

BI-10 SKREŚLONO Z INWENTARZA



CENTRALNY OŚRODEK BADAWCZO-PROJEKTOWY BUDOWNICTWA PRZEMYSŁOWEGO

KATALOG TYPOWYCH ROZWIĄZAŃ DO PROJEKTOWANIA ŻELBETOWYCH PREFABRYKOWANYCH HAL PRZEMYSŁOWYCH



7

1971

SYSTEM
KONSTRUKCYJNO
MONTAŻOWY

P70

zeszyt 7

ZASADY
WYKONYWANIA
OBLICZEŃ
STATYCZNYCH

SPIS TREŚCI
ZESZYTU 7

1. Zawartość zeszytu. Cechy ustroju nośnego hal	3
2. Dobór i sprawdzenie wytrzymałościowe płyt dachowych	4
3. Dobór i sprawdzenie wytrzymałościowe dźwigarów dachowych	5
4. Dobór i sprawdzenie wytrzymałościowe belek podsuwnicowych ...	12
5. Obliczenie momentów i sił w słupach hali	12
6. Wymiarowanie słupów	28
7. Wymiarowanie stóp fundamentowych	30

1. ZAWARTOŚĆ ZESZYFU. CECHY USTROJU NOŚNEGO HAL.

W niniejszym zeszycie podano zalecane zasady wykonywania obliczeń statycznych hal parterowych, projektowanych w SYSTEMIE P 70 oraz zakres tych obliczeń.

Ustrój nośny hali składa się ze sztynnej tarczy dachu /wytworzonej przez płyty połączone ze sobą i z dźwigarami dachowymi monolitycznym nadbetonem/ oraz ze słupów utwierdzonych w stopach fundamentowych i przegubowo połączonych z dźwigarami dachowymi.

Taka konstrukcja odznacza się:

- małą możliwością na nierównomierne osiadanie podpór wskutek przegubowego połączenia ustroju nośnego dachu ze słupami. A więc problem nierównomierności osiadania stop fundamentowych może być w obliczeniach pominięty, poza przypadkami, w których chodzi o zapewnienie poziomowości torów podsuwnicowych,
- korzystnymi warunkami pracy na obciążenia poziome w kierunku podłużnym i poprzecznym; sztywna tarcza dachu powoduje współpracę znacznej ilości słupów przy obciążeniach umiejscowionych.

Z powyższych własności wynika, że nie są konieczne żadne stężenia w osiach podłużnych; każde bowiem obciążenie poziome, skierowane wzdłuż osi słupów, zarówno jak i obciążenie wiatrem ściany szczytowej powoduje współpracę sprężystą znacznej ilości słupów, teoretycznie wszystkich po między przerwami dylatacyjnymi.

Stężenia te nie są potrzebne w żadnej hali SYSTEMU P 70, budowanej w warunkach konwencjonalnych. Dla hal wyższych od 12 m /poza SYSTEMEM P 70/, jak również w specjalnych warunkach /szkody górnicze, tereny sejsmiczne, itp./ problem stężeń musi być indywidualnie rozważony.

Zakres obliczeń omówionych w niniejszym opracowaniu aktualny jest dla konwencjonalnych warunków miejscowych: grunt nośny, umożliwiający posadowienie płaskie, brak utrudnień, wynikających ze szkód górniczych itp. W innych przypadkach zakres obliczeń musi być indywidualnie rozszerzony.

OBLICZENIA STATYCZNE HALI W SYSTEMIE P 70 obejmują:

- 1/ dobór i sprawdzenie wytrzymałościowe typowych elementów przekrycia /płyt i dźwigarów/
- 2/ dobór i sprawdzenie wytrzymałościowe typowych belek podsuwnicowych żelbetonowych, sprężonych lub stalowych
- 3/ statykę i wymiarowanie słupów,
- 4/ statykę i wymiarowanie stóp fundamentowych,
- 5/ ewent./ obliczenie konstrukcji specjalnych /płyty z otworami, pomosty, podwieszenia itp./.

W niniejszym opracowaniu omówiono pky 1-4 powyższego za kresu.

2. DOBÓR I SPRAWDZENIE WYTRZYMAŁOŚCIOWE PŁYT DACHOWYCH

Sprawdzenie wytrzymałościowe płyty dachowej polega na porównaniu występujących obciążeń/ m^2 połaci dachowej z dopuszczalnymi, wskazanymi na kartach katalogowych elementów /Zeszyt 2/. Niezbędne są tu następujące wyjaśnienia:

1/ Ciężar własny płyt podano na karcie katalogowej w dwóch wielkościach: bez ciężaru żeber czołowych oraz z ciężarem tych żeber. Dla sprawdzenia wytrzymałościowego płyt aktualny jest ciężar własny płyty bez żeber czołowych,

2/ Obok obciążenia warstwami izolacyjnymi należy zawsze uwzględnić:

- ciężar zalewek szcelin między płytami /10 kg/m^2 / przy płytach 6 m
- ciężar gładzi cementowej wyrównawczej pod lub na izolacji ciepłochronnej; obliczeniowa grubość tej gładzi min. 2 cm.

3/ W obliczeniu zaniedbać można wpływ pochyłego ułożenia płyt na wielkość obciążeń,

4/ obciążenie wiatrem na płyty może być pominięte.

5/ Żebra główne niektórych płyt projektowane są jako belki ciągłe, przy czym ciągłość zapewniona jest przez nadbeton; przy doborze i sprawdzeniu wytrzymałościowym tych płyt należy wobec tego sprawdzić, czy konstrukcja przekrycia ciągłości tej nie zakłóca /np. wielkie otwory w przekroju przy dźwigarach przecinające żebra główne płyt itp./.

6/ Przy analizowaniu obciążenia workami śnieżnymi wg PN-64/B-02010 należy uwzględnić co następuje:

- do przejścia zwiększonego obciążenia śniegiem zastosowana jest jedynie płyta żelbetonowa wzmocniona E-111,

- w pozostałych płytach, przy zwiększonym obciążeniu śniegiem wzmocnienia wymagają żebra główne. Płytki i żeberka poprzeczne /jeżeli są/ wzmocnienia nie wymagają.

- wzmocnienie żeber konstruuje się przez rozsuwanie płyt i wylewanie powstałej w ten sposób szczeliny betonem, po ułożeniu w niej obliczonego dodatkowego zbrojenia, Rozłożenie płyt na połaci dachu musi być specjalnie dla tego celu zaprojektowane /z reguły przy wykorzystaniu płyt o dwóch szerokościach, np. 150 i 120 cm/,

- w płytach żelbetonowych możliwe jest również dozbranie żeber głównych w prefabrykacie; wielkość skorygowanego zbrojenia ustala się mnożąc przekrój zbrojenia istniejącego przez stosunek obciążeń: projektowanego do dopuszczalnego. Wielkość zbrojenia w poszczególnych płytach podano w poniższej tabelicy.

Symbol SYSTEMU P 70	Nazwa płyty	Zbrojenie żebra głównego		
		rodzaj stali	\varnothing	F_z cm^2
E-101	płyta żebrova normalna 587x149	34GS	2 \varnothing 10	1,58
E-102	płyta żebrova normalna 587x89	34GS	2 \varnothing 8	1,00
E-103	płyta żebrova ściekowa 587x149	34GS	2 \varnothing 10	1,58
E-104	płyta żebrova świetlikowa /św. kalenicowy/ 587x150	34GS	1 \varnothing 10+ 1 \varnothing 12	1,91
E-105	płyta żebrova świetlikowa /św. gasienicowy/ 587x149	34GS	1 \varnothing 10+ 1 \varnothing 8	1,29
E-106	płyta PZF-1 1,20x6,00	34GS	1 \varnothing 10+ 1 \varnothing 8	1,29
E-107	płyta PZW-2 1,50x6,00	34GS	2 \varnothing 10	1,58

Przykład

Przekrycie ocieplone w II strefie śniegowej, płyta w styku hal o wysokości ok. 7 m i ok. 10 m /płyta w nawie niższej/ por. przekrój poprzeczny przykładowej hali str. 14

W miejscu tym zastosowano płytę ścielową E-103.

Ciężar pokrycia ze śniegiem normalnym 290 kg/m^2 /wraz z żebrami czołowymi płyt.

Po wytrąceniu żeber czołowych: $g = 290 - /163,5 - 150/ = 276,5 \text{ kg/m}^2$

$C_1 = 1,5 / 1 + 0,6 \frac{15}{3} = 3,0 > 2,0$ /wg FN-64/B-02010

$C_1 = 2,0$

Obciążenie płyty: $g_1 = 276,5 + 70 = 346,5 \text{ kg/m}^2$

Obciążenie obliczeniowe 330 kg/m^2 .

Współczynnik zwiększający zbrojenie żebra głównego:

$$\frac{346,5}{330} = 1,05$$

Potrzebne zbrojenie większe o 5% od istniejącego; niedobór taki jest dopuszczalny w myśl FN-56/B-03260; zbrojenie pozostawiono bez zmian i zastosowano typową płytę E-103.

3. DOBÓR I SPRAWDZENIE WYTRZYMAŁOŚCIOWE DZWIGARÓW DACHOWYCH

3.1. Dźwigary strunobetonowe serii SB I /E-201 ÷ E-210/

Dźwigary strunobetonowe przystosowane są do zespolenia z nadbetonem, ułożonym między płytami dachowymi i współpracującym statycznie z dźwigarami. Tablice dopuszczalnych i niszczących momentów zginających, podane na kartach katalogowych Zesztyt 2 opracowane są dla następujących rodzajów nadbetonu:

- nadbeton marki 200, ułożony pomiędzy płytami żebrowymi o rozpiętości 6,0 m /płyty E-101 - E-107/,

- nadbeton jw. marki 200, ułożony pomiędzy płytami łupinowymi o rozpiętości 12 m /E-110, E-111, E-112/; ten ostatni jedynie dla dźwigara SB I 80 /E-205/.

Sposób ułożenia i uzbrojenia nadbetonu pokazuje szczegół S-201 /Zesztyt 3/.

Tablice momentów podają wielkości momentów niszczących M_n oraz dopuszczalnych momentów montażowych M_m dla poszczególnych rodzajów zbrojenia sprężającego /dla każdego dźwigara zaprojektowano kilka rodzajów zbrojenia sprężające-

go, wariantując w ten sposób jego wytrzymałość/. Wielkości momentów niszczących odczytuje się bezpośrednio z tablicy. Należy je porównywać z występującymi w konkretnych przypadkach momentami zginającymi i wyznaczyć współczynnik pewności na zniszczenie, który powinien być zgodny z normą. Dla stanu eksploatacji współczynnik ten wynosi z reguły $S = 2,0$.

Wielkości dopuszczalnych momentów montażowych wyznacza się ze wzorów, podanych w tablicach. Dla każdego przypadku podane są dwa wzory; należy wybrać wartość mniejszą. Pierwszy wzór wynika z warunku zachowania określonego współczynnika pewności na zarysowanie w czasie eksploatacji $/S_n/$. Drugi - z warunku nie przekroczenia w czasie eksploatacji dopuszczalnych naprężeń na rozciąganie /dla marki $R_w 450 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{dop} = 22,5 \text{ kg/cm}^2$ /.

We wzorach i tablicach przyjęto oznaczenia następujące:

M_E - moment eksploatacyjny - wynik działania wszystkich obciążeń stałych i użytkowych,

M_m - dopuszczalny moment montażowy. Jest to moment występujący w dźwigarze przed stwardnieniem nadbetonu i "pozostający" po nadbetonowaniu. Moment montażowy jest z reguły wynikiem działania ciężaru własnego dźwigara, ciężaru płyt, nadbetonu i /ewent./ zalewki szczeliny między płytami. Nie wlicza się natomiast do momentu montażowego wyniku działania obciążenia montażowego, przewidywanego przez FN-64/B-02009/pkt 6.5.6/,

M_R - moment rysujący przekrój nienadbetonowany,

M_d - moment, przy którym w przekroju nienadbetonowanym wystąpią naprężenia, równe dopuszczalnym naprężeniom na rozciąganie.

Obie powyższe wartości M_R i M_d występują we wzorach na M_n ; są one nadto używane w przypadku projektowania dźwigarów bez nadbetonu.

S_R - współczynnik pewności na zarysowanie, zgodny z normą FN-66/B-03320. Przypomina się, że:

$S_R \geq 1,15$ - w środowisku nieagresywnym o wilgotności względnej $< 60\%$,

$S_R \geq 1,25$ - w środowisku nieagresywnym o wilgotności

ci względnej $> 60\%$, lub w środowisku
 słabo agresywnym o wilgotności wzglę-
 nej $< 75\%$,

$S_r > 1,35$ - środowisko słabo agresywne lub o podwyż-
 szonej agresywności przy wilgotności
 względnej $> 75\%$

- środowisko silnie agresywne przy wilgot-
 ności względnej $< 75\%$.

W tym przypadku współczynnik pewności na
 zniszczenie wynosi zawsze min $S = 2,5$.

W środowisku silnie agresywnym niezbędne jest nadto
 zabezpieczenie powierzchniowe dźwigarów przy pomocy
 powłok antykorozyjnych.

M_n - momenty niszczące dla przekrojów bez nadbetonu, lub
 nadbetonowanych,

Q - dopuszczalna siła poprzeczna. Siła ta w projektach
 dźwigarów strunobetonowych serii SB I została wyzna-
 czona dla schematu obciążenia równomiernie rozłożo-
 nego, a podane wielkości zawierają zapasy, których
 rozmiar zależy od konkretnego schematu obciążenia. Dla
 tego w przypadkach, w których niezbędne jest przeję-
 cie większej siły poprzecznej zaleca się - przed pod-
 jęciem decyzji o podwyższeniu profilu - wykonanie ob-
 liczenia sprawdzającego.

