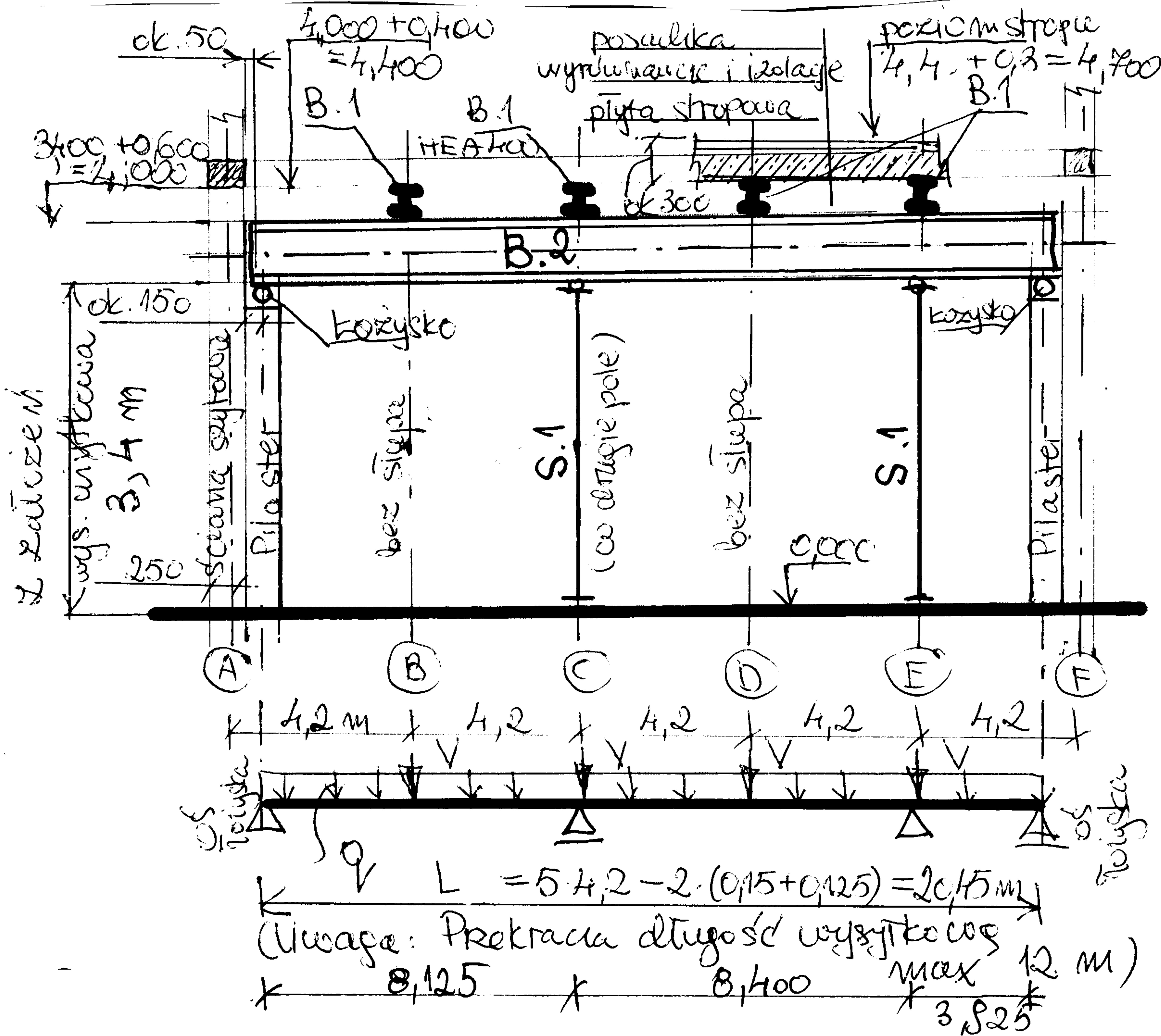


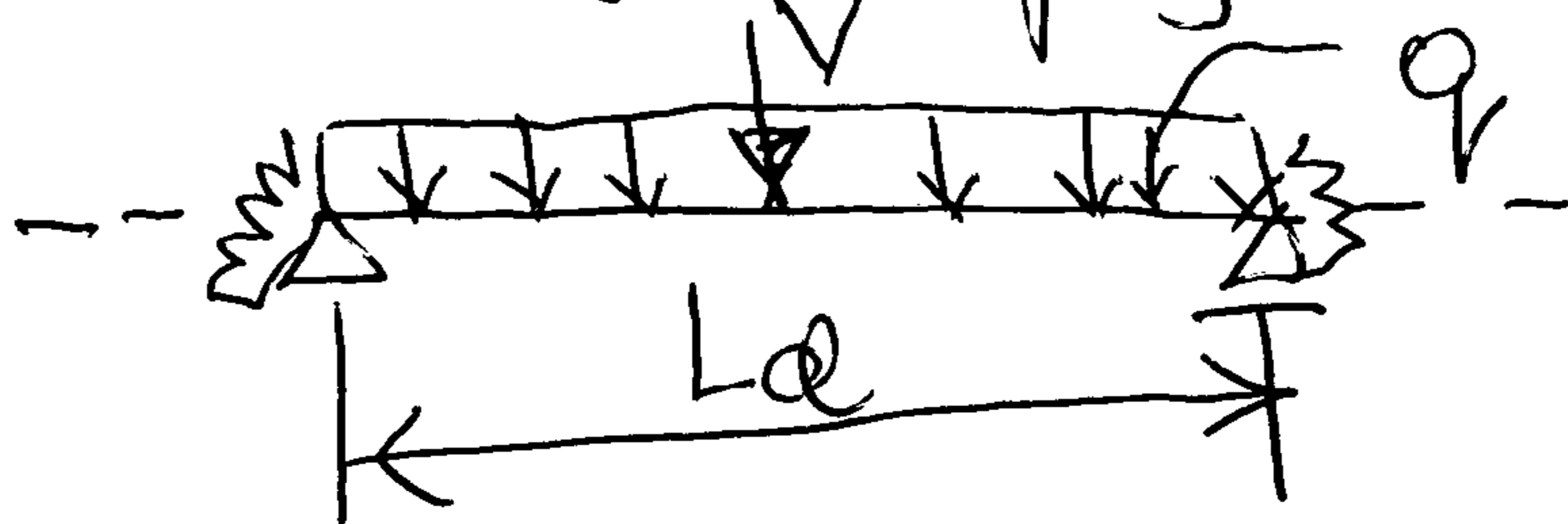
# Porz. 7 Podaje B.2

## Porz. 7.1. Schemat statyczny



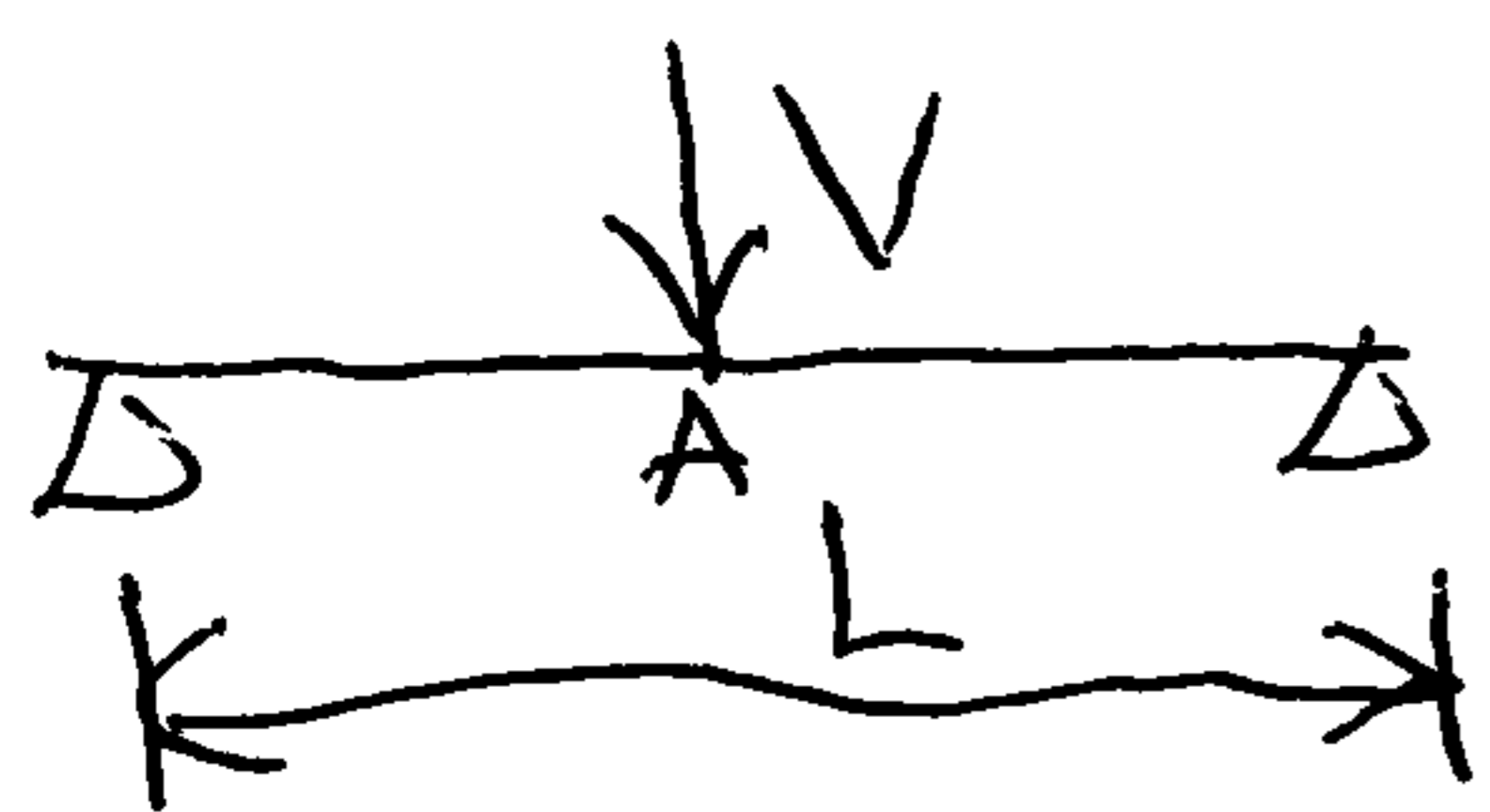
Schemat statyczny jest belką ciągłą trójprzęsłową o zmiennej długości przęseł, obciążonej siłami skupionymi i ciągłym obciążeniem koncepcyjny długość wyznaczone dokonany dla przęseł o długości  $L_d = \max\{8,125; 8,400; 3,825\} = 8,4$  m

