

Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych

Na podstawie:

KONSTRUKCJE ŻELBETOWE

według Eurokodu 2 i norm związanych (tom 2, 3, 4 i 6)

prof. Włodzimierza Starosolskiego;

PWN, 2023-2024 (wyd. rozszerzone)



Włodzimierz Starosolski

Urodził się w 1933 r. w Warszawie, gdzie spędził lata dziecięce aż do powstania Warszawskiego. W roku 1956 uzyskał na Wydziale Budownictwa Przemysłowego i Ogólnego dyplom magistra-inżyniera budownictwa przemysłowego i ogólnego z zakresu specjalności: mosty i budowle podziemne. Przeszedł kolejno przez wszystkie szczeble kariery akademickiej na macierzystym Wydziale. W 1962 r. uzyskał stopień naukowy doktora nauk technicznych na podstawie pracy pt.: „Studium belki sprężonej przy dowolnej zmienności kształtu i parametrów sprężania”, a w roku 1968 doktora habilitowanego nauk technicznych w zakresie budownictwa i konstrukcji betonowych, na podstawie oceny ogólnego dorobku naukowego i przedłożonej rozprawy pt.: „Z zagadnień płaskich stropów bezgłowicowych”. Rada Państwa nadała mu roku 1986 – tytuł profesor nadzwyczajny nauk technicznych.

W zakresie działań badawczych zajmuje się badaniami teoretycznymi i doświadczalnymi dotyczącymi: projektowania kablobetonowych elementów sprężonych, konstrukcji płytowo-słupowych, prefabrykowanych konstrukcji ścianowych, prefabrykowanych konstrukcji szkieletowych. W ostatnich kilku latach działalność Profesora koncentruje się na: zagadnieniach modelowania obiektów przy komputerowym wspomaganie projektowania, zagadnieniach związanych: z zachowaniem się zespolonych stropów deskowych oraz zagadnieniach dotyczących ograniczania rozwoju katastrof postępujących.

Za swoją działalność wyróżniony został m.in.: Krzyżem Zasługi, Krzyżem Kawalerskim Orderu Odrodzenia Polski, Medalem Komisji Edukacji Narodowej oraz złotymi odznakami honorowymi PZITB; NOT, PTMTS, BiPMB. Otrzymał szereg nagród: Rektora Politechniki Śląskiej; Ministra Szkolnictwa Wyższego i Ministra Budownictwa.

KONSTRUKCJE ŻELBETOWE według Eurokodu 2 i norm związanych t. 1–6 (nowe rozszerzone wydanie):

W publikacji w sposób pełny ujęto zalecenia zawarte w Eurokodzie 2 i normach związanych. Normy europejskie (PN-EN, PN-ISO, PN-EN-ISO) potraktowano jako podstawowe, nie rezygnując z przedstawienia w pełni zaleceń dotychczasowych Norm Polskich (PN). Tekst zilustrowano wieloma rysunkami i zdjęciami ułatwiającymi przyswojenie fizycznego kształtu omawianych zagadnień.

Skrócony spis rzeczy:

TOM I

1. Zagadnienia ogólne projektowania
2. Ogólne zagadnienia zbrojenia konstrukcji żelbetowych
3. Zabezpieczanie konstrukcji z betonu na działanie pożaru
4. Stropy płytowo-belkowe

TOM II

5. Stropy wielokierunkowo zbrojone
6. Stropy płaskie
7. Stropy gęstożebrowe
8. Balkony, wykusze, loggie
9. Schody

TOM III

10. Słupy
11. Ściany
12. Zasady aproksymacji konstrukcji żelbetowych modelami prętowymi (kratownicowymi)
13. Obliczanie i konstrukcja miejsc szczególnych
14. Fundamenty
15. Ściany oporowe
16. Posadzki przemysłowe

TOM IV

17. Ogólna metodologia projektowania konstrukcji
18. Dylatacje
19. Tarcze (belki – ściany)
20. Elementy usztywnienia ustrojów
21. Ustroje ścianowe

TOM V

22. Konstrukcje szkieletowe
23. Wiązary dachowe i elementy pokrycia
24. Belki podsuwnicowe i estakady podsuwnicowe
25. Łuki

TOM VI

26. Konstrukcje halowe
27. Zabezpieczenia przed katastrofami postępującymi
28. Polskie rozwiązania prefabrykowanych systemów ścianowych
29. Polskie rozwiązania prefabrykowanych systemów szkieletowych

Tom 2: Fragmenty rozdziału 5.3. Obciążenia

6

Tom 3: Fragmenty rozdziału 14.3.5. Obliczanie fundamentów z zastosowaniem programów MES

17

Tom 4: Fragmenty rozdziału 5.2. Zasady doboru wymiarów przekroju

29

Tom 6: Fragmenty rozdziału 26.3.2.3. Oparcie wiażara na słupie

49

Poznaj całą serię



Skorzystaj z kodu rabatowego

ZELBET2024*



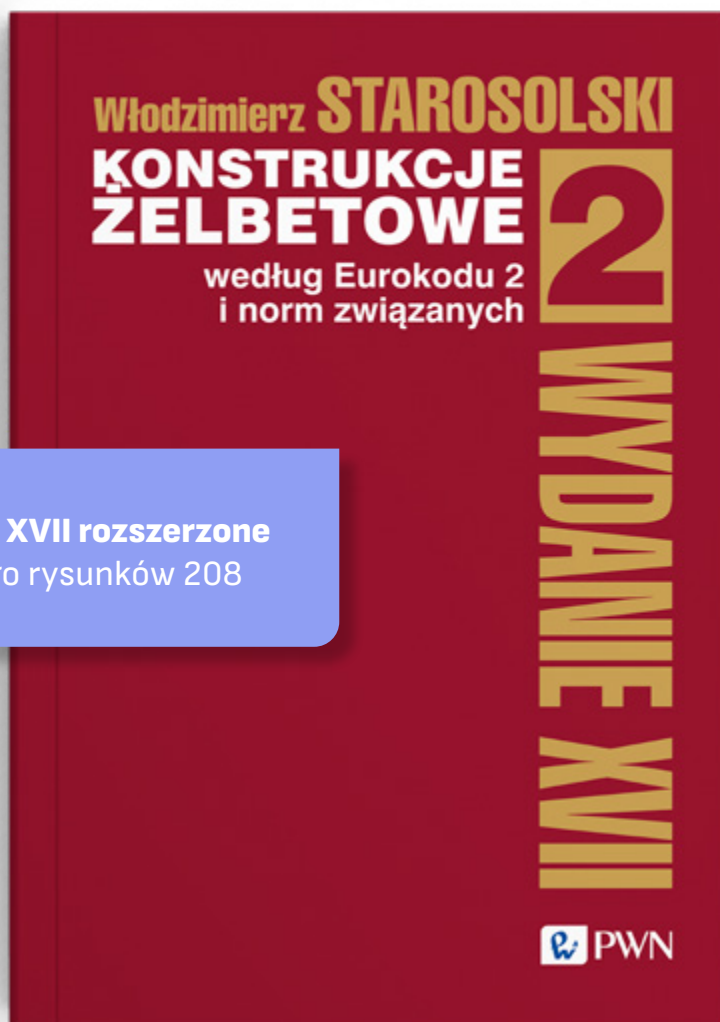
PWN

KSIĘGARNIA
INTERNETOWA

*Kod rabatowy obniża cenę katalogową wszystkich książek z serii o 26%.
Kod jest ważny do 31.12.2024r.

Obciążenia

na podstawie:



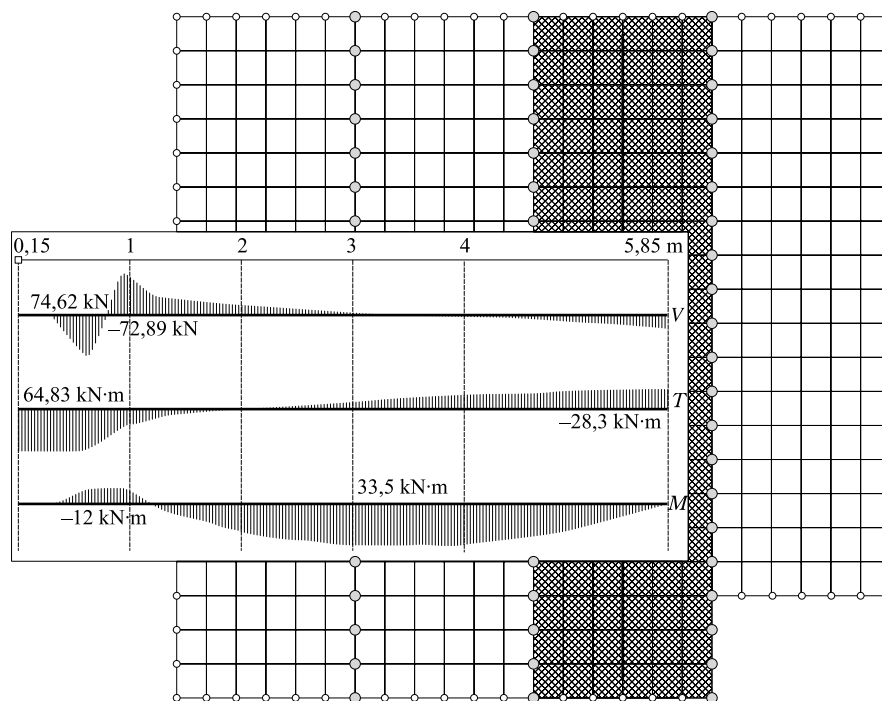
Wydanie XVII rozszerzone
przybyło rysunków 208



Dowiedz się więcej
Kod rabatowy: ZELBET2024

sił poprzecznych V można uzyskać albo wykorzystując podane wykresy (dostępne tylko dla płyt o szerokości 1200 mm) i zapisane procedury, albo otrzymując konieczne wartości z komputerowego rozwiązania analizowanego zestawu płyt.

Przykładowe postępowanie przedstawiono na rysunku 5.53 (program ABC – Płyta [M5.4] – opcja „siły w belce”).



Rys. 5.53. Odczytanie sił wewnętrznych (V – siły poprzeczne, T – momenty skręcające, M – momenty zginające) w modelu płyty jak dla belki (szczegółowe wartości można otrzymać także w formie tablicy). Zakratkowano płytę, dla której dokonano odczytu sił wewnętrznych

5.3. Obciążenia

5.3.1. Specyfikacja obciążeń

Przystępując do zadawania obciążeń, w szczególności przy obliczeniach wspomnianych komputerowo należy na wstępie podjąć decyzję, czy wprowadzamy do obliczeń obciążenia charakterystyczne, czy obliczeniowe.

48 ■ 5. Płyty wielokierunkowo zbrojone

Za przyjmowaniem **obciążeń charakterystycznych** przemawia:

- jednoznaczność zapisu i jawne wprowadzenie w programie częściowych współczynników obciążenia,
- jednoznaczność i zgodne z normami częściowe współczynniki obciążenia przy określaniu obciążeń charakterystycznych długotrwałych.

Jedynym mankamentem przy przyjmowaniu obciążeń jako obciążeń charakterystycznych jest konieczność zastosowania większej liczby schematów obciążeń w przypadku, gdy natrafiamy w obrębie tego samego typu obciążeń na różne częściowe współczynniki obciążeń.

Z kolei wprowadzanie do obliczeń obciążeń w postaci **obciążeń obliczeniowych** pozwala często zminimalizować liczbę schematów obciążenia stałego i nie wymaga zwykle definiowania w programie częściowych współczynników obciążenia. Jednakże przy obliczaniu zarysowań i ugięć określenie *quasi*-stałych kombinacji obciążeń [N5.14] lub części długotrwałej obciążeń charakterystycznych [N5.12] wymaga specjalnego obliczenia ważonych współczynników, przez które należy przemnożyć obciążenia obliczeniowe, aby otrzymać odpowiednie obciążenia charakterystyczne.

Autor jest zwolennikiem prowadzenia obliczeń dla obciążeń charakterystycznych.

Szczegóły ustalania wartości obciążeń omówiono uprzednio w p. 1.2 (tom 1). Zazwyczaj stosuje się poza obciążeniem od ciężaru własnego konstrukcji obciążenia zmienne:

- rozłożone równomiernie na wskazanej powierzchni, przy czym mogą to być obciążenia różne na poszczególnych obszarach stropu,
- rozłożone liniowo zmienne (np. parcie wody) jedno- lub dwukierunkowo,
- liniowe o stałej lub liniowo zmiennej wartości,
- skupione w postaci sił pionowych a także momentów zginających w jednym lub dwóch kierunkach.

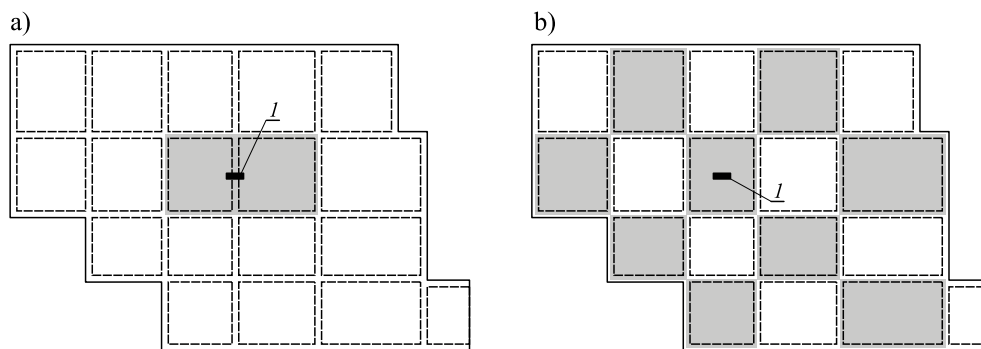
W programach obliczeniowych występuje zwykle możliwość automatycznego generowania ciężaru własnego konstrukcji przez przemnożenie w każdym miejscu objętości modelu przez ciężar właściwy materiału stropu. Jest to szczególnie przydatne przy stropach żebrowych, gdzie czynności obliczania ciężaru własnego są żmudne.

5.3.2. Rozmieszczanie obciążeń grawitacyjnych zmiennych w stropach wielopolowych krzyżowo zbrojonych

5.3.2.1. Rozmieszczenie obciążeń z uwagi na ekstremalne wartości momentów zginających

W tradycyjnych metodach obliczania wielopolowych stropów krzyżowo zbrojonych stosowane jest t.zw. „szachownicowe” umieszczanie obciążenia zmiennego. Dla uzyskania maksymalnego momentu podporowego obciąża się dwa sąsiednie

pola stykające się nad rozważaną krawędzią (rys. 5.54a). W celu otrzymania maksymalnego momentu przęsłowego obciążenia zmienne rozkłada się w układzie szachownicowym, jak to pokazano na rysunku 5.54b.



Rys. 5.54. Tradycyjne sposoby rozmieszczania obciążenia w stropach krzyżowo zbrojonych: a) dla uzyskania maksymalnego momentu podporowego, b) dla uzyskania maksymalnego momentu przęsłowego; l – miejsce maksymalnego momentu

Przedstawione tradycyjne metody obciążania stropów krzyżowo zbrojonych, w celu uzyskania wartości ekstremalnych momentów, są słuszne jedynie wtedy, gdy:

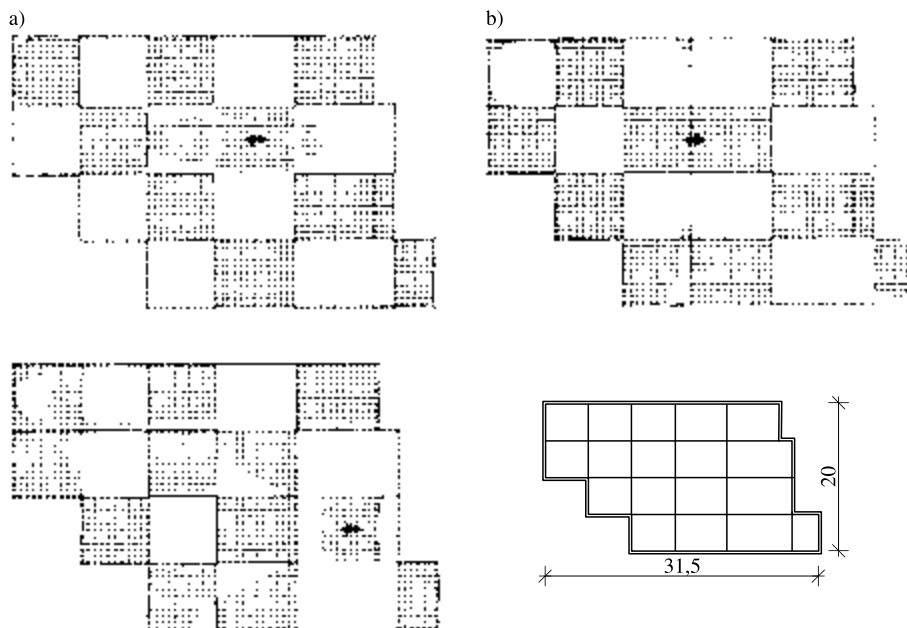
- **podparcie płyt można traktować jako niepodatne,**
- **szywność giętna podpór połączonych w sposób sztywny z płytami nie ogranicza swobodnego obrotu płyt stropowych.**

Jako spełniające te warunki można uznać w budownictwie powszechnym podparcie stropu na ścianach betonowych o grubości 0,15 m, co potwierdzają powierzchnie wpływowe przedstawione na rysunku 5.55, w pełni zgodne dla momentów podporowych (rys. 5.55b) i w przybliżeniu zgodne dla momentów przęsłowych (rys. 5.55a).

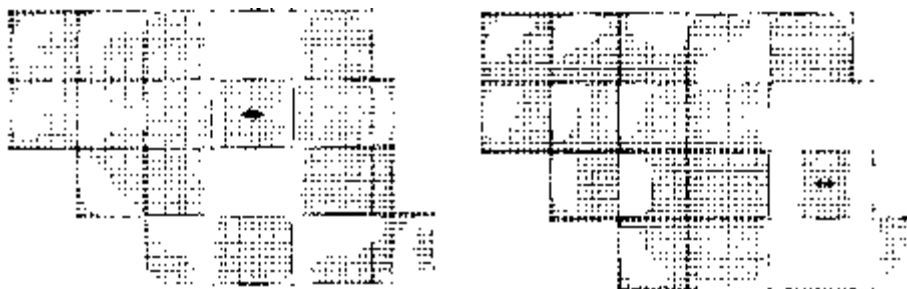
Podane wyżej zastrzeżenie, co do małej sztywności giętej ścian podpierających znajduje uzasadnienie na rysunku 5.56, gdzie pokazano powierzchnie wpływu dla momentów przęsłowych, w przypadku gdy grubość ścian zwiększono do 0,4 m. W tym przypadku widzimy brak uzasadnienia do stosowania typowego „szachownicowego” układu obciążeń.

Podobna sytuacja zachodzi także dla płyt krzyżowo zbrojonych podpartych na belkach co pokazano na rysunku 5.57. Na tym rysunku widzimy, że nawet dla stosunkowo sztywnych belek (dla mniejszych rozpiętości $h/l = 1/10$) szachownicowy układ obciążeń zmiennych nie odpowiada wykazanim powierzchniom wpływu momentów zginających (tak samo zachował się strop po podwyższeniu belek do 0,9 m). Sytuacja taka występuje zarówno w strefach przęsłowych, jak i podporowych. Podatność belek, nawet liczonych z uwzględnieniem współpracy z pły-

50 ■ 5. Płyty wielokierunkowo zbrojone

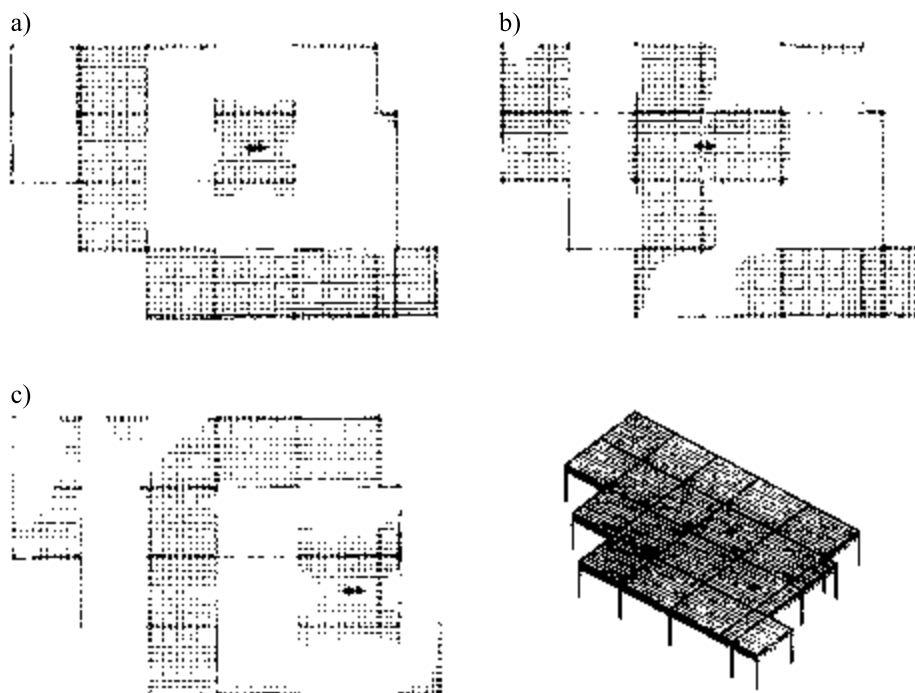


Rys. 5.55. Model stropu o grubości 0,15 m podpartego na monolitycznie z nim połączonych ścianach o grubości 0,15 m i wysokości 3,0 m, zamocowanych na dolnej krawędzi. Powierzchnie wpływu dla momentów zginających w miejscach wskazanych strzałkami (opis w tekście)



Rys. 5.56. Model stropu jak na rysunku 5.55 z powiększonymi do grubości 0,40 m ścianami. Powierzchnie wpływu dla momentów zginających w miejscach wskazanych strzałkami

tą stropową i słupami oraz przy pominięciu możliwych zarysowań, powoduje, że **powierzchnie wpływu dla momentów przęsłowych nie są zgodne z „układem szachownicowym”** (sposób uzyskiwania powierzchni wpływu przedstawiono w załączniku 5.1 na końcu tego rozdziału). Także w przypadku momentów podporowych powierzchnie wpływowe wskazują na inny układ obszarów obciążanych, niż to przewiduje typowe podejście tradycyjne.