Podana siła poprzeczna zaspokaja większość konwencjo-
 nalnych przypadków zastosowania dźwigara, jako ele-
 mentu przekrycia.

Dla przekrojów nadbetonu innych, niż przyjęto w dokumen-
 tacji dźwigarów, należy wykonać obliczenie sprawdzające.
 Wytyczne wykonywania takich obliczeń podane są w projek-
 cie "Typowych dźwigarów strunobetonowych SB I", oprac.
 Biostypu Nr 14623.

Przykład

Dźwigar o rozp. 15,0 m, rozstaw 6,0 m - por. przekrój po-
 przeczny hali przykładowej - str. 46.

Obciążenie/mb: z pokrycia /290 kg/m²/z 290.6 = 1740 kg/m
 nadbeton 110 " "
 dźwigar E-209 335 " "
 $q = 2185 \text{ kg/mb}$

w tym obciążenie montażowe:

plyta: 145.6 =	870
nadbeton	110
dźwigar	335
	<hr/>
$g =$	1315 kg/mb

$$M_B = \frac{2185 \cdot 14,80^2}{8} = 59600 \text{ kGm}$$

$$M_{II} = \frac{1315 \cdot 14,80^2}{8} = 35800 \text{ kGm}$$

$$Q = 2185 \cdot 14,80 \cdot 0,5 = 16200 \text{ kG}$$

końieczny $M_n = 2,0 \cdot 59600 = 119200 \text{ kGm}$ - zbrojenie IV
 Dla tego zbrojenia, przy $S_r = 1,15$:

$$M_{II} = 7,08 \cdot 6680 = 4,85 \cdot 59600 \cdot 1,15 - 11800 = 475000 - 333000 - 11800 = 138000 = 35800 \text{ kGm}$$

$$M_{II} = 7,08 \cdot 58700 = 4,85 \cdot 59600 - 11800 = 416000 - 290000 - 11800 = 114200 > 35800$$

Wobec znacznego zapasu, sprawdzenie w przekroju 1/4 l zbę-
 dne.

$$Q = 22000 \text{ kG}$$

Możliwe zastępowanie dźwigara E-209, zbrojenie IV.

3.2. Dźwigary strunobetonowe serii SB i SBS /E-211 - E-218/

Dźwigary strunobetonowe serii SB i SBS zespalane są z
 nadbetonem, układanym pomiędzy płytami pokrycia dachu. Ta-
 blice dopuszczalnych i niszczących momentów zginających,
 podane na kartach elementów Zeszytu 2 opracowane są dla
 następujących trzech rodzajów nadbetonu:

- nadbeton marki 200, ułożony pomiędzy płytami żebrowymi
o rozpiętości 6,0 m /płyty E-101 - E-107/,
- nadbeton marki 200, ułożony pomiędzy płytami strunobe-
tonowymi płaskimi o rozpiętości 12 m /E-108, E-109/,
- nadbeton marki 200, ułożony pomiędzy płytami lupinowy-
mi o rozpiętości 12 m /E-110, E-111 - E-112/.

Sposób ułożenia i uzbrojenia nadbetonu - wg szczególów
 S-201 /Zeszyt 3/.

Tablice podają wartości momentów niszczących i rysują - cych dla przekroju z nadbetonem, lub bez nadbetonu dla poszczególnych rodzajów zbrojenia sprężającego każdego dźwigara. Tablice te podają ponadto wzory, umożliwiające wyznaczenie dopuszczalnego momentu montażowego, tj. momentu, wywołanego obciążeniem nałożonym na dźwigar przed jego nadbetonowaniem i pozostającym po nadbetonowaniu. Nie jest więc obciążeniem montażowym w sensie tego określenia obciążenie, przewidziane przez PN-64/B-02009 /pkt 6.5.6./. Obciążeniem montażowym jest z reguły: ciężar płyt dachowych, ciężar betonu połączeniowego na dźwigarze, ciężar własny dźwigara.

We wzorach i tablicach przyjęto oznaczenia następujące:

M_n^Z, M_r^Z - moment niszczący lub rysujący dla przekroju zespolonego,

M_n, M_r - moment niszczący i rysujący dla przekroju bez nadbetonu,

M_e - moment od obciążeń eksploatacyjnych - wynik działania wszystkich obciążeń stałych i ruchomych,

S_n, S_r - współczynniki pewności na zniszczenie i zarysowanie.

Podane w tablicach momenty M_n^Z i M_r^Z uwzględniają wpływ momentu montażowego, wywołanego ciężarem własnym dźwigara, ciężarem nadbetonu oraz ciężarem własnym płyt. Jeżeli więc w konkretnym projekcie moment montażowy wywołany jest tymi właśnie obciążeniami, to sprawdzenie przy pomocy podanych wzorów nie jest konieczne.

W takim przypadku wystarczy jedynie sprawdzenie /dla przyjętego rodzaju zbrojenia/:

- współczynnika pewności na zniszczenie dźwigara zespolonego:

$$S_n = \frac{M_n^Z}{M_e}$$

- współczynnika pewności na zarysowanie dla dźwigara zespolonego:

$$S_r = \frac{M_r^Z}{M_e}$$

oraz analogicznie:

- współczynnika pewności na zniszczenie dla dźwigara nie nadbetonowanego /pod wpływem obciążenia montażowego, łącznie z obciążeniem żądanym przez PN-64/B-02009/

- współczynnika pewności na zarysowanie dla dźwigara i pod obciążeniem jw.

Jeżeli moment montażowy, pozostający po nadbetonowaniu, wywołany jest innymi obciążeniami, niż opisane powyżej /np. reakcja świetlika, montowanego przed nadbetonowaniem dźwigara/ - niezbędne jest sprawdzenie jego dopuszczalnej wielkości z wzoru, podanego na karcie elementu.

Dla informacji podaje się, że projekt "Typowych dźwigarów strunobetonowych" SB i SBS podaje również - tabela - rycznie - wytyczne doborowania rodzaju zbrojenia sprężającego cego dźwigarów dla czterech przypadków zunifikowanych obciążeń, jak następuje:

wariant I - dla wszystkich rozpiętości i rozstawu 6,0 m - 330 kg/m² + siła skupiona 1 T w dowolnym miejscu,

wariant II - dla rozstawu 6,0 m obciążenie równomierne 330 kg/m² oraz obciążenie suwnicami podwieszonymi, jak niżej:

- dla rozpiętości 12 m - 2 suwnice podwieszone o udźwigu 1,5 T i rozpiętości 9 m - na jednym torze,

- 2 suwnice podwieszone o udźwigu 1,5 T i rozpiętości 6,0 m - na 1 torze.

- dla rozpiętości 15 m - jak dla rozpiętości 12 m, a nadto - 2 suwnice podwieszone o udźwigu 1,5 T i rozpiętości 12,0 m - na jednym torze.

- dla rozpiętości 18 m - 2 suwnice podwieszone o udźwigu 1,5 T i rozpiętości 15,0 m - na 1 torze,

- 2 suwnice podwieszone o udźwigu 1,5 T i rozpiętości 12,0 m - na 1 torze,

- 4 suwnice podwieszone o rozpiętości 6,0 m i udźwigu 1,5 T na dwóch torach, po dwie na każdym torze.

wariant III - jak wariant II, lecz udźwig suwnic podwie-
szonych 3,2 T.

Dla rozpiętości 9,0 m wariantu II i III nie
opracowano.

wariant IV - dla rozstawu 12,0 m i rozpiętości 12,0; 15,0
i 18,0 m: obciążenie równomierne 330 kg/m² +
siła skupiona 1 T w dowolnym przekroju.

Jeżeli więc w konkretnym projekcie obciążenie, odpowiada
jednemu z opisanych powyżej przypadków, obliczenia spraw-
dzające są niepotrzebne, a dobrac właściwe zbrojenie moż-
na na podstawie zamieszczonych w projekcie tablic.

Uwaga: W tablicach tych ciężar czołowych żeber płyt po-
traktowany został jako składnik ciężaru własnego dźwiga-
ra i nie wchodzi on wobec tego do równomiernie rozłożo-
nego obciążenia 330 kg/m². Przy zbieraniu obciążeń nale-
ży więc przyjąć ciężar własny płyt bez żeber czołowych,
odmiennie niż przy sprawdzaniu innych dźwigarów struno-
lub kablobetonowych.

Przykład:

Dźwigar o rozp. 15,0 m, rozstaw 6,0 m - por. przekrój po-
przezny hali przykładowej - str. 14.

Obciążenie/mb: z pokrycia /290 kg/m²/ 290.6 = 1740 kg/mb
nadbeton 110
dźwigar E-217 340
2190 kg/mb

Obciążenie montażowe wywołane wyłącznie ciężarem własnym
dźwigara, nadbetonu i płyt - osobnego sprawdzenia nie wy-
maga.

$$M_e = \frac{2190 \cdot 14,80^2}{8} = 59600 \text{ kgm}$$

Konieczny $M_n = 59600 \cdot 2,0 = 119200 \text{ kgm}$

Konieczny $M_r = 59600 \cdot 1,15 = 68500 \text{ kgm}$

Należy przyjąć zbrojenie I/7,8 lub I/5,0 dźwigara E-217
/SBS 60/15/, gdyż:

$$M_n^z = 141,6 \text{ Tm i } M_r^z = 87,6 \text{ dla zbrojenia I/7,8}$$

$$M_n^z = 139,6 \text{ Tm i } M_r^z = 84,9 \text{ Tm dla " I/5,0}$$

3.3. Dźwigary kablobetonowe /E-219 + E-223/

Są to dźwigary łukowe, ażurowe, z górnym pasem wzmocnio-
są nadbetonem, układanym pomiędzy płytami pokrycia, a z
dolnym pasem prostym, sprężonym kablami. Karty katalogo-
we dźwigarów /zeszyt 2/ podają wartości dopuszczalnych ob-
ciążeń ciągłych równomiernie rozłożonych/ mb dźwigara.
Jeżeli więc w konkretnym projekcie dźwigar jest obciąży-
ony równomiernie wystarczy obliczyć wielkość tego obcią-
żenia i porównać z dopuszczalnym. W tym obliczeniu można
zaniedbać niewielkie zakłócenia równomierności obciąże-
nia, jak wpływ krzywizny dachu, obecność świetlika kale-
nicowego /o szer. 3,0 m przy rozstawie dźwigarów 6,0 m/,
itp. Nieprzekroczenie podanych na kartach elementów ob-
ciążeń gwarantuje zachowanie wymagań PN-66/B-03320 w od-
niesieniu do minimalnych współczynników pewności na zni-
szczenie i zarysowanie.

Dla obciążeń, obiegających od ciągłego równomiernego nie
zbędne jest obliczenie sprawdzające, obejmujące:

- wyznaczenie maksymalnej siły rozciągającej w pasie dol-
nym i porównanie jej z siłą zrywającą - wyznaczenie
współczynnika pewności na zniszczenie,

- wyznaczenie maksymalnej siły i momentu zginającego w
pasie górnym i sprawdzenie współczynnika pewności na
zniszczenie przy mimośrodowym ściskaniu,

- wyznaczenie współczynnika pewności na zarysowanie pasa
dolnego przy osiowym rozciąganiu obliczoną siłą.

Jeżeli część nierównomiernie rozłożonego obciążenia nało-
żona jest na dźwigar przed stwardnieniem nadbetonu, ko-
nieczne jest również sprawdzenie pasa górnego nienadbe-
tonowanego /współczynnik pewności na zniszczenie przy mimo-
środynamicznym ściskaniu/.

Dla ułatwienia obliczeń sprawdzających podano poniżej na-
stępujące materiały informacyjne:

- tablice, umożliwiające wyznaczenie siły wciągu i momen-
tów zginających w pasie górnym dla kilku przypadków
obciążeń pionowych: obciążenie ciągłe równomiernie roz-
łożone na całej rozpiętości, analogiczne obciążenie na
1/2 rozpiętości, siły skupione w poszczególnych węz-
łach pasa górnego /wszystkie obciążenia jednostkowe/.
Tablice te opracowano osobno dla każdej rozpiętości
dźwigara.

- tablice, podające charakterystykę geometryczną przekrójów pasa górnego i dolnego każdego typu dźwigara.
- tablice, podające wielkość i charakterystykę zbrojenia sprężającego oraz wielkość siły sprężającej po strach, siłę rysującą i zrywającą.

Dla obciążeń innych, niż podano w tablicach obliczenie M i H należy wykonać w oparciu o teorię łuków płaskich.

MOMENTY ZGINAJĄCE I SIŁY W ŚCIĄGU

w dźwigarach 18 m (E-219, E-220, E-221)

obciążenie wielkość		ciągłe na ca- łej rozp. q=1 T/mb	ciągłe na 1/2 l q=1 T/mb	P= 1 T w x = =2,84m	P= 1 T w x = =5,84m	P= 1 T w x = =8,84m
siła H	T	$\frac{39,0}{l}$	$\frac{19,5}{l}$	$\frac{1,695}{l}$	$\frac{2,98}{l}$	$\frac{3,45}{l}$
moment M w x=2,84	Tm	0	+4,26	+1,472	+0,294	-0,441
moment M w x=5,84	Tm	0	+4,36	+0,407	+1,268	-0,132
moment M w x=8,84	Tm	0	0	-0,271	-0,064	+0,966
moment M w x=11,84	Tm	0	-4,36	-0,599	-0,710	-0,132
moment M w x=14,84	Tm	0	-42,6	-0,458	-0,672	-0,441

f - strzałka dźwigara, w m.