spójrzcie utwierdzonego w posztych  
 z siedmiu

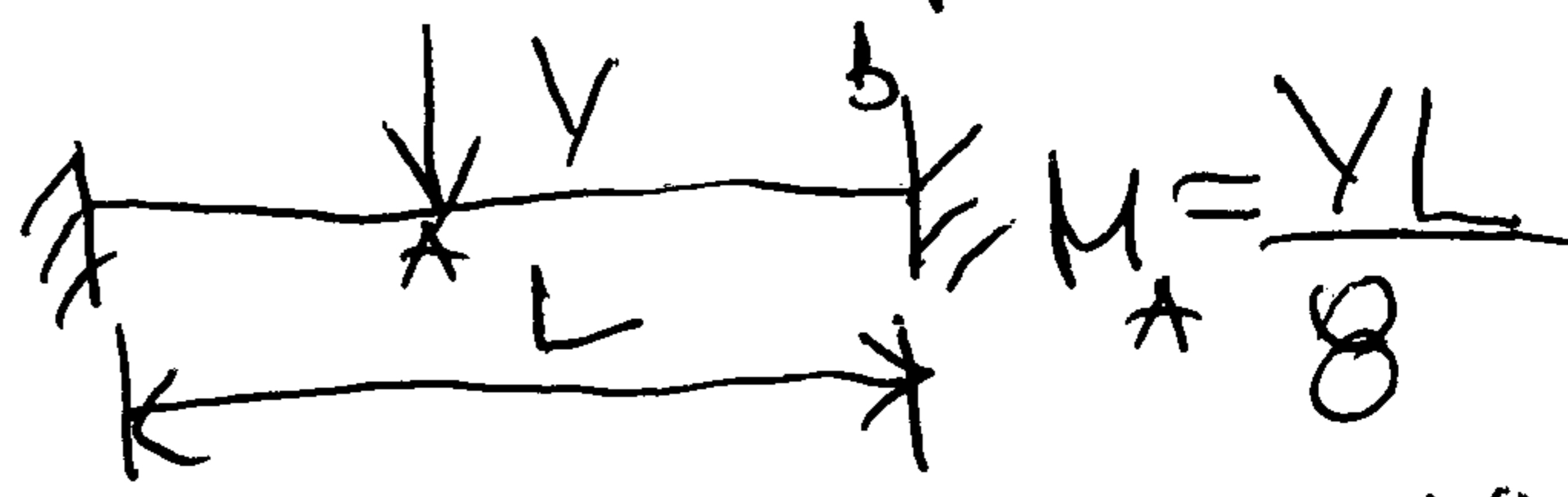


Przyjmujemy, że stopień spójnego utwierdzenia jest średni pomiędzy samocwiczeniem przepływowym i pełnym utwierdzeniem. Przyjmujemy więc, że maksymalny moment zginający jest w odległości średniej z rozważań:

(a) dla belki obciążonej siłą skupioną



$$M_A = \frac{V \cdot L}{4}$$

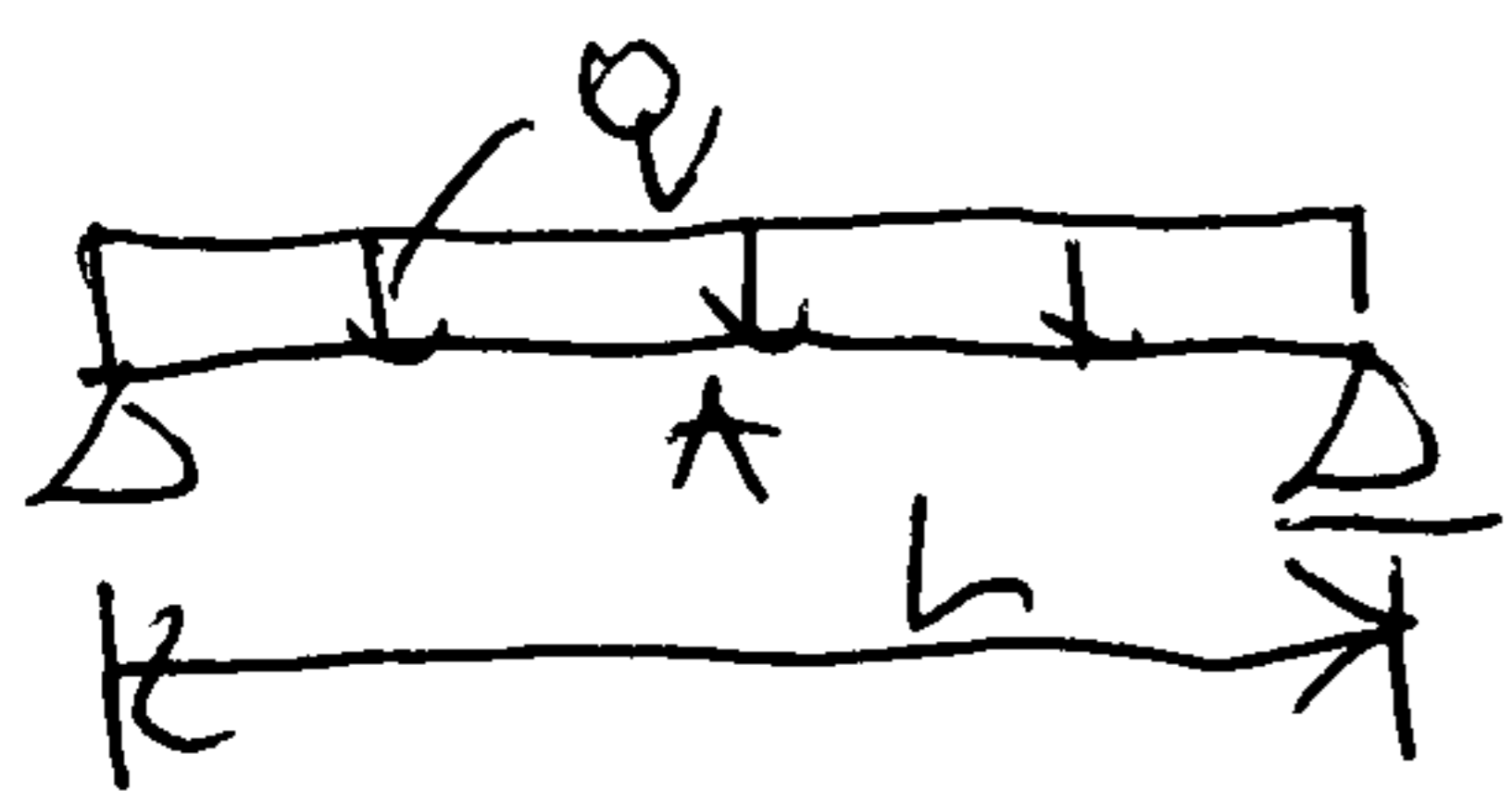


$$M_A = \frac{VL}{8}$$

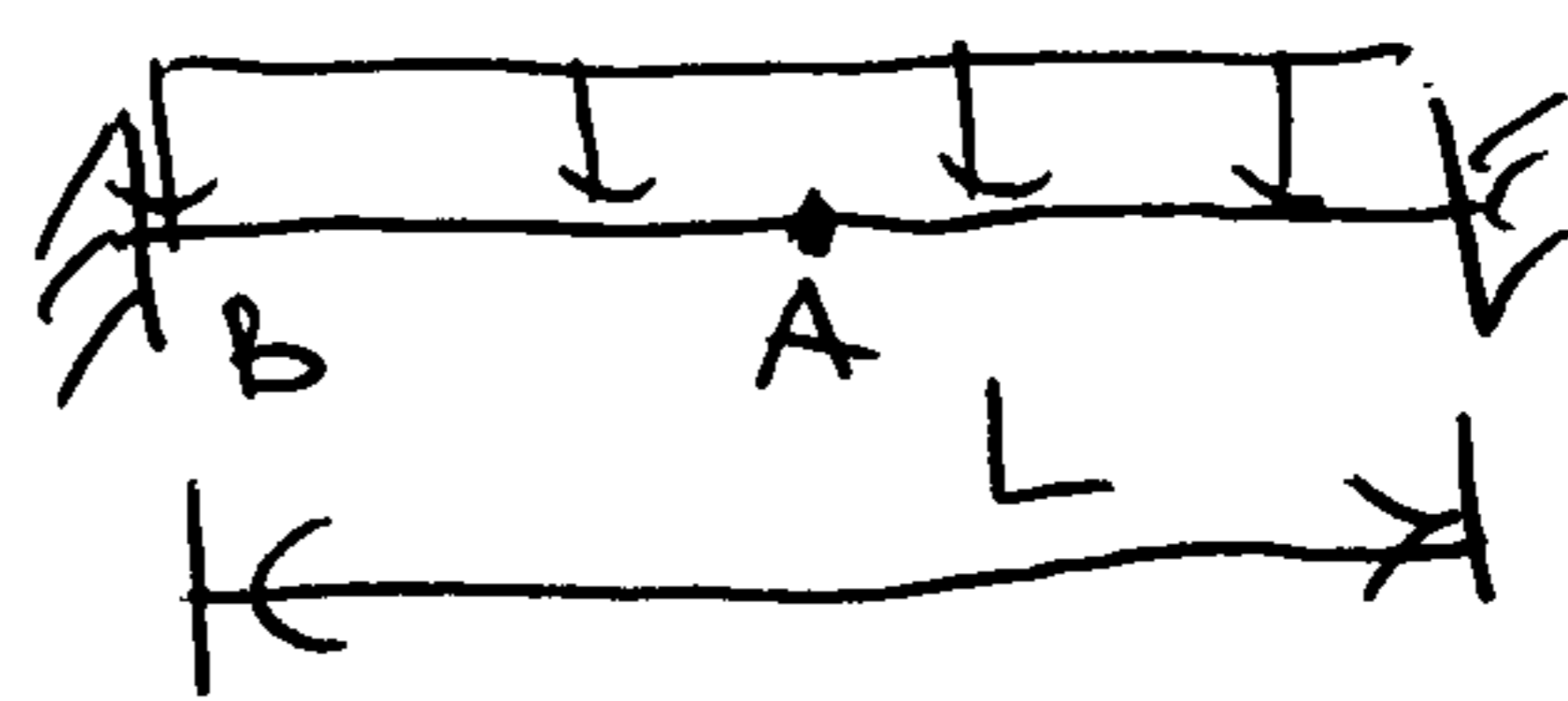
czyli  $M_A = \frac{VL}{8}$

$$M_B = -\frac{VL}{8}$$

(b) dla belki obciążonej obciążeniem q



$$M_A = \frac{qL^2}{10}$$



$$M_A = \frac{qL^2}{12}$$

$$M_B = -\frac{qL^2}{12}$$

czyli  $M_A = \frac{qL^2}{10}$

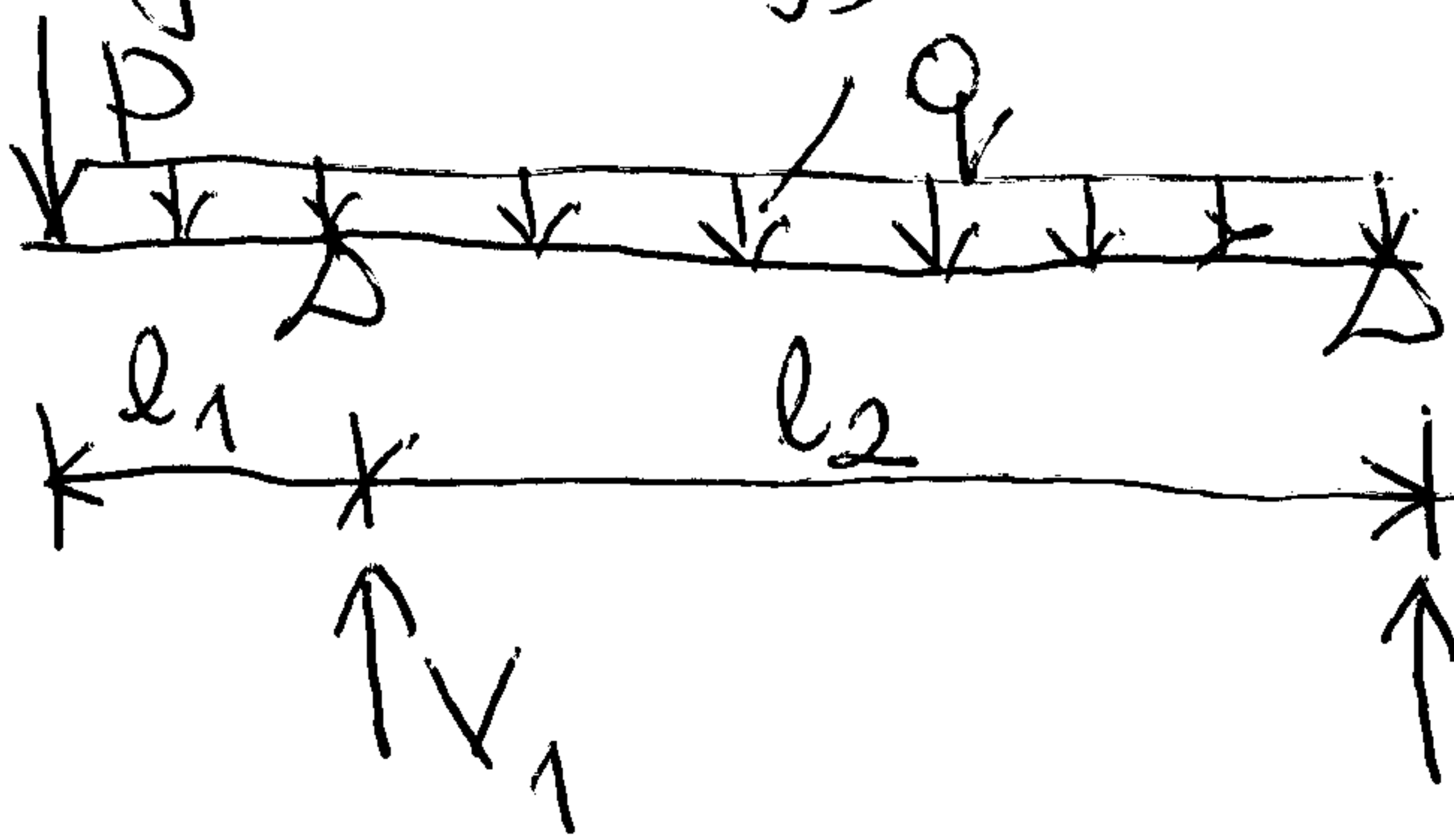
## Poz. 7.2. Obciążenia

Uwaga: Poniżej zestawiono obciążenia, które powinny być wyznaczone dla danych zadanie, a tutaj zostały przyjęte arbitralnie.



# Por. #2.1. Obciążenie słupione V

V jest reakcją belki B.1 na podpory (belkę B.2)  
( $V = V_1$ )



Do zastosowania podstawowych równań równowagi musimy znaleźć dwie reakcje  $V_1$  i  $V_2$ :

\* od obc. P:  $V_1^P \cdot l_2 - P(l_1 + l_2) = 0 \Rightarrow V_1^P$   
 $V_2^P \cdot l_2 + Pl_1 = 0 \Rightarrow V_2^P$

\* od obc. q:  $V_1^q \cdot l_2 - q \frac{(l_1 + l_2)^2}{2} = 0 \Rightarrow V_1^q$   
 $V_2^q + V_1^q - q(l_1 + l_2) = 0 \Rightarrow V_2^q$

Po wykonaniu stosownych wyliczeń otrzymujemy  
(student przedstawia "wyliczenia")

- \* od śniegu  $V_1^P = 120 \text{ kN}$
- \* od ciężaru własnego (statego) dachu (pokrycie, R.1, ściana)  $185 \text{ kN}$
- \* od obciążenia wiatrowego dachu  $10 \text{ kN}$
- \* od obciążenia podwieszono ngodo dachu  $8 \text{ kN}$
- \* od ciężaru własnego (statego) stropu (płyta żelbetowa, warstwy, B.1)  $211 \text{ kN}$
- \* od obciążenia wiatrowego stropu  $56 \text{ kN}$

