

$$i_x = 15,7 \text{ см}; \quad i_y = 3,2 \text{ см}; \quad q = 48,3 \text{ кг/м}, \quad z_0 = 2,8 \text{ см.}$$

4.1.7 Визначають реальну гнучкість λ_x стрижня колони відносно матеріальної осі $x-x$, та величину умовної гнучкості $\bar{\lambda}_x$, а також величину коефіцієнта стійкості при центральному стиску ι (по табл. Ж1 за кривою стійкості «б» згідно даним табл. 8.1 [1])

$$\lambda_x = \frac{l_{ef}^x}{i_x} = \frac{774}{15,7} = 49,3 \rightarrow \bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 49,3 \sqrt{\frac{23}{20600}} = 1,647 \rightarrow \varphi = 0,873.$$

4.1.8 Перевіряють стійкість даного поперечного перерізу стрижня відносно матеріальної осі $x-x$

$$\sigma_x = \frac{N}{\varphi 2 A_{\text{шв}} \gamma_c} = \frac{2475}{0,873 \cdot 2 \cdot 61,5 \cdot 1} = 23,05 \text{ кН/см}^2 > 23 \text{ кН/см}^2;$$

$$\Delta = \frac{23,05 - 23}{23} 100\% = 0,22\% = [5]\% , \text{ що допускається.}$$

2^й етап – розрахунок стійкості стрижня колони відносно вільно

вільної осі $y-y$ $\sigma_y = \frac{N}{\varphi 2 A_{\text{шв}} \gamma_c}$, однак для цього попередньо:

4.1.9 Визначають відстань між з'єднувальними планками виходячи з того, що гнучкість гілок колони між планками (відносно осі y_0-y_0) повинна бути не більше $\lambda_{y_0-y_0}^{\text{гілки}} \leq 40$. Традиційно величину гнучкості стиснутої гілки приймають $\lambda_{y_0-y_0}^{\text{гілки}} = 30$, тоді:

$$l_1 = \lambda_{y_0-y_0}^{\text{гілки}} i_y = 30 \cdot 3,2 = 96 \text{ см.}$$

Конструктивно приймаємо $l_1 = 90 \text{ см.}$

4.1.10 Визначають мінімально можливу ширину наскрізного поперечного перерізу колони:

$$b_{\text{к min}} = 2b_f + 100 = 2 \cdot 115 + 100 = 330 \text{ мм} = 33 \text{ см};$$

$$b_0 = b_{\text{к min}} - 2z_0 = 33 - 2 \cdot 2,8 = 27,4 \text{ см}$$

та попередні розміри з'єднувальних планок:

$$h_s = (0,5 \dots 0,75) b_{\text{к}} = 0,7 \cdot 33 = 23,1 \text{ см} \approx 24 \text{ см}$$

$$t_s = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{15} \right) h_s = \frac{1}{24} h_s = \frac{24}{24} = 1 \text{ см} = 10 \text{ мм}$$

$$l = l_1 + h_s = 90 + 24 = 114 \text{ см} = 1140 \text{ мм} = 114 \text{ см.}$$

4.1.11 Визначають відстань між гілками колони $b_{\text{к}}$ виходячи із вимоги рівності жорсткості колони в двох площинах, тобто $\lambda_{\text{пр}} = \lambda_x$. Для задоволення такої мети спершу визначають величину приведеної гнучкості стрижня наскрізної колони за формулою (2.19)

$$\lambda_{\text{пр}} = \sqrt{\lambda_{y_{\text{к-ни}}}^2 + 0,82(1+n)\lambda_{y_{\text{гілки}}}^2},$$

$$\text{де параметр } n = \frac{I_{y_{\text{гілки}}} b_0}{I_{s \text{ планки}} l} = \frac{642 \cdot 27,4}{\frac{1 \cdot 24^3}{12} \cdot 114} = 0,134.$$



$I_{y_{\text{гілки}}} = 642$ – момент інерції гілки колони із швелерів відносно власної осі $y_0 - y_0$

$$I_{s \text{ планки}} = \frac{t_s h_s^3}{12} \text{ – момент інерції однієї з'єднувальної}$$

планки відносно власної осі $y_1 - y_1$

$$\begin{aligned} \lambda_{\text{пр}} &= \sqrt{\lambda_{y_{\text{к-ни}}}^2 + 0,82(1 + 0,134)\lambda_{y_{\text{гілки}}}^2} = \\ &= \sqrt{\lambda_{y_{\text{к-ни}}}^2 + 0,93\lambda_{y_{\text{гілки}}}^2} \end{aligned}$$