Wartości momentów określono dla dźwigarów z nadbetonem, lub bez nadbetonu.

Dla obciążenia q = 1 T/mb na 1/2 rozpiętości dźwigara:

max M = 4,873 Tm w 1/4 l.

Znakowanie momentów + rozciąganie dolnych włókien.

w dźwigarze 21 m (E-222)

obciążenie wielkość		obciążenie ciągłe na całej rozp. q = 1 T/mb	ciągłe na 1/2 l q = 1 T/mb	P = 1 T w x = 2,16	P = 1 T w x = 4,34	P = 1 T w x = 7,34	P = 1 T w x = 10,34
siła H	T	$\frac{53,4}{l}$	$\frac{26,7}{l}$	$\frac{1,322}{l}$	$\frac{2,493}{l}$	$\frac{3,632}{l}$	$\frac{4,035}{l}$
moment M w x = 2,16	Tm	0	+4,41	+1,439	+0,773	+0,034	-0,431
moment M w x = 4,34	Tm	0	+6,50	+0,831	+1,771	+0,387	-0,509
moment M w x = 7,34	Tm	0	+5,50	+0,183	+0,511	+1,403	-0,030
moment M w x = 10,34	Tm	0	0	-0,242	-0,328	+0,033	+1,130
moment M w x = 13,34	Tm	0	-5,50	-0,445	-0,747	-0,725	-0,030
moment M w x = 16,34	Tm	0	-6,50	-0,423	-0,745	-0,871	-0,509
moment M w x = 18,52	Tm	0	-4,41	-0,269		-0,594	-0,431

f - strzałka dźwigara, w m. max M dla q = 1 T/mb na 1/2

6,67 w 1/4 l.

MOMENTY ZGINAJĄCE I SIŁY W ŚCIĄGU

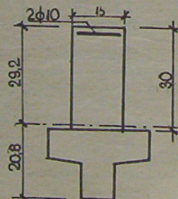
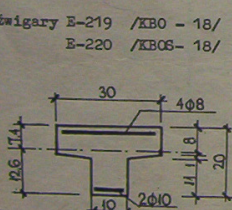
w dźwigarze 24m
(E-223)

wielkość	obciążenie	obciążenie ciągłe na całej rozp. $q = 1 \text{ T/mb}$	ciągłe na $1/2 \text{ l}$ $q = 1 \text{ T/mb}$	$P = 1 \text{ T}$ $w x = 2,84$	$P = 1 \text{ T}$ $w x = 5,84$	$P = 1 \text{ T}$ $w x = 8,84$	$P = 1 \text{ T}$ $w x = 11,84$
siła H	T	$\frac{70,2}{l}$	$\frac{35,1}{l}$	$\frac{1,730}{l}$	$\frac{3,25}{l}$	$\frac{4,25}{l}$	$\frac{4,61}{l}$
Moment M $w x = 2,46$	Tm	0	+6,38	+1,775	+0,77	-0,020	-0,539
Moment M $w x = 5,84$	Tm	0	+8,71	+0,86	+1,968	-0,489	-0,525
Moment M $w x = 8,84$	Tm	0	+6,60	+0,150	+0,594	+1,524	+0,064
Moment M $w x = 11,84$	Tm	0	0	-0,508	-0,328	-0,155	+1,292
Moment M $w x = 14,84$	Tm	0	-6,60	-0,57	-0,886	-0,713	+0,064
Moment M $w x = 17,84$	Tm	0	-8,71	-0,59	-0,984	-0,991	-0,525
Moment M $w x = 20,84$	Tm	0	-6,38	-0,397	-0,684	-0,749	-0,539

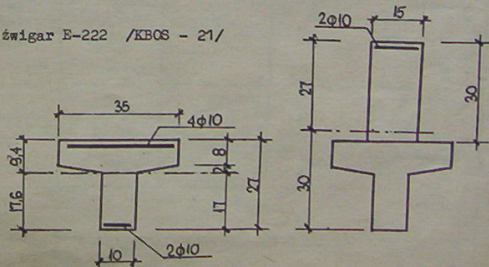
l - strzałka dźwigara, w m. max M dla $q = 1 \text{ T/mb}$ na $1/2 \text{ l}$: $M = 8,75 / w \text{ } 1/4 \text{ l}$.
Momenty podane w tablicy aktualne dla dźwigarów z nadbetonem, lub bez nadbetonu.
Znakowanie momentów: + rozciąganie dolnych włókien

CHARAKTERYSTYKI PRZEKROJÓW PASÓW GÓRNYCH DŹWIGARÓW

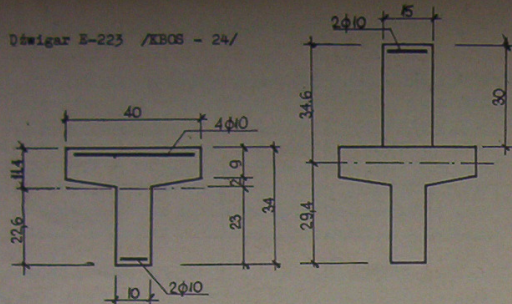
Dźwigary E-219 /KBO - 18/
E-220 /KBOS- 18/



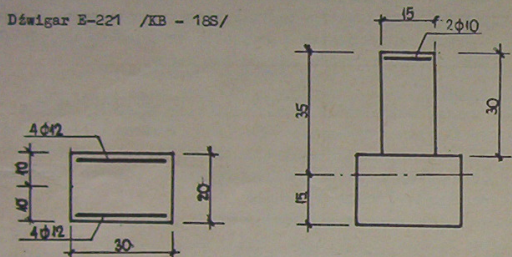
Dźwigar E-222 /KBOS - 21/



Dźwigar E-223 /KBOS - 24/



Dźwigar E-221 /KB - 18S/



Powierzchnia przekroju pasa górnego dźwigara

Dźwigar	Powierzchnia przekroju m ²	
	bez nadbetonu	z nadbetonem
E-219 KB0-18/66	370	587
E-220 KBOS-18/66	370	587
E-221 KB-18S	630	817
E-222 KBOS-21/68	530	750
E-223 KBOS-24/66	640	857

W powyższej tabelicy podano przekrój pasa górnego z nadbetonem, którego powierzchnię zredukowano stosunkiem obliczeniowych wytrzymałości na ściskanie /marka prefabrykatu 400, marka nadbetonu 200/. Podane położenie osi ciężkości przekroju zespolonego wyznaczone zostało również dla przekroju zredukowanego. Przyjęty przekrój nadbetonu aktualny jest dla ułożenia na dźwigarze płyt o rozpiętości ci 6,0 m.

Geometria dźwigarów

Dźwigar		rozpiętość obliczeniowa cm	strzałka	
			przed nadbetonowaniem cm	po nadbetonowaniu cm
E-219	KB0-18/66	1766	120	130
E-220	KBOS-18/66	1766	120	130
E-221	KB-18S	1766	125	134
E-222	KBOS-21/68	2066	140	164,4
E-223	KBOS-24/66	2366	160	168,3

Strzałki po nadbetonowaniu podano dla nadbetonu ułożonego między płytami o rozpiętości 6,0 m.

Zbrojenie sprężające i dopuszczalne siły w ściągu

Dźwigar		zbrojenie sprężające	gat. stali	dopuszczalna siła w ściągu przy S_r :		
				1,15	1,25	1,35
E-219	KB0-18/66	4x12 \emptyset 5	I	77600	77600	74000
		4x12 \emptyset 5	II	70600	70600	70600
E-220	KBOS-18/66	4x12 \emptyset 5	I	76400	70000	65000
		4x12 \emptyset 5	II	70600	70000	65000
E-221	KB-18S	4x18 \emptyset 5	II	105000	105000	97000
		4x24 \emptyset 5	II	141000	141000	133000
E-222	KBOS-21/68	5x12 \emptyset 5	I	97000	97000	88500
		5x12 \emptyset 5	II	88500	88500	83000
E-223	KBOS-24/66	6x12 \emptyset 5	I	116000	116000	110000
		6x12 \emptyset 5	II	106000	106000	103000

Gatunki stali wg PN-66/B-03320:
 gat. I - $R_r = 16500 \text{ kg/cm}^2$
 gat. II - $R_r = 15000 \text{ kg/cm}^2$

Dopuszczalne siły i mimośrodowość w pasie górnym dźwigarów nadbetonowych

Dźwigar	Dopuszczalna siła w pasie górnym kg	przy mimośrodkowości cm
KBO-18/66 KBOS-18/66	96300	0
	77600	4,2
	70600	6,5
KB-18S	145000	0
	114000	2,7
	105000	4,2
	98000	6,2
KBOS-21/68	111000	0
	97000	2,4
	89000	4,4
	83000	5,2
KBOS-24/66	141000	0
	116000	3,3
	106000	6,4

Dla pośrednich wartości mimośrodu "e" wielkość dopuszczalnej siły można ustalić przez interpolację liniową. Dla $e > e_{max}$ wykazanego w tabelicy należy obliczyć wielkość niezbędnego zbrojenia pasa górnego i ewent. dobrać dźwigar.

Przykład

Dźwigar o rozpiętości 18 m, rozstaw 6 m, pokrycie płytami żebrowymi. Ciężar pokrycia 290 kg/m². W środku rozpiętości siła skupiona P = 3000 kg. Hala sucha, bez agresji chemicznej.

Przy zastosowaniu dźwigara E-220 obciążenie/mb:

z pokrycia 290,6,0	1740 kg/mb
nadbeton	110
c.własny dźwigara	220
	<hr/>
	1070 kg/mb

$$H = \frac{2070 \cdot 39,0}{1,30} + \frac{3,45 \cdot 3000}{1,30} = 62200 + 8000 = 70200 \text{ kg}$$

$$\max M = 0,966 \cdot 3000 = 2940 \text{ kgm}$$

$$e = \frac{294000}{70200} = 4,2 \text{ cm}$$

Możliwe zastosowanie dźwigara E-220 przy zbrojeniu gat. II.

4. DOBÓR I SPRAWDZENIE WYTRZYMAŁOŚCIOWE BELEK PODSUWNICOWYCH

Na kartach katalogowych belek podsuwnicowych /Zeszyt 2/ żelbetonowych, sprężonych lub stalowych podane są zawsze: dopuszczalny moment zginający i dopuszczalna siła poprzeczna. Sprawdzenie polega więc na wyznaczeniu maksymalnych momentów i sił poprzecznych pionowych od zadanych obciążeń i porównania ich z podanymi na karcie. Sprawdzenie obciążenia poziome /siły hamowania/ nie jest potrzebne; niezbędne współczynniki pewności są zapewnione automatycznie.

Należy zwrócić uwagę, że dla niektórych belek podsuwnicowych /E-505, E-507- E-509, E-506/ podane dopuszczalne momenty i siły poprzeczne wywołane są wyłącznie ciężarem suwnicy; ciężar własny belki i nawierzchni został już wytrącony; w każdym takim przypadku umieszczono na karcie katalogowej elementu odpowiednią uwagę.

Przykład:

Suwnica pomostowa o udźwigu 5,0 T, rozpiętości 13,0 m. Współczynnik dynamiczny $\gamma = 1,4$ T. Rozstaw kółek suwnicy 400 cm. Maksymalny nacisk na kółko 6,2 T. Rozpiętość obliczeniowa belki podsuwnicowej 5,80 m, rozstaw słupów 6,0 m. Przyjęto belkę B /E-502/

ciężar własny z nawierzchnią 650 kg/mb

$$\max M = \frac{1,4 \cdot 6200 \cdot 5,80}{4} + \frac{650 \cdot 5,80^2}{8} = 12600 + 2700 = 15300 \text{ kgm}$$

$$\max Q = \frac{1,4 \cdot 6200 \cdot 5,80 \cdot 4,00}{5,80} + 1,4 \cdot 6200 + 650 \cdot 5,80 \cdot 0,5 = 2700 + 8700 + 1900 = 13300 \text{ kg}$$

Możliwe zastosowanie belki B-1 /E-5021/.

5. OBLICZENIE MOMENTÓW I SIŁ W SŁUPACH HALI - METODY

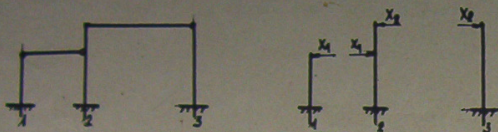
Ustrój hali jest statycznie niewyznaczalny, złożony ze słupów utwardzonych w stopach fundamentowych i rygli na których słupy są przegubowo-nieprzesuwano podparte. Poniżej podano dwa sposoby obliczenia takiego ustroju: obliczenie ręczne i automatyczne.

W obliczeniu ręcznym zastosowano metodę sił, przy przyjęciu jako nadliczbowych oddziaływań rygli na słupy. W obliczeniu automatycznym wykorzystano program S-22.2 -

-W-69 opracowany przez Centrum Elektronicznej Techniki Obliczeniowej ETOB w W-wie, ul. Rutkowskiego 5/7.

5.1. Zasady obliczenia tradycyjnego ustroju hali

Obliczenie wykonuje się metodą sił, niewiadomymi są siły osiowe w ryglach.