Rys. 5.57. Model stropu o grubości 0,15 m oparty na belkach grubości 0,3 m i wysokości 0,6 m; słupy $0,4 \times 0,4$ m o wysokości 3,0 m. Powierzchnie wpływu dla momentów zginających w miejscach wskazanych strzałkami (opis w tekście)

Warto dodatkowo wskazać, że w zależności od sztywności belek podpierających układ powierzchni wpływu dla momentów zginających się zmienia i trudno z góry przewidzieć rozłożenie obszarów, które powinny być obciążone, oczywiście z wyjątkiem obszarów przytykających bezpośrednio do analizowanego miejsca.

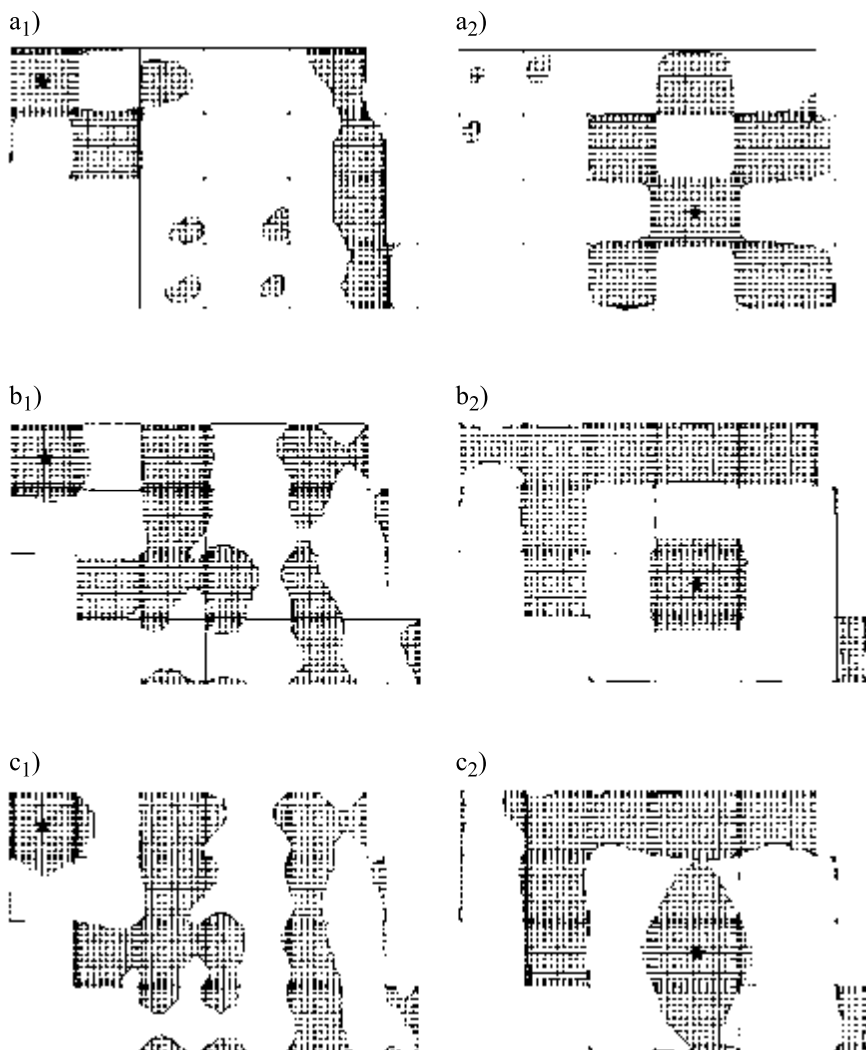
Z powyższych obserwacji wynika wniosek, że **stropy krzyżowo zbrojone podparte na belkach nie powinny być, w celu znalezienia momentów ekstremalnych, obciążane obciążeniem zmiennym według „systemu szachowniczego”**.

Przykładowa odchyłka (niedomiar) momentu zginającego pomiędzy obciążeniem stropu zgodnie z wyznaczoną powierzchnią wpływową według rysunku 5.57 w stosunku do obciążenia według „schematu szachowniczego” wyniosła 8,7%. Warto wskazać, że jeżeli obciążono tylko jedno pole, na którym poszukiwano momentu ekstremalnego, to odchyłka była znacznie mniejsza, bo wyniosła tylko 2,9%.

52 ■ 5. Płyty wielokierunkowo zbrojone

5.3.2.2. Rozmieszczenie obciążeń z uwagi na ekstremalne wartości ugięć

Rozważymy z kolei rozmieszczenie obciążeń zmiennych przy poszukiwaniu ekstremalnych ugięć.



Rys. 5.58. Strop krzyżowo-zbrojony o grubości 0,16 m wsparty na słupach o wysokości 3,0 m i rozpiętych między słupami na: a) tarczach o grubości 0,3 m i wysokości 2,7 m, b) belkach o grubości 0,3 m i wysokości 0,6 m, c) belkach o grubości 0,3 m i wysokości 0,3 m, – powierzchnie wpływu dla określenia maksymalnych ugięć w miejscach zaznaczonych gwiazdką

W nawiązaniu do poprzedniej analizy rozmieszczenia obciążeń dla uzyskania maksymalnych momentów zginających przeprowadzono obliczenia, których wyniki przedstawiono na rysunku 5.58. Analizowano stropy krzyżowo zbrojone podparte w narożach na słupach o wysokości 3,0 m i rozpiętych między słupami: tarczach o wysokości 2,7 m (rys. 5.58a), belkach o wysokości 0,6 m (rys. 5.58b) i belkach o wysokości 0,3 m (rys. 5.58c).

Widzimy, że o ile strop jest podparty na tarczach, to można ewentualnie dla uzyskania maksymalnych ugięć stosować tradycyjne, szachownicowe układy obciążeń. Jednakże gdy strop oparty jest na belkach, nawet dość sztywnych, stosowanie układów szachownicowych nie prowadzi do uzyskania maksymalnych ugięć.

Zachodzi pytanie, jak wielki popełnimy błąd określające ugięcie jedynie od obciążeń działających w rozważanym polu.

Jeżeli przyjmiemy jako dopuszczalne technicznie odchylenie 5% od wartości uzyskanej z uwzględnieniem możliwości niezależnego obciążenia wszystkich pól, to jak wykazują dokonane przez autora przeliczenia możemy stwierdzić, że **wystarczającą technicznie dokładność ugięcia płyt stropu krzyżowo zbrojonego, obciążonego jedynie w polu poszukiwanego ugięcia otrzymuje się gdy płyty podparte są w sposób liniowy na ścianach lub belkach o dużej sztywności**. W przypadku podparcia płyt belkami o niewielkiej sztywności takie uproszczenie generuje duże błędy.

Stosowanie w celu obliczania ugięć obciążenia równomiernie rozłożonego na całym stropie może być dopuszczone jedynie w przypadku gdy płyta stropowa połączona jest w sposób monolityczny z bardzo sztywnymi ścianami. W innych sytuacjach takie przyjęcie może generować błędy niedomiaru sięgające 30%.

5.3.2.3. Metodologia poszukiwania statycznych wartości ekstremalnych

Jak pokazano wyżej, w zakresie obciążeń zmiennych każde pole obciążenia należy, traktować jako niezależny schemat obciążenia (rys. 5.59). W efekcie suma wszystkich schematów obciążeń zmiennych daje pełne obciążenie zmienne stropu. Ten sposób zadawania obciążeń zmiennych pozwala na pełną automatyzację obliczania obwiedni sił wewnętrznych w obliczeniach wspomaganym komputerowo.

Obliczanie obwiedni wartości statycznych polega

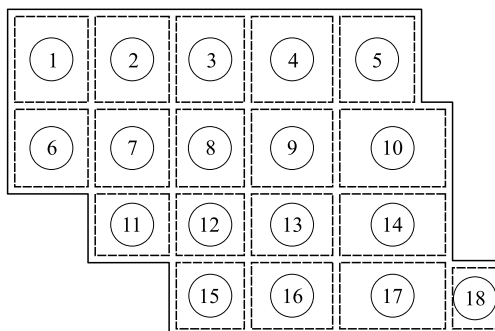
albo na:

- **wykonaniu dla każdego miejsca, rozpatrywanych kierunków i poszukiwanej wartości statycznej pełnej kombinatoryki analizowanej wartości statycznej i wydobyciu wartości ekstremalnych,**

albo na:

- **dodaniu, w każdym miejscu i dla każdej wielkości statycznej niezależnie, do wartości uzyskanych od obciążeń stałych odpowiednio: dodatnich lub ujemnych wartości od obciążeń zmiennych.**

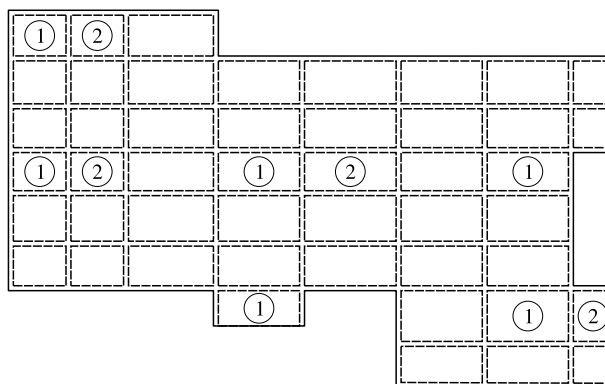
54 ■ 5. Płyty wielokierunkowo zbrojone



Rys. 5.59. Zadawanie obciążeń na niezależnych polach

W przypadku bardzo dużych rzutów o znacznej liczbie pól można, praktycznie bez szkody dla dokładności wyników, stosować jednoczesne zadawanie obciążeń zmiennych na dwóch lub więcej oddalonych obszarach, jak to przedstawiono na rysunku 5.60. **Należy wtedy dla każdego schematu obszary obciążone rozdzielać co najmniej dwoma obszarami nieobciążonymi.** Reguła ta obowiązuje oczywiście dla obu kierunków. Warunek zgodności sumy obciążeń zmiennych musi być w pełni zachowany.

Ten sposób postępowania ogranicza liczbę schematów obciążenia do maksimum 9, niezależnie od wymiarów rzutu modelu stropu.



Rys. 5.60. Jednoczesne zadawanie obciążeń na oddalonych polach (jako przykład podano dwa schematy obciążenia)

Niektóre z programów (np. ABC–Płyta) pozwalają wszystkie obciążenia zmienne usytuować za jednym razem na całym stropie, a następnie wskazać obszary, których obciążenie traktowane jest jako niezależne schematy. Należy podkreślić, że ten sposób podziału obciążeń zmiennych wyklucza możliwość nieuwzględnienia w obliczeniach jakiegoś obszaru obciążonego. Jeżeli przy zadawaniu obciążeń

pominie się jakiś obciążony obszar, to obszar ten zostanie automatycznie uznany jako dodatkowy, ostatni obszar obciążania.

Postępowanie powyższe nie wyklucza możliwości tradycyjnego grupowania obciążeń zmiennych na przykład według schematów szachownicowych i innych (patrz rys. 5.54). Tu jednak następuje wzajemne nakładanie się obciążeń zmiennych w kolejnych schematach (inne układy obciążeń stosujemy na przykład dla momentów dodatnich, a inne dla ujemnych).

Postępowanie takie (przez grupowanie obciążeń zmiennych) jest dopuszczalne, jak była o tym mowa, jedynie w przypadku podparcia stropu na niepodatnych pionowo ścianach o małej grubości. Nie należy sposobu tego stosować przy oparciu płyty stropowej na belkach. Obliczenie obwiedni wartości statycznych musi w tym przypadku następować przez wybór wartości ekstremalnych z zadanych przez projektanta schematów, traktując każdy z tych schematów jako pełny i niezależny (każdy z tych schematów musi zawierać wszystkie obciążenia stałe i wytypowany układ obciążeń zmiennych).

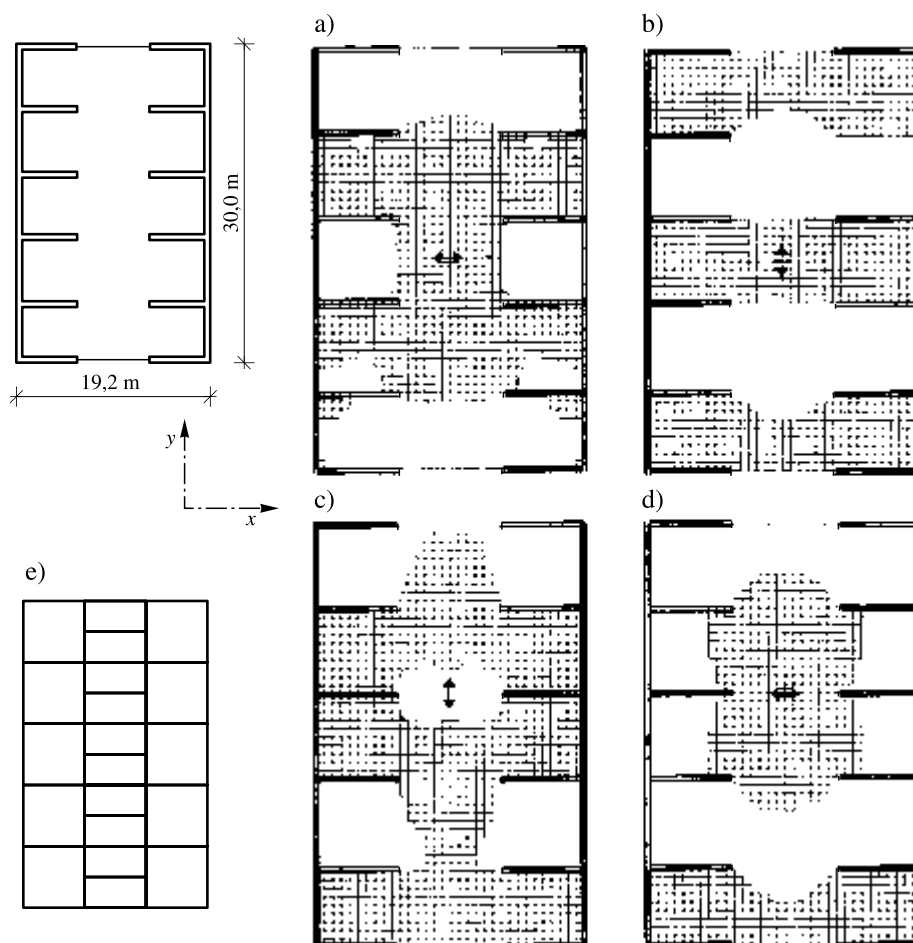
Tego rodzaju schematy obciążenia, czyli tzw. „schematy pełne”, jesteśmy zmuszeni komponować, gdy przy obliczaniu zbrojenia uwzględniamy jednocześnie momenty zginające i skręcające (patrz p. 5.6.2) – muszą bowiem one pochodzić z jednego i tego samego schematu obciążenia. Jako schemat pełny traktujemy w tym przypadku zawsze schemat zawierający: wszystkie obciążenia własne, obciążenia stałe i konkretną kombinację obciążeń zmiennych. Może być to realizowane automatycznie przez program obliczeniowy.

Z konieczności w ten sposób można nie uzyskać wartości ekstremalnych i łatwo popełnić błąd. Przypomnijmy, że w tej metodzie należy inaczej traktować klasyczne stropy krzyżowo zbrojone, a inaczej stropy płytowo-słupowe. W tych ostatnich układy szachownicowe nie prowadzą do ekstremalnych warunków, nawet w partiach środkowych przęseł – do zagadnienia wrócimy w rozdziale 6.

Należy tu zwrócić uwagę, że w przypadku rozkładania na rzucie stropu dużych obciążeń zmiennych obejmujących tylko część pola wskazane jest podzielenie każdego pola na kilka niezależnych schematów obciążeń zmiennych. Dotyczy to szczególnie pól o kształcie wydłużonym ale nie tylko.

Jako swojego rodzaju przykład takiej sytuacji przedstawiono na rysunku 5.61 dla typowej sytuacji rzutu płyty nad parkingami domów mieszkalnych powierzchnie wpływowe momentów zginających dla charakterystycznych punktów. Analiza obrazów powierzchni wpływu wskazuje, że w większości przypadków trudno jest intuicyjnie wyczuć pola obciążeń dających ekstremalne wartości momentów od obciążeń zmiennych. Wydaje się racjonalne w takich sytuacjach przy obliczeniach komputerowych stosowanie przedstawionego na rysunku 5.61e podziału na niezależne obszary obciążeń. Zaproponowany **podział pasma jezdni w każdym polu na dwa niezależne pola obciążenia** wydaje się koniecznością, jeżeli poszukujemy wartości ekstremalnych.

56 ■ 5. Płyty wielokierunkowo zbrojone



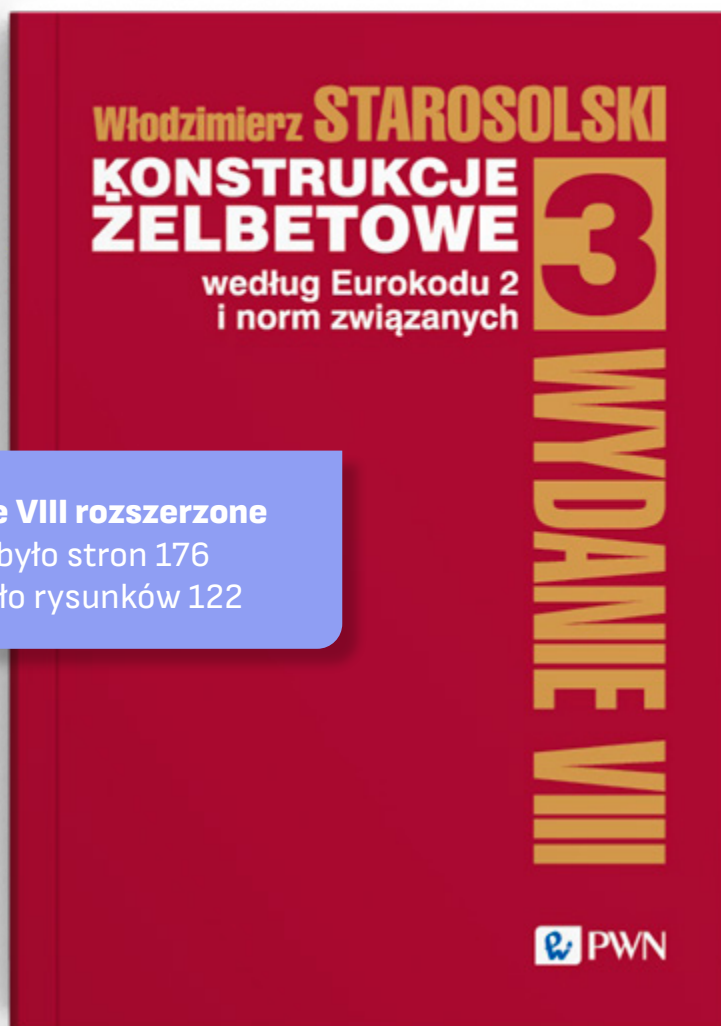
Rys. 5.61. Strop płytowy oparty na ścianach (płyta 0,2 m, ściany o wysokości 3,0 m i grubości 0,15 m dołem zamocowane, beton C20/25) – powierzchnie wpływu dla miejsca i kierunku wskazanego strzałką (ślad momentów): a) dodatni moment m_x w osi przęsła, b) dodatni moment m_y w osi przęsła, c) ujemny moment m_y w linii podpór, d) dodatni moment m_x w linii podpór, e) propozycja podziału pól schematów obciążeń

Fragment pochodzi z: Starosolski Włodzimierz, Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych Tom 2, Wydawnictwo Naukowe PWN 2024, s. 47-56

SPRAWDŹ WIĘCEJ

Obliczanie fundamentów z zastosowaniem programów MES

na podstawie:



Wydanie VIII rozszerzone
przybyło stron 176
przybyło rysunków 122



Dowiedz się więcej
Kod rabatowy: ZELBET2024

14.3.5. Obliczanie fundamentów z zastosowaniem programów MES

Podane niżej zagadnienia należy traktować jako uwagi odautorskie, ze względu na brak unormowań w tym zakresie.

14.3.5.1. Modele podłoża

Komputerowe wspomaganie obliczeń fundamentów jest obecnie powszechną praktyką projektową, na równi ze wspomaganiem obliczania belek i płyt. O ile jednak przy przyjęciu liniowej sprężystości materiału określenie warunków podporowych w obliczeniu belek i płyt na ogół nie nastęrcza trudności, o tyle w obliczeniu fundamentów dużą trudność sprawia sprecyzowanie modelu podłoża gruntowego.

Chociaż obecnie dysponujemy dużym wyborem modeli podłoża, których przegląd może znaleźć Czytelnik w pracy [14.25], to w praktyce inżynierskiej zakres stosowanych modeli podłoża jest bardzo ograniczony.

W obliczeniach technicznych fundamentów podstawowymi programami inżynierskimi najczęściej spotykamy cztery sposoby modelowania podłoża.

14.3.5.1.1. Podłoże traktowane jako tarcza gruntowa

Istnieją tu szerokie możliwości odwzorowania cech podłoża, ale ten typ podłoża może być stosowany jedynie do konstrukcji liniowych i takich, które mogą być potraktowane jako pracujące w płaskim stanie odkształcenia (PSO).

Dość często spotyka się jednak płaskie modelowanie konstrukcji, które nie powinny być nigdy traktowane jako płaskie, co może prowadzić do istotnych błędów.

14.3.5.1.2. Podłoże winklerowskie

Uniwersalny rodzaj podłoża, który można znaleźć praktycznie we wszystkich programach komputerowych wspomagających obliczenie konstrukcji. Jest to jednocześnie model podłoża bardzo odległy od podłoża rzeczywistego.

Jak wiadomo, ten model podłoża modelowany jest zestawem niezależnych sprężynek, o określonej dla każdej sprężynki liniowej charakterystyce w postaci współczynnika podatności podłoża C .

Podstawowym problemem przy stosowaniu tego modelu podłoża jest przyjęcie liczbowych wartości C w zależności od rzeczywistych parametrów gruntów, na których mamy posadzić fundament, oraz wymiarów i obciążenia tego fundamentu. Znane kłopoty z tym związane wykraczają daleko poza ramy niniejszej pracy.