\* od obciążenia podwieszonego 11 kN

Poz. 7.2.2. Obciążenie rozłożone  $q$   
pochodzi od ciężaru własnego blachownicy  
B.2 oraz jej zabezpieczeń p-poz

W pkt. 7.4. Dobrano przekrój blachownicy

Przyjmujemy, że pole przekroju B.2 wynosi

$A = 800 \text{ cm}^2$  (student przyjęł za wyrostek)

Ciężar własny stali wynosi  $7850 \text{ kN/m}^3$

$$\text{stąd } q = 800 \cdot 7850 \cdot 10^{-6} = 6,3 \text{ kN/m}$$

Blachownica będzie wyposażona w zęba  
oraz blaszki ciętowe i znaczne odcinki  
spoin. Dodatek z tego względu przyjmujemy

10%.

Ponadto blachownice należy zabezpieczyć  
pożarowo. Zakładamy obciążenie przekroju  
płytki g-k o grubości dostosowanej do  
wymaganej odporności ogniowej. Dodatek  
z tego względu przyjmujemy 15%

Ostatecznie

$$q = 6,3 \cdot 1,2 \cdot 1,15 = 8,7 \text{ kN/m}$$

Nie zakładamy innych obciążeń.



Poz. 7.2.3. Kombinacje obciążeń

W stanie granicznym możliwości (SPL)  
mały

$$V_d = 1,35(185 + 211) + 1,5(120 \cdot 0,5 + 10 \cdot 0 + 8 \cdot 0,7 + 56 \cdot 0,7 + 11 \cdot 0,7) = 704,4 \text{ kN}$$

$$\text{lub } 1,35 \cdot 0,85(185 + 211) + 1,5 \cdot 120 + 1,5(10 \cdot 0 + 8 \cdot 0,7 + 56 \cdot 0,7 + 11 \cdot 0,7) = 724,3 \text{ kN}$$

lub ..... (sprawdzić inne kombinacje)

Wzrost  $V_d = 724,3 \text{ kN}$

$$Q_d = 1,35 \cdot 8,7 = 11,8 \text{ kN/m}$$

Poz. 7.3. Siły przekrojowe i wstępny dobór

przekroju blachownicy.

Poz. 7.3.1. Potrzebny wskaźnik wytrzymałości  
Maksymalny, obliczeniowy moment  
zginający wynosi

$$M_{E,d} = \frac{724,3 \cdot 8,40}{6} + \frac{11,8 \cdot 8,40^2}{8} = 1118,1 \text{ kNm}$$