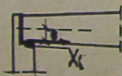


W obliczeniu można przyjąć następujące założenia upraszczające:

- można zaniedbywać wpływ sił podłużnych i poprzecznych na przemieszczenia, uwzględniając jedynie momenty zginające. A więc:

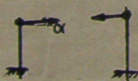
$$\delta_{ik} = \int \frac{M_i M_k dx}{EJ}$$

- przyłożenie sił X_1 do słupów należy przyjąć w płaszczyznach podparcia dźwigarów, zaniedbując moment, wywołany niemożliwym przyłożeniem tych sił do dźwigarów.

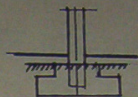


$$X_{1e} \approx 0$$

przy pochylonych ryglach /spadek połaci dachowych α , $\text{tg } \alpha = 0,05$ / można przyjąć $\cos \alpha = 1$, $\sin \alpha = 0$,



- przyjmuje się całkowite utwierdzenie słupów w stopach, bez uwzględnienia obrotu stopy w gruncie,
- płaszczyznę utwierdzenia słupa można przyjąć w poziomie wierzchu stopy fundamentowej,



- w obliczeniu wielkości nadliczbowych dla hal o rozpiętościach ≤ 18 m można zaniedbać oddziaływanie wiatru na dach /bez świetlików/. Oddziaływanie wiatru na ścianki winno być jednak zawsze uwzględniane.
- przy rozpiętościach hal ≤ 18 m można obciążenia śniegiem nie rozpatrywać jako osobnego schematu. Wystarczy rozpatrzeć schemat łączny od ciężaru własnego + obciążenie śniegiem na całej powierzchni dachów.

5.2. Obliczenie ręczne momentów i sił w słupach przykładowej hali dwunawowej

5.2.1. Dane geometryczne i obciążenia /por. str. 14 /

Hala dwunawowa 9+15 m, wysokość nawy 9 m - 6,0 m, nawy 15 m - 9,0 m. Rozstaw słupów 6,0 m. W nawie 15 m suwnica pomostowa o udźwigu 5,0 T i charakterystyce wg "Suwnic pomostowych ogólnego przeznaczenia" - wyd. CBEM Bytom.

Współczynnik dynamiczny $\Psi = 1,3$ /wg PN-64/B-02012/, sterowanie z podłogi. Rozpiętość suwnicy 13,0 m /wg PN-69/M-45350/ - galerie w poziomie jezdni suwnicowej.

Konstrukcja dachowa: dźwigary SB I50/9 i SBn I 65/15.

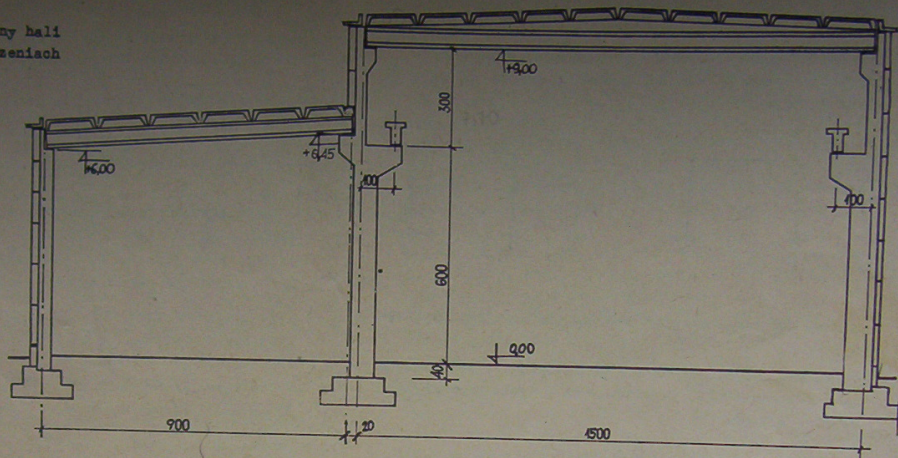
Ciężar pokrycia /bez dźwigarów/ 290 kg/m^2

Strefa obciążenia śniegiem II /PN-64/B-02010/

Strefa obciążenia wiatrem I /PN-64/B-02011/.

Przekrój poprzeczny hali przyjętej w obliczeniach przykładowych - na str.14

Przekrój poprzeczny hali
przyjętej w obliczeniach
przykładowych



5.2.2. Obciążenia na słupy

$$P_1 = 290.4,5,6 / \text{pokrycie} + \text{śnieg} / + 180.4,5 / \text{dźwigar} / + 110.4,5 / \text{nadbeton} / = 9140 \text{ kg}$$

wraz z gzymszem $P_1 = 10000 \text{ kg}$

$$P_2 = 9140 / \text{z przekrycia} / + 2.1060 / \text{ściana prefm z elementów nieocieplonych} 2 \cdot 1,20 \text{ m} / = 11260 \text{ kg}$$

wraz z gzymszem $P_2 = 12300 \text{ kg}$

$$P_3 = 290.7,5,6 / \text{pokrycie} + \text{śnieg} / + 335.7,5 / \text{dźwigar} / + 110.7,5 / \text{nadbeton} / = 16400 \text{ kg}$$

wraz z gzymszem $P_3 = 17500 \text{ kg}$

Sily P_{\max} , P_{\min} , H_{\max} , H_{\min} dla wózka suwnicy w skrajnym lewym położeniu.

Max nacisk na koło /wg "Wykazu maszyn zunifikowanych dla produkcji 1970 r. - Sumnice pomostowe ogólnego przeznaczenia" / $6,2 \cdot 1,3 = 8,05 \text{ T}$

Rozstaw kół, 400 cm, reakcja na słup 2.8,05 $\frac{4,0}{6,0} = 10,8 \text{ T}$

Ciężar belki podsuwnicowej typu B z nawierzchnią: $4,0 \text{ T}$

$$P_{\max} = 14,8 \text{ T}$$

$$P_{\min} = \frac{12,4 + 5}{2} - 2,6,2 \cdot 1,3 = 3,3 \text{ T}$$

Reakcja na słup: $2,3,3 \cdot \frac{4,0}{6,0} = 4,4 \text{ T}$

belka pods. z nawierzchnią: $4,0 \text{ T}$

$$P_{\min} = 8,4 \text{ T}$$

$$H_{\max} = \frac{10,8}{1,3} \cdot 0,1 = 0,83 \text{ T}$$

$$H_{\min} = \frac{4,4}{1,3} \cdot 0,1 = 0,34 \text{ T}$$

wg PN-64/B-02012

Parcie wiatru z lewej strony: /anal. z prawej strony/

$$w = 45,0,8,6,0 = 216 \text{ kg/mb}$$

$$s = 45,0,6,6,0 = 162 \text{ kg/mb}$$

Schemat 3 - suwnica z lewej strony, hamowanie w prawo

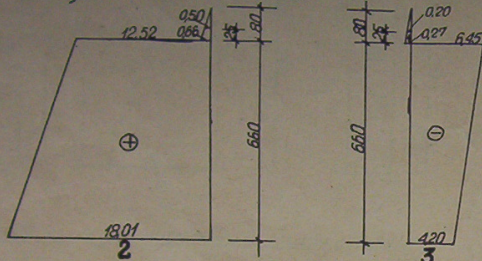
$$M_1 = 0$$

$$M_{22} = 11,86 + 0,66 = 12,52 \text{ Tm}$$

$$M_2 = 11,86 + 6,15 = 18,01 \text{ Tm}$$

$$M_{33} = -6,72 + 0,27 = -6,45 \text{ Tm}$$

$$M_3 = -6,72 + 2,52 = -4,20 \text{ Tm}$$



Schemat 4 - suwnica z prawej strony, hamowanie w lewo

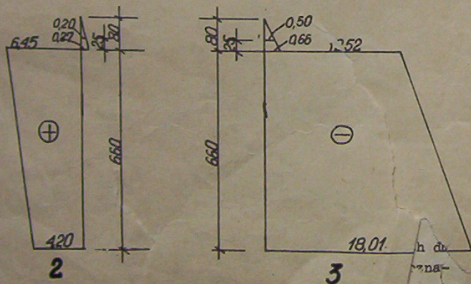
$$M_1 = 0$$

$$M_{22} = 8,4 \cdot 0,8 - 0,34 \cdot 0,8 = 6,72 - 0,27 = 6,45 \text{ Tm}$$

$$M_2 = 8,4 \cdot 0,8 - 0,34 \cdot 7,40 = 6,72 - 2,52 = 4,20 \text{ Tm}$$

$$M_{23} = -14,8 \cdot 0,8 - 0,83 \cdot 0,80 = -11,86 - 0,66 = -12,52 \text{ Tm}$$

$$M_3 = -14,8 \cdot 0,8 - 0,83 \cdot 7,4 \cdot 0 = -11,86 - 6,15 = -18,01 \text{ Tm}$$



Schemat 5 - suwnica z prawej strony, hamowanie w prawo

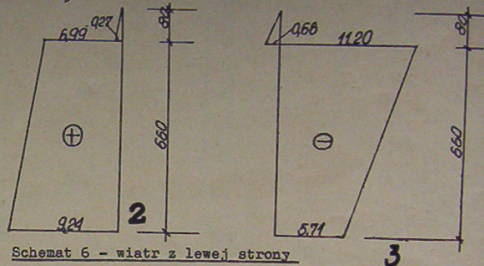
$$M_1 = 0$$

$$M_{22} = 8,4 \cdot 0,8 + 0,34 \cdot 0,8 = 6,72 + 0,27 = 6,99 \text{ Tm}$$

$$M_2 = 8,4 \cdot 0,8 + 0,34 \cdot 7,4 = 6,72 + 2,52 = 9,24 \text{ Tm}$$

$$M_{33} = -14,8 \cdot 0,8 + 0,83 \cdot 0,8 = -11,86 + 0,66 = -11,20 \text{ Tm}$$

$$M_3 = -14,8 \cdot 0,8 + 0,83 \cdot 7,40 = -11,86 + 6,15 = -5,72 \text{ Tm}$$



Schemat 6 - wiatr z lewej strony

$$M_1 = 0,216 \cdot 7,00 \cdot 3,90 = 5,9 \text{ Tm}$$

$$M_{11} = 0,216 \cdot 1,0^2 \cdot 0,5 = 0,108 \text{ Tm}$$

$$M_{22} = 0,216 \cdot 2,50 \cdot 2,30 = 1,24 \text{ Tm}$$

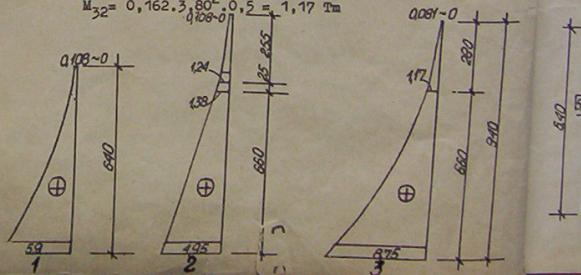
$$M_2 = 0,216 \cdot 2,50 \cdot 9,15 = 4,95 \text{ Tm}$$

$$M_{23} = 0,216 \cdot 2,50 \cdot 2,55 = 1,38 \text{ Tm}$$

$$M_3 = 0,162 \cdot 10 \cdot 0,5 \cdot 40 = 8,75 \text{ Tm}$$

$$M_{31} = 0,162 \cdot 1,0^2 \cdot 0,5 = 0,081 \text{ Tm}$$

$$M_{32} = 0,162 \cdot 3,80^2 \cdot 0,5 = 1,17 \text{ Tm}$$



Schemat 7 - wież z prawej strony

$$M_1 = -0,162 \cdot 7,0 \cdot 3,90 = -4,43 \text{ Tm}$$

$$M_{11} = -0,162 \cdot 10^2 \cdot 0,5 = -0,081 \text{ Tm}$$

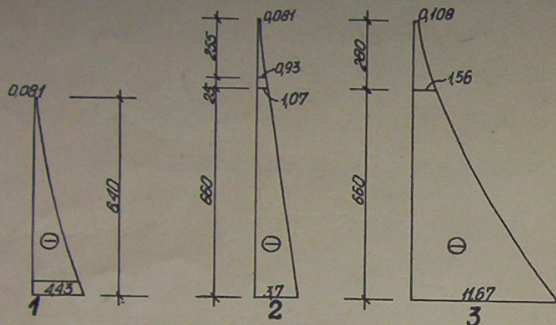
$$M_{22} = -0,162 \cdot 2,50 \cdot 2,30 = -0,93 \text{ Tm}$$

$$M_2 = -0,162 \cdot 2,50 \cdot 9,15 = -3,7 \text{ Tm}$$

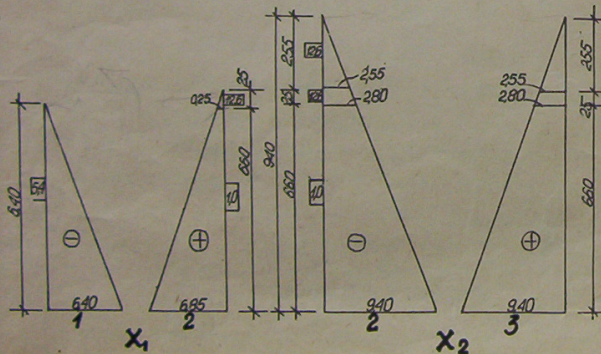
$$M_3 = -0,216 \cdot 10 \cdot 0,5 \cdot 40 = -11,67 \text{ Tm}$$

$$M_{31} = -0,216 \cdot 1 \cdot 0^2 \cdot 0,5 = -0,108 \text{ Tm}$$

$$M_{32} = -0,216 \cdot 3,80^2 \cdot 0,5 = -1,56 \text{ Tm}$$



Nadliczbowe X_1 i X_2



5.2.4. Momenty bezwładności:

$$\text{Słup 1 - } I_1 = \frac{0,3}{12} \cdot 0,4^3 = 0,0016 \text{ m}^4$$

$$\text{Słup 2 - odcinek górny: } I_{21} = \frac{0,2}{12} \cdot 0,4^4 = 0,00068 \text{ m}^4$$

$$\text{odcinek dolny: } I_2 = \frac{0,2}{12} \cdot 0,7^3 = 0,0086 \text{ m}^4$$

$$\frac{I_2}{I_1} = \frac{0,0086}{0,0016} = 5,4 \quad \frac{I_2}{I_{21}} = \frac{0,0086}{0,00068} = 12,6$$