Wskazemy, że jednym z inżynierskich sposobów określenia wartości współczynnika C dla płyt jest podział tych płyt na szereg niezależnych fundamentów,

514 ■ 14. Fundamenty

określenie w sposób normowy ich osiadań i na tej podstawie przyjęcie wartości współczynnika C [14.63]. Jak bowiem wiadomo,

$$C = \sigma_{gr}/a, \quad (14.163)$$

gdzie: σ_{gr} – naprężenie działające pod wyodrębnionym fundamentem,
 a – przemieszczenie fundamentu spowodowane zarówno obciążeniem rozważanego fundamentu, jak i fundamentów sąsiednich.

Tak więc wartość współczynnika C powinna być na obszarze dużego fundamentu (płyty fundamentowej) odpowiednio zróżnicowana, co niestety nie zawsze się zdarza. Oczywiście, stosując podłoże typu Winklera, nie otrzymamy żadnych informacji na temat oddziaływania na analizowany fundament innych obiektów położonych na zewnątrz tego fundamentu, ani informacji, jak wznoszony obiekt oddziałuje na inne sąsiednie objekty.

Mimo tych mankamentów podłoże typu Winklera, ze względu na swoją formalną prostotę, wyśmienicie nadaje się do różnego typu analiz porównawczych, gdzie wartość współczynnika nie musi nawiązywać bezpośrednio do sytuacji rzeczywistej. Warto dodać, że zastosowanie podłoża winklerowskiego pozwala uzyskać wyniki przy jednorazowym rozwiązaniu modelu.

Jakkolwiek, nie będziemy się szerzej zajmować obliczeniami z zastosowaniem podłoża winklerowskiego, to podamy niżej w tabelicy 14.8 [14.8] orientacyjne wartości współczynników C dla podłoży traktowanych jako podłoża winklerowskie dla różnych typów gruntów. Podano jednocześnie dla wyróżnionych gruntów ich orientacyjnie: moduły sprężystości E , współczynniki poissona ν oraz wytrzymałości σ_{max} .

Tabelica 14.8. Parametry do obliczania w zależności od typu gruntu [14.8]

Typ gruntu	C [MN/m ³]	E [MPa]	ν	σ_{max} [MPa]
ił miękko plastyczny	5–10	2–5	0,4	0,04
ił plastyczny i twaroplastyczny	10–20	5–15	0,4	0,08
ił półzwarty	20–40	15–30	0,4	0,15–0,3
glina plastyczna	20–30	4–16	0,5	0–0,04
glina średnia	40–50	10–30	0,4	0,1–0,2
glina sztywna	60–80	16–59	0,4	0,15–0,3
piasek drobny luźny	12–30	20–25	0,35	0,1
piasek zagęszczony	30–75	25–50	0,3	0,3
żwir zagęszczony	75–150	50–150	0,3	0,4

Szereg przydatnych w tym podejściu informacji zawarto także w p. 16.2.1.1.2.

14.3.5.1.3. Podłoże jako półprzestrzeń sprężysta

Ten typ podłoża przyjmuje w założeniu, że mamy do czynienia z jednorodnym podłożem sprężystym rozciągniętym aż do nieskończoności, zarówno na boki, jak i w dół od analizowanego fundamentu.

Zaletą tego typu podłoża, poza zamkniętymi formami wzorów obliczeniowych, jest bezpośrednio wprowadzenie cech sprężystych gruntu oraz możliwość obserwacji oddziaływania analizowanego fundamentu na otoczenie i to zarówno na powierzchnię gruntu, jak i na sąsiednie obiekty. Jest to pierwszy z typów podłoży wskazany przez normę [N14.11] do wyznaczania nacisków kontaktowych fundamentów podatnych.

Wadą tego modelu podłoża jest konieczność przyjęcia na całym analizowanym obszarze jednorodnego gruntu i brak możliwości ograniczenia wpływu na wyniki warstw o małym przyroście naprężeń [N14.5], [N14.11].

14.3.5.1.4. Podłoże modelowane przez sumowanie odkształceń warstw podłoża [N14.11]

W tym typie podłoża przyjmuje się rozkład naprężeń ze znanego wzoru Bousinesqa, jak dla podłoża jednorodnego, pomijając wpływ cech sprężystych gruntu na rozkład naprężeń w gruncie. Sumowanie odkształceń następuje dla każdej warstwy z uwzględnieniem zależności naprężenie–odkształcenie otrzymanych na podstawie badań laboratoryjnych „najlepiej kalibrowanych na podstawie badań polowych” [14.105].

W modelu tym powinny być określone głębokości zalegania warstwy traktowanej jako niepodatna, przy czym głębokość tej warstwy może zmieniać się dowolnie na rozpatrywanym obszarze.

Obliczenie sprowadza się do iteracyjnego uzgodnienia, na całym obszarze fundamentu, przemieszczeń i naprężeń w poziomie odkształcalnej dolnej płaszczyzny płyty fundamentowej.

Uzyskuje się, między innymi, kształt odkształconej powierzchni gruntu zarówno pod płytą fundamentową, jak i poza rzutem fundamentu. Można określić naprężenia w gruncie na każdej dowolnej głębokości i w każdym dowolnym miejscu. Jednocześnie można otrzymać siły występujące w fundamencie (traktowanym jako liniowo sprężysty, a nawet w fundamencie zarysowanym), a w konsekwencji – konieczne zbrojenie i rozwartości rys.

W modelu tym możemy uwzględnić wszystkie fazy wznoszenia obiektu oraz, co istotne, wpływ wznoszonego obiektu na otoczenie. Ten typ podłoża nazywać będziemy dalej w skrócie **podłożem uwarstwionym**, oddając w ten sposób możliwość uwzględnienia warstwowości podłoża.

Przegląd różnego typu modeli gruntu zawarto w monografii [14.24] i w pracy [14.68].

W praktyce projektowej w Polsce znalazł także zastosowanie model dyskretny podłoża dwuparametrowego [14.46], [14.47] oraz inne [14.17], [14.18], które nie będą tutaj omawiane. Zainteresowanych szerszym ujęciem zagadnienia odsyłam do pracy [14.25], gdzie też można znaleźć bardzo szeroką literaturę przedmiotu.

Obecnie zostały rozbudowane różne specjalistyczne programy wspomagające, dające możliwość wnikliwszego ujęcia cech gruntu i konstrukcji zatopionych w gruncie (m.in. patrz [14.25], [14.72], [14.99], [14.102]), jednak ze względu na ograniczone rozpowszechnienie i potrzebę głębszej informacji geotechnicznej nie będziemy ich tutaj omawiać.

Należy tu zwrócić uwagę, że podłoże sprężyste traktowane jest przez większość programów jako przenoszące zarówno ściskanie, jak i rozciąganie. Oczywiście grunt nie przenosi obciążeń rozciągających. Tak więc powinno tu być zastosowane podłoże z więzami jednostronnymi, przenoszącymi jedynie ściskania. Może to być automatyczna opcja programu (np. ABC–Płyta) [M14.1] lub więzy jednostronne można uzyskać eliminując – w kolejnych krokach – podparcia w miejscach pojawienia się rozciągań.

W ramach obliczeń technicznych nie należy jednak przeceniać wyników obliczeń z uwzględnieniem więzów jednostronnych. W stosunku do płyt fundamentowych wielokrotnie okazywało się, że uwzględnienie jednokierunkowego działania więzów praktycznie nie wpływało na wartości momentów zginających, obliczonych przy więzach dwukierunkowych. Oczywiście nie należy tych wniosków uogólniać.

Traktując w obliczeniach inżynierskich podłoże jako podłoże sprężyste, możemy w pewnych obszarach otrzymać wartości przekraczające rozsądne granice możliwych oddziaływań normalnych i stycznych. Bez trudności można w obliczeniach ograniczyć wartości oddziaływań gruntu, co spowoduje przejście większych naprężeń w innych częściach rzutu fundamentu. Pokażemy dalej, dla ilustracji, wpływ poszczególnych przyjęć dokonywanych w trakcie obliczania fundamentów na końcowe wyniki obliczenia¹.

14.3.5.2. Poślizg fundamentu po gruncie

W znacznej części przypadków, w obliczeniach fundamentów przyjmuje się milcząco, że podłoże oddziałuje na fundament jedynie siłami normalnymi do powierzchni, w zasadzie jedynie siłami pionowymi. Pomija się wpływ naprężeń stycznych pomiędzy gruntem a fundamentem. Wpływ tego pominięcia sił stycznych na wymiarowanie żelbetowych fundamentów pokazano w modelu tarczowym na przykładzie ławy fundamentowej o nieskończonej długości, o dużej sztywności poprzecznej, obciążonej wzdłuż obciążeniem liniowym.

¹ Wszystkie przedstawione w tym podrozdziale przykłady zostały obliczone z zastosowaniem pakietu programów ABC (ABC–Płyta, ABC–Tarcza i ABC–Rama) autorstwa K. Grajka [M14.1].

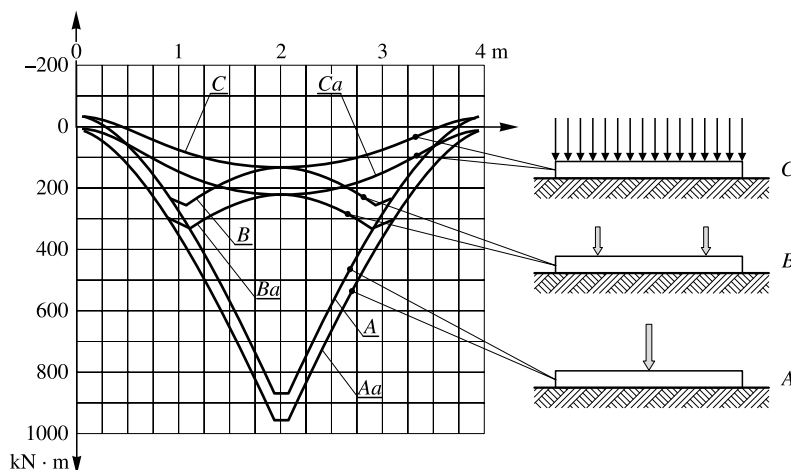
14.3. Obliczanie zbrojenia ■ 517

Rozważono (rys. 14.136) trzy sposoby obciążenia fundamentu taką samą wartością siły wypadkowej jako:

- siłę skupioną (oznaczenie A),
- dwie siły skupione (oznaczenie B)
- obciążenie równomierne (oznaczenie C).

Dodatkowo przez a – oznaczono przypadek zapewnienia poślizgu między fundamentem a gruntem.

Z przedstawionych na rysunku 14.136 wyników tych obliczeń widzimy, że dla wszystkich sposobów obciążenia ławy uwzględnienie w obliczeniach modelowych możliwości poślizgu ławy po gruncie prowadziło do istotnego zwiększenia momentów zginających w ławie. W przypadku obciążenia równomiernego było to w rozważanym przypadku zwiększenie momentów o około 61%. Widzimy na tym przykładzie, że **po-minięcie w modelu obliczeniowym sił stycznych pomiędzy gruntem a obciążającą go ławą prowadzi do niejawniej rezerwy w wartościach wynikowych.**



Rys. 14.136. Momenty zginające w przekroju poprzecznym ławy nieskończonej ($l = 4,0$ m, $h = 1,0$ m); A – jedna siła w środku, B – dwie siły w odległości 1 m od krawędzi każda, C – obciążenie równomiernie rozłożone (a – przy zapewnieniu poślizgu między fundamentem a gruntem)

14.3.5.3. Zależność wartości momentów od smukłości ławy (l/h_F)

Jak już była o tym mowa, w normie EC2 (załącznik G.1.1) dopuszczono nieuwzględnienie współpracy konstrukcji i gruntu oraz uproszczenia obliczeniowe w przypadku, gdy można uznać, że konstrukcja jako całość ustroju jest sztywna lub konstrukcja fundamentów jest sztywna względem sztywności podłoża grunto-

518 ■ 14. Fundamenty

wego. Wskazano, że za sztywny można uznać element, dla którego współczynnik $K_R > 0,5$, czyli gdy zachodzi

$$\frac{(EJ)_s}{El^3} > 0,5. \quad (14.164)$$

Przypominamy, że:

$$(EJ)_s = \frac{\Sigma EJ}{b}$$

to przybliżona wartość sztywności giętej na jednostkę szerokości b konstrukcji rozpatrywanego budynku, otrzymana przez zsumowanie sztywności giętych fundamentu, każdego elementu szkieletu i każdej ściany poprzecznej,

E – moduł odkształcalności podłoża,

L – długość fundamentu.

Sztywność konstrukcji $(EJ)_s$ można wyrazić przykładowo przez sztywność zastępczej płyty fundamentowej o grubości h_z , a stąd po przekształceniach otrzymujemy

$$\frac{l}{h_z} < 0,55 \sqrt[3]{\frac{E_{cm}}{E}}. \quad (14.165)$$

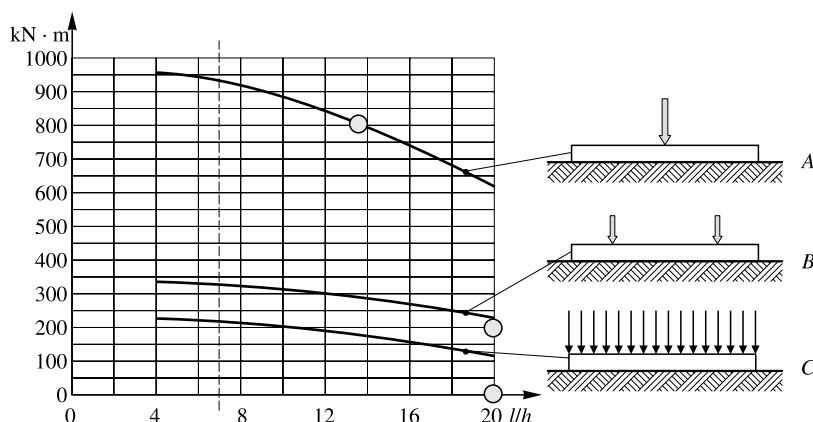
Dla orientacji, przyjmując $E_{cm} = 30\,000$ MPa, i $E = 30$ MPa, otrzymamy, że jako sztywną możemy według normy EC2 traktować konstrukcję płyty, dla której zachodzi $l < 5,5h_z$.

W analizie (rys. 14.137), rozważając wpływ smukłości ławy (l/h) na wartości występujących w niej momentów, przyjęto asekuracyjnie pominięcie możliwości przekazywania sił stycznych pomiędzy fundamentem a gruntem. Jak wykazano na rysunku 14.137, im mniejsza była smukłość w kierunku poprzecznym analizowanej ławy fundamentowej, tym większe występowały w niej maksymalne momenty zginające. Było to spowodowane koncentracją obliczonych oddziaływań sprężystych na końcach ławy. Jako pewien punkt odniesienia potraktowano sytuację hipotetycznego równomiernego oddziaływania podłoża niezależnego od schematu obciążenia – w tym przypadku było to 400 kN/m².

Uzyskane dla tego oddziaływania momenty zginające zaznaczono na rysunku 14.137 przez zacięniowane kółeczka (○).

Zwykle spodziewamy się, że w przypadku obciążenia równomiernego nie powinny występować momenty zginające. Taka sytuacja zachodzi jedynie przy całkowicie wiotkich fundamentach. W rzeczywistych sytuacjach takie momenty występują i to tym większe, im mniejsza jest smukłość fundamentu. Także w przypadku obciążeń skupionych momenty zginające ławę są dla większości przypadków większe niż przy założeniu równomiernego oddziaływania.

Graniczną smukłość ustroju, przy której można go traktować jako sztywny w świetle wzoru (14.165), pokazano na rysunku 14.137 pionową linią przerywaną. Pozwala to wyciągnąć wniosek, że w każdym razie w odniesieniu do analizowanych przypadków wzór (14.164) jest ograniczeniem bardzo konserwatywnym i zawierającym znaczną asekurację.



Rys. 14.137. Maksymalne momenty zginające w przekroju poprzecznym ławy nieskończonej w zależności od stosunku l/h przy zapewnieniu poślizgu między fundamentem a gruntem (opis w tekście); A – jedna siła w środku, B – dwie siły w odległości $l/4$ od krawędzi każda, C – obciążenie równomiernie rozłożone

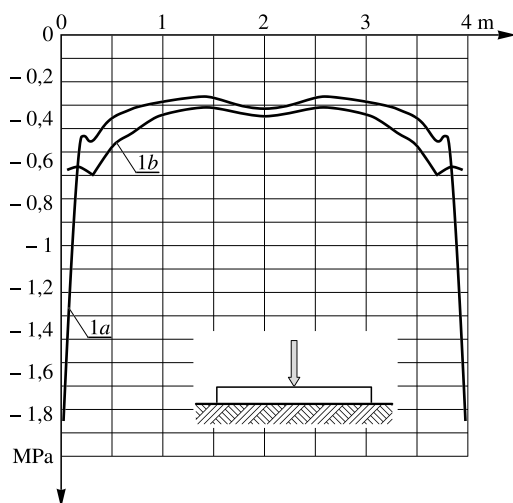
Pojęcie konstrukcji czy fundamentu jako sztywnego ma w świetle normy [N14.11] ten walor, że „Można zakładać, że nacisk fundamentów sztywnych na grunt jest rozłożony liniowo.” Jak jednak widzimy, różnice w ten sposób otrzymanych momentów względem wyników przeprowadzonych obliczeń (w ramach poczynionych założeń) są znaczne.

14.3.5.4. Koncentracja naprężeń na krawędziach

Jak wspomniano, rozwiązanie liniowo-sprężyste przy przyjęciu gruntu jako materiału liniowo sprężystego prowadzi na końcach ławy do nierealnych wartości oporu gruntu. Można wartości te ograniczyć (np. w programie ABC–Tarcza). Na przykład w analizowanym modelu ograniczono te wartości do 0,6 MPa. Uzyskany w ten sposób rozkład oddziaływania podłoża pokazany na rysunku 14.138 (krzywa 1b) znacznie różni się od rozkładu, w którym nie narzucono tych ograniczeń (krzywa 1a).

Wynika stąd wniosek, że w obliczeniach w przypadku modeli, w których wszystkie materiały traktowane są jako liniowo sprężyste, należy sprawdzać wartości ekstremalne oddziaływań i w razie potrzeby ograniczać dopuszczalne wartości maksymalne.

520 ■ 14. Fundamenty



Rys. 14.138. Oddziaływanie gruntu pod modelem ławy fundamentowej nieskończonej; *1a* – przy założeniu pełnej liniowej sprężystości gruntu, *1b* – jak pod *1a*, ale z ograniczeniem maksymalnych oddziaływań do wartości 0,6 MPa

14.3.5.5. Wartości momentów zginających w zależności od modelu podłoża

Znamienny wpływ na wyniki obliczeń, nie tylko na przemieszczenia, ale także na momenty zginające w fundamencie ma model przyjętego podłoża gruntowego. Dla ilustracji tego wpływu przedstawiono na rysunku 14.139 wyniki obliczeń modelu ławy fundamentowej obciążonej siłami skupionymi (o wartości 2500 kN każda) (dokładniej w [14.86]).

Model analizowano dla przyjętych trzech rodzajów podłoży:

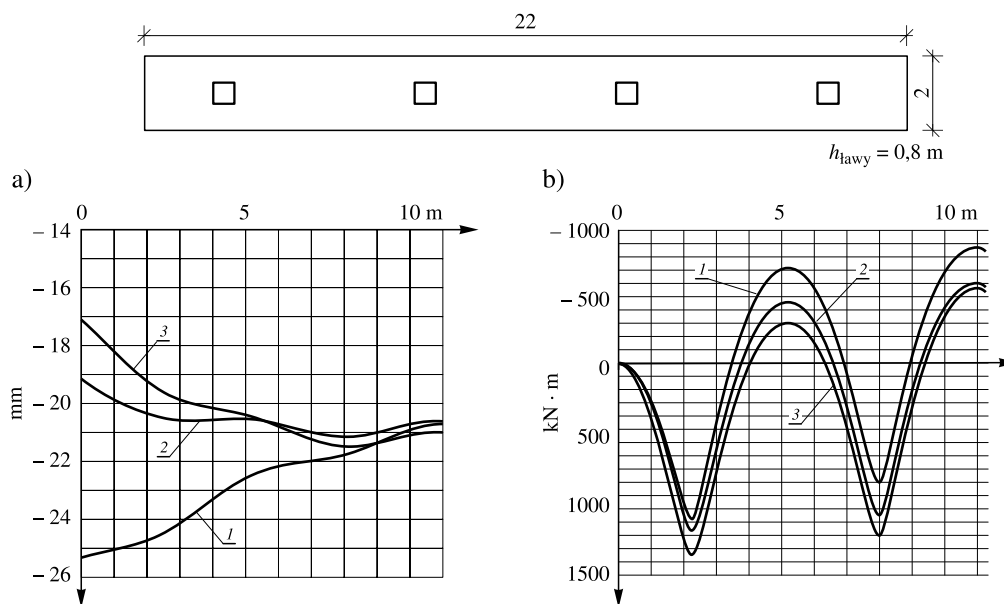
1. podłoża winklerowskiego,
2. półprzestrzeni sprężystej
3. podłoża uwarstwionego

W celu umożliwienia wzajemnego porównania modeli przyjęto takie dopasowanie parametrów podatności, aby ugięcie w środku modelu było praktycznie jednakowe.

W zależności od przyjętego modelu podłoża inny jest przebieg ugięć ławy, w szczególności w przęśle skrajnym (rys. 14.139a). Widzimy, że stosując model podłoża winklerowskiego o stałym współczynniku C , przeszacowujemy w tym przypadku znacznie ugięcia krawędziowe fundamentu.

Wpływ modelu przyjętego podłoża na momenty zginające jest, w rozważanym przypadku, bardzo duży (rys. 14.139b). Mimo że parametry podłoży dobrano w ten sposób, aby ugięcia w środku rozpiętości różniły się minimalnie, różnice momentów w pierwszym przęśle ławy przekraczają 100%. Różnice momentów podporowych chociaż znaczne (rys. 14.139b), są jednak mniejsze.

