

Institutul de Arhitectură
„Ion Mincu” - București

Catedra: Științe Tehnice

Aplicații
la
Teoria structurilor
pentru anul III

Redactare preliminară
1980-1981

A. Cișmîgiu

Mai 1981



Prezentele aplicatii au fost concepute în spiritul cursului și seminarului din anii III și IV. În acest punct de vedere ele vor contribui la o mai bună înțelegere a Teoriei Structurilor (în Arhitectură) - disciplină de frontieră bine definită în Institutul de Arhitectură din București -

Gradul de detaliere nu este cel de execuție, acesta constituind obiectul unor aplicatii de atelier (sinteză) pe cazuri simple, uzuale. Scopul propus are un caracter mai general și se referă la:

- (1) Concepții structurale
- (2) Proportionarea corectă
- (3) Evidențierea interacțiunii dintre efectul arhitectural și criteriile de economie și siguranță -

Forma de prezentare este preliminară la urmând a fi perfecționată în viitor.

Dispun în

Metode de calcul folosite.

- Pentru construcții metalice $\rightarrow$ Rezistențe Admisibile.
- Pentru beton armat $\rightarrow$ Stadiul ultim de rupere cu coeficienți de siguranță globali.
- Pentru betonul precomprimat $\rightarrow$ Rezistențe Admisibile.

Formule simplificate pentru proporționarea corectă a elementelor de beton armat -

- Pentru determinarea armăturii la elementele încovoiate:

$$A_a^{cm^2} = \propto \frac{M^u (tm)}{h (m)}$$

$\Downarrow$
funcție de
rezistență de curgere a oțelului

- Pentru determinarea momentului ultim la elementele comprimate excentric cu secțiuni dreptunghiulare și armare simetrică.

$$M^u = m \bar{M}$$

$$m = m_b + m_a$$

participarea
betonului

participarea
armăturii

$$\bar{M} = \frac{8h^2}{6} R_c = \text{momentul izorezistent}$$

- Pentru armarea transversală în baza analogiei cu sistemul poziționat -

$$A_e = \alpha \frac{Q^u}{m} \quad n = \frac{h}{a}$$

funcție de limita de
curgere a oțelului

Proportionalitate structurilor
în cadrul.

Se aplică numai metode aporxi-
mative bazate pe conceptul de
rigiditate relativă de nivel

$$R_s = \gamma \times m \times K_s$$

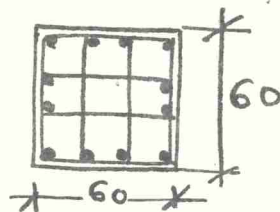
coef. rigidității
nodurilor

multiplicator
de etaj

rigiditatea
etajelor

Exerciții

- ④ Se ia în studiu un stîlp de 60x60
armat cu 12 $\Phi 20$



- Sarcina axială în
exploatare: $N_g = 250t$

- Marca betonului: M.300

- Oțel PC52 cu $\sigma_s = 3800$

$$- \mu = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

*

- a. Determinarea coeficientului de
armare

$$\mu = \frac{12 \times 3,14}{60 \times 60} = 0,01$$

- b. Procentul de armare

$$\mu\% = \frac{12 \times 3,14 \times 100}{60 \times 60} = 1\%$$

- c. Rezistența cilindrică

$$R_c = 0,8 \times 300 = 240$$

$$R_c^{UNESCO} = 0,83 \times 300 = 250$$

- d. Aria ideală

$$A_i = A_b + \mu A_a = 3600 + 15 \times 12 \times 3,14 \\ = 3600 + 565 = 4165 \text{ cm}^2$$

e. Eforturile în beton și în armătură
(în exploatare)

$$\sigma_b = \frac{N_g}{A_c} = \frac{250000}{4165} = 60 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\sigma_a = 15 \times 60 = 900 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\Downarrow$$

$$m \times \sigma_b$$

f. Sarcina axială de rupere (ultimă)

$$N^u = A_b R_c + A_a \sigma_r$$

sau

$$N^u = \alpha A_b R_c + A_a \sigma_r$$

$$\alpha = 1 \quad N^u = 3600 \times 240 + 12 \times 3,14 \times 3800$$

$$= 864 + 143 \approx 1000 \text{ t}$$

$$\alpha = 0,85$$

$$N^u = 0,85 \times 864 + 143 = 734 + 143$$

$$\approx 880 \text{ t}$$

g. Momentul ultim în prezenta
sarcinii axiale N_g = capacitate la încovoiere cu compresie -