5.2.5. Wyznaczenie przesunięć jednostkowych

$$EI_2 \delta_{11} = \frac{6 \cdot 40^3 \cdot 5,4}{3} + \frac{6 \cdot 85^2}{3} + \frac{0,25^3 \cdot 11,6}{3} = 472 + 107 = 579$$

$$EI_2 \delta_{22} = \frac{2 \cdot 9 \cdot 40^3}{3} + \frac{2 \cdot 2 \cdot 80^3 \cdot 11,6}{3} = 555 + 170 = 725$$

$$EI_2 \delta_{12} = -\frac{6 \cdot 85^2}{6} / 2 \cdot 6,85 \cdot 9,40 + 6,85 \cdot 2,55 / -$$

$$- \frac{0,25^2 \cdot 11,6}{3} / 2 \cdot 55,0 \cdot 25 + 2 \cdot 2,80 \cdot 0,25 / - = -168 - 2 = -170$$

Schemat I - ciężar własny i śnieg

$$EI_2 \delta_{14} = -\frac{6 \cdot 40 \cdot 6 \cdot 40 \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 4}{2} - \frac{6 \cdot 60 \cdot 7 \cdot 802}{2} / 6,85 + 0,25 / +$$

$$- \frac{0,25 \cdot 0,25 \cdot 1,94 \cdot 12,6}{2} = -111 - 183 - 1 = -295$$

$$EI_2 \delta_{24} = \frac{6 \cdot 60 \cdot 7 \cdot 80}{2} / 9,40 + 2,80 / + \frac{0,25 \cdot 1,94 \cdot 12,6}{2} / 2,55 +$$

$$+ 2,80 / - \frac{2 \cdot 55 \cdot 2 \cdot 55 \cdot 1,75 \cdot 12,6}{2} + \frac{1,75 \cdot 6 \cdot 60}{9,40} +$$

$$+ 2,80 / - 2,80 \cdot 1,75 \cdot 2,80 \cdot 12,60 \cdot 0,5 =$$

$$= 316 + 16 - 73 + 71 - 86 = 244$$

Schemat 2 - suwnica z lewej, hamowanie w lewo.

$$EI_2 \delta_{19} = \frac{6 \cdot 60}{6} / 2 \cdot 5,71 \cdot 6,85 + 2 \cdot 11,20 \cdot 0,25 + 11,20 \cdot 6,85 +$$

$$+ 0,25 \cdot 5,71 / + \frac{0,25^2 \cdot 12,6}{6} / 2 \cdot 0,66 \cdot 0,25 + 0,50 \cdot 0,25 / = 178$$

$$EI_2 \delta_{29} = -\frac{6 \cdot 60}{6} / 2 \cdot 5,71 \cdot 9,40 + 2 \cdot 11,20 \cdot 2,80 + 11,20 \cdot 9,40 +$$

$$+ 2,80 \cdot 5,71 / + \frac{0,25^2 \cdot 12,6}{6} / 2 \cdot 0,66 \cdot 2,80 + 2 \cdot 0,50 \cdot 2,55 +$$

$$+ 0,55 \cdot 2,80 + 2 \cdot 55 \cdot 0,66 / +$$

$$- \frac{6 \cdot 60}{6} / 2 \cdot 2,80 \cdot 6,99 + 2 \cdot 9,24 \cdot 9,40 + 6,99 \cdot 9,40 +$$

$$+ 2,80,9,24/ - \frac{0,25 \cdot 12,6}{6} / 2,0,27,2,55 + 2,0,27,2,80 +$$

$$+ 0,27,2,80 + 2,55,0,25/ = -32 + 5 - 336 - 2 = -654$$

Schemat 3 - suwnica z lewej, hamowanie w prawo.

$$EI_2 \delta_{14} = \frac{6,60}{6} / 2,6,85,18,01 + 2,0,25,12,52 + 12,52,6,85 +$$

$$+ 0,25,18,01/ + \frac{0,25 \cdot 0,25 \cdot 12,6}{6} / 2,0,66 + 0,50/ = 378$$

$$EI_2 \delta_{24} = -\frac{6,60}{6} / 2,12,52,2,80 + 2,18,01,9,40 + 12,52,9,40 +$$

$$+ 2,80,18,01/ - \frac{0,25 \cdot 12,6}{6} / 2,0,66,2,80 + 2,0,50,2,55 +$$

$$+ 0,50,2,80 + 2,55,0,66/ - \frac{6,60}{6} / 2,4,20,9,40 +$$

$$+ 2,6,45,2,80 + 2,80,4,20 + 9,40,6,45/ +$$

$$+ \frac{0,25 \cdot 12,6}{6} / 2,0,27,2,80 + 2,0,20,2,55 + 0,20,2,80 +$$

$$+ 2,55,0,27/ = -637 - 5 - 207 + 2 = -847$$

Schemat 4 - suwnica z prawej, hamowanie w lewo

$$EI_2 \delta_{14} = \frac{6,60}{6} / 2,6,85,4,20 + 2,0,25,6,45 + 0,25,4,20 +$$

$$+ 6,45,6,85/ + \frac{0,25 \cdot 0,25 \cdot 12,6}{6} / 2,0,27 + 0,20/ = 1171$$

$$EI_2 \delta_{24} = -8471$$

Schemat 5 - suwnica z prawej, hamowanie w prawo

$$EI_2 \delta_{14} = \frac{6,60}{6} / 2,6,99,0,25 + 2,9,24,6,85 + 6,99,6,85 +$$

$$+ 9,24,0,25/ = 199$$

$$EI_2 \delta_{24} = -654$$

Schemat 6 - wiatr z lewej.

$$EI_2 \delta_{14} = -\frac{5,9,6,40,6,40,5,4}{4} - \frac{0,108,6,40,6,40,5,4}{6} +$$

$$+ \frac{6,60}{6} / 2,4,95,6,85 + 2,0,25,1,38 + 1,38,6,85 +$$

$$+ 0,25,4,95/ + \frac{0,25 \cdot 0,25 \cdot 12,6}{6} / 2,1,38 + 1,24/ =$$

$$= -327 - 4 + 87 = -251$$

$$EI_2 \delta_{24} = -\frac{1,24,2,55,2,55,12,6}{6} - \frac{0,25 \cdot 12,6}{6} / 2,2,55,1,24 +$$

$$+ 2,2,80,1,38 + 1,24,2,80 + 2,55,1,38/ +$$

$$+ \frac{6,60}{6} / 2,1,38,2,80 + 2,4,95,9,40 + 1,38,9,40 +$$

$$+ 2,80,4,95/ + \frac{8,75,9,40,9,40}{4} + \frac{1,17,2,80,2,80,11,6}{4} =$$

$$= -25 - 11 - 140 + 194 + 27 = 45$$

Schemat 7 - wiatr z prawej

$$EI_2 \delta_{14} = \frac{4,43,6,40^2,5,40}{4} + 0,08 \cdot 6,40^2,5,4 \cdot \frac{1}{6} +$$

$$- \frac{6,60}{6} / 2,3,7,6,85 + 2,1,03,0,25 + 1,03,6,85 + 3,7,0,25 +$$

$$+ \frac{0,25 \cdot 0,25 \cdot 12,6}{6} / 2,1,03 + 0,93/ = 248 + 3 - 65 = 186$$

$$/ = \frac{0,6}{0,8} \cdot 251 = 188/$$

$$EI_2 \delta_{24} = / 25 + 11 + 140/ \frac{0,6}{0,8} / 194 + 27/ \frac{0,8}{0,6} - 132 - 295 = -163$$

5.2.6. Wyznaczenie sił X_1 oraz momentów w przekrojach utwierdzenia.

Schemat 1

$$579 X_1 - 170 X_2 - 296 = 0$$

$$-170 X_1 + 725 X_2 + 244 = 0 \quad / \cdot \frac{579}{170} = 3,4$$

$$\frac{-579 X_1 + 2470 X_2 + 830 = 0}{2300 X_2 + 534 = 0}$$

$$2300 X_2 + 534 = 0$$

$$X_2 = -\frac{534}{2300} = -0,232 \text{ T}$$

$$X_1 = \frac{-170,0,232 + 296}{579} = \frac{-39 + 296}{579} = 0,441 \text{ T}$$

$$M_1 = 1,0 - 6,40 \cdot 0,441 = 1,0 - 2,83 = -1,83 \text{ Tm}$$

$$M_2 = -7,80 + 6,85,0,441 + 9,40,0,232 =$$

$$= -7,80 + 3,02 + 2,18 = -2,60 \text{ Tm}$$

$$M_3 = 1,75 - 9,40,0,232 = 1,75 - 2,18 = -0,43 \text{ Tm}$$

Schemat 2

$$579 X_1 - 170 X_2 + 178 = 0$$

$$-170 X_1 + 725 X_2 - 654 = 0 \quad / \cdot 3,4$$

$$\frac{-579 X_1 + 2470 X_2 - 2230 = 0}{2300 X_2 - 2052 = 0}$$

$$2300 X_2 - 2052 = 0$$

$$X_2 = \frac{2052}{2300} = 0,89 \text{ T}$$

$$X_1 = \frac{170 \cdot 0,89 - 178}{579} = \frac{151 - 178}{579} = -\frac{27}{579} = -0,0455 \text{ T}$$

$$M_1 = 6,40 \cdot 0,0465 = \underline{0,30 \text{ Tm}}$$

$$M_2 = 5,71 - 0,0465 \cdot 6,85 - 9,40 \cdot 0,89 = 5,71 - 0,318 - 8,38 = \underline{-2,98 \text{ Tm}}$$

$$M_3 = -9,24 + 0,89 \cdot 9,40 = -9,24 + 8,35 = \underline{-0,89 \text{ Tm}}$$

Schemat 3

$$579 X_1 - 170 X_2 + 378 = 0$$

$$-179 X_1 + 725 X_2 - 847 = 0 \quad / \cdot 3,4$$

$$\frac{-579 X_1 - 2470 X_2 - 2880 = 0}{2300 X_2 - 2502 = 0} \quad X_2 = \frac{2502}{2300} = 1,09 \text{ T}$$

$$X_1 = \frac{170 \cdot 1,09 - 378}{579} = -0,332 \text{ T}$$

$$M_1 = 0,332 \cdot 6,40 = \underline{2,13 \text{ Tm}}$$

$$M_2 = 18,01 - 6,85 \cdot 0,332 - 9,40 \cdot 1,09 = 18,01 - 2,28 - 10,26 = \underline{+5,47 \text{ Tm}}$$

$$M_3 = -4,20 + 9,40 \cdot 1,09 = -4,20 + 10,26 = \underline{6,06 \text{ Tm}}$$

Schemat 4

$$579 X_1 - 170 X_2 + 117 = 0$$

$$-170 X_1 + 725 X_2 - 847 = 0 \quad / \cdot 3,4$$

$$\frac{-579 X_1 + 2470 X_2 - 2880 = 0}{2300 X_2 - 2763 = 0} \quad X_2 = \frac{2763}{2300} = 1,20 \text{ T}$$

$$X_1 = \frac{170 \cdot 1,20 - 117}{579} = \frac{204 - 117}{579} = 0,150 \text{ T}$$

$$M_1 = -6,40 \cdot 0,150 = \underline{-0,96 \text{ Tm}}$$

$$M_2 = 4,20 + 6,85 \cdot 0,15 - 1,20 \cdot 9,40 = 4,20 + 1,03 - 11,30 = \underline{-6,07 \text{ Tm}}$$

$$M_3 = -18,01 + 9,40 \cdot 1,20 = -18,01 + 11,30 = \underline{-6,71 \text{ Tm}}$$