14.3. Obliczanie zbrojenia ■ 521



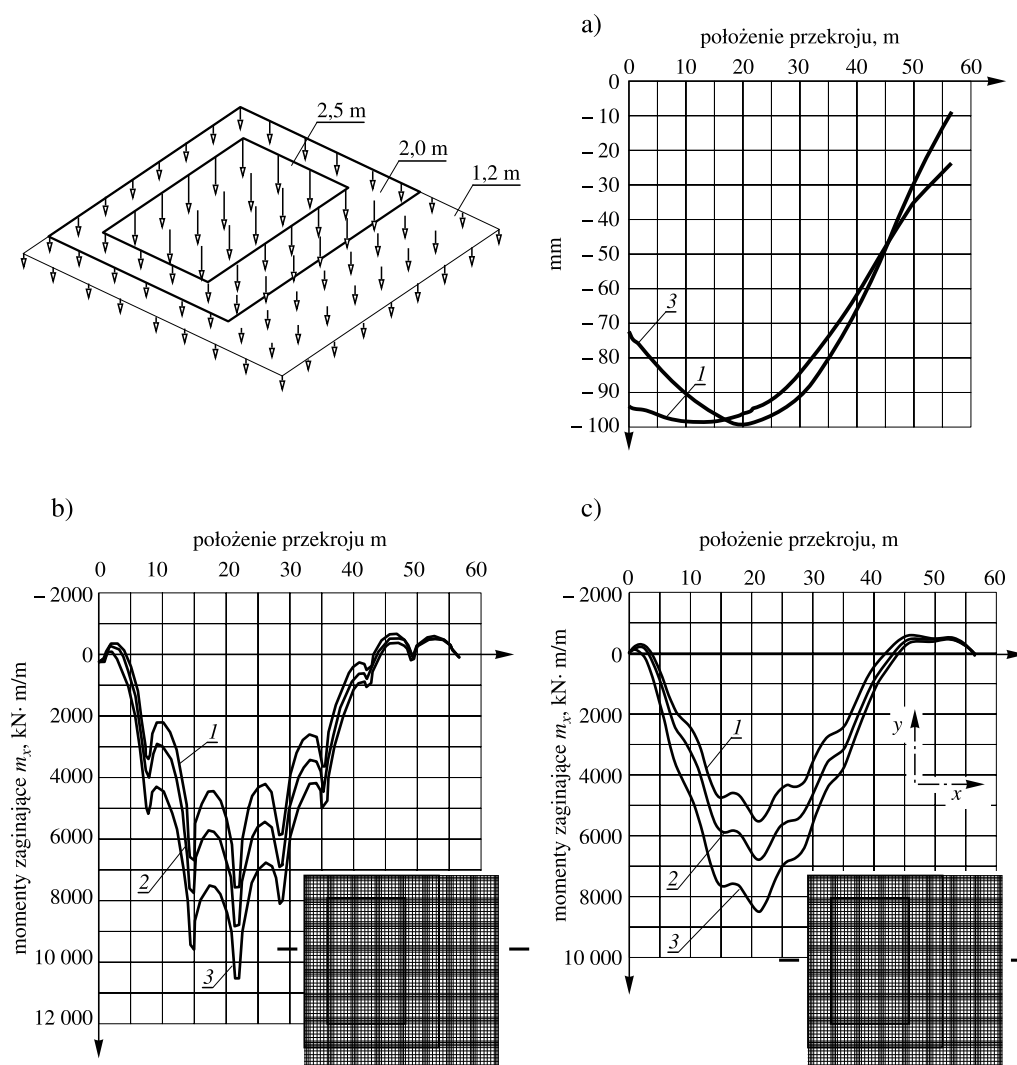
Rys. 14.139. Wpływ przyjętego modelu podłoża dla ławy fundamentowej na: a) ugięcia w osi ławy, b) momenty zginające sumaryczne wzdłuż osi; 1 – podłoże winklerowskie, 2 – półprzestrzeń sprężysta, 3 – podłoże uwarstwione (głębokość całkowita odkształceń do wartości 0,3 naprężeń pierwotnych w gruncie)

Przy tych samych założeniach przeprowadzono, dla konfrontacji, obliczenia modelu dużej płyty fundamentowej o zmiennej grubości i zróżnicowanym obciążeniu (rys. 14.139).

Cechy sprężyste analizowanych modeli podłoży dobrano w ten sposób, aby maksymalne ugięcie modelu było jednakowe dla wszystkich zastosowanych podłoży (dokładniej w [14.86]). Także i w tym przypadku przedstawione porównanie ugięć (rys. 14.140a) potwierdza, że dla modelu podłoża winklerowskiego o stałej na całym rzucie fundamentu wartości współczynnika C , nawet w przypadku prawidłowego oszacowania przemieszczeń maksymalnych, rozkłady ugięć fundamentów będą się silnie różniły od uzyskanych przy zastosowaniu, zgodnie z normami [N14.5] i [N14.11], procedury podłoża uwarstwowionego.

W omawianym modelu rozkłady i wartości obliczonych momentów zginających były także silnie uzależnione od modelu obliczeniowego podłoża (rys. 14.140b, c). W tym przypadku zastosowanie podłoża winklerowskiego, o stałym na całym rzucie współczynnika C , zamiast podłoża uwarstwowionego, prowadziło nawet do kilkudziesięcioprocentowego zaniżenia momentów zginających. W przekroju międzysłupowym zaniżenie momentów wyniosło 35%. Zastosowanie jako podłoża półprzestrzeni sprężystej, dało także zaniżenie wyników.

522 ■ 14. Fundamenty



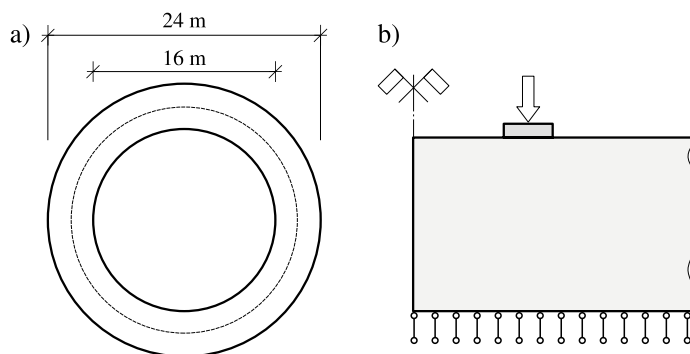
Rys. 14.140. Płyta fundamentowa o wymiarach 57×57 m, o zmiennej grubości (1,2 m, 2 m i 2,5 m) i zróżnicowanych obciążeniach (siły umiejscowiono na rysunku pod płytą): a) osiadania fundamentu w przekroju poziomym przez miejsce maksymalnych osiadań, b) momenty zginające m_x w przekroju podporowym, c) momenty zginające m_x w przekroju przesłowym; modele podłoża: 1 – podłoże winklerowskie, 2 – półprzestrzeń sprężysta, 3 – podłoże uwarstwione przy głębokości całkowania odkształceń do miejsca zmniejszenia się naprężeń od obciążeń do wartości 0,3 naprężeń pierwotnych od ciężaru gruntu

Podane przykłady wskazują, że jeżeli już koniecznie trzeba stosować podłoże winklerowskie, to parametr C musi być na rzucie fundamentu odpowiednio zróżnicowany.

14.3. Obliczanie zbrojenia ■ 523

Na marginesie warto wskazać na szczególną sytuację w przypadku fundamentów kołowo symetrycznych i kołowo symetrycznie obciążonych. Otóż ten typ fundamentu może być analizowany zarówno jako fundament spoczywający na podłożu np. uwarstwionym, jak i jako biegunowo symetryczna tarcza konstrukcyjno-gruntowa, także przy dowolnym uwarstwieniu podłoża.

Na przykład na rysunku 14.141 pokazano pierścieniową ławę ($l = 4,0$ m, $h = 1,0$ m) obciążoną w osi siłą liniową $F = 1592$ kN/m, rozwiązana przy zastosowaniu tych dwóch modeli.



Rys. 14.141. Ława pierścieniowa oparta na gruncie ($E_{cm} = 30\,000$ MPa, $\nu_c = 0,2$, $E = 30$ MPa, $\nu = 0,3$, $\gamma_{gr} = 1,8$ T/m³): a) podłoże uwarstwione, b) tarcza osiowo symetryczna

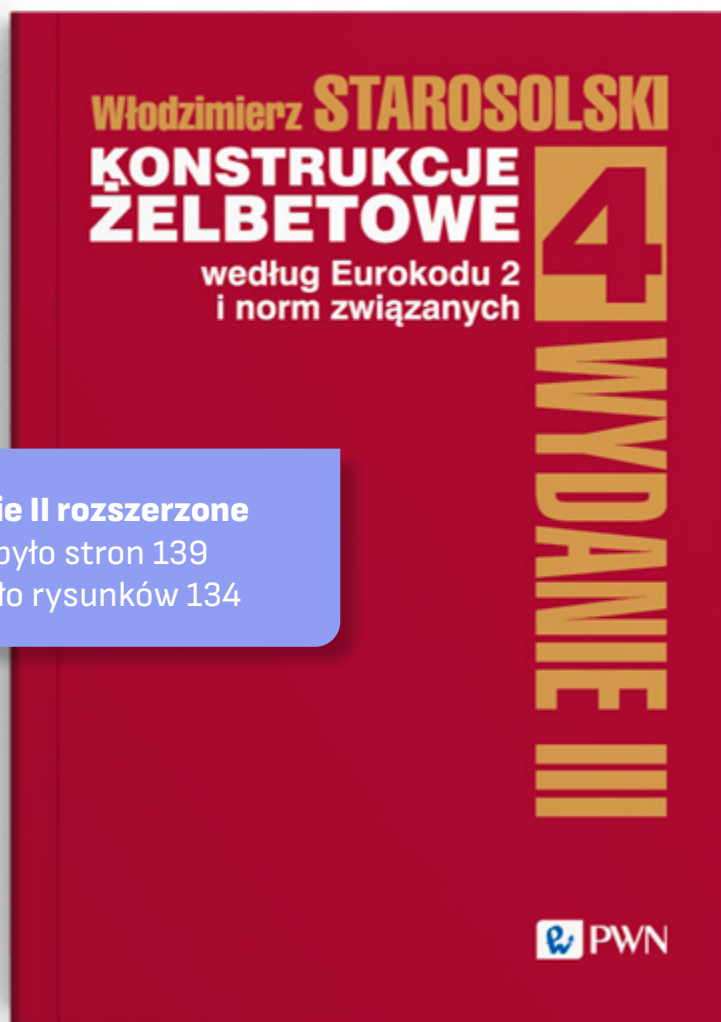
W modelu tarczowym założono możliwość poślizgu fundamentu po gruncie, a wysokość tarczy z gruntu określono zgodnie z położeniem głębokości całkowania w modelu na podłożu warstwowym. W wyniku uzyskano: w przypadku modelowania na podłożu uwarstwionym maksymalne osiadanie $a = 77,9$ mm, a w przypadku zastosowania modelu tarczy osiowo symetrycznej $a = 78,0$ mm. Czyli, że różnice są znikome, co wzajemnie uwiarygodnia oba sposoby modelowania.

Fragment pochodzi z: Starosolski Włodzimierz, Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych Tom 3, Wydawnictwo Naukowe PWN 2024, s. 513-523

SPRAWDŹ WIĘCEJ

Zasady doboru wymiarów przekroju

na podstawie:



Wydanie II rozszerzone
przybyło stron 139
przybyło rysunków 134



Dowiedz się więcej
Kod rabatowy: ZELBET2024

17.5. Zasady doboru wymiarów przekroju

Aby przy kształtowaniu ustrojów nie było konieczności poszukiwania wskazówek doboru kształtu i wysokości przekrojów, wyciąg ze wskazówek szczegółowych rozproszonych po różnych rozdziałach zgrupowano w formie zsyntetyzowanej w tym podrozdziale. Z tych samych względów podano tu także zalecenia dotyczące elementów sprężonych oraz omawianych dopiero w tomie 5 dźwigarów dachowych. Podane niżej wskazania dotyczą wyłącznie sytuacji, gdy wymagania ochrony przeciwpożarowej nie wpływają na wymiary poprzeczne elementów. W sytuacji, gdy ze względu na konieczność dopełnienia warunków wymaganej ochrony przeciwogniowej elementu należy zwiększyć grubość otuliny zbrojenia – zwiększenie to należy uwzględnić przy kształtowaniu elementu. To samo dotyczy konieczności wzmożonej ochrony przeciwkorozyjnej.

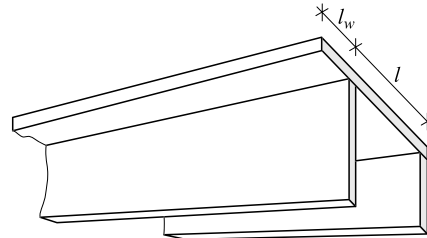
Rozpatrując podane dalej parametry kształtu przekrojów, należy zawsze mieć na uwadze, że są to wartości uśrednione, z różnych zaleceń, dobrane jedynie pod kątem wstępnych przyjęć – głównie z myślą o projekcie wstępnym albo koncepcyjnym. Według wiedzy autora najbardziej szczegółowe dane wymiarowe uwarunkowane szeregiem czynników może Czytelnik znaleźć w pracy [17.11] lub wcześniejszej pracy [17.10], chociaż zalecenia obu prac nie są ze sobą zgodne. Najdokładniejsze dane szczegółowe konieczne na dalszych etapach projektowania zawarte są w przypadku prefabrykatów w katalogach producentów. Nic jednak nie zastąpi konieczności sprawdzenia przyjęć stosownym rachunkiem.

17.5.1. Ustroje ścianowe

17.5.1.1. Stropy monolityczne

Wartości graniczne wysokości użytecznej d płyt wykonywanych *in situ* podano w tabelicy 17.3 jako funkcje rozpiętości i schematu statycznego. Określając grubość płyty h , należy do wartości d dodać konieczną w danych warunkach grubość otuliny, połowę grubości prętów zbrojeniowych oraz spodziewane odchyłki wymiarowe wysokości płyty i grubości otuliny zbrojenia (patrz tom 1, rozdz. 4 i tom 2, rozdz. 8).

42 ■ 17. Ogólna metodologia projektowania konstrukcji

Tablica 17.3. Warunki kształtowania monolitycznych płyt stropowych pracujących jednokierunkowo

Opis	Schemat	Minimalna wysokość użyteczna d	
		słabo obciążone ($\rho = 0,5\%$)	silnie obciążone ($\rho = 1,5\%$)
Płyta swobodnie podparta		$l/30$	$l/25$
Skrajne przęsło płyty ciągłej		$l/35$	$l/30$
Środkowe przęsło płyty ciągłej		$l/40$	$l/35$
Wspornik płytowy		$l_w/12$	$l_w/10$

Gdzie l jest rozpiętością osiową, l_w – wysięgiem wspornika od krawędzi podparcia, d – wysokością użyteczną, ρ – stopień zbrojenia.





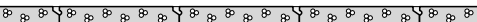
17.5.1.2. Stropy prefabrykowane

Orientacyjne charakterystyki zbiorcze poszczególnych typów stropów prefabrykowanych pokazano m.in. za [17.20] w tablicy 17.4. Są to zakresy ekstremalne.

Podane dalej w tablicach wzory na określanie wysokości poszczególnych elementów są uśrednieniem między innymi z bardziej szczegółowych wykresów podanych w pracy [17.11]. Uzyskane na podstawie tych wzorów wysokości poszczególnych elementów należy traktować jedynie jako pierwsze przybliżenie, które musi być potem zweryfikowane rachunkiem. Wartości te dotyczą w zasadzie sytuacji, gdy prefabrykaty wykonane są z betonu C45/55, a beton nanoszony na budowie ma klasę C30/37, choć wartości tych nie należy traktować jako wymaganych, gdyż jedynie szacujemy wartości wysokości.

Wyróżnione wartości obciążenia q_k (obciążenie zmienne charakterystyczne, jeżeli nie określono inaczej) dotyczą wyłącznie obciążenia zmiennego – obciążenia stałe (posadzki, ścianki) zostały uwzględnione przez zwiększenie ciężaru własnego. Podane ograniczenia rozpiętości dotyczą jedynie zakresu obowiązywania podanych wartości do określania wysokości stropu h , a nie dopuszczalnej rozpiętości stropu danego typu.

Tablica 17.4. Charakterystyki poszczególnych typów stropów prefabrykowanych

Typ płyty stropowej/dachowej	Rozpiętość maksymalna m	Grubość płyty m	Typowe szerokości płyty m	Ciążar jednostkowy kN/m ²
Płyty 2T sprężone 	30	0,2÷0,8	2,4	2,0÷5,0
Płyty kanałowe żelbetowe i sprężone 	20	0,12÷0,5	0,6; 1,2; 2,4	2,2÷5,2
Płyty wielozębbre żelbetowe i sprężone 	12	0,175÷0,355	2,4	1,2÷1,8
Płyty żelbetowe zespolone filigran i 2K 	10	0,1÷0,4	0,6÷2,4	2,4÷7,2
Płyty żelbetowe z betonów komórkowych 	6	0,1÷0,25	0,3÷0,6	0,7÷3,0

17.5.1.2.1. Płyty kanałowe

17.5.1.2.1.1. Płyty kanałowe żelbetowe

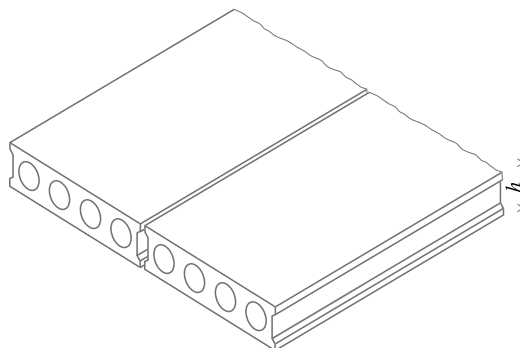
Podane w tablicy 17.5 grubości i rozpiętości żelbetowych płyt kanałowych zaczerpnięto ze zbioru katalogów [M17.12], [M17.14] przy założeniu oparcia płyt na ścianach o grubości 0,15 m i 0,24 m (wartości w nawiasach). Widoczny jest znamienny wpływ szerokości podpory na możliwe do zastosowania rozpiętości płyt.

Bardziej szczegółowe dane, wynikające m.in. z ograniczeń produkcyjnych, należy pobierać od producentów, m.in. według zestawienia [M17.20].

17.5.1.2.1.2. Płyty kanałowe sprężone

Przedstawione w tablicy 17.6 wartości grubości stropów są wartościami uśrednionymi podanymi z zapasem na podstawie danych w pracy [17.11]. W szeregu przypadkach, posługując się szczegółowymi wytycznymi producentów (np. [M17.2], [M17.3], [M17.5], [M17.6], [M17.8], [M17.10], [M17.11], [M17.15], [M17.16]) można będzie przyjąć ostatecznie mniejszą grubość stropu.

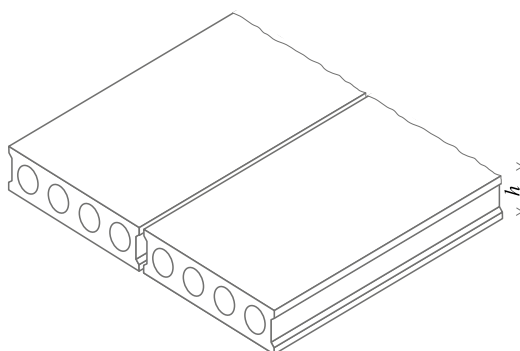
44 ■ 17. Ogólna metodologia projektowania konstrukcji

Tablica 17.5. Płyty żelbetowe kanałowe swobodnie podparte – rozpiętości osiowe

Obciążenie zmienne q_k kN/m ²	$h = 0,24$ m	$h = 0,265$ m
4,5	2,4 ÷ 7,2 (7,2) m	6,0 ÷ 7,2 (7,8) m
6,0	2,4 ÷ 6,9 (7,2) m	
7,5	2,4 ÷ 6,6 (7,2) m	6,0 ÷ 6,3 (7,8) m
10	2,4 ÷ 6,0 (7,2) m	6,0 ÷ 6,3 (7,8) m

Tablica 17.6. Płyty sprężone kanałowe swobodnie podparte

Obciążenie zmienne q_k kN/m ²	Całkowita wysokość płyty stropowej h [m] dla $h = 0,2 ÷ 0,4$ m
2,5	0,030 <i>l</i> – 0,05
5,0	0,029 <i>l</i> + 0,03
7,5	0,032 <i>l</i> + 0,03
10	0,040 <i>l</i> + 0,02



l – rozpiętość osiowa [m]

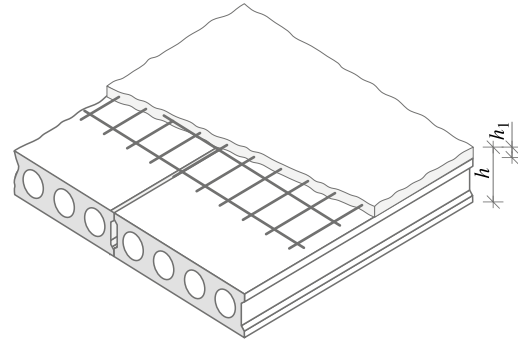
17.5.1.2.1.3. Płyty kanałowe sprężone z warstwą betonu nanoszonego na budowie

Przyjęto, że na płyty kanałowe sprężone zostanie na budowie naniesiona warstwa betonu o grubości $h_1 = 50$ mm, zbrojona konstrukcyjnie siatką zbrojeniową. Podano całkowitą grubość stropu h (płyty prefabrykowane sprężone łącznie z warstwą betonu nanoszonego na budowie) przy założeniu, że płyty te nie będą podpierane w czasie betonowania warstwy wierzchniej.