- criteriul " Δ "

$$\Delta = \frac{\sigma_0}{R_c} = \frac{\frac{N_g}{A_b}}{R_c} = \frac{\frac{250000}{3600}}{240} =$$

$$= \frac{69}{240} = 0,29$$

- Formula momentului ultim

$$M^u = m \times \bar{M}$$

m = Parametrul exploatare material

$\bar{M}$ = Momentul izorezistent al secțiunii

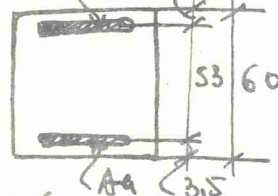
$$m = m_b + m_a$$

$$\bar{M} = W_{\#} \times R_c = \frac{b h^2}{6} \times R_c$$

m_b = Factorul de participare al betonului la momentul ultim = $35(1-\Delta)$

m_a = Factorul de participare al armăturii la momentul

$$A_g \text{ ultim} = 6\beta \bar{\mu} \% \frac{\sigma_r}{100 R_c}$$



$$\beta = \frac{h - 2a}{h} = \frac{53}{60}$$

$$6\beta = 6 \times \frac{53}{60} = 5,3$$

$\bar{\mu} \%$ = procentul de armare al zonei întinse = $\frac{A_a \times 100}{A_b} =$

$$= \frac{4 \times 3,14 \times 100}{3600} = 0,35$$

$$M_{w0} = 3 \Delta (1 - \Delta) = 3 \times 0,29 \times 0,71 = 0,62$$

$$M_{ua} = 6 \beta \bar{\mu} \frac{\sigma^Y}{100 R_c} = 5,3 \times 0,25 \times \frac{3800}{100 \times 240} = 0,29$$

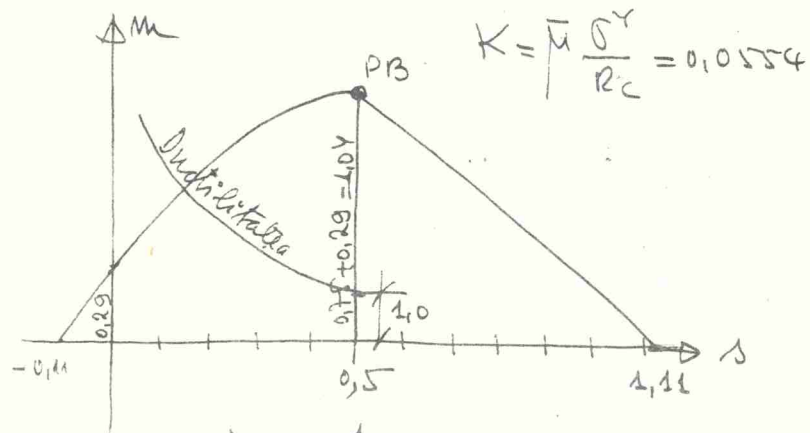
$$M = 0,62 + 0,29 = 0,91$$

$$M^U = M \bar{M} = 0,91 \bar{M}$$

$$\bar{M} = \frac{8h^2}{6} \times R_c = \frac{60^3}{6} \times 240 = 86,4 \text{ tm}$$

$$M^U = 0,91 \times 86,4 = 78,6 \text{ tm}$$

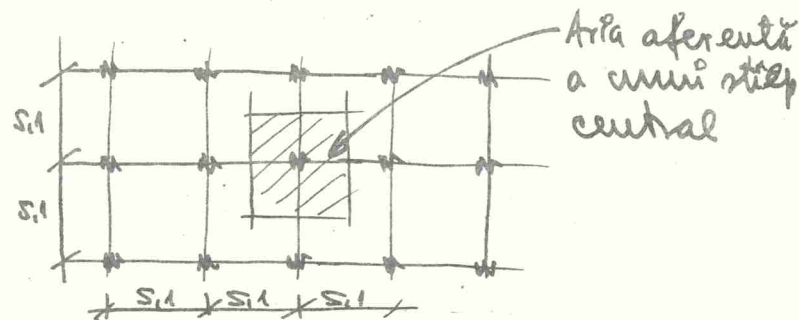
ii. Să se traseze diagrama de interacțiune pe cale aproximativă (referință p. 82)



$$D = \frac{1}{3\sqrt{1,3}}$$

$$\text{Pentru } \Delta = 0,29 \rightarrow D = 2,10$$

i. Cile etaje poate suporta stieplul 8
considerat ca "central" în trame
de 5,1 x 5,1 m $q = 1,1 \text{ t/m}^2$