Schemat 5

$$579 X_1 - 170 X_2 + 199 = 0$$

$$-170 X_1 + 725 X_2 - 654 = 0 \quad / \cdot 3,4$$

$$\frac{-579 X_1 + 2470 X_2 - 2230 = 0}{2300 X_2 - 2031 = 0} \quad X_2 = \frac{2031}{2300} = 0,881 \text{ T}$$

$$2300 X_2 - 2031 = 0$$

$$X_2 = \frac{2031}{2300} = 0,881 \text{ T}$$

$$X_1 = \frac{170 \cdot 0,881 - 199}{579} = \frac{150 - 199}{579} = -0,0845 \text{ T}$$

$$M_1 = 6,40 \cdot 0,0845 = \underline{0,55 \text{ Tm}}$$

$$M_2 = 9,24 - 0,0845 \cdot 6,85 - 9,40 \cdot 0,881 = 9,24 - 0,58 - 8,30 = \underline{0,36 \text{ Tm}}$$

$$M_3 = -5,72 + 9,40 \cdot 0,881 = -5,71 + 8,30 = \underline{2,59 \text{ Tm}}$$

Schemat 6

$$579 X_1 - 170 X_2 - 251 = 0$$

$$-170 X_1 + 715 X_2 + 45 = 0 \quad / \cdot 3,4$$

$$\frac{-579 X_1 + 2470 X_2 + 153 = 0}{2300 X_2 - 98 = 0} \quad X_2 = \frac{98}{2300} = 0,043 \text{ T}$$

$$X_2 = \frac{98}{2300} = 0,043 \text{ T}$$

$$X_1 = \frac{170 \cdot 0,043 - 252}{579} = 0,446 \text{ T}$$

$$M_1 = 5,9 - 6,40 \cdot 0,446 = 5,9 - 2,86 = \underline{3,04 \text{ Tm}}$$

$$M_2 = 4,95 + 6,85 \cdot 0,446 - 9,40 \cdot 0,043 = 4,95 + 3,06 - 0,40 = \underline{7,71 \text{ Tm}}$$

$$M_3 = 8,75 + 9,40 \cdot 0,043 = 8,75 + 0,40 = \underline{9,15 \text{ Tm}}$$

Schemat 7*

$$579 X_1 - 170 X_2 + 188 = 0$$

$$-170 X_1 + 725 X_2 + 163 = 0 \quad / \cdot 3,4$$

$$\frac{-579 X_1 + 2470 X_2 - 554 = 0}{2300 X_2 - 366 = 0} \quad X_2 = \frac{366}{2300} = 0,159 \text{ T}$$

$$X_2 = \frac{366}{2300} = 0,159 \text{ T}$$

$$X_1 = \frac{170 \cdot 0,159 - 188}{579} = -0,278 \text{ T}$$

$$M_1 = -4,43 + 0,278 \cdot 6,40 = -4,43 + 1,78 = \underline{-2,65 \text{ Tm}}$$

$$M_2 = -3,70 - 0,278 \cdot 6,85 - 9,40 \cdot 0,159 = -3,70 - 1,91 - 1,50 = \underline{-7,11 \text{ Tm}}$$

$$M_3 = -11,67 + 9,40 \cdot 0,159 = -11,67 + 1,50 = \underline{-10,17 \text{ Tm}}$$

5.2.7. Siły poprzeczne w przekrojach utwierdzenia

Schemat 1

$$T_1 = 0,441 \text{ T}$$

$$T_2 = 0,441 + 0,232 = 0,673 \text{ T}$$

$$T_3 = -0,232 \text{ T}$$

Schemat 2

$$T_1 = 0,046 \text{ T}$$

$$T_2 = -0,046 - 0,89 - 0,83 = -1,766 \text{ T}$$

$$T_3 = 0,89 - 0,34 = 0,55 \text{ T}$$

Schemat 3

$$T_1 = 0,332 \text{ T}$$

$$T_2 = -0,332 - 1,09 + 0,83 = -0,592 \text{ T}$$

$$T_3 = 1,09 + 0,34 = 1,43 \text{ T}$$

Schemat 4

$$T_1 = -0,150 \text{ T}$$

$$T_2 = 0,150 - 1,20 - 0,34 = -1,39 \text{ T}$$

$$T_3 = 1,20 - 0,83 = -0,37 \text{ T}$$

Schemat 5

$$T_1 = 0,085 \text{ T}$$

$$T_2 = -0,085 - 0,881 + 0,34 = -0,626 \text{ T}$$

$$T_3 = 0,881 + 0,83 = 1,711 \text{ T}$$

Schemat 6

$$T_1 = -0,446 + 0,216 \cdot 7,00 = 1,065 \text{ T}$$

$$T_2 = 0,446 - 0,043 + 2,50 \cdot 0,216 = 0,943 \text{ T}$$

$$T_3 = 0,043 + 10,0 \cdot 0,162 = 1,663 \text{ T}$$

Schemat 7

$$T_1 = 0,278 - 0,162 \cdot 7,0 = -0,857 \text{ T}$$

$$T_2 = -0,278 - 0,159 - 0,162 \cdot 2,5 = -0,842 \text{ T}$$

$$T_3 = 0,159 - 0,216 \cdot 10,0 = -2,001 \text{ T}$$

5.2.8. Siły podłużne w słupach.

Schemat 1

$$N_1 = 10,0 \text{ T}$$

$$N_2 = 29,8 \text{ T}$$

$$N_3 = 17,5 \text{ T}$$

Schemat 2

$$N_1 = 0,0$$

$$N_2 = 14,8 \text{ T}$$

$$N_3 = 8,4 \text{ T}$$

Schemat 3

$$N_1 = 0,0$$

$$N_2 = 14,8 \text{ T}$$

$$N_3 = 8,4 \text{ T}$$

Schemat 4

$$N_1 = 0$$

$$N_2 = 8,4 \text{ T}$$

$$N_3 = 14,8 \text{ T}$$

Schemat 2

$$N_1 = 0,0$$

$$N_2 = 8,4 \text{ T}$$

$$N_3 = 14,8 \text{ T}$$

$$\text{Schemat 6 i 7} - N_1 = N_2 = N_3 = 0$$

5.2.9. Zestawienie momentów i sił w przekroju utwierdzenia

Schemat	M Tm			N+ ściskanie			T		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
1	-1,83	-2,60	-0,43	10,0	29,8	17,5	0,441	0,673	-0,232
2	0,30	-2,98	-0,89	0	14,8	8,4	0,046	-1,766	0,55
3	2,13	5,47	6,06	0	14,8	8,4	0,332	-0,592	1,430
4	-0,96	-6,07	-6,71	0	8,4	14,8	-0,150	-1,39	-0,37
5	0,55	0,36	2,59	0	8,4	14,8	0,085	-0,626	1,711
6	3,04	7,71	9,15	0	0	0	1,065	0,943	1,663
7	-2,65	-7,11	-40,17	0	0	0	-0,857	-0,842	-2,001

5.3. Obliczenie automatyczne momentów i sił w słupach przykładowej hali dwunawowej

W obliczeniu wykorzystano program S-22.2-W-69, opracowany przez Centrum Elektronicznej Techniki Obliczeniowej ETOB w Warszawie, ul. Rutkowskiego 5/7 i zawarty w Bibliotece programów ETOBu.

Sformułowanie "Danych" oparto na wydanej przez ETOB instrukcji.pn.: "Program - obliczenie statyczne słupów ram jednokondygnacyjnych, zamocowanych w fundamentach i połączonych przegubowo z ryglami" - Warszawa, sierpień 1969 r.

Instrukcja ta podaje dwie wersje formułowania danych; w każdej wersji istnieją nadto dwa sposoby: rysunkowy i analityczny. W niniejszym przykładzie wybrano wersję piaw szą, polegającą na bezpośrednim opisie poszczególnych elementów ramy i obciążen /wersja druga nawiązuje te dane

do skłóconego układu współrzędnych/. W ramach tej wersji dane zapisano - dla ilustracji - dwoma sposobami. Podkreślić należy, że wybór sposobu zapisania danych jest - zgodnie z "Instrukcją" - dowolny.

Charakterystyka obliczanej ramy - geometria i obciążenia - jest analogiczna do przyjętej w przykładzie obliczenia "ręcznego".

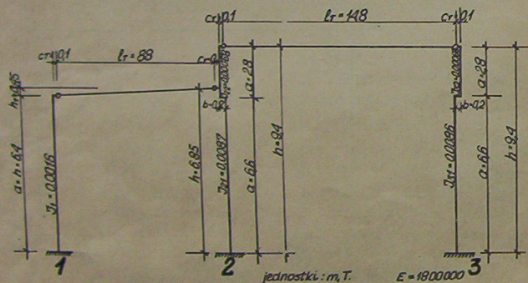
Poniżej podano kolejno:

- rysunkowy zapis danych,
- wydruk danych, zapisanych sposobem analitycznym,
- wydruk wyników.

Na wydruku wyników podkreślono wartości momentów i sił, korespondujące z obliczeniem "ręcznym"; to ostatnie bowiem ograniczono do wyznaczenia momentów i sił w przekrojach utwierdzenia słupów.

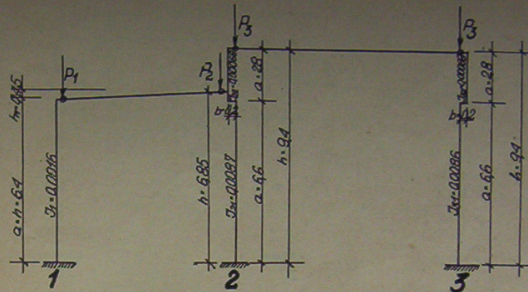
Rysunkowy zapis "Danych" do programu

Wymiary geometryczne



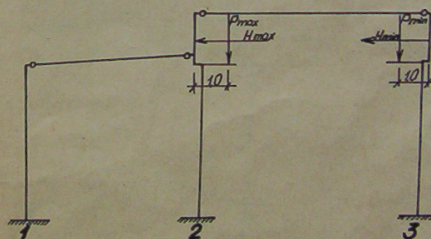
jednostki: m, T
E = 1 800 000

Schemat 1 - ciężar własny + śnieg



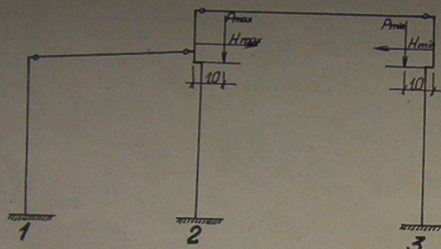
$P_1 = 10 \text{ T}$
 $P_2 = 12,3 \text{ T}$
 $P_3 = 17,5 \text{ T}$

Schemat 2 - suwnica z lewej, hamowanie w lewo



$P_{\max} = 14,8 \text{ T}$ $H_{\max} = 0,84 \text{ T}$
 $P_{\min} = 8,4 \text{ T}$ $H_{\min} = 0,34 \text{ T}$

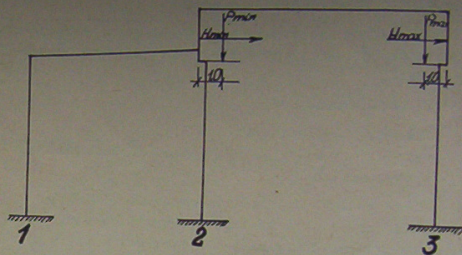
Schemat 3 - suwnica z lewej, hamowanie w prawo



$$P_{\max} = 14,8 \text{ T} \quad H_{\max} = 0,84 \text{ T}$$

$$P_{\min} = 8,4 \text{ T} \quad H_{\min} = 0,34 \text{ T}$$

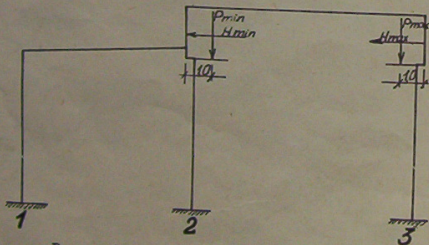
Schemat 5 - suwnica z prawej, hamowanie w prawo



$$P_{\max} = 14,8 \text{ T} \quad H_{\max} = 0,84 \text{ T}$$

$$P_{\min} = 8,4 \text{ T} \quad H_{\min} = 0,34 \text{ T}$$

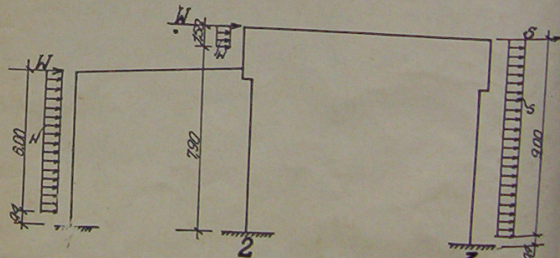
Schemat 4 - suwnica z prawej, hamowanie w lewo



$$P_{\max} = 14,8 \text{ T} \quad H_{\max} = 0,84 \text{ T}$$

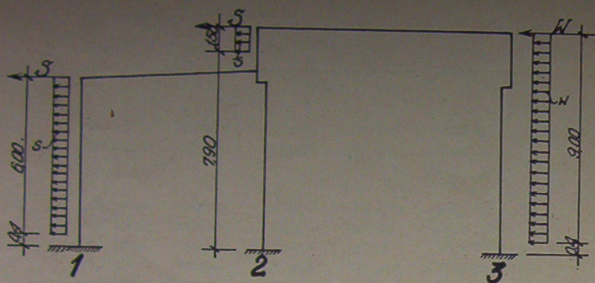
$$P_{\min} = 8,4 \text{ T} \quad H_{\min} = 0,34 \text{ T}$$

Schemat 6 - wiatr z lewej



$$W = 0,216 \text{ T} \quad w = 0,216 \text{ T/mb}$$

$$S = 0,162 \text{ T} \quad s = 0,162 \text{ T/mb}$$



$W = 0,216 \text{ T}$

$S = 0,162 \text{ T}$

$w = 0,216 \text{ T/mb}$

$s = 0,162 \text{ T/mb}$

koniec danych.