17.5. Zasady doboru wymiarów przekroju ■ 45

Tablica 17.7. Płyty sprężone kanałowe swobodnie podparte z naniesioną na nie warstwą betonu o grubości 50 mm

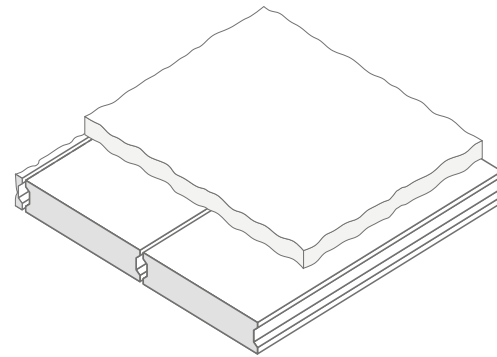
Obciążenie zmienne q_k kN/m ²	Całkowita wysokość płyty stropowej h [m] dla $h = 0,25 \div 0,45$ m
2,5	$0,032l - 0,02$
5,0	$0,035l - 0,01$
7,5	$0,036l + 0,01$
10	$0,037l + 0,04$

 l – rozpiętość osiowa [m]**17.5.1.2.2. Płyty pełne sprężone z warstwą betonu nanoszonego na budowie**

Przyjęto, że swobodnie podparte pełne prefabrykowane płyty sprężone pokryte są warstwą betonu nanoszonego na budowie o grubości $h_1 = 50$ mm (dla stropu o $h = 0,25$ m – $h_1 = 100$ mm). W czasie nanoszenia betonu płyty powinny być podparte.

Tablica 17.8. Płyty swobodnie podparte sprężone pełne z naniesioną na nie warstwą betonu

Obciążenie zmienne q_k kN/m ²	Całkowita wysokość płyty stropowej h [m] dla $h = 0,25 \div 0,45$ m
2,5	$0,027l + 0,01$
5,0	$0,031l + 0,02$
7,5	$0,033l + 0,02$
10	$0,039l + 0,02$

 l – rozpiętość osiowa [m]**17.5.1.2.3. Płyty sprężone typu 2T****17.5.1.2.3.1. Płyty sprężone typu 2T bez dodatkowego betonu układanego na budowie**

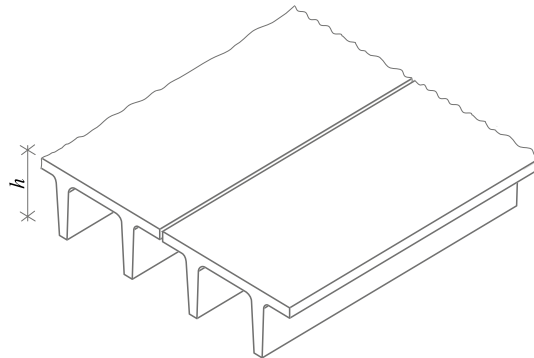
Przedstawiony niżej według pracy [17.2] obszar zastosowań płyt typu 2T należy traktować jako obwiednie stosowanych rozwiązań. Profil produkcji poszczegól-

46 ■ 17. Ogólna metodologia projektowania konstrukcji

nych wytwórców jest skromniejszy i zajmuje jedynie część wykazanego obszaru zastosowań.

Wartości grubości stropów sprężonych typu 2T są wartościami podanymi z zapasem. Na podstawie katalogów producentów (np. [M17.2], [M17.6], [M17.10]) może się okazać, że istnieje możliwość przyjęcia nieco mniejszej grubości stropu, a także stosowania większych rozpiętości poszczególnych typów płyt.

Tablica 17.9. Płyty sprężone typu 2T swobodnie podparte



Obciążenie zmienne q_k kN/m ²	Całkowita wysokość płyty stropowej h [m] dla $h = 0,30 \div 0,80$ m
2,5	$0,043l + 0,04$
5,0	$0,048l + 0,05$
7,5	$0,052l + 0,07$
10	$0,059l + 0,04$

l – rozpiętość osiowa [m]

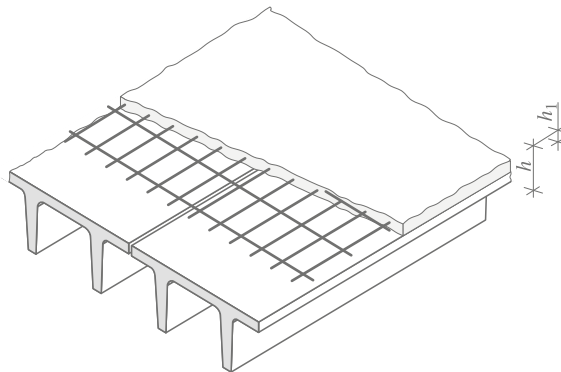
17.5. Zasady doboru wymiarów przekroju ■ 47

17.5.1.2.3.2. Płyty sprężone typu 2T z warstwą dodatkowego betonu układanego na budowie

Przyjęto, że swobodnie podparte pełne prefabrykowane płyty sprężone pokryte są warstwą betonu C25/30 nanoszonego na budowie o grubości $h_1 = 75$ mm zbrojonego konstrukcyjnie siatką zbrojeniową. Założono, że w czasie nanoszenia betonu płyty nie są podparte. Na podstawie pracy [17.11] podano wzory syntetyczne na grubość całkowitą stropu h .

Tablica 17.10a. Płyty sprężone typu 2T swobodnie podparte z warstwą dodatkowego betonu układanego na budowie o grubości $h_1 = 75$ mm

Obciążenie zmienne q_k kN/m ²	Całkowita wysokość płyty stropowej h [m] dla $h = 0,375 \div 0,875$ m
2,5	$0,048l + 0,08$
5,0	$0,052l + 0,08$
7,5	$0,057l + 0,08$
10	$0,063l + 0,06$



l – rozpiętość osiowa [m]

Dla konfrontacji w tablicy 17.10b podano, zaczerpnięte z materiałów producenta płyt typu 2T [M17.2], relacje wysokości płyt, obciążenia i rozpiętości.

Tablica 17.10b. Płyty sprężone typu 2T swobodnie podparte z warstwą dodatkowego betonu układanego na budowie

Obciążenie zmienne q_k kN/m ²	Całkowita wysokość płyty stropowej h [m] dla $h = 0,24 \div 0,8$ m
3,5 ÷ 5,0	$0,04l$
7,5 ÷ 10,0	$0,05l$
15,0 ÷ 20,0	$0,06l$
25,0	$0,07l$

l – rozpiętość osiowa [m]

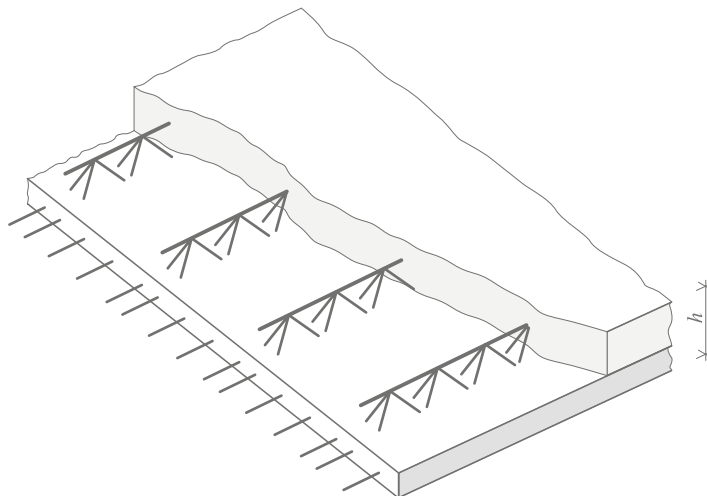
48 ■ 17. Ogólna metodologia projektowania konstrukcji

17.5.1.2.4. Płyty płaskie żelbetowe stropów zespolonych pracujących jednokierunkowo (filigran)

Przyjęto, że płyty podpierane na okres nanoszenia betonu uzupełniającego mają grubość co najmniej 75 mm. Podano syntetyczne wytyczne przyjmowania grubości całkowitej stropu h w sytuacji pracujących jednokierunkowo stropów jedno- i więcejprzęsłowych swobodnie podpartych i stropów dwu- i więcejprzęsłowych.

W przypadku stropów pracujących dwukierunkowo sumaryczne grubości należy przyjmować jak dla zwykłych żelbetowych stropów krzyżowo zbrojonych.

Tablica 17.11. Płyty żelbetowe pracujące jednokierunkowo z betonem nanoszonym na budowie jedno- i więcejprzęsłowe $h \geq 0,16$ m

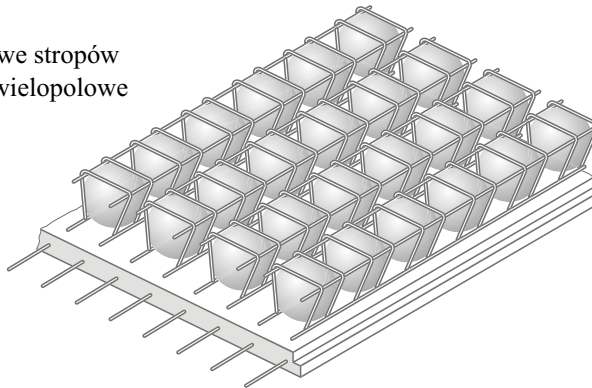


Obciążenie zmienne q_k kN/m ²	Strop jednoprzęsłowy		Strop dwu- i więcejprzęsłowy	
	całkowita wysokość stropu h m	maksymalna rozpiętość l m	całkowita wysokość stropu h m	maksymalna rozpiętość l m
2,5	0,035 l – 0,02	9,0	0,036 l – 0,04	9,0
5	0,033 l + 0,02	8,0	0,035 l – 0,01	9,0
7,5	0,033 l + 0,04	8,0	0,037 l	8,0
10	0,050 l	6,0	0,040 l + 0,02	7,0

l – rozpiętość osiowa [m]

17.5.1.2.5. Płyty płaskie żelbetowe stropów zespolonych z wkładami kulistymi, wielopolowe

Tablica 17.12. Płyty płaskie żelbetowe stropów zespolonych z wkładami kulistymi, wielopolowe



Obciążenie zmienne q_k kN/m ²	Całkowita wysokość płyty stropowej h m	Minimalna wysokość stropu h_{\min} m	Maksymalna rozpiętość stropu l_{\max} m
2,5	$0,042l - 0,125$	0,25	12
5,0	$0,058l - 0,25$	0,25	12
7,5	$0,063l - 0,21$	0,25	12
10	$0,064l - 0,15$	0,30	10,5

l – rozpiętość osiowa [m]

17.5.2. Ustroje szkieletowe

Ustroje żelbetowe szkieletowe przybierają bardzo różne szczegółowe formy konstrukcyjne, a co za tym idzie różny może być charakter pracy ich elementów składowych. Przegląd różnych rozwiązań konstrukcji szkieletowych z wykorzystaniem materiałów zawartych w [M17.19] pokazano w tablicy 17.13.








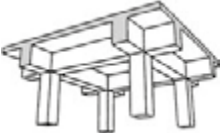


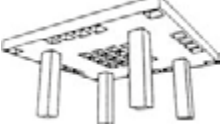




17.5.2.1. Ustroje żelbetowe

Dla niektórych z tych typów stropów podamy teraz wskazówki pozwalające dobrać wysokość elementów w zależności od obciążenia użytkowego q_k i rozpiętości podporowej. Podane dalej wzory stanowią uśrednienie danych zawartych w pracy [17.11].

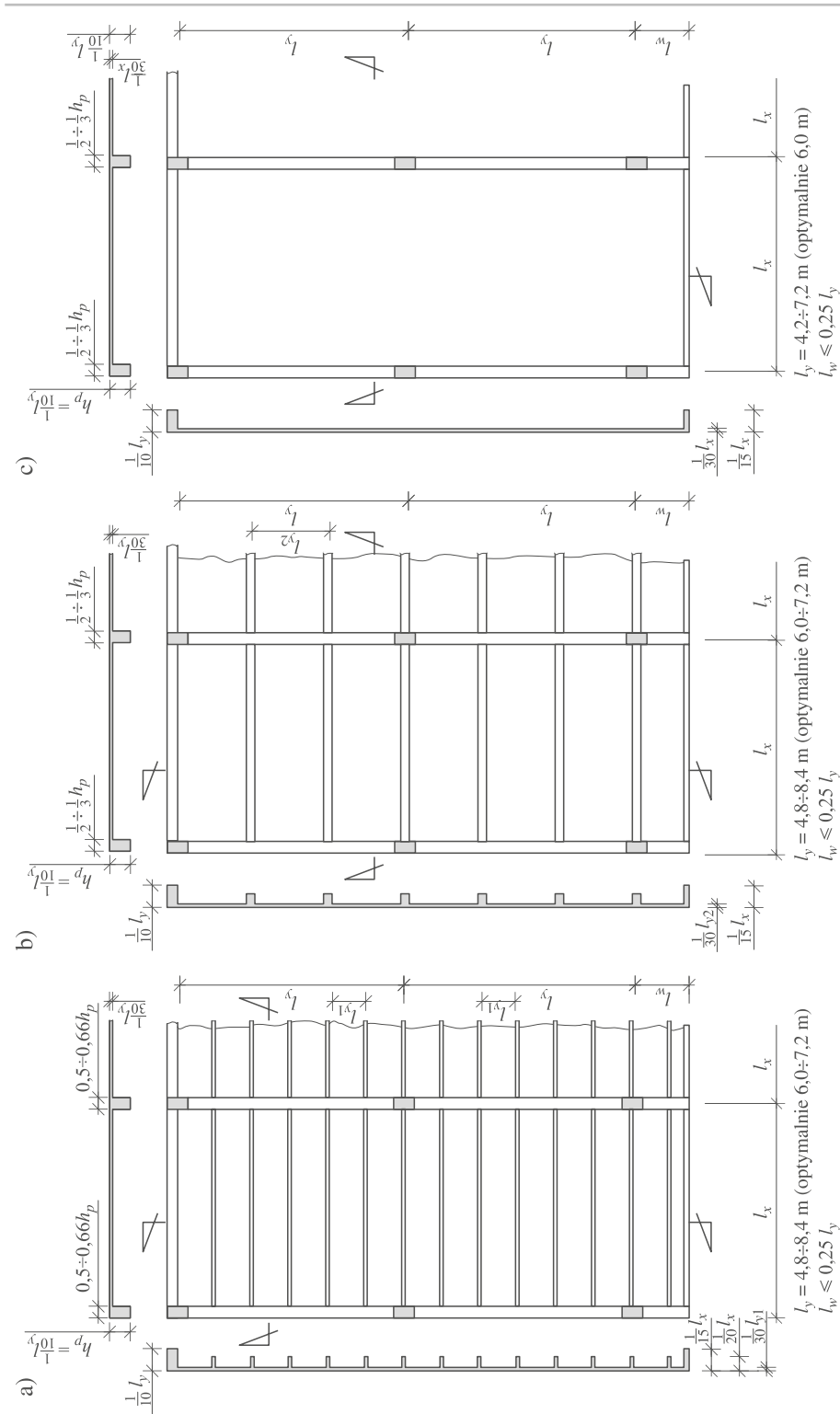
Dla najbardziej typowych sytuacji wskazówki co do wstępnego zgrubnego przyjęcia wymiarów elementów stropów podano na rysunku 17.53.

50 ■ 17. Ogólna metodologia projektowania konstrukcji

Tablica 17.13. Ustroje szkieletowe żelbetowe i sprężone także z elementami prefabrykowanymi

1	Ustroje szkieletowe z belkami o znacznej wysokości i stropami pracującymi jednokierunkowo			
	a) płyta pełna 	b) strop żebrowy 	c) strop gęstożebrowy lub na blachach fałdowych straconych 	
2	Ustroje szkieletowe z płaskimi belkami i stropami pracującymi jednokierunkowo			
	a) płyta pełna 	b) strop żebrowy 	c) strop gęstożebrowy lub na blachach fałdowych 	d) strop z wkładami 
3	Ustroje szkieletowe krzyżowe z płytą stropową pracującą dwukierunkowo			
	a) belki o znacznej wysokości 	b) belki płaskie 	c) belki płaskie oparte na płaskich głowicach 	
4	Ustroje szkieletowe krzyżowe z płaskimi belkami i stropami kasetonowymi			
	a) płyta kasetonowa jawna 	b) płyta z wkładami 		
5	Ustroje płytowo-słupowe			
	a) płyta płaska 	b) płyta płaska oparta na płaskich głowicach 	c) płyta kasetonowa oparta na głowicach 	

17.5. Zasady doboru wymiarów przekroju 51



Rys. 17.53. Wstępne wymiary elementów w stropach ustrojów szkieletowych: a) płyta stropu gęstożebrowa, b) płyta stropu żebrowa, c) płyta stropu gładka pełna

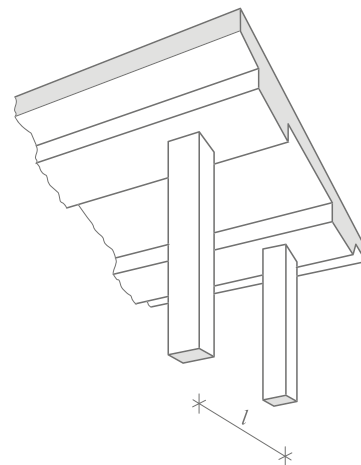
52 ■ 17. Ogólna metodologia projektowania konstrukcji

17.5.2.1.1. Płyta żelbetowa monolityczna oparta na płaskich belkach o szerokości 2,4 m

Tego rodzaju rozwiązania, jakkolwiek w Polsce stosowane rzadko, zasługują na uwagę z powodu wyraźnego zmniejszania wysokości konstrukcyjnej ustroju. W podanych niżej wzorach jako rozpiętość płyty liczy się rozpiętość między osiami belek. Ustrój stosowany jest zazwyczaj, gdy jeden kierunek jest dominujący, a obciążenie zmienne niewielkie. Uważa się, że ekonomiczna jest [17.11] rozpiętość płyty (w osiach podpór) powyżej 10 m, a belek powyżej 15 m.

Tablica 17.14. Płyta żelbetowa płaska monolityczna oparta na płaskiej belce żelbetowej o szerokości 2,4 m

Obciążenie zmienne q_k kN/m ²	Całkowita wysokość płyty stropowej żelbetowej płaskiej między płaskimi belkami h [m] dla $l \geq 5$ m	
	przęsło skrajne	przęsło wewnętrzne
2,5	0,04 l – 0,12	0,025 l – 0,03
5,0	0,045 l – 0,13	0,029 l – 0,04
7,5	0,048 l – 0,14	0,034 l – 0,07
10	0,049 l – 0,14	0,035 l – 0,07



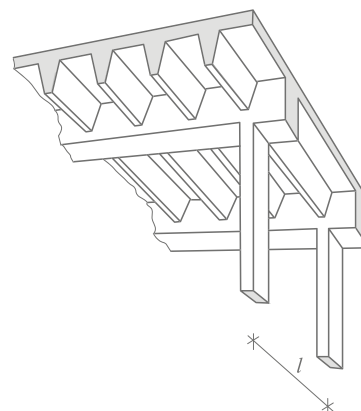
l – rozpiętość osiowa [m]

17.5.2.1.2. Płyta żelbetowa żebrowa wsparta na belkach

Stosowany jest najczęściej rozstaw żeber w granicach około 0,75 m, a grubość płyty około 0,10 m. Rozwiązanie takie daje największą efektywność [17.11] przy rozpiętości osiowej od 8 do 12 m.

Tablica 17.15. Płyta żelbetowa żebrowa wsparta na belkach

Obciążenie zmienne q_k kN/m ²	Całkowita wysokość płyty stropowej żebrowej h [m] dla $l \geq 7$ m	
	przęsło pojedyncze	przęsło w ustroju ciągłym
2,5	0,082 l – 0,26	0,060 l – 0,17
5,0	0,098 l – 0,36	0,062 l – 0,15
7,5	0,105 l – 0,36	0,085 l – 0,31
10	0,105 l – 0,31	0,093 l – 0,34

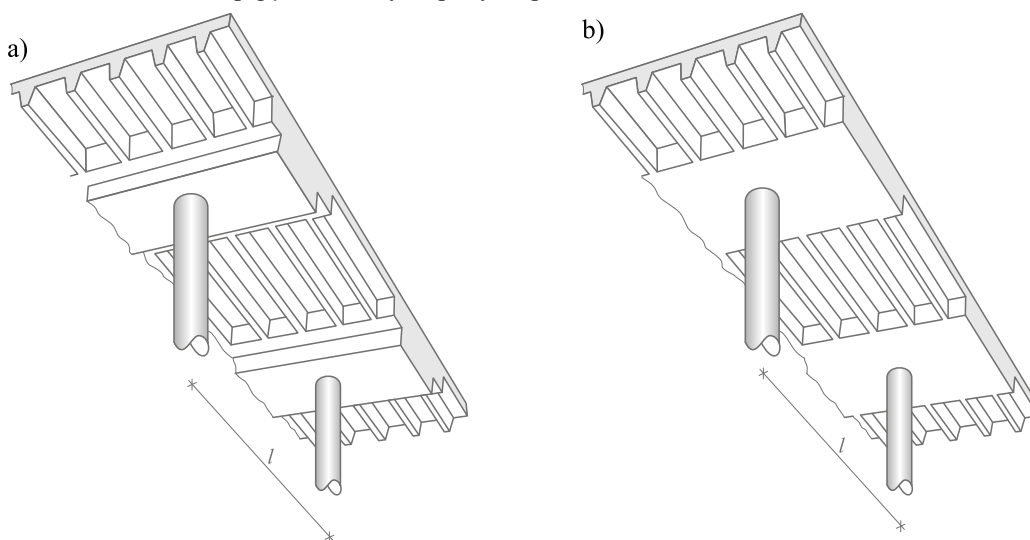


l – rozpiętość osiowa [m]

17.5.2.1.3. Strop gęstożebrowy wsparty na płaskich belkach

Strop gęstożebrowy może być podparty na typowych belkach i wtedy dobór jego wysokości przebiega jak dla zwykłych belek. Coraz częściej stosuje się jednak podparcie stropu na niskich płytowych podciągach o znacznej szerokości (tabl. 17.16 – rys. a). W celu zaoszczędzenia wysokości ustroju spotykamy także podparcie stropu gęstożebrowego na płaskich szerokich belkach o wysokości równej wysokości stropu (tabl. 17.16 – rys. b). W obu przypadkach strop gęstożebrowy powinien być rozpięty w kierunku większych rozpiętości.