Однак для рівності жорсткості колони $\lambda_{\text{пр}} = \lambda_x$, отже звідси:

$$\lambda_x = \sqrt{\lambda_{y_{\text{к-ни}}}^2 + 0,93\lambda_{y_{\text{гілки}}}^2} \rightarrow \lambda_x^2 = \lambda_{y_{\text{к-ни}}}^2 + 0,93\lambda_{y_{\text{гілки}}}^2 \rightarrow$$

$$\rightarrow \lambda_{y_{к-ни}}^2 = \lambda_x^2 - 0,93 \lambda_{y_{г\acute{л}ки}}^2 \rightarrow \lambda_{y_{к-ни}} = \sqrt{\lambda_x^2 - 0,93 \lambda_{y_{г\acute{л}ки}}^2}$$

де $\lambda_{x_{к-ни}} = 49,3$ (див. 4.1.7 стр. 35);

$$\lambda_{y_{0_{г\acute{л}ки}}} = \frac{i_1}{i_{ш y_0 - y_0}} = \frac{30}{3,2} = 28,125 < [40] \text{ прийнятої раніше допус-}$$

тимої гнучкості гілки колони.

Далі, знаючи величини гнучкостей $\lambda_x = 49,3$ та $\lambda_{y_{г\acute{л}ки}} = 28,125$, визначаємо гнучкість стрижня колони відносно ві- льної осі $y - y$

$$\lambda_{y_{к-ни}} = \sqrt{\lambda_{x_{к-ни}}^2 - 0,93 \lambda_{y_{г\acute{л}ки}}^2} = \sqrt{49,3^2 - 0,93 \cdot 28,125^2} = 41,17.$$

Але ми також знаємо, що гнучкість стрижня колони відносно осі $y - y$ дорівнює

$$\lambda_{y_{к-ни}} = \frac{l_{ef}^y}{i_y} \text{ звідки визначаємо радіус інерції}$$

$$i_{y_{к-ни}} = \frac{l_{ef}^y}{\lambda_{y_{к-ни}}} = \frac{774}{41,17} = 18,8 \text{ см.}$$

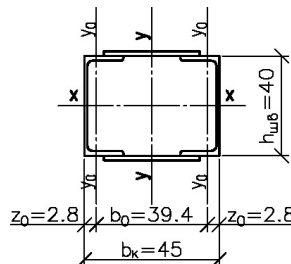
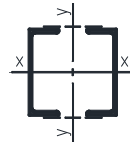
Для визначення ширини колони b_k використовують орієнтовану (приблизну) залежність радіусів інерції від конфігурації поперечного перерізу (див. розділ VI п. 3 [3])

$$i_y = \lambda_y b_k \rightarrow b_k = \frac{i_y}{\lambda_y} = \frac{18,8}{0,44} = 42,73 \text{ см,}$$

де $\lambda_y = 0,44$ для стрижня колони із 2[].

Виходячи із одержаного розміру остаточно приймаємо $b_k = 450 \text{ мм} > b_{k \min} = 330 \text{ мм}$.

4.1.12 Далі визначають реал-льні геометричні характеристики прийнятого поперечного перерізу колони відносно осі $y - y$



$$I_y = 2I_{\text{ГІЛКИ}}^{y_0-y_0} 2\lambda_{\text{ШВ}} \left(\frac{b_0}{2}\right)^2 = 2 \cdot 642 + 2 \cdot 61,5 \left(\frac{39,4}{2}\right)^2 = 49019 \text{ см}^4,$$

$$\text{де } b_0 = b_k - 2z_0 = 45 - 5,6 = 39,4 \text{ см}$$

$$i_{\text{к-ни}}^y = \sqrt{\frac{I_{\text{ГІЛКИ}}^y}{2A_{\text{ШВ}}}} = \sqrt{\frac{49019}{2 \cdot 61,5}} = 19,963 \text{ см.}$$

4.1.13 Визначаємо гнучкість стрижня колони відносно вільної осі $y-y$

$$\lambda_{\text{у к-ни}}^y = \frac{l_{\text{ef}}^y}{i_{\text{у к-ни}}^y} = \frac{774}{19,963} = 38,77$$

та її приведену гнучкість

$$\lambda_{\text{пр}} = \sqrt{\lambda_{\text{у к-ни}}^2 + 0,93 \lambda_{\text{ГІЛКИ}}^{y_0-y_0}} = \sqrt{38,77^2 + 0,93 \cdot 28,125^2} = \sqrt{2238,7574} = 47,32.$$

4.1.14 Визначають величину умовної приведеної гнучкості стрижня колони:

$$\bar{\lambda}_{\text{пр}} = \lambda_{\text{пр}} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 47,32 \sqrt{\frac{23}{20600}} = 1,581,$$

а також величину коефіцієнт стійкості при центральному стиску $\varphi_{\text{пр}}$ (по табл. Ж1 за кривою стійкості «б») згідно даним табл. 8.1 [1])

$\varphi_{\text{пр}} = 0,885$ та перевіряють стійкість стрижня колони відносно вільної осі $y-y$

$$\sigma_y = \frac{N}{\varphi_{\text{пр}} 2A_{\text{ШВ}} \gamma_c} = \frac{2475}{0,885 \cdot 2 \cdot 61,5 \cdot 1} = 22,74 \text{ кН/см}^2 > 23 \text{ кН/см}^2;$$

$$\Delta = \frac{23 - 22,74}{23} 100\% = 1,13\% < [5]\%.$$

Умова виконана b_k достатня.