$q = 1,1 \text{ t/m}^2$ pentru locuințe cu pereți de compartimentare ușori.

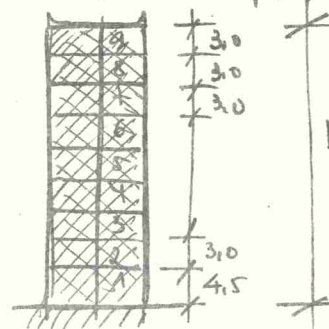
$$N_c = \text{încărcarea de etaj} = q \times A_{af} =$$

$$= 1,1 \times 5,1^2 = 28,6 \text{ tone}$$

Numărul de plause (etaje) rezultă din relația:

$$n = \frac{N_g}{N_c} = \frac{250}{28,6} = 8,74 \sim 9$$

O siluetă posibilă este dată mai jos:

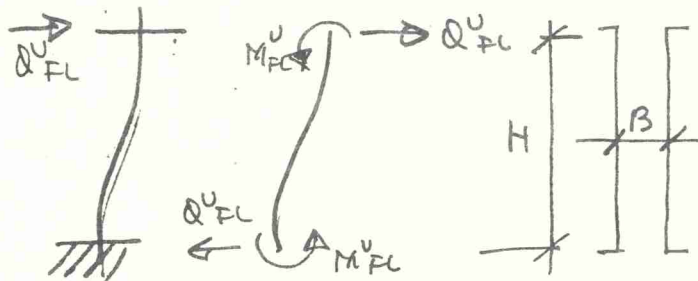


$$H = 4,5 + 8 \times 3,0 = 28,5 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{H}{B} = \frac{28,5}{10,2 + 0,6} = 2,6$$

j. Care este forța tăietoare maximă 9
care se poate depăși în stropul
considerat - (la parter).

Forța tăietoare maximă (care nu poate fi depășită) se obține în stadiul ultimei de articulare plastică la capete din încovășire (flexiune) cu forță axială.



$$Q_{FL}^U \times H = 2 M_{FL}^U$$

$$Q_{FL}^U = \frac{2 M_{FL}^U}{H} = \left(\frac{2}{B}\right) \times \frac{M_{FL}^U}{\lambda}$$

Q_{FL}^U este invers proporțional cu zveltătea λ - deci cu cât stropul va fi mai zvelt cu atât va polariza o forță tăietoare ultimă mai mică.

$$\lambda = \frac{4,5}{0,6} = 7,5 = \text{strop lung.}$$

$$Q_{FL}^U = \frac{2}{0,6} \times \frac{85}{7,5} \approx 38 \text{ tone}$$

Efortul mediu de forfecare:

10

$$\sigma_m^U = \frac{38000}{3600} = 10,6 \text{ Kgr/cm}^2$$

Un criteriu aproximativ pentru compararea ductilității la forțe tăietoare este dat de relația:

$$\sigma_m^U < 1,2 \sqrt{R_c}$$

În cazul nostru această condiție este satisfăcută:

$$1,2 \sqrt{R_c} = 1,2 \sqrt{240} = 18,6 > 10,6$$

Dacă înălțimea partemului ar fi de 3 m. sensibilitatea la forțe tăietoare crește:

$$\lambda = \frac{3,0}{0,6} = 5 \rightarrow \text{limita stropilor lungi}$$

$$Q_{FL}^U = \frac{2}{0,6} \times \frac{85}{5} = 57 \text{ tone}$$

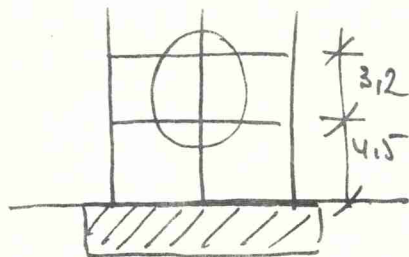
$$\sigma_m^U = \frac{57000}{3600} = 15,8 \text{ Kgr/cm}^2$$

Atenție la stropii scurți!