Tablica 17.16. Strop gęstożebrowy wsparty na płaskich belkach



Obciążenie zmienne q_k kN/m ²	Całkowita wysokość h [m] ciągłych żeber stropu gęstożebrowego opartego na szerokich belkach	
	belki o wysokości większej niż strop (rys. a) $l \geq 8$ m	belki o wysokości równej wysokości stropu (rys. b) $l \geq 7$ m
2,5	0,068 <i>l</i> – 0,29	0,085 <i>l</i> – 0,35
5,0	0,076 <i>l</i> – 0,33	0,088 <i>l</i> – 0,36
7,5	0,085 <i>l</i> – 0,39	0,088 <i>l</i> – 0,34
10	0,092 <i>l</i> – 0,41	0,092 <i>l</i> – 0,35

l – rozpiętość osiowa [m]

Wskazania dla doboru wysokości stropu gęstożebrowego podano w tablicy 17.16. Dla podanych zależności przyjęto, że w przypadku stropu według rysunku a żelbetowe belki mają 2,4 m szerokości. Wykazane wysokości stropu odniesione są

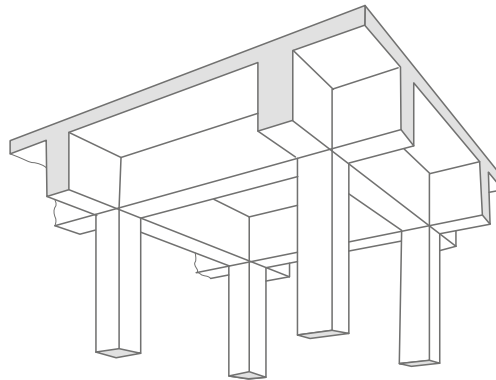
54 ■ 17. Ogólna metodologia projektowania konstrukcji

do osiowego rozstawu belek. W stropie przedstawionym na rysunku b szerokość belek może być znaczna, wynosząca nawet $1/3,5$ rozpiętości. Założono, że belki żeber stropu gęstożebrowego są ciągłe – co najmniej trzy przęsłowe.

17.5.2.1.4. Stropy żelbetowe krzyżowo zbrojone

Żelbetowe stropy krzyżowo zbrojone w sytuacji ich podparcia na ścianach albo wystarczająco sztywnych belkach zaleca się stosować w przedziale $4+12$ m rozpiętości. Wartości graniczne według norm EC2–EC2(f) podano w tabelicy 17.17. Bardziej precyzyjne zalecenia na podstawie [17.11] przedstawiono w tabelicy 17.18.

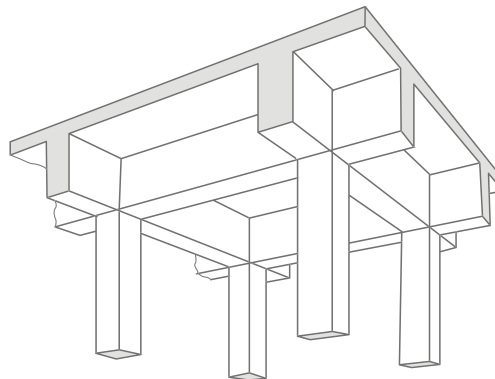
Tablica 17.17. Warunki graniczne kształtowania żelbetowych monolitycznych płyt stropowych pracujących dwukierunkowo



Opis	Schemat	Minimalna wysokość użyteczna d	
		słabo obciążone ($\rho = 0,5\%$)	silnie obciążone ($\rho = 1,5\%$)
Swobodnie podparta płyta		$l/20$	$l/14$
Skrajne przęsło płyty ciągłej co najmniej w jednym kierunku, biorąc pod uwagę większą rozpiętość		$l/35$	$l/30$
Środkowe przęsło płyty ciągłej, biorąc pod uwagę większą rozpiętość		$l/40$	$l/35$

l – rozpiętość osiowa [m]

Tablica 17.18. Płyta żelbetowa płaska monolityczna, pracująca dwukierunkowo, oparta na małopodatnych belkach żelbetowych



Obciążenie zmienne q_k kN/m ²	Całkowita wysokość płyty stropowej pracującej krzyżowo dla $h \geq 0,15$ m i dla $l \leq 12$ m	
	przęsło swobodnie podparte	przęsło wewnętrzne ciągłe
2,5	0,035 <i>l</i> – 0,06	0,029 <i>l</i> – 0,06
5,0	0,037 <i>l</i> – 0,04	0,030 <i>l</i> – 0,05
7,5	0,037 <i>l</i> – 0,03	0,030 <i>l</i> – 0,03
10	0,040 <i>l</i> – 0,03	0,040 <i>l</i> – 0,12

l – rozpiętość osiowa [m]

17.5.2.1.5. Stropy żelbetowych ustrojów płytowo-słupowych

Ten rodzaj stropów jest obecnie bardzo szeroko rozpowszechniony, głównie ze względu na łatwość kształtowania wnętrza.

Dla stropów płaskich przepisy EC2 wprowadzają ograniczenie minimalnej wysokości użytecznej z warunku:

$$l/d \leq 24 \text{ w przypadku płyt słabo zbrojonych } (\rho = 0,5\%),$$

$$l/d \leq 17 \text{ w przypadku płyt silnie zbrojonych } (\rho = 1,5\%),$$

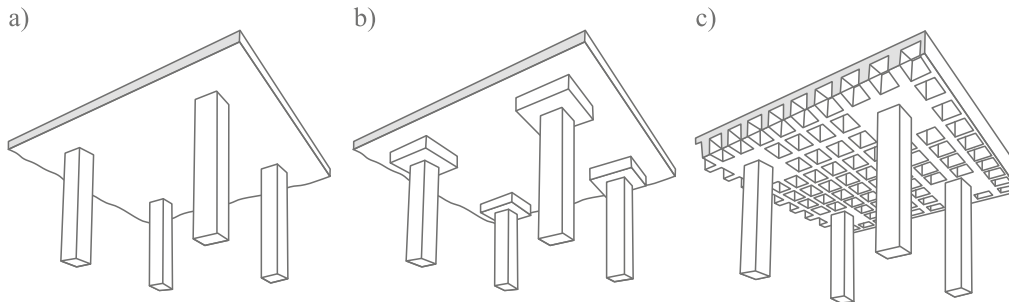
przy czym rozpiętość *l* dotyczy większej rozpiętości.

Odnośnie stropów płaskich bezgłowicowych uważa się, że ekonomiczne jest stosowanie tego rodzaju stropów w granicach rozpiętości 5÷9 m, ale stosowano je także dla stropów o rozpiętości 12 m, a w przypadku stropów z płaskimi głowicami w granicach rozpiętości od 8 do 13 m.

Podane niżej wzory na obliczanie grubości płyty stropów, określone przez uśrednienie wartości podanych w pracy [17.11], przyjęto przy założeniu, że są to stropy o trzech polach w każdym kierunku.

56 ■ 17. Ogólna metodologia projektowania konstrukcji

Tablica 17.19. Stropy żelbetowe płytowo-słupowe wielopolowe



Obciążenie zmienne q_k kN/m ²	Płyta gładka (rys. a) $h_{\min} = 0,22 \text{ m}$		Płyta gładka z małymi głowicami (rys. b) $h_{\min} = 0,22 \text{ m}$		Płyta żebrowa z przysłupowymi głowicami (rys. c) $h_{\max} = 0,8 \text{ m}$	
	całkowita wysokość płyty stropowej h m	maksymalna rozpiętość stropu l_{\max} m	całkowita wysokość płyty stropowej h m	maksymalna rozpiętość stropu l_{\max} m	całkowita wysokość płyty stropowej h m	minimalna rozpiętość stropu l_{\min} m
2,5	0,043l – 0,08	12	0,044l – 0,098	12	0,090l – 0,40	7,5
5,0	0,057l – 0,14	12	0,046l – 0,07	12	0,090l – 0,35	7,5
7,5	0,053l – 0,05	12	0,048l – 0,06	12	0,097l – 0,38	7,5
10	0,060l – 0,06	10,5	0,060l – 0,12	12	0,096l – 0,31	7,5

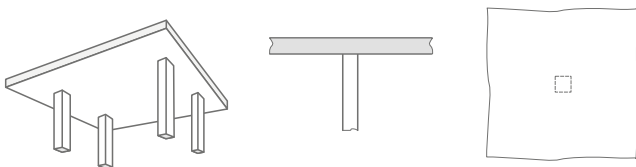
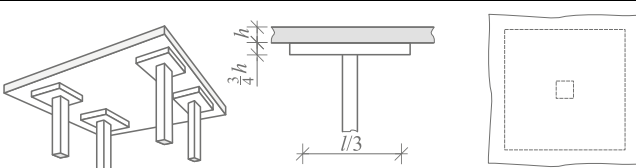
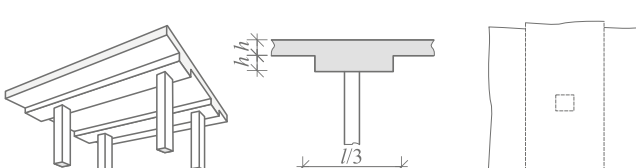
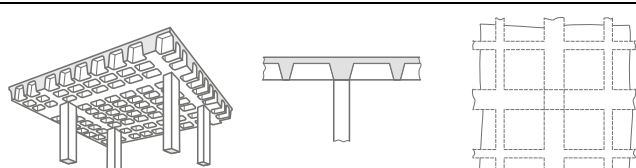
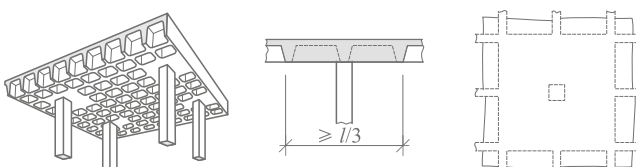
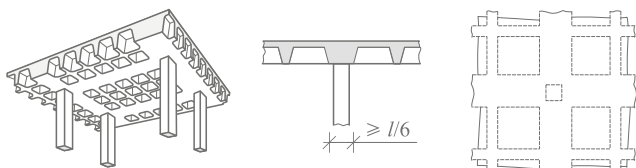
l – rozpiętość osiowa [m]

17.5.2.2. Ustroje sprężone

W tablicach 17.20 i 17.22, na podstawie kompilacji danych z [M17.1], [M17.7], [M17.17], [M17.18], [M17.19], podano zalecenia dotyczące kształtowania stropów ustrojów szkieletowych sprężonych. Bardziej uściślone relacje uwzględniające typ i położenie rozważanego stropu podano za [M17.7] w tablicy 17.21.

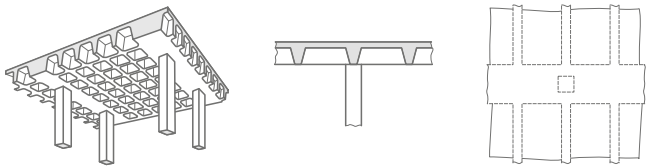
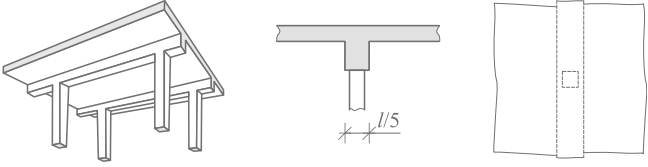
17.5. Zasady doboru wymiarów przekroju ■ 57

Tablica 17.20. Ustroje szkieletowe sprężone – zalecane wysokości stropu h [m]

Typ stropu	Całkowite obciążenie dodatkowe q_k kN/m ²	l/h	
		$6 \text{ m} \leq l \leq 12 \text{ m}$	
	1,5	42	
	2,5	40	
	5,0	36	
	10,0	30	
	1,5	46	
	2,5	44	
	5,0	40	
	10,0	34	
		plyta	belka
	1,5	48	28
	2,5	45	25
	5,0	40	22
	2,5	25	
	5,0	23	
	10,0	20	
	2,5	28	
	5,0	26	
	10,0	23	
	2,5	28	
	5,0	26	
	10,0	23	

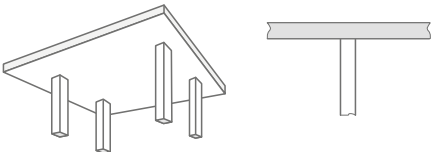
58 ■ 17. Ogólna metodologia projektowania konstrukcji

Tablica 17.20. cd.

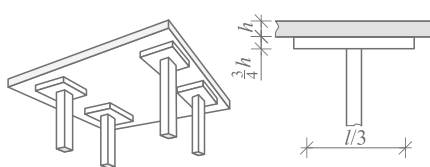
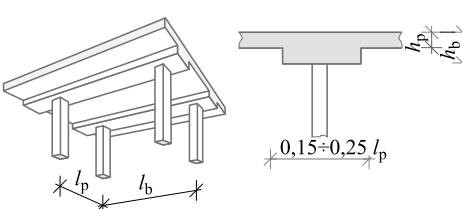
Typ stropu	Całkowite obciążenie dodatkowe q_k kN/m ²	l/h $6 \text{ m} \leq l \leq 12 \text{ m}$	
		plyta	belka
	2,5	30	
	5,0	27	
	10,0	24	
		plyta	belka
	1,5	46	20
	2,5	42	18
	5,0	38	16
	10,0	34	13

l – rozpiętość osiowa stropu w dłuższym kierunku.

Tablica 17.21. Zalecane wysokości stropów sprężonych w zależności od typu i położenia

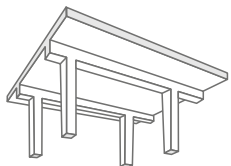
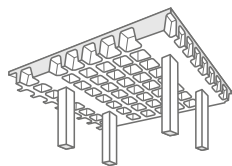
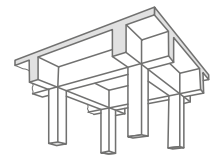

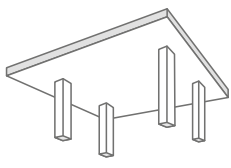
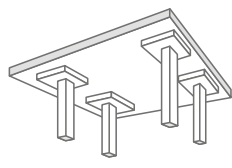
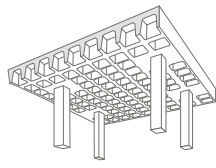
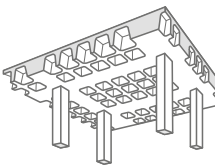
Typ stropu	Typ pola	Całkowite obciążenie dodatkowe kN/m ²	l/h
zalecana rozpiętość 7÷9 m 	pojedyncze	3	33
		5	31
		10	28
	skrajne	3	39
		5	36
		10	32
	wewnętrzne	3	45
		5	42
		10	38

17.5. Zasady doboru wymiarów przekroju ■ 59

<p>zalecana rozpiętość do 13 m</p> 	pojedyncze	3	38		
		5	35		
		10	32		
	skrajne	3	46		
		5	43		
		10	40		
	wewnętrzne	3	52		
		5	49		
		10	45		
<p>zalecana rozpiętość płyty $l_p - 6 \div 10$ m zalecana rozpiętość belek $l_b - 7 \div 15$ m</p> 	pojedyncze		płyta l_p/h_p	belka l_b/h_b	
		3	38	20	
		5	35	18	
	skrajne	10	32	16	
		3	46	24	
		5	43	22	
	wewnętrzne	10	40	19	
		3	52	27	
		5	49	25	
			10	45	22

l – rozpiętość osiowa [m]

Tablica 17.22. Ustroje szkieletowe sprężone – zalecane rozpiętości stropu l [m]

 <p>belka 8÷16 m płyta 7÷12 m</p>	 <p>belka 8÷16 m kaseton 9÷14 m</p>	 <p>8÷16 m</p>	 <p>7÷12 m</p>
 <p>7÷10 m</p>	 <p>8÷13 m</p>	 <p>10÷20 m</p>	 <p>10÷20 m</p>

Fragment pochodzi z: Starosolski Włodzimierz, Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych Tom 4, Wydawnictwo Naukowe PWN 2024, s. 41-59

SPRAWDŹ WIĘCEJ

Oparcie wiazara na stupie

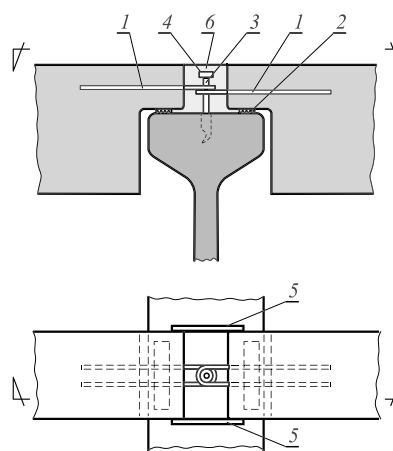
na podstawie:



Dowiedz się więcej
Kod rabatowy: ZELBET2024

płatwi. Kształt płatwi w tym połączeniu może być dowolna. Mogą to być zarówno płatwie oparte na dolnej krawędzi (rys. 26.245a), jak i płatwie – na przykład teowe – podcięte na podporze (rys. 26.245b).

Stosowane dawniej było rozwiązanie (rys. 26.246), w którym na końcu podciętych płatwi wyprowadzane były pętle zbrojeniowe. Pręty te podczas montażu nakładane były na pionowe pręty gwintowane wyprowadzone z dźwigara i blokowane nakrętkami. Następnie po odeskowaniu złącze było wypełniane betonem. Połączenie cechowała znaczna pracochłonność w fazie montażu oraz odsunięte w czasie uzyskanie pełnej sprawności w przenoszeniu sił.



Rys. 26.246. Oparcie i połączenie płatwi z dźwigarem; 1 – pętle wyprowadzone z płatwi, 2 – podkładka neopremowa, 3 – pręt gwintowany, 4 – nakrętka, 5 – deskowanie, 6 – beton uzupełniający

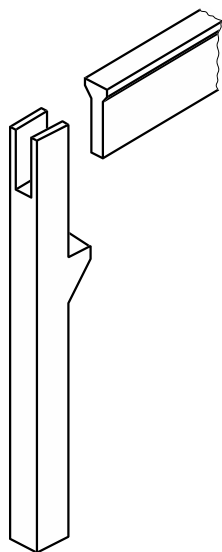
26.3.2.3. Oparcie wiązara na słupie

26.3.2.3.1. Oparcie wiązara na słupie krawędziowym

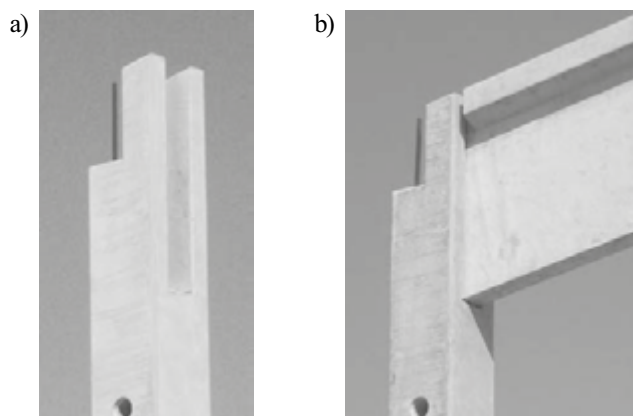
Bardzo prostym sposobem oparcia dźwigara na słupie jest jego oparcie w widełkach na końcu słupa. Rozwiązanie to dokładnie już omówiono w tym rozdziale. Tutaj jedynie dla ilustracji przedstawiamy go na rysunkach 26.247 i 26.248.

Obecnie najczęściej stosowanym sposobem oparcia dźwigara dachowego na słupie jest podparcie mniej lub bardziej zbliżone do pokazanego na rysunku 26.249. Ze słupa wyprowadzony jest do góry pręt (lub dwa pręty), na który nanizuje się wytworzony w wiązarze otwór. Pomiędzy słup a wiązar zakładana jest podkładka elastomerowa, a otwór (otwory) zalewa się ekspansywną zaprawą konfekcjonowaną.

W tym miejscu warto podkreślić znaczenie podkładki elastycznej – elastomerowej, która uśrednia naciski przekazywane z wiązara na słup, umożliwi obrót wiązara na podporze oraz stwarza dystans pomiędzy słupem a dźwigarem, co zapobiega występowaniu krawędziowych uszkodzeń. Obserwowane często



Rys. 26.247. Zasady oparcia więzara na widełkach końca słupa

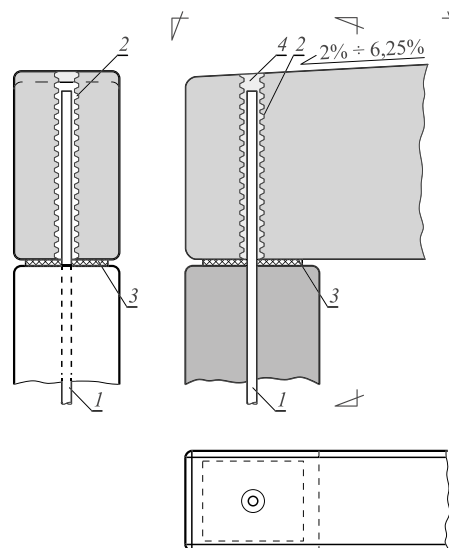


Rys. 26.248. Przykładowe oparcia więzarów dachowych na słupach skrajnych zakończonych widełkami: a) przed oparciem więzara, b) po oparciu więzara

uszkodzenia krawędzi podpór mają na ogół swoje źródło w zaniechaniu założenia podkładki elastycznej.

Jeżeli więzary jest pochylony, to stosuje się odpowiednie ukośne podcięcie końca więzara, aby płaszczyzna przekazania obciążenia była pozioma (rys. 26.250).

W przypadku gdy chcemy, aby płyty osłonowe miały podparcie na wysokości dźwigara, wtedy może się okazać, że do prawidłowego podparcia dźwigara konieczne jest ukształtowanie na słupie w strefie oparcia dźwigara niewielkiego



Rys. 26.249. Oparcie wężara na słupie krańcowym (opis w tekście); 1 – pręt $\phi 20$ mm, 2 – rura karbowana $\phi 60$ mm, 3 – podkładka elastomerowa, 4 – zaprawa ekspansywna

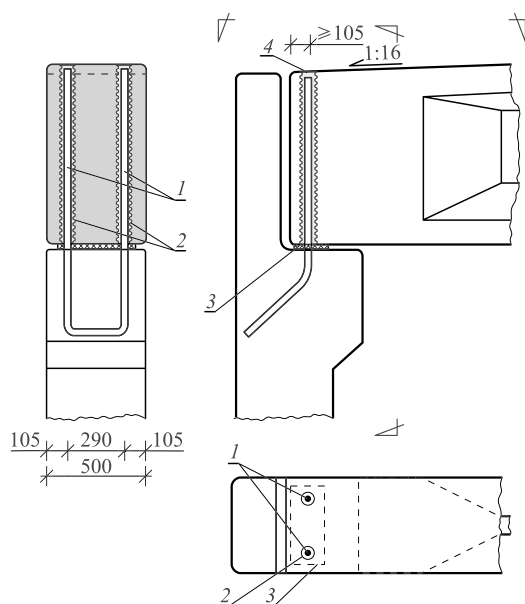


Rys. 26.250. Przykład oparcia wężara na słupie skrajnym z zastosowaniem ukośnego podcięcia wężara na podporze

wspornika. Takie rozwiązanie przedstawia rysunek 26.251. Celowo przedstawiono tutaj rozwiązanie podparcia wężara o znacznej szerokości, w którym mamy dwa elementy mocujące. Wprowadzenie dwóch prętów kotwiących ma dodatkowo na celu stabilizację wężara na ruchy skrętne. W pełnej analogii dla węższych dźwigarów stosuje się rozwiązanie zamocowania pojedynczym prętem.