3^{й етап} – перевірка несучої спроможності раніше прийнятих поперечних перерізів з'єднувальних планок (та їх кріплень) за допомогою яких окремі гілки наскрізної колони працюють як один стрижень (див. рис. 2.3).

4.1.15 Визначають величину умовної поперечної сили на дію якої розраховують з'єднувальні планки центрально-стислої колони

$$Q_{\text{умов}} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \cdot \frac{N}{\varphi} =$$

$$= 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{20600}{23} \right) \cdot \frac{2475}{0,885} = 28,68 \text{ кН},$$

де числові значення N та φ були визначені раніше.

Тоді умовна сила яка приходить на одну планку однієї грані колони буде дорівнювати

$$Q_s = \frac{Q_{\text{умов}}}{2} = \frac{28,68}{2} = 14,34 \text{ кН}.$$

4.1.16 Визначають розрахункові зусилля в з'єднувальних планках.

Так як з'єднувальні планки працюють на вигин від дії перерізаючої сили F_s , величину якої знаходять із умови рівноваги «вирізаного» вузла рами (див. рис. 4.1,а)

$$Q_s \frac{l_1}{2} = \frac{F_s b_0}{2}.$$

Звідси знаходять перерізаючу силу та згинальний момент в планці

$$F_s = Q_s \frac{l_1}{b_0} = 14,34 \cdot \frac{114}{39,4} = 41,49 \text{ кН, а}$$

$$M_s = F_s \frac{b_0}{2} = 14,34 \cdot \frac{39,4}{2} = 817,4 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

4.1.17 Перевіряють несучу спроможність прийнятих поперечних перерізів з'єднувальних планок:

$$\sigma_s \text{ рівнодіюча} = \sqrt{\sigma_s^2 + 3\tau_s^2} = \sqrt{8,52^2 + 3 \cdot 1,73^2} = 9,03 \text{ кН/см}^2 <$$

$$< 1,15R_y = 1,15 \cdot 23 = 26,45 \text{ кН/см}^2;$$

$$\text{де } \sigma_s = \frac{M_s}{W_s} = \frac{M_s}{\frac{t_s d_s^2}{6}} = \frac{817,4}{\frac{1 \cdot 24^2}{6}} = 8,52 \text{ кН/см}^2 < R_y = 23 \text{ кН/см}^2.$$

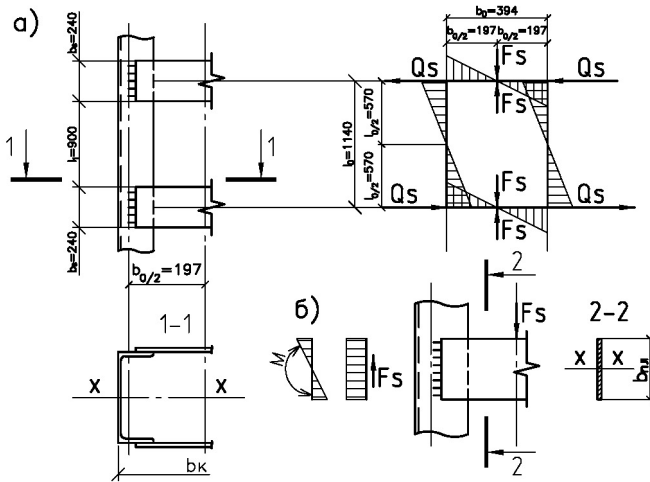
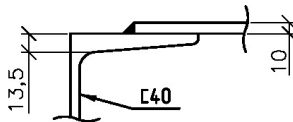


Рисунок 4.1 – Розрахункова схема наскрізної колони на з'єднувальних планках:
а–схеми для обчислення зусиль; б– вузол кріплення планок

$$\tau = \frac{F_s}{t_s h_s} = \frac{41,49}{1 \cdot 24} = 1,73 \text{ кН/см}^2 < R_s = 0,58 R_y = 0,58 \cdot 23 = 13,34 \text{ кН/см}^2.$$

4.1.18 Перевіряють несучу спроможність електрозварних швів якими планки закріплюють до швелерів віток колони:



а) шви будемо розраховувати на зріз тільки по металу шва, так як:

$$\beta_f R_y^{3B} = 0,7 \cdot 18 = 12,6 \text{ кН/см}^2 < \beta_z R_z^{3B} = \beta_z 0,45 R_u = 1 \cdot 0,45 \cdot 35 = 15,75 \text{ кН/см}^2.$$

б) $k_{\max}^{3B} = 1,2 t_{\min} = 1,2 \cdot 10 = 12 \text{ мм}$

в) $k_{\max}^{3B} = 5 \text{ мм}$ – згідно даних табл. 16.1 [1]

Виходячи із розглянутих k_{\min}^{3B} та k_{\max}^{3B} остаточно назначаємо $k^{3B} = 10 \text{ мм}$, тоді розрахункова довжина шва буде дорівнювати:

$$l_{\text{шв}} = h_s - 2k_{\text{шв}} = 24 - 2 \cdot 2 = 22 \text{ см.}$$

г) Визначають несучу здатність кутового шва при його роботі на зріз за рівнодіючим напруженням

$$\begin{aligned} \sqrt{\sigma_{\text{шв}}^2 + 3\tau_{\text{шв}}^2} &= \sqrt{\left(\frac{M_s}{W_{\text{шв}}}\right)^2 + \left(\frac{F_s}{A_{\text{шв}}}\right)^2} = \frac{1}{\beta_f k_{\text{шв}} l_{\text{шв}}} \sqrt{\left(\frac{6M_s}{l_{\text{шв}}}\right)^2 + F_s^2} = \\ &= \frac{1}{0,7 \cdot 1 \cdot 2,2} \sqrt{\left(\frac{6 \cdot 817,4}{22}\right)^2 + 41,49^2} = 0,065 \cdot \sqrt{51418} = 14,75 \text{ кН/см}^2 < \\ &< 18 \text{ кН/см}^2. \end{aligned}$$

Тобто несуча здатність з'єднувальних планок та електрозварних швів, якими планки закріплені до віток колони надійність роботи колони забезпечують.

4.2 Розрахунок і конструювання оголовка наскрізної колони

Традиційно оголовок колони складається з опорного листа, яким завершується колона, вертикального ребра – траверси, через яке передаються опорні реакції, розміщених вище конструкцій, на вітки стрижня колони та горизонтального ребра – діафрагми, що разом з центральним ребром забезпечує жорсткість вузла.

Оціночно висоту оголовка приймають, з міркувань забезпечення жорсткості вузла $h = (0,5 \dots 0,7) b_k$, яку в подальшому уточнюють розрахунками, де b_k – більший із основних розмірів перерізу колони.

Опорна плита (2.2) оголовку служить для передачі тиску з торців опорних ребер головних балок на опорне ребро оголовку, тому її товщина назначається не розрахунком, а конструктивними вимогами. Розміри плити оголовку приймають на 20...50 мм більшими ніж розміри перерізу колони. Верх опорного ребра, як правило, фрезерують. Цим забезпечують щільний контакт торців ребер з опорною плитою і передачу зусилля саме через контактну поверхню, а зварні шви (між плитою і ребром) приймають конструктивно $k_{\text{шв}} = 8$ мм (за табл. 16.1 [1]).

4.2.1 Конструктивно назначають товщину і геометричні розміри опорної плити:

$$t_{\text{пл}} = 30 \text{ мм};$$

$$b_{\text{пл}} = h_k + 2c = 400 + 2 \cdot 25 = 450 \text{ мм};$$

$$l_{\text{пл}} = b_k + 2c = 450 + 2 \cdot 25 = 500 \text{ мм.}$$

Тобто опорну плиту приймаємо із листа – $500 \times 450 \times 30$ із сталі С235 з $R_y = 22 \text{ кН/см}^2$.