② Să se repete exercitiul 1 în următorul context:

- Stîlp 70×70
- Armarea $12 \phi 25$
- $q = 11 \text{ t/m}$
- Otel ... PC 52
- Beton ... M 200
- Înălțimea etajului curent... 3,2
- Înălțimea partenerului... 4,5
- Trasa structurii... 5,4 x 5,4
- Stîlp central cu sarcină de exploatare $N_g = 350 \text{ t}$.

③ Să se determine pentru stîlpul din problema 2, M_{FL}^U și N_{FL}^U la etajul 1 (nivelul 2) cu ar-



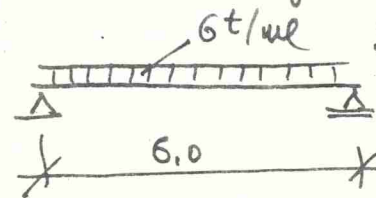
maea longitudinală redusă la: $4 \phi 25 + 8 \phi 20$

④ Se ia în studiu o grindă de $30 \times 60 \text{ cm}$ $l = 6,0 \text{ m}$ conformată pentru următoarele situații -

- a) Grindă gravitațională, simplu rezemată pentru o funcțiune de acare - $q = 5 \text{ t/m}$ (inclusiv greutate proprie)
- b) Grindă de cadru într-o zonă fără extremitate sau vînturi interne (cadru gravitațional)
- c) Grindă de cadru într-o zonă cu gradul 8 de intensitate seismică.

Material: Beton M 200
 Otel PC 52 în armătură longitudinală și Ø 37 în armăturile transversale