Nośność przekroju  $M_R = W \cdot f_y$  po

porównaniu z  $M_{E,d}$  daje potrzebny wskaźnik  
wytrzymałości przekroju

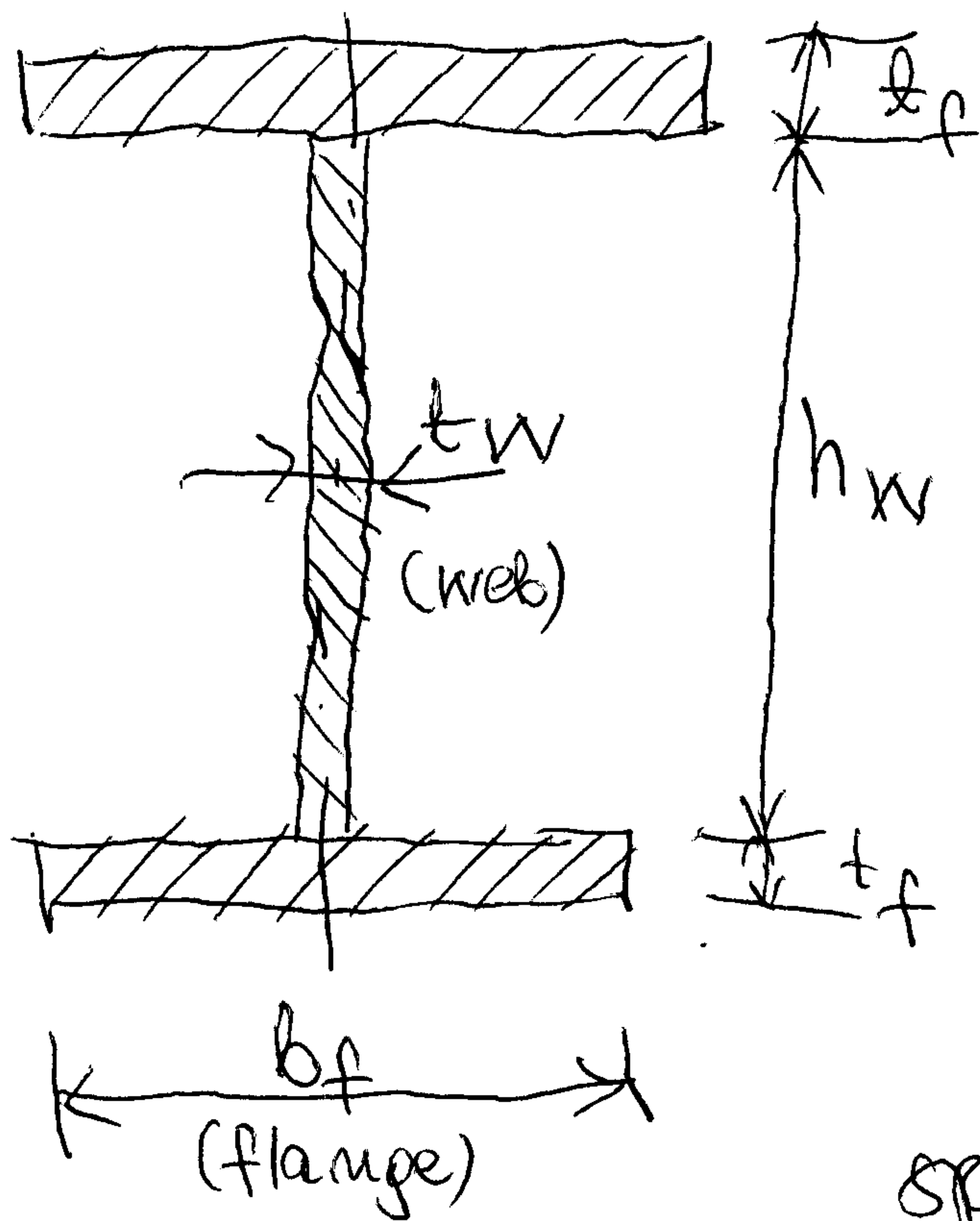
$$W_{potz} = \frac{M_{E,d}}{f_y}$$

Dla stali S235,  $f_y = 235 \text{ MPa}$

Stąd potrzebny wskaźnik wytrzymałości

$$W_{potz} = \frac{1118,1}{235} \cdot 10^3 = 4757,9 \text{ cm}^3$$

Por. § 3.2. Wstępny dobór przekroju  $h_w \times t_w / b_f \times t_f$



Dokonyjemy na podstawie warunków konstrukcyjnych. Dobór wykonujemy przez Architekta ograniczamy do tych kryteriów bez sprzeciwiania warunków

wytrzymałościowych, których dokonuje konstruktor.

Znajomość procedury doboru koncepcyjnego wymiarów blachownicy jest wymagana od Architekta

1 krok: dobór wysokości strodziska

Kryterium I (z warunków ugięć)

Wysokość siodła blachownicy przyjmujemy

a) dla belki wolnopodpartej

$$h_w = \left(\frac{1}{10} \text{ do } \frac{1}{16}\right) L$$

b) dla belki ciągłej

$$h_w = \left(\frac{1}{12} \text{ do } \frac{1}{20}\right) L$$

W naszym przypadku dla belki ciągłej

$$h_w = \left(\frac{1}{12} \text{ do } \frac{1}{20}\right) \cdot 8,4 = 700 \text{ do } 420$$

Przyjeto  $h_w = 600 \text{ mm}$

Kryterium II (z warunków minimum materiału)

$$h_w \approx 1,2 \sqrt{\frac{W_{pola}}{t_w}}$$

gdzie wstępnie przyjmie  $t_w \approx \frac{h_w}{100} =$   
 $\approx 8 \text{ mm}$

Stąd 
$$h_w = 1,2 \sqrt{\frac{47570}{0,8}} = 925 \text{ mm}$$

Przyjeto średnio  $h_w = 700 \text{ mm}$



2 krok Wstępny dobór grubości środnika

$$t_w = \left( \frac{1}{80} \text{ do } \frac{1}{110} \right) h_w = \frac{700}{80 \text{ do } 110} =$$

$$= 6 \text{ do } 8 \text{ mm}$$

Przyjmijmy  $t_w = 8 \text{ mm}$

3 krok Wstępny dobór szerokości pasa

$$b_f = \left( \frac{1}{3} \text{ do } \frac{1}{4} \right) h_w = \frac{700}{3 \text{ do } 4} =$$

$$= 210 \text{ do } 175$$

Przyjmijmy  $b_f = 210 \text{ mm}$

4 krok Wstępny dobór grubości pasa

Ponieważ wskaznik wytrzymałości przekroju bladego nie jest wyznaczony

$$W = \frac{J}{(h_w + t_f)^2} \text{ (odległość skrajnego włókna)}$$

$$a \quad J = J_w + 2 J_f = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \left[ \frac{b_f t_f^3}{12} + b_f t_f \left( \frac{h_w + t_f}{2} \right)^2 \right]$$

moment bezw. prostokąta

parujemy jako wielkości małe,

atom Steimera = pole przekroju • odległość do kwadratu

wzgc  $W \approx \frac{t_w \cdot h_w^2}{6} + t_f \cdot b_f \cdot h_w$



Z równania  $W = W_{potz}$ , mamy

$$W_{potz} = \frac{t_w \cdot h_w^2}{6} + t_f b_f \cdot h_w, \text{ skąd}$$

$$t_f = \left[ W_{potz} - \frac{t_w \cdot h_w^2}{6} \right] \frac{1}{b_f \cdot h_w}, \text{ czyli}$$

$$b_f = \left( 1757,8 - \frac{0,8 \cdot 70^2}{6} \right) \frac{1}{21 \cdot 70} = 2,8 \text{ cm}$$