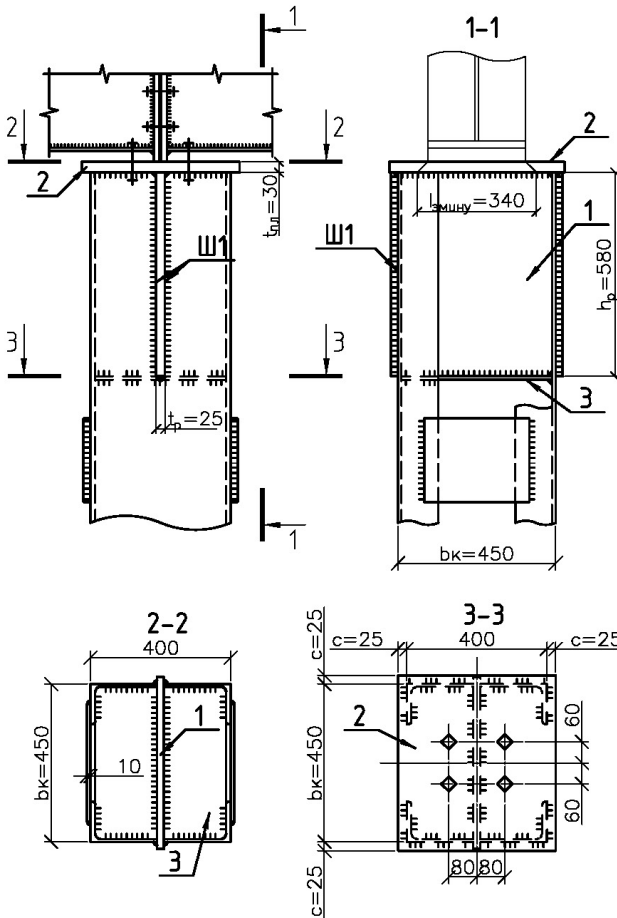


Рисунок 4.2 – Конструктивна схема оголовка наскрізної колони:
1 – вертикальне ребро; 2 – опорний лист; 3 – діафрагма

4.2.2 Виконують розрахунок опорного ребра

4.2.2.1 Визначають суму опорних реакцій головних балок, які спираються на оголовок

$$N = 2V_{r,6} = 2 \cdot 1230 = 2460 \text{ кН.}$$

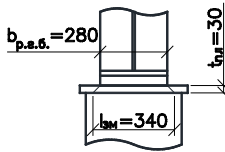
4.2.2.2 Визначають потрібну площу змину торцевої поверхні опорного ребра, та його товщину

$$A_p^{\text{потр}} \geq \frac{\sum N}{R_{\text{зм}}} = \frac{2460}{32,7} = 75,23 \text{ см}^2$$

де $R_{\text{зм}} = 32,7 \text{ кН/см}^2$ – згідно табл. Г4 [1]

4.2.2.3 Визначають умовну довжину змину опорного ребра

$$l_{\text{зм}} = l_{\text{опор.ребра г.б.}} + 2l_{\text{пл гол.}} = 28 + 2 \cdot 3 = 34 \text{ см.}$$



$$t_p \geq \frac{A_p^{\text{потр}}}{l_{\text{зм}}} = \frac{75,23}{34} = 2,213 \text{ см.}$$

Приймаємо товщину опорного ребра $t_p = 25 \text{ мм.}$

4.2.2.4 Визначають довжину швів «Ш1» (за допомогою яких прикріплюють опорне ребро до стінок швелерів гілок просторової колони), для цього попередньо задаються їх катетом

$$k_{\text{Ш1}}^{\text{шв}} = 1,2t_{\text{мін}} = 1,2 \cdot 0,8 = 0,96 \text{ см} \approx 10 \text{ мм,}$$

де $t_{\text{мін}}$ – товщина стінки швелера № 40.

Для кріплення опорного ребра застосуємо «ручне» зварювання для якого (згідно табл. 16.2 [1]) $\beta_f = 0,7$ та $\beta_z = 1,0$. Міцність шва при його роботі на зріз будемо перевіряти по матеріалу шва, так як,

$$\beta_f R_y^{\text{зв}} = 0,7 \cdot 18 = 12,6 \text{ кН/см}^2 <$$

$$< \beta_z R_z^{\text{зв}} = \beta_z 0,45 R_u = 1 \cdot 0,45 \cdot 35 = 15,75 \text{ кН/см}^2.$$

$$l_{\text{Ш1}}^{\text{шв}} = \frac{\sum N}{4k_{\text{шв}} (\beta R_{\text{св}} \gamma_{\text{шв}})_{\text{мін}} \gamma_c} = \frac{2460}{4 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} = 48,81 \text{ см} <$$

$$> l_{\text{шв}}^{\text{шв}} = 85 \beta k_{\text{шв}} = 85 \cdot 0,7 \cdot 1 = 59,5 \text{ см.}$$

4.2.2.5 Вираховують висоту опорного ребра:

а) із умови довжини електрозварних швів «Ш1»

$$h_p = l_{\text{шв}} + 2k_{\text{шв}} = 48,81 + 2 \cdot 1 = 50,81 \text{ см} \approx 51 \text{ см.}$$

б) із умови міцності стінки швелера № 40 гілки колони поблизу місця кріплення опорного ребра

$$h_p \geq \frac{\sum N}{4t_{\text{стінки}} R_s \gamma_c} = \frac{2460}{4 \cdot 0,8 \cdot 0,58 \cdot 23 \cdot 1} = 57,63 \text{ см} > 51 \text{ см.}$$

Тому приймаємо висоту опорного ребра $h_p = 58 \text{ см.}$

4.3 Розрахунок бази наскрізної колони

Конструктивне рішення бази повинно відповідати прийнятому в розрахунковій схемі колони, тобто відповідати способу її сполучення з фундаментом.