WYDRUK ANALITYCZNEGO ZAPISU "DANYCH" DO PROGRAMU

ko, 1,

<

BLIŻEJENIA M, N, T DLA PRZYKŁADOWEJ RALI DYMOWEJ

>

3, 7, 0,

1, 2, 2,

8,8, 14,8,

6,4, 6,85, 9,4, 9,4,

0,1, 0,2, 0,1, 0,1,

6,4, 6,6, 2,8, 6,6, 2,8,

-0,2, 0,2,

-0,45, 0,

18,5,

16_m, 86_m, 68_m, 66_m, 68_m, 68_m,

SCHEMAT 1: CIĘŻAR WŁASNY I ŚNIEDO,

1, 0, 0, 0, 0,
10, 12,3, 17,5, 17,5,
0, 0,

SCHEMAT 2: SIŁNICA Z LEWEJ HAMOWANIE W LEWO,

0, 1, 1, 0, 0,

0, 1, 1,

0, 1, 1,

14,8, 0,8, 6,6,

0,4, -0,8, 6,6,

-0,83, 7,4,

-0,34, 7,4,

SCHEMAT 3: SIŁNICA Z LEWEJ HAMOWANIE W PRAWO,

0, 1, 1, 0, 0,

0, 1, 1,

0, 1, 1,

14,8, 0,8, 0,6,

8,4, -0,8, 6,6,

0,83, 7,4, 0,34, 7,4,

SCHEMAT 4: SIŁNICA Z PRAWEJ HAMOWANIE W LEWO,

0, 1, 1, 0, 0,

0, 1, 1,

0, 1, 1,

8,4, 0,8, 6,6,

14,8, -0,8, 6,6,

-0,34, 7,4,

-0,83, 7,4,

SCHEMAT 5: SIŁNICA Z PRAWEJ HAMOWANIE W PRAWO,

0, 1, 1, 0, 0,

0, 1, 1,

0, 1, 1,

8,4, 0,8, 6,6,

14,8, -0,8, 6,6,

0,34, 7,4,

0,83, 7,4,

SCHEMAT 6: WIAZR Z LEWEJ,

0, 0, 1, 1, 0,

1, 1, 1,

1, 1, 1,

0,216, 6,4,

0,216, 9,4,

0,162, 9,4,

0,216, 0,4, 0,216, 6,4,

0,216, 7,9, 0,216, 9,4,

0,162, 0,4, 0,162, 9,4,

SCHEMAT 7: WIAZR Z PRAWEJ,

0, 0, 1, 1, 0,

1, 1, 1,

1, 1, 1,

-0,162, 6,4,

-0,162, 9,4,

-0,216, 9,4,

-0,162, 0,4, -0,162, 6,4,

-0,162, 7,9, -0,162, 9,4,

-0,216, 0,4, -0,216, 9,4,

SCHEMAT 0STATYKI,

koniec wydruku danych

WYDRUK WYNIKÓW

SCII- 1

	y	M	N	T	u
k= 1					
ETOPROJEKT	6,40	+1,0023	+10,0228	-0,4460	-0,006 404
ZLEC.....	0,00	<u>-1,8520</u>	<u>+10,0228</u>	<u>-0,4460</u>	+0,000 000
k= 2					
	9,40	+1,7500	+17,5000	+0,2358	-0,006 569
	6,85	-1,3318	+29,7772	+0,6818	-0,006 342
	6,60	-1,1613	+29,7772	+0,6818	-0,005 792
	6,60	-7,1168	+29,7772	+0,6818	-0,005 792
	0,00	<u>-2,6169</u>	<u>+29,7772</u>	<u>+0,6818</u>	+0,000 000
k= 3					
	9,40	-1,7500	+17,5000	-0,2358	-0,006 569
	6,60	-2,4103	+17,5000	-0,2358	+0,000 073
	6,60	+1,0697	+17,5000	-0,2358	+0,000 073
	0,00	<u>-0,4668</u>	<u>+17,5000</u>	<u>-0,2358</u>	+0,000 000

WYNIKI

OBLICZEN STATYCZNYCH RAMY JEDNOKONDYCYJNEJ
WYKONANE PROGRAMEM S-22,2-M-69 NA EMC OIER.

oznaczenia. SCH - NUMER SCHEMATU OBciaZEN
K - KOLEJNY SŁUP RAMY
Y - PIONOWA ODLEGŁOŚĆ OD PUNKTU
ZAMOCNIENIA SŁUPA, W FUNDAMENCIE
DO PRZEKROJU W KTYRUM POLICZONO M,N,T,u.
M - MOMENT ZDINAJACY
N - SIŁA PODŁOŻNA
T - SIŁA POPEKZECZNA.
u - ODLEGŁOŚĆ (RZUT PODŁOŻNY PRZEMIESZCZENIA).

JEDNOSTKI. Y -
M -
N -
T -
u -

WIELKOŚCI KONTROLNE

Suma X= 0,000000

Suma Y= 0,000000

Sumy momentow

k= 1 Suma M= -0,000 003 815

k= 2 Suma M= -0,000 002 304

k= 3 Suma M= -0,000 005 722

Ugłecie kontrolne

k= 1 y= 6,40 u= -0,006 403 95 różnica= +0,000 000 000

k= P y= 9,40 u= -0,006 569 35 różnica= +0,000 000 000

BCI= 2

	X	M	N	T	u
k= 1	6,40	-0,0003	-0,0026	+0,0507	+0,001 537
	0,00	<u>+0,3284</u>	<u>-0,0026</u>	<u>+0,0507</u>	+0,000 000
k= 2	9,40	+0,0000	+0,0000	-0,8852	-0,001 150
	6,85	-2,7144	+0,0026	-1,7659	+0,001 513
	6,60	-3,1559	+0,0026	-1,7659	+0,001 286
	6,60	+8,6836	+14,8026	-1,7659	+0,001 286
	0,00	<u>+2,9711</u>	<u>+14,8026</u>	<u>-1,7659</u>	+0,000 000
k= 3	9,40	+0,0000	+0,0000	+0,8852	-0,001 150
	6,60	+2,2064	+0,0000	+0,5452	-0,002 976
	6,60	-4,5136	+8,4000	+0,5452	-0,002 976
	0,00	<u>-0,9156</u>	<u>+8,4000</u>	<u>+0,5452</u>	+0,000 000

WIELKISCI KONTROLNE

Suma X= 0,000000

Suma Y= 0,000000

Sumy momentow

k= 1 Suma M= -0,000 001 907

k= 2 Suma M= -0,000 000 715

k= 3 Suma M= -0,000 000 775

Ugicte kontrolne

k= 1 y= 6,40 u= +0,001 537 06 roznic= +0,000 000 000

k= 2 y= 6,40 u= -0,001 149 87 roznic= +0,000 000 000

BCI= 3

	Y	M	N	T	u
k= 1	6,40	-0,0017	-0,0174	+0,3397	+0,010 293
	0,00	<u>-2,1721</u>	<u>-0,0174</u>	<u>+0,3397</u>	+0,000 000
k= 2	9,40	+0,0000	+0,0000	-1,0873	+0,012 333
	6,85	-2,3214	+0,0174	-0,5970	+0,010 208
	6,60	-2,4707	+0,0174	-0,5970	+0,009 482
	6,60	+9,3698	+14,8174	-0,5970	+0,009 482
	0,00	<u>+5,4295</u>	<u>+14,8174</u>	<u>-0,5970</u>	+0,000 000
k= 3	9,40	+0,0000	+0,0000	+1,0873	+0,012 333
	6,60	+3,3166	+0,0000	+1,4273	+0,004 048
	6,60	-3,4034	+8,4000	+1,4273	+0,004 048
	0,00	<u>+6,0171</u>	<u>+8,4000</u>	<u>+1,4273</u>	+0,000 000

WIELKISCI KONTROLNE

Suma X= 0,000000

Suma Y= 0,000000

Sumy momentow

k= 1 Suma M= -0,000 001 945

k= 2 Suma M= -0,000 000 514

k= 3 Suma M= -0,000 001 289

Ugicte kontrolne

k= 1 y= 6,40 u= +0,010 293 48 roznic= +0,000 000 000

k= 2 y= 9,40 u= +0,012 333 40 roznic= +0,000 000 001

SCH= 4

	y	M	K	T	u
k= 1	6,40	+0,0000	+0,0076	-0,1486	-0,004 503
	0,00	<u>-0,9503</u>	<u>+0,0076</u>	<u>-0,1486</u>	+0,000 000
k= 2	9,40	+0,0000	+0,0000	-1,2014	-0,013 377
	6,85	-3,2482	-0,0076	-1,3928	-0,004 471
	6,60	-3,5964	-0,0076	-1,3928	-0,004 225
	6,60	+3,1251	+8,3924	-1,3928	-0,004 225
	0,00	<u>-6,0672</u>	<u>+8,3924</u>	<u>-1,3928</u>	+0,000 000
k= 3	9,40	+0,0000	+0,0000	+1,2014	-0,013 377
	6,60	+2,6998	+0,0000	+0,3714	-0,010 561
	6,60	-9,1402	+14,8000	+0,3714	-0,010 561
	0,00	<u>-6,6891</u>	<u>+14,8000</u>	<u>+0,3714</u>	+0,000 000

WIELKOŚCI KONTROLNE

Suma X= 0,000000

Suma Y= 0,000000

Sumy momentów

k= 1	Suma M=	-0,000 002 861
k= 2	Suma M=	-0,000 001 431
k= 3	Suma M=	-0,000 001 013

Ugięcie kontrolne

k= 1	y=	6,40	u=	-0,004 503 10	roznica=	+0,000 000 000
k= 2	y=	9,40	u=	-0,013 377 11	roznica=	+0,000 000 001

SCH= 5

	y	M	K	T	u
k= 1	6,40	-0,0005	-0,0046	+0,0894	+0,002 709
	0,00	<u>+0,5716</u>	<u>-0,0046</u>	<u>+0,0894</u>	+0,000 000
k= 2	9,40	+0,0000	+0,0000	-0,8761	+0,000 385
	6,85	-2,0485	+0,0046	-0,6255	+0,002 685
	6,60	-2,2049	+0,0046	-0,6255	+0,002 479
	6,60	+4,5142	+8,4046	-0,6255	+0,002 479
	0,00	<u>+0,3859</u>	<u>+8,4046</u>	<u>-0,6255</u>	+0,000 000
k= 3	9,40	+0,0000	+0,0000	+0,8761	+0,000 385
	6,60	+3,1171	+0,0000	+1,7061	-0,001 711
	6,60	-8,7229	+14,8000	+1,7061	-0,001 711
	0,00	<u>+2,5376</u>	<u>+14,8000</u>	<u>+1,7061</u>	+0,000 000

WIELKOŚCI KONTROLNE

Suma X= 0,000000

Suma Y= 0,000000

Sumy momentów

k= 1	Suma M=	-0,000 002 906
k= 2	Suma M=	-0,000 001 475
k= 3	Suma M=	-0,000 000 551

Ugięcie kontrolne

k= 1	y=	6,40	u=	+0,002 708 60	roznica=	+0,000 000 000
k= 2	y=	9,40	u=	+0,000 384 59	roznica=	+0,000 000 000

WYDRUK WYNIKÓW o.d.

SCM 6

	Y	M	N	T	U
k= 1	6.40	+0.0023	+0.0234	-0.2411	+0.008 425
	0.00	<u>+2.8656</u>	+0.0234	<u>+1.0549</u>	+0.000 000
k= 2	9.40	+0.0000	+0.0000	+0.1879	+0.015 595
	6.85	+1.0694	-0.0234	+0.9690	+0.008 364
	6.60	+1.3117	-0.0234	+0.9690	+0.007 851
	6.60	+1.3163	-0.0234	+0.9690	+0.007 851
	0.00	<u>+7.7120</u>	-0.0234	<u>+0.9690</u>	+0.000 000
k= 3	9.40	+0.0000	+0.0000	+0.1901	+0.015 595
	6.60	+1.1673	+0.0000	+0.6437	+0.008 109
	6.60	+1.1673	+0.0000	+0.6437	+0.008 109
	0.00	<u>+8.2310</u>	+0.0000	<u>+1.6481</u>	+0.000 000

WIELKOŚCI KONTROLNE

Suma X= 0,000000

Suma Y= 0,000000

Bary momentów

k= 1 Suma M= +0,000 000 015

k= 2 Suma M= +0,000 000 015

k= 3 Suma M= +0,000 000 015

Ugięcia kontrolne

k= 1 y= 6.40 u= +0.008 424 58 różnica= 10.000 000 000

k= 2 y= 6.40 u= +0.015 594 89 różnica= .000 000 007

SCM 7

	Y	M	N	T	U
k= 1	6.40	-0.0015	-0.0145	+0.1222	-0.008 095
	0.00	<u>-2.5240</u>	-0.0145	<u>-0.8408</u>	+0.000 000
k= 2	9.40	+0.0000	+0.0000	-0.3409	-0.015 733
	6.85	-1.3110	+0.0145	-0.8681	-0.008 034
	6.60	-1.5281	+0.0145	-0.8681	-0.007 528
	6.60	-1.5310	+0.0145	-0.8681	-0.007 528
	0.00	<u>-7.2606</u>	+0.0145	<u>-0.8681</u>	+0.000 000
k= 3	9.40	+0.0000	+0.0000	-0.0371	-0.015 733
	6.60	-0.9506	+0.0000	+0.6419	-0.008 624
	6.60	-0.9506	+0.0000	+0.6419	-0.008 624
	0.00	<u>-9.8744</u>	+0.0000	<u>-1.9811</u>	+0.000 000

WIELKOŚCI KONTROLNE

Suma X= 0,000000

Suma Y= 0,000000

Bary momentów

k= 1 Suma M= -0,000 000 238

k= 2 Suma M= -0,000 000 238

k= 3 Suma M= -0,000 000 238

Ugięcia kontrolne

k= 1 y= 6.40 u= -0.008 094 53 różnica= +0,000 000 000

k= 2 y= 9.40 u= -0.015 732 96 różnica= -0,000 000 008

KONIEC WYDRUKU WYNIKÓW

6. WMIAROWANIE SŁUPÓW

Wmiarowanie słupów przeprowadza się zgodnie z teorią miernościowego ścisłania przekrojów żelbetonowych oraz spełniając warunki normy PN-56/B-03260.