Przyjeto  $t_f = 28 \text{ mm}$

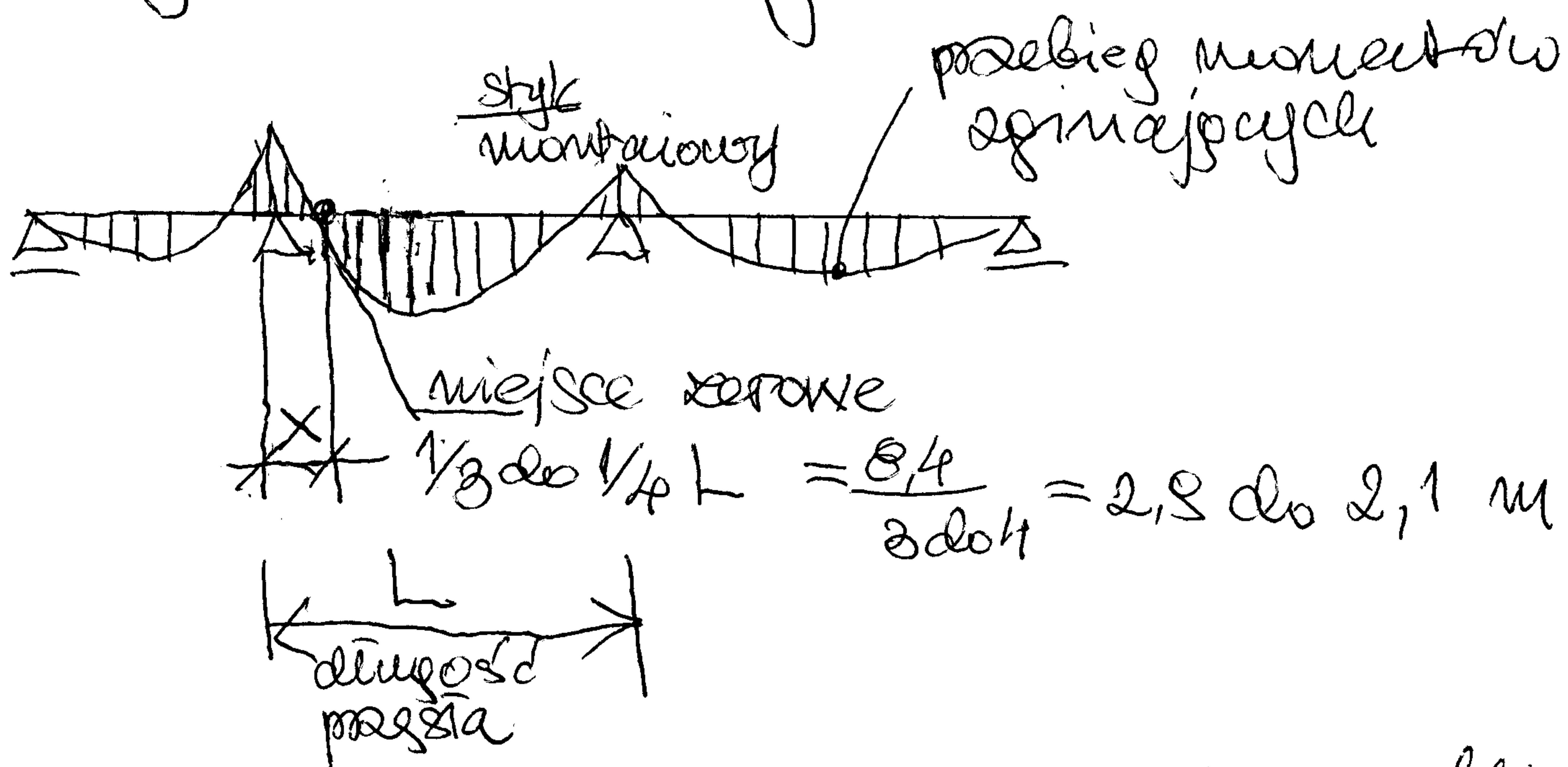
Poz. 7.3.3. Sprawdzenie warunków wytrzymałościowych

Ponieważ przekrój jest klasy A (nie utracić stateczności miejscowej), więc sprawdzenie warunków wytrzymałościowych przedstawia się konstruktorowi

Poz. 7.4. Styk montażowy

Ponieważ długość podciężca (ok. 21m) przekracza maksymalną długość elementu wysyłkowego, więc belkę należy podzielić na elementy krótsze od 12 m.

W tym celu projektuje się styki montażowe. W rozpatrywanym przypadku przewidziano jeden styk montażowy



Styk montażowy umieszcza się w pobliżu miejsca o małych siłach przekrojowych. W tym przypadku nie będziemy go dawać w środku przęsła (maksymalny moment przęsłowy) ale nie nad połpół (max moment połpółowy). Umieszcimy go w pobliżu miejsca zerowania sił momentów zginających  $(\frac{1}{3} \text{ do } \frac{1}{4})L$ , w tym przypadku ok. 2500 od podpory

Wykonujemy styk montażowy czołowy na śruby sprężane M24 kl. 10.9



Konstrukcje styku pokazano na rysunku elementu B.2.

Uwagi konstrukcyjne:

1) Blacha ciotowa powinna mieć grubość nie mniejszą niż średnica śruby.

W tym przypadku  $t = \min 24 \text{ mm}$

Przyśto  $t = 30 \text{ mm}$

2) Śruby umieszcza się nie bliżej niż  $2d$  od krawędzi, czyli w tym przypadku  $\Delta = 2 \cdot 24 = 48 \text{ mm}$

3) Odległości między śrubami w styku nie powinny być mniejsze niż 200 do 300 mm (średnio 250).

Poz. 7.5. Żeberka podporowe,

Torijska

Elementy żeber podporowych oraz

Torijska dobieta konstruktor

Poz. 7.6. Sprawdzenie ugięcia

Ugięcia belki sprawdzi konstruktor