Після вибору конструктивної схеми виконують розрахунок бази колони в такій послідовності:

4.3.1 Визначають потрібну площу опорної плити

$$A_{\text{пл}}^{\text{потр}} \geq \frac{N_{\text{max}}}{\psi R_{\zeta}} = \frac{2475}{1,2 \cdot 0,75} = 2750 \text{ см}^2.$$

4.3.2 Визначають геометричні розміри опорної плити

Одну із сторін плити, як правило, визначають конструктивно, наприклад її довжину:

$$L_{\text{пл}} = b_{\kappa} + 2a = 450 + 2 \cdot 110 = 670 \text{ мм} = 67 \text{ см.}$$

Знаючи потрібну площу опорної плити $A_{\text{пл}}^{\text{потр}} = 2750 \text{ см}^2$ та довжину $L_{\text{пл}} = 67 \text{ см}$ визначають потрібну ширину плити:

$$B_{\text{пл}} = \frac{A_{\text{пл}}^{\text{потр}}}{L_{\text{пл}}} = \frac{2750}{67} = 41,04 \text{ см.}$$

Що приблизно дорівнює висоті швелера вітки колони, тому реальну ширину опорної плити визначають виходячи із конструктивної доцільності:

$$B_{\text{пл}} = h_{\text{шв}} = 2(t_{\text{тр}} + c) = 400 + 2 \cdot (10 + 80) = 580 \text{ мм} = 58 \text{ см.}$$

Дано:

$$N_{\text{max}} = 2475 \text{ кН.}$$

Бетон фундаменту класу С10/12 із

$$R_{\zeta} = 7,5 \text{ МПа} = 0,75 \text{ кН/см}^2.$$

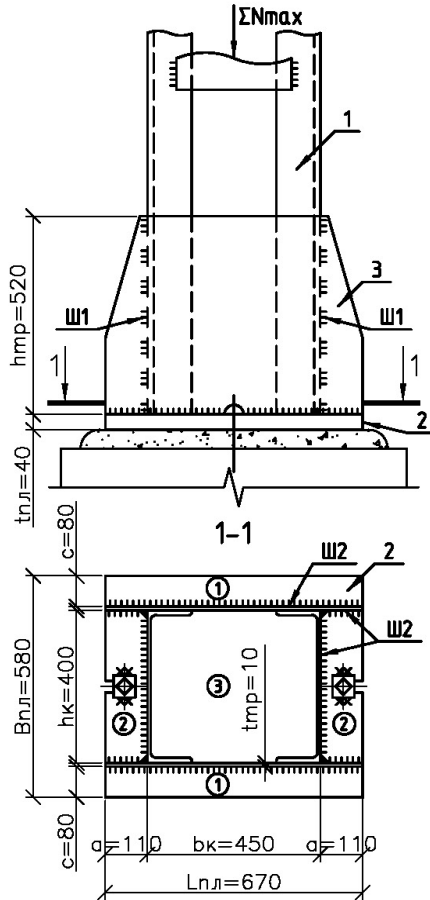


Рисунок 4.3 – Конструктивна схема бази наскрізної колони:
1 – стрижень колони; 2 – опорна плита; 3 – трасверса

4.3.3 Визначають величину рівномірно розподіленого напруження стиску в бетоні фундаменту під подошвою опорної плити

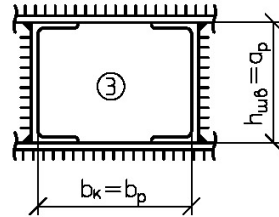
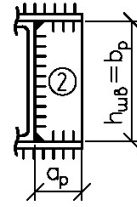
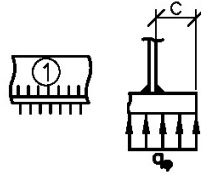
$$q_{\phi} = \frac{N}{B_{\text{пл}} L_{\text{пл}}} = \frac{2475}{58 \cdot 57} = 0,637 \approx 0,64 \text{ кН/см}^2.$$

Власне опорна плита під дією цих напружень працює на згин. Тому розглядають опорну плиту як пластину сперту на трасверси, полички та стінки гілок колони, яку умовно розділяють на три характерні ділянки (див. рис. 4.3):

Ділянка ① консольна, защемлена у місці спирання на траверсу;

Ділянка ② сперта і відповідно защемлена із трьох сторін; при a – закріплена сторона пластини; $h_{шв}$ – не закріплена сторона пластини;

Ділянка ③ – защемлена по контуру $b_k = b_p > h_{шв} = a_p$.