a) Cazul grinzii gravitaționale



$$M_{max} = \frac{q l^2}{8} = 27 \text{ tm}$$

$$Q_{max} = \frac{6 \times 6}{2}$$

$$Q_{max} = 3 \times 6 = 18 \text{ tone}$$

- Dimensionarea armăturii longitudinale

13

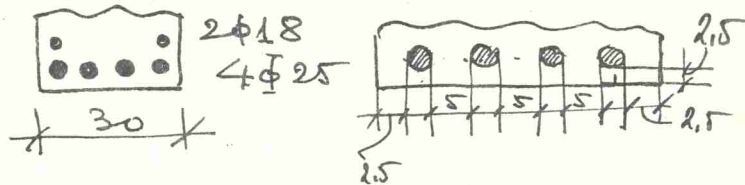
$$A_a = 0,3 \frac{M^u}{h}$$

$$M^u = C \times M_{max} = 1,8 \times 27 = 48,6 \text{ tm}$$

⇓
pentru acțiuni gravitaționale

$$A_a = 0,3 \times \frac{48,6}{0,6} = 24,9 \text{ cm}^2$$

Se alege o armare cu 6 bare în două rânduri: $4\phi 25 + 2\phi 18$



- Dimensionarea armăturii transversale

$$Q^u = 2,2 \times 18 = 39,6 \text{ tone}$$

⇓
coef. de siguranță

Într-o habare aproximativă se cerea betonului $\frac{1}{3} Q^u$

80275

Forța tăietoare care urmează a fi înlocuită prin etrieri

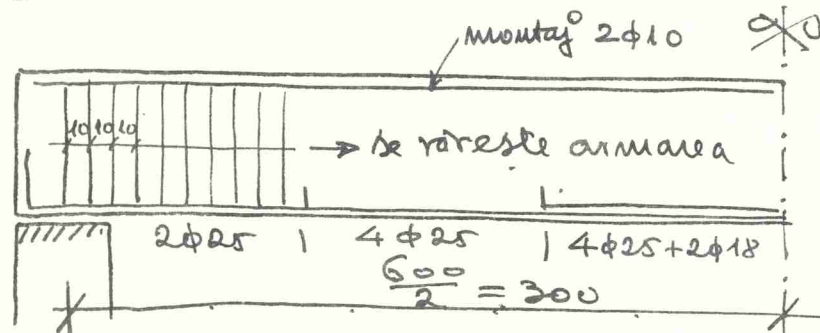
14

$$Q_e^u = \frac{2}{3} \times 39,6 = 26,4 \text{ tone}$$

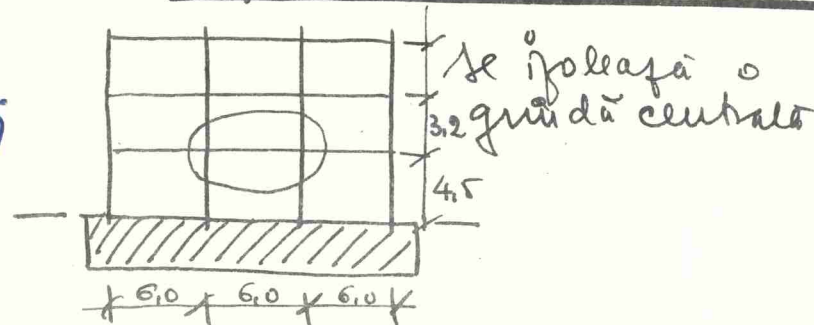
$$A_e = 0,4 \frac{Q^u}{m} = 0,4 \frac{26,4}{6} = 1,76 \text{ cm}^2$$

admitem etrieri $\phi 10/50 \text{ cm}$

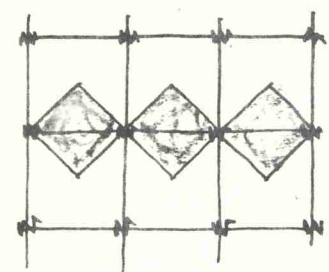
- Conformarea de ansamblu



b) Capul cadului gravitațional



15



6.0 - Grosimea plăcii
6.0

$$h > \frac{P}{180} = \frac{4 \times 600}{180} > 13.3$$

$$h = 14 \text{ cm.}$$

- încărcarea utilă

$$p = 400 \text{ kg/mp.}$$

- încărcarea uniform distribuită pe placă:

$$= \text{placă } 0.14 \times 2.6 = 0.364 \text{ t/mp}$$

$$= \text{tercetați } 0.02 \times 2.0 = 0.040 \text{ t/mp}$$

$$= \text{pardoseli} = 0.100 \text{ t/mp}$$

$$= \text{încărcarea utilă} = \frac{0.700 \text{ t/mp}}{0.80 \text{ t/mp.}}$$

- încărcări liniare (pe ml)

= greutatea proprie

$$0.3 \times (0.60 - 0.14) \times 2.6 = 0.36 \text{ t/ml}$$

= greutatea armăturii pentru de 25 cm.
din zidurile de cărămidă (1.8 t/ml)

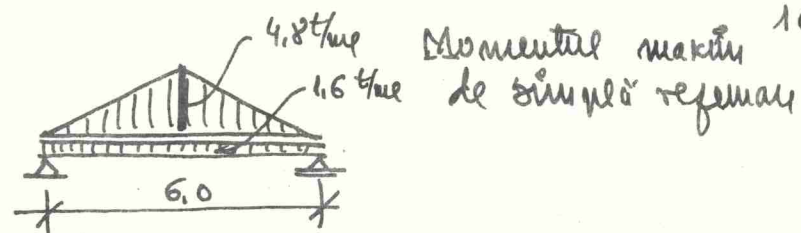
$$h_z = 3.20 - 0.60 = 2.60 \text{ m.}$$

$$0.25 \times 2.6 \times 1.8 = 1.17 \text{ t/ml}$$

= tercișii pe grînz. 25 kg/ml

$$\frac{1.56 \text{ t/ml}}{1.65 \text{ t/ml}} \approx 1.65\%$$

16



$$M_{\max} = \frac{1}{8} q_1 l^2 + \frac{1}{12} q_2 l^2 =$$

$$= \frac{1}{8} \times 1.6 \times 6^2 + \frac{1}{12} \times 4.8 \times 6^2 = 7.2 + 14.4 =$$

$$= 21.6 \text{ tm}$$

Se ia aproximativ 50% în câmp și
50% pe reazem



$$M_c = |M_r| = 0.6 \times 21.6 \\ \approx 13 \text{ tm}$$

→ Determinarea armăturii longitudinale
în câmp și pe reazem:

$$A_a = 0.9 \frac{M^u}{h}$$

$$M^u = CM^{\text{expl}} = 1.8 \times 13 = \\ = 23.4$$

$$A_a = 0.9 \frac{23.4}{0.6} = 34.7 \text{ cm}^2$$

luăm 4 $\phi 20$

- Verificarea procentului de armare

$$\mu\% = \frac{4 \times 3.14 \times 100}{30 \times 60} = 0.70 > 0.3 \div 0.14 \text{ (valoare minime)}$$