Wysokie wężary opierane są na słupie z zastosowaniem podcięcia wężara, jak to przykładowo pokazano na rysunku 26.252.

176 ■ 26. Konstrukcje halowe

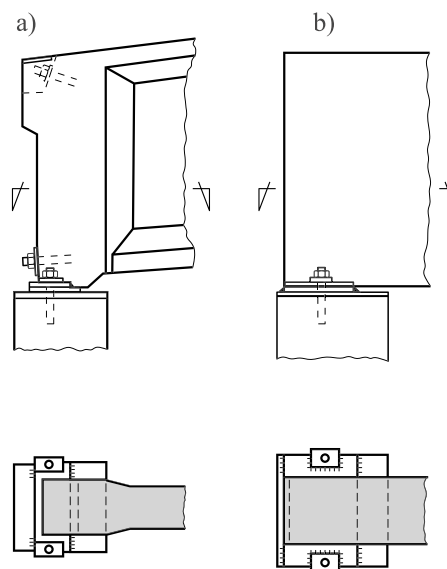


Rys. 26.251. Oparcie wiaźara na słupie krawędziowym ze wspornikiem (opis w tekście); 1 – pręt $\phi 20$ mm, 2 – rura karbowana $\phi 60$ mm, 3 – podkładka elastomerowa, 4 – zaprawa ekspansywna

Rys. 26.252. Przykład oparcia wysokiego wiaźara dachowego na słupie. Zastosowano podcięcie wiaźara



Znajdowały zastosowania, w Polsce rzadziej, połączenia śrubowe wiaźarów ze słupami (rys. 26.253). Połączenia te miały charakter typowych połączeń śrubowych stalowych, w których do dolnej krawędzi wiaźara na podporze mocowana była blacha łączona następnie śrubami z odpowiednią blachą zatopioną w słupie. Przegub podporowy kształtowano w tym przypadku blachą przekładkową.



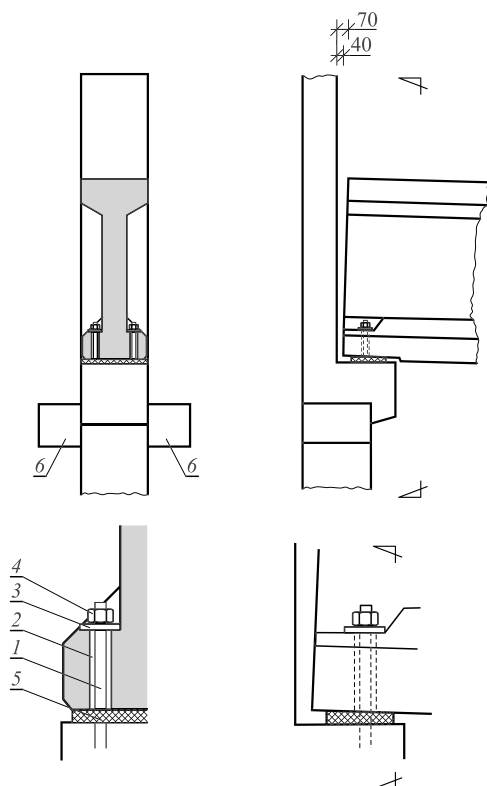
Rys. 26.253. Połączenie dźwigarów dachowych ze słupem skrajnym: a) dźwigar sprężony, b) dźwigar żelbetowy

W przypadku gdy dźwigar dachowy na całej swojej długości ma kształt dwuteowy, można stosować połączenia podparcia na słupie przedstawione na rysunku 26.254. Ze słupa wyprowadza się zakotwione w nim pręty gwintowane. Na pręty te nanizuje się otwory w dolnych półkach, wypełnia otwór zaprawą, a następnie po założeniu podkładek zakłada i dokręca nakrętki (raczej dwie). Połączenie ma duży walor bezpośredniej gotowości, w tym na przenoszenie skręcań dźwigara i nieprzewidzianych uderzeń w trakcie montażu połaci dachowej.

Stosunkowo rzadziej ma zastosowanie rozwiązanie, w którym nie wyprowadza się pręta ze słupa, ale na czole słupa kształtuje otwór. W ten otwór w czasie montażu (lub przed montażem dźwigara) wprowadza się pręt łączący dźwigar ze słupem i zalewa zaprawą. Takie rozwiązanie przedstawia rysunek 26.255. Rozwiązanie to ma walor niwelowania nawet dość dużych odchyłek montażowych (tolerancja zarówno na otworze w słupie, jak i na otworze w dźwigarze). Omawiana koncepcja została jednocześnie wykorzystana do osadzenia belki wieńcowej pełniącej jednocześnie funkcję rynny. Na rysunku 26.255b zwraca uwagę bardzo nietypowy, choć sensowny kształt słupa z niejako dolepioną częścią wyższą służącą jako podparcie płyty kolankowej.

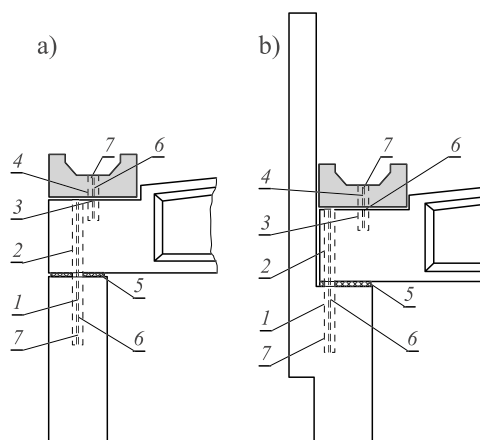
Zdaniem autora, jedynie ze względu na wygodę we współczesnej produkcji lansowane są rozwiązania o układzie odwrotnym – rysunek 26.256. Połączenie polega w tym przypadku na tym, że przy dolnej płaszczyźnie oparcia wbetonowuje się w dźwigar tuleję gwintowaną. W tę tuleję wkręca się następnie pręt kotwiący. Na czole słupa umieszcza się otwór ukształtowany odpowiednią wkładką. Podczas montażu wypełnia się otwór zaprawą ekspansywną i wprowadza pręt wystający ku

178 ■ 26. Konstrukcje halowe



Rys. 26.254. Oparcie wiazara w ksztalcie dwuteownika na slupie krawedziowym; 1 – pręt kotwiący zakotwiony w slupie, 2 – otwór w półce dźwigara zalany zaprawą po ustawieniu dźwigara, 3 – podkładka, 4 – nakrętka, 5 – podkładka elastomerowa, 6 – wspornik pod belkę oczepową

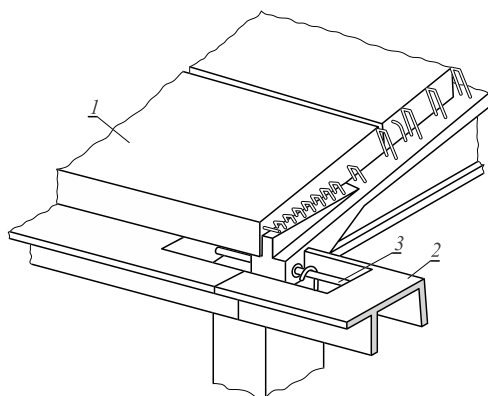
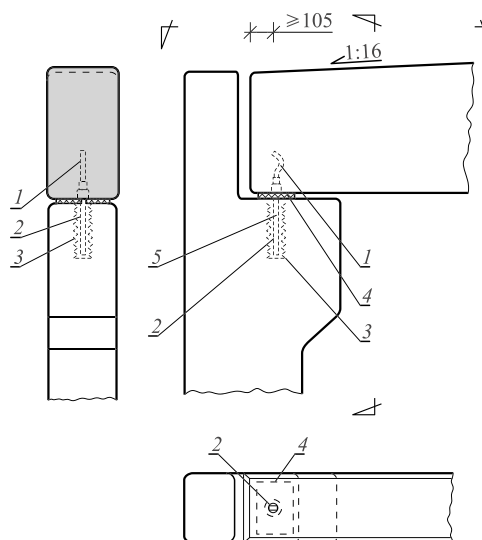
Rys. 26.255. Oparcie wiazarów na slupie: a) slup licujący z dolną krawędzią dźwigara, b) slup wyprowadzony ponad dolną krawędź wiazara; 1 – otwór ślepy w slupie, 2 – otwór przelotowy w wiazarze, 3 – otwór ślepy w wiazarze, 4 – otwór przelotowy w belce wieńcowej, 5 – podkładka elastyczna, 6 – pręt łączący, 7 – zaprawa wypełniająca



dołowi. Połączenie tego typu ma małą zdolność stabilizacji dźwigara, na przykład przy bocznym uderzeniu o jego górną krawędź.

W przypadku dźwigarów oszczędnościowych stosowano sposób oparcia dźwigarów na slupie skrajnym przedstawiony na rysunku 26.257. W rozwiązaniu tym,

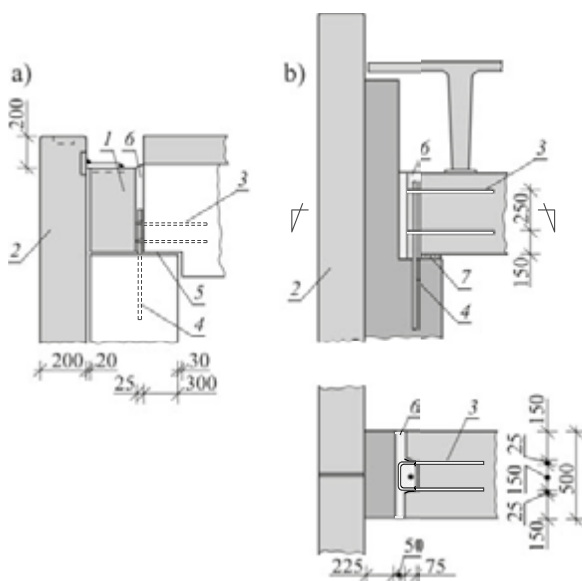
Rys. 26.256. Oparcie wiązara na słupie krawędziowym ze wspornikiem; 1 – hak z tuleją wewnętrzną gwintowaną ukształtowaną w fałę, 2 – pręt gwintowany, 3 – rura karbowana $\phi 60$ mm, 4 – podkładka elastomerowa, 5 – zaprawa ekspansywna



Rys. 26.257. Oparcie dźwigara oczędnościowego na słupie; 1 – panwiowe płyty dachowe, 2 – prefabrykaty wieńca, 3 – pręt łączący przechodzący przez końcówkę dźwigara

przez wprowadzenie prefabrykowanego wieńca zespolonego z gzymsem, ograniczono na dachu zakres robót mokrych.

Niżej pokazano też dwa, dawniej stosowane (raczej rzadko), sposoby oparcia wiązara dachowego na słupie krawędziowym (rys. 26.258). W obu przedstawionych rozwiązaniach ze słupa wyprowadzono do góry pręt (pręty) kotwiący, na który nanizano wyprowadzone z czoła dźwigara pętle zbrojeniowe. Ostateczne połączenie następowało przez wypełnienie styku zaprawą. W rozwiązaniu według rysunku 26.258a cofnięcie strefy podporowej na słupie pozwoliło na jednoczesne oparcie belki wieńcowej. Konieczność zastosowania wysokiej płyty osłonowej, osłaniającej płyty dachowe typu 2T, wymusiła do ich przytrzymania wyprowadzenie ze słupa jego odcinka ponad krawędź podporową, co przedstawiono na rysunku 26.258b.



Rys. 26.258. Przykłady rozwiązania oparcia wiaźara na słupie skrajnym (opis w tekście); 1 – belka krawędziowa, 2 – płyta osłonowa, 3 – pręty kotwiące wygięte w pętle, 4 – pręty kotwiące wyprowadzone z górnej krawędzi słupa, 5 – podlewka, 6 – zaprawa wypełniająca styk, 7 – podkładka elastyczna

26.3.2.3.2. Oparcie wiaźara na słupie wewnętrznym

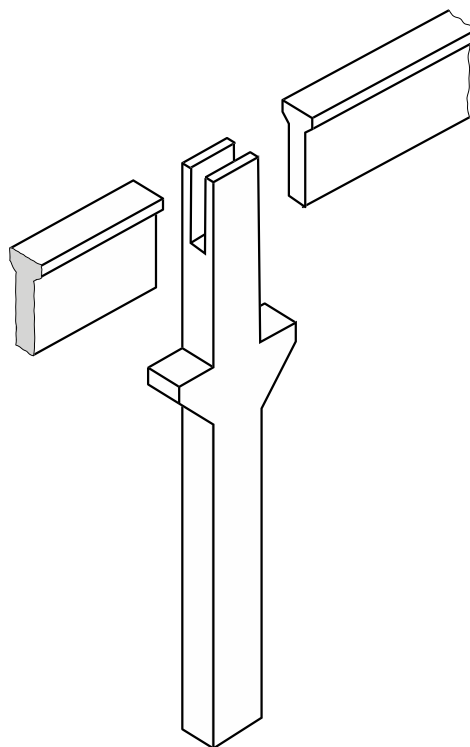
Sposoby oparcia wiaźarów na słupie wewnętrznym powielają, dla tej sytuacji, rozwiązanie konstrukcyjne pokazane uprzednio dla słupa krawędziowego (skrajnego). Mimo że praktycznie nie wnoszą nowych pomysłów konstrukcyjnych, przedstawimy je tutaj dla kompletu, traktując przegląd rozwiązań konstrukcyjnych jak swoistego rodzaju vademecum.

Najprostsze z tych rozwiązań, a mianowicie oparcie na widełkach słupa wewnętrznego przedstawiają rysunki 26.259 i 26.260.

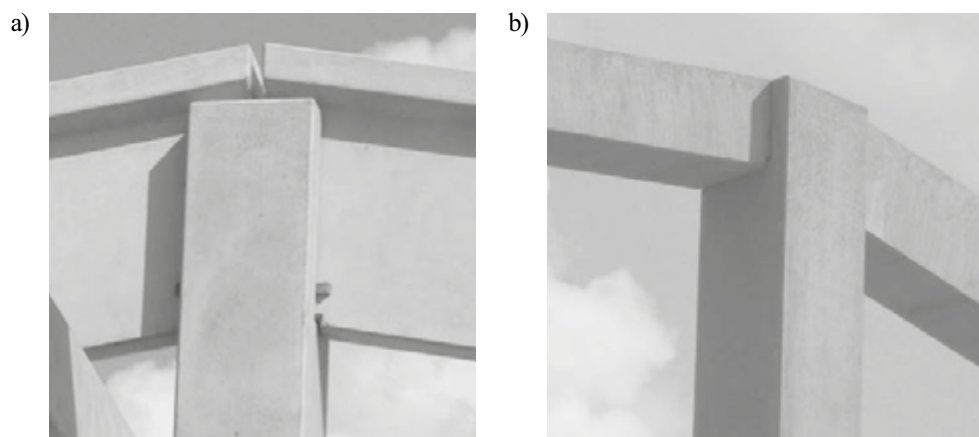
Przy stosunkowo wąskich podstawach dźwigarów stosowano dla każdego z nich połączenie jednym prętem wyprowadzonym ze słupa (rys. 26.261a), a w przypadku szerszych dźwigarów dwa takie pręty (rys. 26.261b). Na pręty naprowadzano otwór/otwory w dźwigarze i zalewano otwór/otwory zaprawą ekspansywną. Tak jak w innych przypadkach, siły z dźwigara przekazywane były przez podkładkę elastyczną. Przy oparciu pochyłonych rygli konieczne jest zastosowanie odpowiedniego ukośnego podcięcia rygli, aby zapewnione było poziome ich podparcie (rys. 26.262).

Jeżeli na wewnętrznym słupie skrajnym zbiegają się rygle o różnej wysokości i stykające się pod różnymi kątami, zachodzi konieczność różnicowania poziomu podparcia na słupie, jak to przedstawia rysunek 26.263.

W przypadku dźwigarów o kształcie dwuteowym na podporze można stosować połączenie śrubowe, jak to pokazuje rysunek 26.264. Jak już wspomniano, ten rodzaj połączenia cechuje natychmiastowa gotowość do pracy nawet po ustawieniu tylko jednego z dwóch dźwigarów.

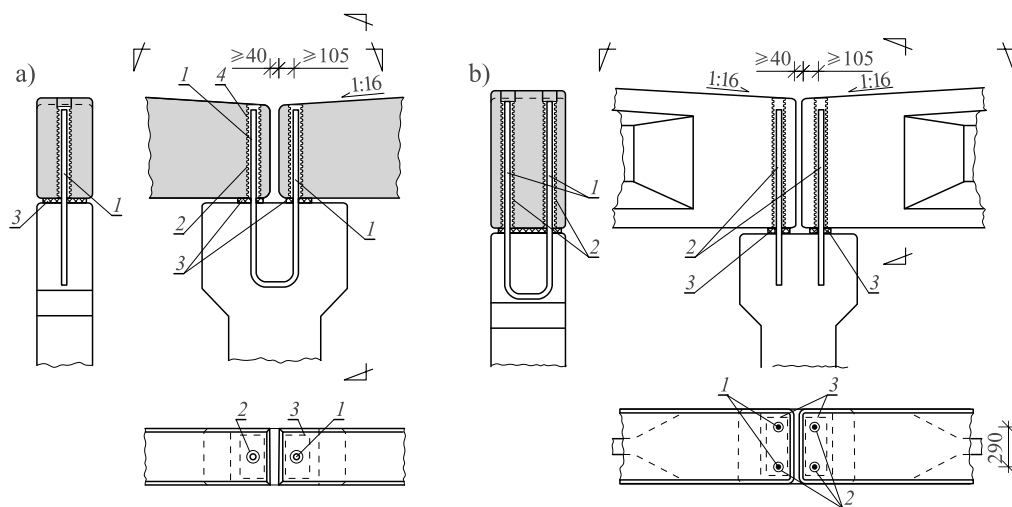


Rys. 26.259. Oparcie dźwigarów dachowych na widelkach słupa wewnętrznego



Rys. 26.260. Przykłady oparcia różnej wielkości więzarów w widelkach słupa środkowego

182 ■ 26. Konstrukcje halowe



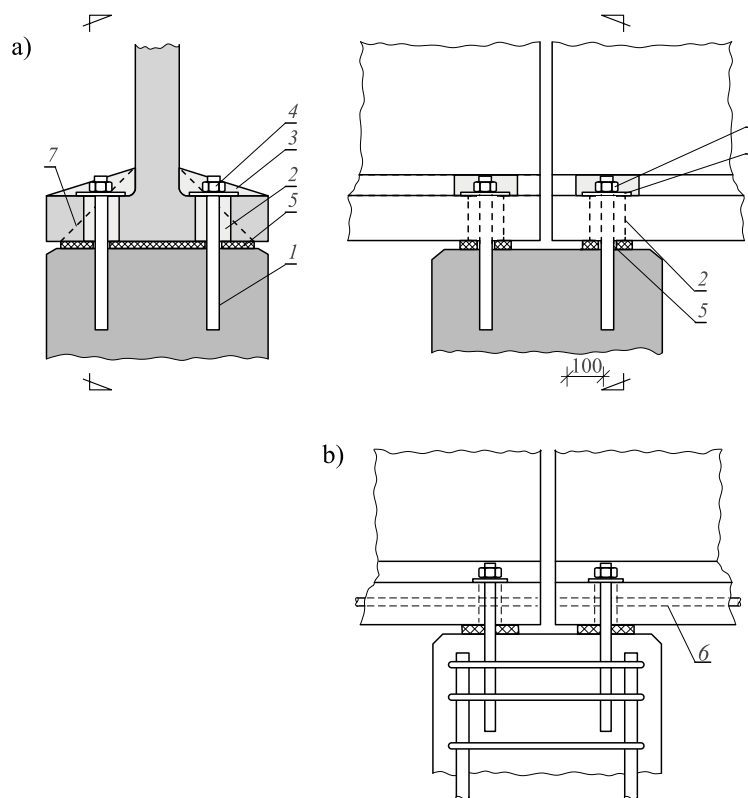
Rys. 26.261. Oparcie wiązarów na słupie wewnętrznym: a) w przypadku wąskich dźwigarów $b = 0,3$ m, b) w przypadku szerokich płaszczyzn oparcia $b = 0,5$ m; 1 – pręt $\phi 20$ mm, 2 – rura karbowana $\phi 60$ mm, 3 – podkładka elastomerowa, 4 – zaprawa ekspansyjna



Rys. 26.262. Przykład oparcia wiązara na słupie wewnętrznym z zastosowaniem ukośnego podcięcia wiązara na podporze



Rys. 26.263. Przykłady oparcia na słupie skrajnym wiązarów o różnej wysokości i o różnym nachyleniu

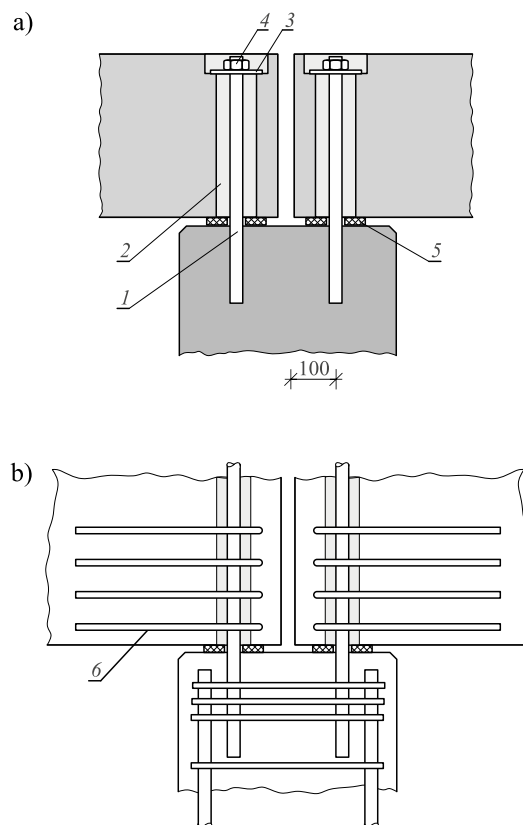


Rys. 26.264. Oparcie dźwigarów dwuteowych na słupie wewnętrznym: a) elementy połączenia, b) zbrojenie elementów; 1 – pręt kotwiący zakotwiony w słupie, 2 – otwór w płycie dźwigara utworzony rurą karbowaną – po ustawieniu dźwigara zalany zaprawą, 3 – podkładka stalowa, 4 – nakrętka, 5 – podkład elastomerowy, 6 – dodatkowe zbrojenia kotwiące, 7 – linia wyznaczająca szerokość podkładki elastomerowej

Zwracamy uwagę, że miejsca, przez które przechodzą pręty kotwiące, powinny być zbrojone w celu przejścia przez zbrojenia sił rozciągających połączenie. Szerokość podkładki elastomerowej wyznacza linia pod kątem 45° poprowadzona od miejsca załamania dolnej półki. Połączenie to można także stosować przy dźwigarach belkowych i pogrubieniach dźwigarów teowych, z tym że kanał przelotowy będzie dłuższy i nakrętkę zamocujemy na górnej płaszczyźnie wiązara (rys. 26.265).