4.3.4 Вираховують величини згинальних моментів діючих в смугах шириною 1 см в кожній із розглядаємих ділянок опорної плити:

- для ділянки ① –

$$M_1 = \frac{q_\phi c^2}{2} = \frac{0,64 \cdot 8^2}{2} = 20,48 \text{ кН}\cdot\text{см}$$

- для ділянки ② – $M_2 = \alpha_p q_\phi b_p^2$,

де α_p – коефіцієнт, що залежить від умов спирання і співвідношення розмірів сторін ділянки плити та прийнятий згідно з таблицею М.2 [1]. В нашому випадку $\frac{\alpha_p}{b_p} = \frac{11}{40} = 0,275 < 0,35$, то згідно вказівки примітки 2 табл. М2 [1] згинаючий момент вираховують як для консолі з вильотом α_p

$$\frac{\alpha_p}{b_p} = \frac{11}{40} = 0,275 < 0,35$$

де α_p – коефіцієнт, що залежить від умов спирання і співвідношення розмірів сторін ділянки плити та прийнятий згідно з таблицею М.2 [1]. В нашому випадку $\frac{\alpha_p}{b_p} = \frac{11}{40} = 0,275 < 0,35$, то згідно вказівки примітки 2 табл. М2 [1] згинаючий момент вираховують як для консолі з вильотом α_p

$$M_2 = \frac{q_\phi c^2}{2} = \frac{0,64 \cdot 11^2}{2} = 38,72 \text{ кН}\cdot\text{см};$$

- для ділянки ③ – $M_3 = \alpha_p q_\phi b_p^2 = 0,057 \cdot 0,64 \cdot 40^2 = 58,4 \text{ кН}\cdot\text{см},$

де α_p – коефіцієнт, що залежить від умов спирання і співвідношення розмірів сторін ділянки плити та прийнятий згідно з таблицею М.2 [1]. В нашому випадку $\frac{\alpha_p}{b_p} = \frac{45}{40} = 1,125 \rightarrow \alpha_p = 0,057$.

$$\frac{\alpha_p}{b_p} = \frac{45}{40} = 1,125 \rightarrow \alpha_p = 0,057.$$

4.3.5 По величині більшого із знайдених моментів враховують товщину опорної плити бази колони із сталі С235 із розрахунковим опором $R_y = 22 \text{ кН/см}^2$ для сталі товщиною $t = 20...40 \text{ мм}$

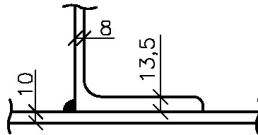
$$t_{\text{пл}} = \sqrt{\frac{6M_{\text{max}}}{R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 58,4}{22}} = 3,99 \text{ см.}$$

Згідно сортаменту приймаємо $t_{\text{пл}} = 40 \text{ мм}$.

4.3.6. Визначають висоту траверс та перевіряють їх несучу спроможність

$$h_{\text{тр}} = l_{\text{шв}} + 2k_{\text{шв}} = \frac{N_{\text{max}}}{4k_{\text{шв}}(\beta R_{\text{зв}} \gamma_{\text{зв}})_{\text{min}}} + 2k_{\text{шв}}$$

де $k_{\text{шв}} \leq 1,2t_{\text{min}}$.



Виходячи із приведених товщин з'єднуючих елементів $k_{\text{шв}}^{\text{max}} \leq 1,2 \cdot 10 = 12 \text{ мм}$. Приймаємо $k_{\text{шв}} = 10 \text{ мм}$.

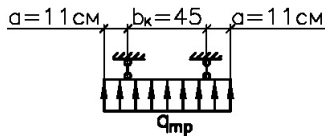
Довжину шва приймаємо із умови його зрізу по металу шва так як

$$\beta_f R_y^{\text{зв}} = 0,7 \cdot 18 = 12,6 \text{ кН/см}^2 <$$

$$< \beta_z R_z^{\text{зв}} = \beta_z 0,45 R_u = 1 \cdot 0,45 \cdot 35 = 15,75 \text{ кН/см}^2;$$

$$h_{\text{тр}} = \frac{N_{\text{max}}}{4k_{\text{шв}}(\beta R_{\text{зв}} \gamma_{\text{зв}})_{\text{min}}} + 2k_{\text{шв}} = \frac{2475}{4 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 18 \cdot 1} + 2 \cdot 1 = 51,1 \approx 52 \text{ см.}$$

При цьому найбільша допустима довжина флангових швів повинна бути не більше $l_{\text{шв}} \leq 85k_{\text{шв}} \beta = 0,85 \cdot 0,7 \cdot 1 = 59,2 \text{ см} > 49,1 \text{ см}$, тобто умова виконана.