- Asigurare la forță tăietoare

17

$$Q = \frac{1}{2} \times 1,6 \times 6 + \frac{1}{2} \times 4,8 \times \frac{6,0}{2} = 4,8 + 7,2 = 12t$$

$$Q^V = 2,2 \times 12 = 26,4 \text{ tone}$$

↓
coef. de
siguranță

Se defalcă Q^V pentru beton și armătură
haursersale:

Pentru beton $\frac{1}{3} Q^V$

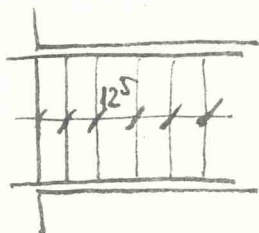
Pentru etrier $\frac{2}{3} Q^V = 17,6t$

$$A_e = 0,4 \frac{Q^V}{n}$$

admitem un pas de 12,5 cm,
atunci $n = \frac{60}{12,5} = 4,8$

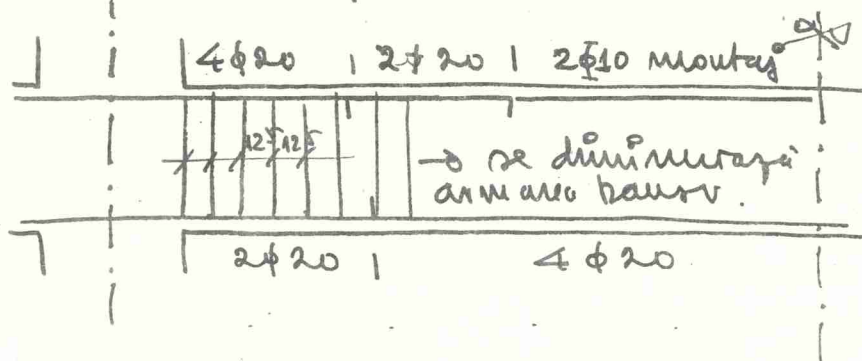
$$A_e = 0,4 \frac{17,6}{4,8} = 1,47$$

etrier $\phi 10/12,5$



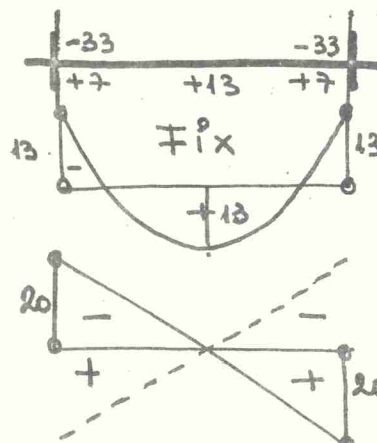
În partea centrală
se mărește pasul
sau se măsoară
diametrul

- Schema conformării de ansamblu 18



c) Capul cadrului antiseismic

Se consideră grinde de la pct b) la
care intervine în plus acțiunea seis-
mică cu $\pm 20 \text{ tm}$ moment de ca-
voietor.