Połączenie śrubowe może mieć charakter typowego połączenia stalowego. W tym przypadku na głowicy słupa kotwi się blachę, a odpowiednie blachy zakotwione są w dolnej krawędzi dźwigara. Połączenie następuje przez skręcenie tych blach, przy czym śruby łączące mogą być jedynie mocowane do blachy słupa (rys. 26.266a), lub też jednocześnie tworzyć mocowanie blach słupa, jak to

184 ■ 26. Konstrukcje halowe

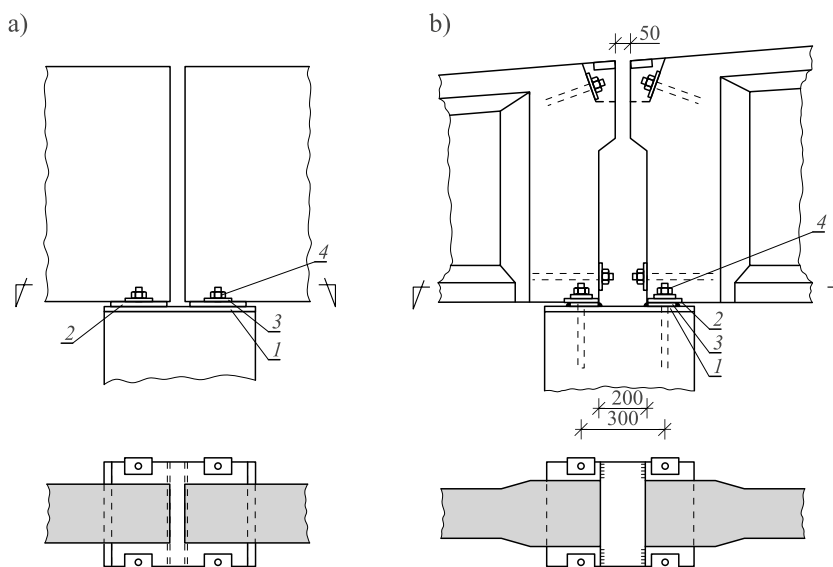


Rys. 26.265. Oparcie dźwigarów na słupie wewnętrznym z mocowaniem przez dokręcenie śruby: a) elementy połączenia, b) zbrojenie elementów; 1 – pręt kotwiący zakotwiony w słupie, 2 – otwór w półce dźwigara utworzony rurą karbowaną – po ustawieniu dźwigara zalany zaprawą, 3 – podkładka stalowa, 4 – nakrętka, 5 – podkładka elastomerowa, 6 – dodatkowe zbrojenie kotwiące

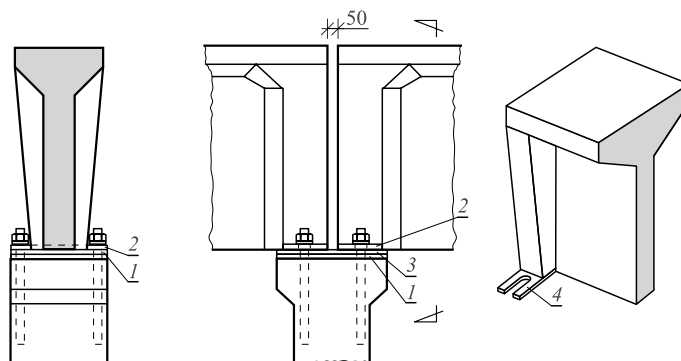
przedstawia rysunek 26.266b. Dla ułatwienia obrotu dźwigara na podporze pomiędzy blachy położone na słupie i zakotwione w belkach wprowadzano stalowe podkładki. Brak takich podkładek mógłby doprowadzić do uszkodzeń zarówno słupa, jak i belki.

Dla ułatwienia mocowania dźwigara i skompensowania błędów zarówno wykonania dźwigara, jak i montażu elementów wygodnie jest, aby blacha mocowana w dźwigarze nie miała okrągłych otworów na śruby, ale aby były to odkrawędzio-we nacięcia – jak to pokazuje rysunek 26.267.

Czasami między czołami wiązarów umieszczano przedłużenie słupa, a dźwigary oparto na podcięciach, jak to jest widoczne na rysunku 26.268. W rozwiązaniu tym żebra płyt panwiowych są nadwieszono nad słupem (opierają się na blachach



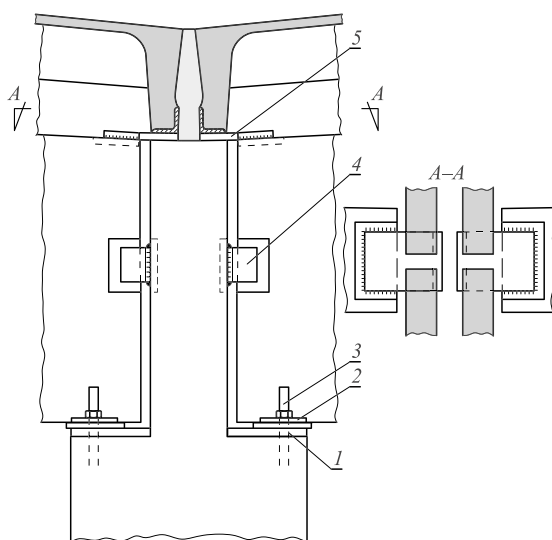
Rys. 26.266. Połączenie dźwigarów dachowych na słupie wewnętrznym (opis w tekście); 1 – blacha zakotwiona w słupie, 2 – blacha zakotwiona w wiązarze, 3 – podkładka stalowa, 4 – śruba z nakrętką



Rys. 26.267. Sposób ułatwiający skompensowanie błędów produkcji i montażu; 1 – blacha zakotwiona w słupie, 2 – blacha zamocowana w dolnej krawędzi dźwigara, 3 – podkładka stalowa, 4 – wycięcie odkrawędziowe w blasze 2

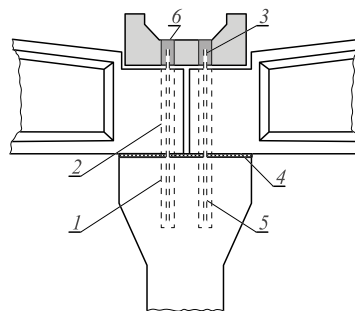
spawanych do wiązarów), co pozwala na swobodne przemieszczanie wiązarów. Same wiązary są zabezpieczone przed ruchami bocznymi kątownikami spawanymi do blach zatopionych w wyprowadzonym ponad powierzchnię podparcia elemencie słupa.

186 ■ 26. Konstrukcje halowe



Rys. 26.268. Oparcie dwóch wiązarów na podcięciu słupa; 1 – blachy zatopione w słupie, 2 – blachy zatopione w dolnej krawędzi dźwigarów, 3 – śruby mocujące, 4 – kątownik blokujący spawany do blachy zatopionej w górnej części słupa, 5 – blachy podpierające żebra płyt panwiowych

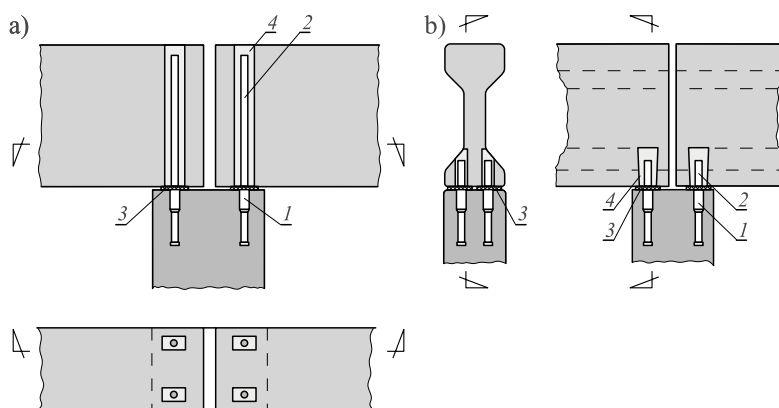
Innym sposobem podparcia wiązarów na słupie wewnętrznym jest rozwiązanie (rys. 26.269), w którym w słupie wykształca się otwory, ślepe lub przelotowe, a w dźwigarze otwory przelotowe. Po oparciu dźwigarów na słupie w otwory te wprowadza się pręty łączące i wypełnia je zaprawą (możliwe jest oczywiście wcześniejsze osadzenie pręta łączącego w słupie). W prezentowanym na rysunku 26.269 przykładzie te same pręty łączące służyły do przymocowania belki wieńcowej będącej zarazem rynną. Połączenie belki wieńcowej do dwóch naraz wiązarów powoduje ich częściowe zamocowanie, co zaburza schemat statyczny pracy połączenia i może prowadzić do uszkodzeń.



Rys. 26.269. Oparcie wiązarów dachowych na słupie wewnętrznym; 1 – otwór ślepy w słupie, 2 – otwór przelotowy w wiążarze, 3 – otwór przelotowy w belce wieńcowej, 4 – podkładka elastyczna, 5 – pręt łączący, 6 – zaprawa wypełniająca

Ułatwieniem produkcji słupów jest umieszczenie na czole słupa odpowiednio zakotwionych, wewnątrz gwintowanych tulei (rys. 26.270). W tuleje te przed montażem wkręca się gwintowane pręty łączące, na które następnie nanizuje się otwory w dźwigarach dachowych.

Otwory w wiązarach dachowych mogą mieć kształt nieokrągły. Prostokątne otwory pokazano na rysunku 26.270a. W przypadku belki teowej zastosowano – patrz rysunek 26.270b – otwór rozbieżny, co miało zapewnić lepsze zakotwienie krótkiego pręta. Zdaniem autora takie zakotwienie przyczepnościowe jest za krótkie i należało w tym przypadku zastosować na końcu pręta podkładkę z blokującą nakrętką.



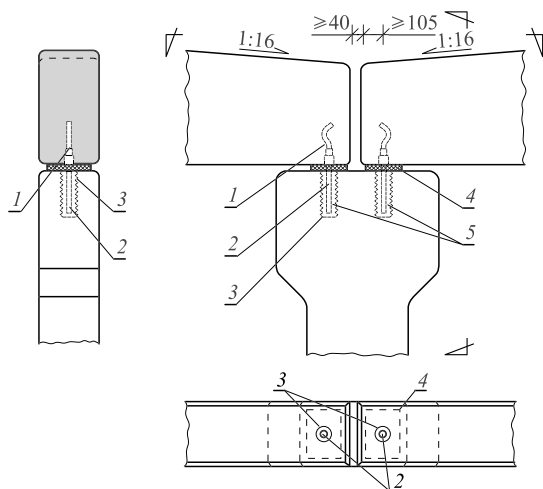
Rys. 26.270. Oparcie dźwigarów na słupach z mocowaniem za pomocą tulei wewnętrznie gwintowanych (opis w tekście); 1 – tuleja wewnętrznie gwintowana zakotwiona w słupie, 2 – trzpień gwintowany wkręcony w tuleję, 3 – podkładka neopremowa, 4 – zaprawa wypełniająca

Tak jak to poprzednio pokazano dla słupów krawędziowych, także i dla słupów wewnętrznych proponowano (rys. 26.271) umieszczenie w wiązarach od dołu powierzchni podparcia zakotwionej tulei wewnętrznie gwintowanej. W tę tuleję wkręca się gwintowany pręt i wprowadza w czasie montażu w ślepy otwór w słupie wypełniony zaprawą. Autor nie popiera tego rodzaju rozwiązania zarówno ze względu na trudności montażowe, jak i na bardzo ograniczone powiązanie wiązara z podporą nieodporne na momenty skręcające przekazane z dźwigara.

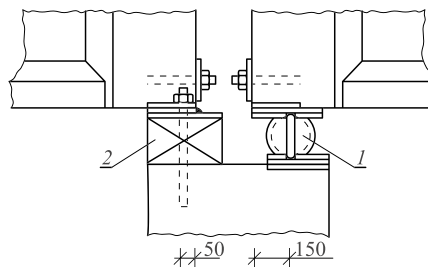
Na rysunku 26.272 pokazano rozwiązanie, które może mieć zastosowanie przy bardzo dużych rozpiętościach dźwigarów. Jest to podparcie na łożyskach tocznych przez analogię do stosowanych swego czasu w mostownictwie.

Na koniec tego podrozdziału pokażemy na rysunku 26.273 jednoczesne oparcie na słupie dźwigarów/belek dachowych i płatwi, w tym przypadku płatwi kalenicowej. Rozwiązanie to pozwala na stosowanie pojedynczej płatwi kalenicowej wchodzącej jednocześnie jako bezpośredni element usztywnienia górnej krawędzi słupów.

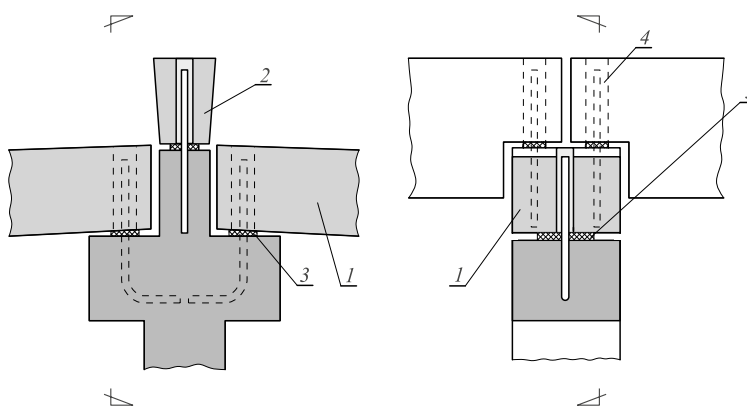
188 ■ 26. Konstrukcje halowe



Rys. 26.271. Oparcie wiązarów na słupie wewnętrznym; 1 – hak falowy z tuleją wewnętrzną gwintowaną, 2 – pręt gwintowany, 3 – rura karbowana $\phi 60$ mm, 4 – podkładka elastomerowa, 5 – zaprawa ekspansyjna



Rys. 26.272. Oparcie wiązarów na dźwigarach tocznych wałkowych typu mostowego; 1 – łożysko toczne, 2 – łożysko stalę



Rys. 26.273. Jednoczesne oparcie na słupie podciągów/belek dachowych i płatwi kalenicowych; 1 – dźwigar/belka dachowa, 2 – płatew, 3 – podkładki neoprenowe, 4 – pionowy otwór wypełniony zaprawą

Przedstawione sposoby oparcia wiązarów na słupie nie wyczerpują różnych sytuacji. Przykładowo na rysunku 26.274 przedstawiono nietypowe rozwiązania w przypadku słupów narożnych.



Rys. 26.274. Przykłady elementów konstrukcyjnych na słupach narożnych

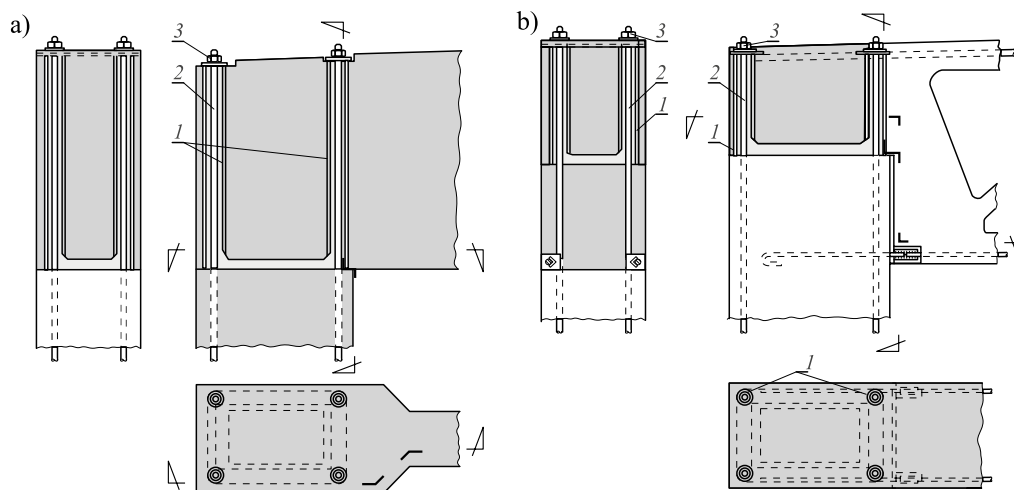
26.3.2.3.3. Sztywne połączenie wiązara i słupa

Raczej wyjątkowo spotykamy się z sytuacją, gdy dźwigar dachowy z betonu jest łączony węzłem sztywnym ze słupem, tworząc ramę. Takie rozwiązanie może mieć sens wtedy, gdy konieczne jest wymuszenie małej wysokości dźwigara. Dwa rozwiązania tego typu przedstawiono na rysunku 26.275. We wszystkich tych rozwiązaniach węzeł sztywny pracuje na obciążenia ponad ciężar dźwigara lub nawet ponad ciężar dźwigara i płyt pokrycia. Decyduje moment dokręcenia śrub. Rozwiązanie według rysunku 26.275a, proste w wykonaniu, dotyczy raczej dźwigarów o niedużej rozpiętości. Wartość przenieszonego przez węzeł momentu jest ograniczona udźwignięciem dwóch śrub. Stosując takie rozwiązanie, należy szczególnie zadbać o wypełnienie zarówno powierzchni styku, jak i kanałów na śruby ciekłą zaprawą o wysokiej wytrzymałości. Najlepiej drogą iniekcji od dołu ku górze.

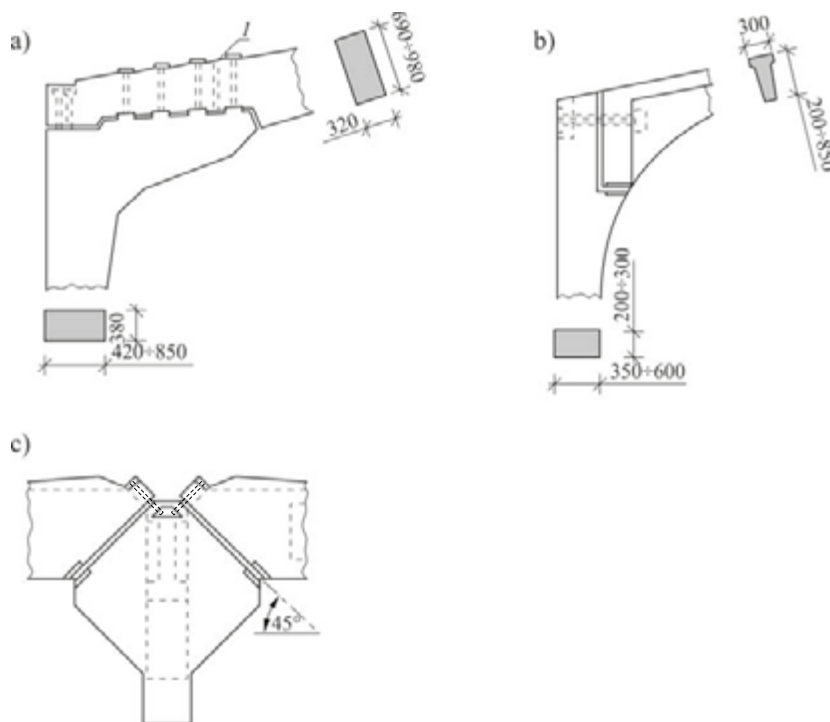
W drugim rozwiązaniu (rys. 26.275b) przeznaczonym dla dźwigarów kratowych praca połączenia jest bardziej złożona. Połączenie dolnej krawędzi dźwigara przez spawanie ze słupem powoduje, że w tym przypadku łączące śruby pracują nie tylko na rozciąganie, ale także na ścinanie, na co należy zwrócić uwagę. Oczywiście siły ścinające wystąpią dopiero po scaleniu dolnego połączenia.

Zestaw bardziej złożonych połączeń sztywnych zestawionych w pracy [26.4] przedstawiono na rysunku 26.276. Brak bliższych danych co do zastosowania tych połączeń, ale raczej były to zastosowania jednostkowe.

190 ■ 26. Konstrukcje halowe



Rys. 26.275. Konstrukcja sztywnych połączeń prefabrykowanych dźwigarów ze słupami (opis w tekście); 1 – rurka, 2 – pręt wyprowadzony ze słupa, 3 – nakrętka



Rys. 26.276. Szkice różnych połączeń sztywnych pomiędzy wiązarem a słupem; 1 – kanał dla iniekcji

Fragment pochodzi z: Starosolski Włodzimierz, Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych Tom 6, Wydawnictwo Naukowe PWN 2024, 1730-190

SPRAWDŹ WIĘCEJ

Poznaj całą serię



Skorzystaj z kodu rabatowego

ZELBET2024*



PWN

KSIĘGARNIA
INTERNETOWA

*Kod rabatowy obniża cenę katalogową wszystkich książek z serii o 26%.
Kod jest ważny do 31.12.2024r.