$$q_{\text{тр}} = q_{\phi} \frac{B_{\text{пл}}}{2} = 0,64 \cdot \frac{58}{2} = 18,56 \text{ кН/см},$$

$$M_{\text{тр}}^{\text{конс}} = q_{\text{тр}} \frac{a^2}{2} = 18,56 \cdot \frac{11^2}{2} = 1122,88 \text{ кН·см},$$

$$M_{\text{тр}}^{\text{прол}} = \frac{q_{\text{тр}} b_{\kappa}^2}{8} - \frac{q_{\text{тр}} a^2}{2} = \frac{18,56 \cdot 45^2}{8} - \frac{18,56 \cdot 11^2}{2} =$$

$$= 4698 - 1122,88 = 3575,12 \text{ кН·см},$$

$$\sigma = \frac{M_{\text{тр}}^{\text{грав}}}{W_{\text{тр}}} = \frac{M_{\text{тр}}^{\text{грав}}}{t_{\text{тр}} h_{\text{тр}}^2} = \frac{M_{\text{тр}}^{\text{грав}}}{t_{\text{тр}} h_{\text{тр}}^2} = \frac{6 \cdot 3375,12}{1 \cdot 52^2} = 7,93 \text{ кН/см} < R_y = 23 \text{ кН/см}.$$

6

4.3.7 Розраховують величину потрібних катетів швів, які з'єднують стрижень колони, траверсу та опорну плиту

Товщину швів приймаємо також із умови його зрізу по металу шва

$$\beta_f R_y^{3B} = 0,7 \cdot 18 = 12,6 \text{ кН/см}^2 <$$

$$< \beta_z R_z^{3B} = \beta_z 0,45 R_u = 1 \cdot 0,45 \cdot 35 = 15,75 \text{ кН/см}^2;$$

$$k_{\text{шв}} = \frac{N_{\text{max}}}{\sum l_{\text{шв}} (\beta R_{3B} \gamma_{3B})_{\text{min}}} = \frac{2475}{242 \cdot 0,7 \cdot 18} = 0,8 \approx 10 \text{ мм} > k_{\text{шв}}^{\text{min}} = 9 \text{ мм}.$$

- за табл. 16.1 [1]

де

$$l_{\text{шв}} = 2 \cdot (67 - 2) + 4 \cdot (11 - 2) + 2 \cdot (40 - 2) = 130 + 35 + 56 = 242 \text{ см}.$$

СПИСОК ДЖЕРЕЛ

Список використаної та рекомендованої літератури

1. Мельніков М.П. Довідник проектування. Металеві конструкції / М.П. Мельніков та ін. – М.: Будвидат, 1980.
2. Кузнецов В.В. Довідник проектування. Металеві конструкції / В.В. Кузнецов. – М., 1998. – Том 2.
3. Мазур В.А. Методичні вказівки для виконання курсового проекту «Балочна клітка і колони робочого майданчика» з дисципліни «Металеві конструкції» Частина 1 «Розрахунок і конструювання елементів балочної клітки» (для студентів денної і заочної форм навчання спец. 7.06010110 «Промислове та цивільне будівництво») / В.А. Мазур. – Харків: ХНУМГ ім. О.М. Бекетова, 2016.

Список законодавчих та нормативних документів

4. Сталеві конструкції. Норми проектування: ДБН В.2.6-198:2014. – Київ: Мінрегіон України, 2014.
5. «Навантаження і впливи. Норми проектування: ДБН В.1.2-2:2006. – Київ: Мінбуд України, 2006.

Навчальне видання

ЛУГЧЕНКО Олена Іванівна
МАЗУР Василь Андрійович

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ
для виконання курсового проекту
«БАЛОЧНА КЛІТКА І КОЛОНИ РОБОЧОГО МАЙДАНЧИКА»
з навчальної дисципліни
«**МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ**»

Частина II

Розрахунок і конструювання центрально стиснутих колон
(для студентів денної і заочної форм навчання
напрямку підготовки 6.060101–Будівництво фахового спрямування
«Промислове та цивільне будівництво»)

Відповідальний за випуск *д.т.н., проф. В.С. Шмуклер*

У авторський редакції

Компьютерная верстка *О. В. Мамаєва*

План 2017, поз. 524М

Підп. до друку 20.03.2017	Формат 60 x 84 /16
Друк на ризографі.	Ум. друк. арк. 1,8
Зам. №	Тираж 100 пр.

Видавець і виготовлювач:

Харківський національний університет
міського господарства імені О. М. Бекетова,
вул. Маршала Бажанова, 17, Харків, 61002
Електронна адреса: rectorat@kname.edu.ua
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:
ДК № 5328 від 11.04.2017 р.