Poniżej omówiono jedynie wybrane szczególne zagadnienia wmiarowania słupów, a to:

- określenie długości wybozeniowej słupów pełnościennych i dwugałęziowych,
- określenie sił i momentów w gałązkach i przewiązkach słupów dwugałęziowych,
- sposób wmiarowania krótkich wsporządków.

Określenie długości wybozeniowej słupów pełnościennych oraz sposób wmiarowania krótkich wsporządków oparto nana projekcie normy PN-70/B-03264 "Konstrukcje z betonu. Obliczenia statyczne i wmiarowanie".

6.1. Zasady określania długości wybozeniowych słupów

Długości wybozeniowe "L" słupów o rzeczywistych długościach "l" /różnica rzędnych płaszczyzny zabetonowania w stopie fundamentowej i płaszczyzny podparcia dźwigara dachowego, lub belki podsuwnicowej/ podaje poniższa tablica.

Rodzaj hali	Wyboczenie w kierunku \perp do osi hali	Wyboczenie w kierunku \parallel do osi hali
Jednonawowa bez suwnic	1,6 l	1,2 l
wielonawowa bez suwnic	1,2 l	1,2 l
z suwnicami:		
dolny odcinek słupa	1,5 l_d	1,2 l_d
górny odcinek słupa	2,5 l_g	2,0 l_g

Przykład wyznaczenia długości wybozeniowych słupów.

Charakterystyka geometryczna hali jak pkt 5.2.1.

Słup 1: $L = 1,2 \cdot 640 = 767$ cm - wyboczenie w obu kierunkach.

Słup 2 i 3: dolny odcinek: $L = 1,5 \cdot 660 = 990$ cm - wyboczenie w kierunku \perp do osi hali

$L = 1,2 \cdot 660 = 792$ cm - wyboczenie w kierunku \parallel do osi hali.

górny odcinek: $L = 2,5 \cdot 280 = 700$ cm - wyboczenie w kierunku \perp do osi hali.

$L = 2,0 \cdot 280 = 560$ cm - wyboczenie w kierunku \parallel do osi hali.

Dla słupów dwugałęziowych wyznaczenie długości wybozeniowej jest analogiczne. Przy wyznaczaniu smukłości należy operować promieniem bezwładności przekroju ażurowego /składającego się wyłącznie z pasów/. Do obliczenia sił w gałązkach słupa przyjmuje się moment zginający wyznaczony z uwzględnieniem zwiększonego /wpływ wybożenia/miernościu siły osiowej. Przy obliczeniu samej gałązki należy uwzględnić jej wyboczenie zwiększając mimośród występującej w niej siły. Długość wybozeniowa gałązki = rozstawowi osiowemu przewiązek.

6.2. Sposób wmiarowania słupów dwugałęziowych

W obliczeniu niezbędne jest uwzględnienie sił osiowych w gałęziach oraz momentów zginających przywęzłowych.

Obliczenie można wykonać, zakładając położenie zerowych momentów zginających, jak na szkicu.

Momenty i siły w gałęzi:

$$M_g = \frac{T_g \cdot a}{2} ;$$

$$T_g = \frac{T}{2} ;$$

$$N_g = \frac{N}{2} \pm \frac{M}{h}$$

Momenty i siły w przewiązce:

$$M_p = \frac{T_{g1} + T_{g2} / a/h - t/}{2h} ;$$

$$T_p = \frac{a}{h} / T_{g1} + T_{g2} / ;$$

M, N, T - momenty i siły w słupie.

Przykład obliczenia max sił i momentów w gałęziach i przewiązkach słupa.

Słup 3 wg pkt 2, schemat 3, wymiary zmienione wg szkicu str. 29

W przekroju utwierdzenia:

$$M_3 = 6,06 \text{ Tm}$$

$$T_3 = 1,43 \text{ T}$$

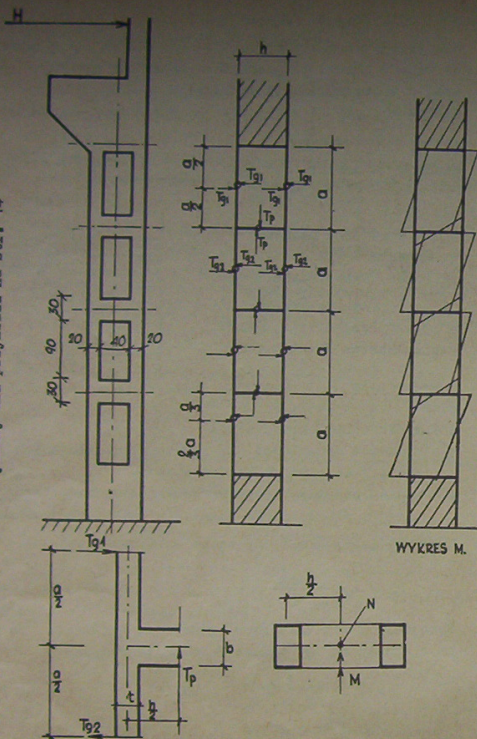
$$N_3 = 8,4 \text{ T}$$

Na wysokości 70 cm nad przekrojem utwierdzenia:

$$M_3 = -6,72 + 0,34 \cdot 6,70 + 8,70 \cdot 1,09 = 5,02 \text{ Tm}$$

$$T_3, N_3 - \text{ bez zmian}$$

wymiary dla przykładu na str. 14



Momenty i siły w gałęzi:

$$M_B = 1,43 \cdot 1,20 \cdot 0,5 = 0,86 \text{ Tm}$$

$$N_B = \frac{8,4}{2} \pm \frac{6,06}{0,6} = 4,2 \pm 10,2 = 14,4 \text{ T} \\ - 6,0 \text{ T}$$

$$T_B = \frac{1,43}{2} = 0,715 \text{ T}$$

Momenty i siły w przewiązaniu:

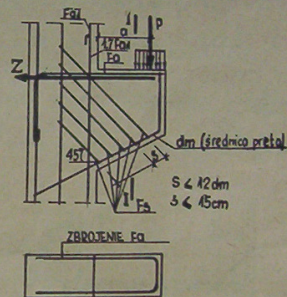
$$M_P = \frac{1,43 \cdot 2 \cdot 1,20 / 0,6 - 0,2}{2,0,6} = 1,14 \text{ Tm}$$

$$T_P = \frac{1,20 \cdot 1,43 \cdot 2}{0,6} = 5,7 \text{ T}$$

Wpływ wyobcienia przy przyjętych wymiarach przekrojów może nie być uwzględniony.

6.3. Sposób wymiarowania krótkich wsporników pod belkami pod suwnicowymi i dźwigarami /zalecany przez PN-70/B-03264 - "Konstrukcje z betonu. Obliczenia statyczne i projektowanie" - projekt/.

Obliczeniowe siły i rozkład zbrojenia pokazuje szkic:



Przekroje zbrojenia:

$$F_A = \frac{s}{Q_T} \cdot \frac{P}{0,7 \cdot h} + H / i$$

$$F_B = 0,25 F_A$$

s - współczynnik pewności wg PN-56/B-03260
P, H - siły obciążające wspornik.

Minimalna wysokość wspornika w przekroju I-I:

$$h \geq \frac{s \cdot P}{\beta \cdot R_T \cdot b}$$

r - obciążenie pionowe wspornika /jesli wyraża ono wpływ belki podsuwnicowej, to z uwzględnieniem współczynnika dynamicznego/,

Współczynnik β :

dla suwnic specjalnych $\beta = 1,0$

dla suwnic o wiotkim podwieszeniu ciężaru użytkowego $\beta = 1,5$

dla suwnic pracujących b.rzadko i wsporników obciążonych statycznie $\beta = 2,0$

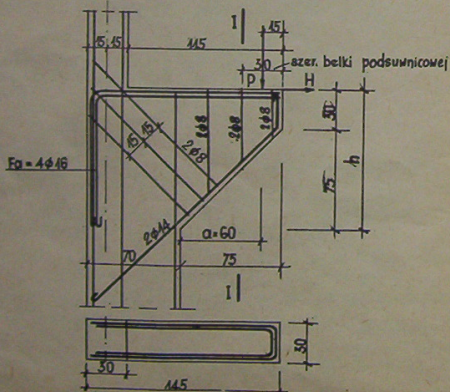
Przykład obliczenia wspornika podsuwnicowego /słup 3 wg pkt. 5.2/

$P = 14,8 \text{ T}$; $H = 0,83 \text{ T}$; $R_w = 200 \text{ kg/cm}^2$; $R_r = 17,5 \text{ kg/cm}^2$
 $s = 2,0$; $\beta = 1,5$; $Q_r = 2500 \text{ kg/cm}^2$

$$h_{\min} \geq \frac{2,0 \cdot 14800}{1,5 \cdot 17,5 \cdot 30} = 38 \text{ cm}$$

$$F_a = \frac{2,0}{2500} \cdot \frac{14800 \cdot 60}{0,7 \cdot 105} + 830 = 10,4 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 18$$

$$F_s = \frac{10,4}{4} = 2,6 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \times 2 \phi 8$$



7. WYMIAROWANIE STÓP FUNDAMENTOWYCH^{x/}

Maksymalny moment w przekroju poprzecznym stopy powstaje od odporu gruntu w kształcie trapezu lub trójkąta /por. szkic/ można wyznaczyć ze wzoru:

/ściśłego, gdy oś stopy pokrywa się z osią słupa/

$$\max M_y = N \cdot a \cdot \xi$$

gdzie M_y - moment, którego wektor jest równoległy do osi y

N - siła pionowa w słupie

ξ - współczynnik od czytany z nomogramu str. 31

Nomogram uzależnia wielkość współczynnika ξ od stosunku

$$\frac{h}{a} \text{ oraz } \beta = \frac{e_0}{a}$$

gdzie:

h - wysokość przekroju słupa,

e_0 - mimośród wypadkowej sił pionowych działających na stopę /bez ciężaru własnego stopy/

a - wymiar podstawy stopy równoległy do osi podstawy, leżącej w płaszczyźnie działania momentu zewnętrznego.

Przekrój zbrojenia stopy można obliczyć ze wzoru:

$$F_z = \frac{s \cdot M_{\max}}{d_1 \cdot Q_r}$$

Zbrojenie w kierunku prostopadłym do działania momentu /w kierunku osi y / obliczyć można ze wzoru:

$$F_z^y = \frac{s \cdot N}{8 \cdot d_1 \cdot Q_r} \quad \text{gdzie:}$$

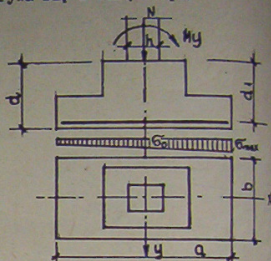
$$N_z = a \cdot b \cdot \frac{\sigma_{\max} + \sigma_0}{2}$$

W powyższych wzorach:

a, b - wymiary stopy

σ_{\max} - maksymalne naprężenie w podstawie stopy, obliczone bez ciężaru własnego stopy,

^{x/} opracowano na podstawie Poradnika Projektanta Przemysłu - wago Nr 22 - "Fundamenty bezpośrednie", Wydanie IV, autor: Tadeusz Fedorcuk.



σ_0 - naprężenie w osi stopy, obliczone jw.

Q_x - granica plastyczności stali zbrojenowej.

Zbrojenie F_z należy rozmieścić równomiernie na całej szerokości stopy.

Zbrojenie F_z^V należy rozmieścić równomiernie, jeżeli znak momentu zginającego M_y jest zmienny. Przy działaniu momentu tylko w jednym kierunku, należy zbrojenie F_z^V zagęścić od strony σ_{max} .

Jeżeli znany jest rodzaj gruntu, na którym posadowiona ma być stopa, obliczone wartości F_z i F_z^V można przemnożyć przez współczynnik zmniejszający wg poniższej tabelicy:

rodzaj gruntu	żwir, posłki, piaski grube i średnie nie zależnie od wilgotności	piaski drobne i pylaste mokre i wilgotne, grunty spoiste i małe spoiste	grunty spoiste i mało spoiste plastyczne
wysokość stopy			
$d > 0,4/a - h/$	0,8	0,85	0,9
$0,25/a - h/ < d < 0,4/a - h/$	0,85	0,90	1,0
$d < 0,25/a - h/$	0,90	0,95	1,0

Wyznaczenie zbrojenia w ściankach "szklanki" stopy fundamentowej, można wykonać z wzoru:

$$F_z' = \frac{s \cdot H}{2 \cdot Q_x} \quad ; \quad s = 1,8$$

gdzie:

$$H \approx \frac{M \alpha}{0,7 \cdot d} \quad ; \quad M \alpha = P \cdot \frac{H}{2} + d/$$

H - wysokość słupa ponad stopą fundamentową

P - siła bezwładności, równa $\sim 0,5$ ciężaru własnego słupa.

Pozostałe pręty zbrojenia należy przyjąć konstrukcyjnie wg szkicu obok.

NOMOGRAM DO WYZNACZANIA WSPÓŁCZYNNIKÓW

do wzoru na $\max M_y$ w stopie fundamentowej /str. 30/