Coef. de siguranță
la acțiunea com-
binată gravitațională/
seismică este 1,5

$$M^- = 1,5 \times 33 = 49,5 \text{ tm}$$

$$M^+ = 1,5 \times 7 = 10,5 \text{ tm}$$

Armarea compusă
se consideră cu
 $4\phi 20$

$$A_a^- = 0,3 \frac{49,5}{0,6} = 25 \text{ cm}^2 \quad 4\phi 25 + 2\phi 18$$

$$A_a^+ = 0,3 \frac{10,5}{0,6} = 5,25 \quad 2\phi 20$$

Armarea transversală

$$Q^v = 1,8 (Q_g + Q_s)$$

$$Q_g = 12t; \quad Q_s = \frac{2 \times 20}{6} = 6,7t$$

$$\Downarrow$$

$$Q_{20}^{20}$$

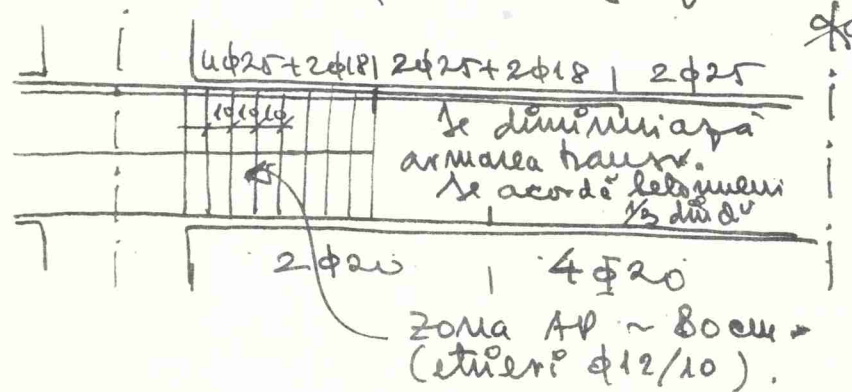
$$Q^v = 1,8 (12 + 6,7) = 33,7 \text{ tone}$$

În zona de articulație plastică (c-a 1,25 h) nu se va face nici un fel de reducere.

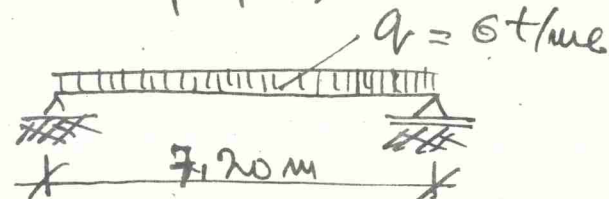
$$A_e = 0,4 \frac{33,7}{6} = 2,25 \text{ cm}^2$$

(etierii la 20 cm $\phi 12$)

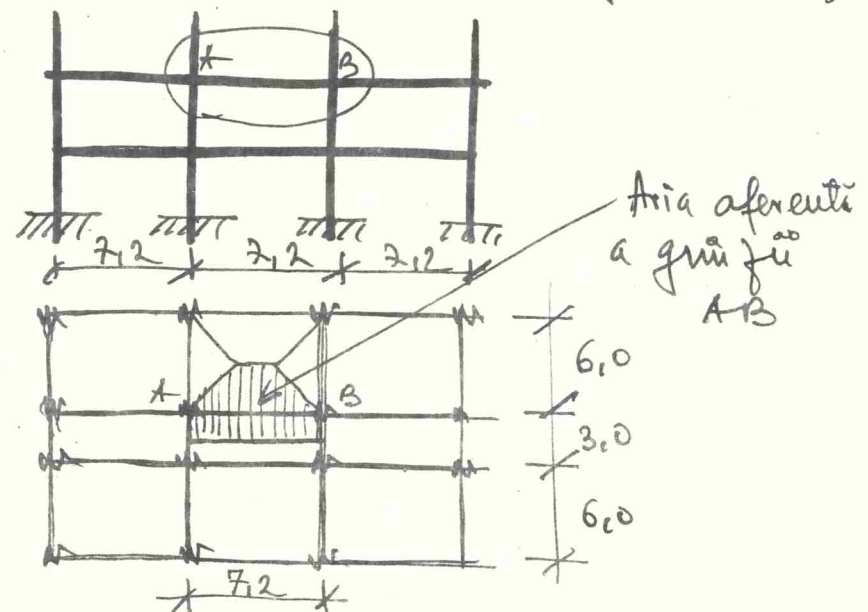
Schema de principiu pentru
confirmarea grăzii



- ⑤ Se ia în studiu o grindă de 30×80 și $l = 7,20 \text{ m}$ conformată pentru următoarele situații:
- a) Grindă "gravitațională" simplu rezemată pentru o funcțiune oarecare cu $q = 6 \text{ t/m}$ (inclusiv greutatea proprie)



- b) Grindă de cadru într-o zonă fără cutremure sau vânturi puternice (cadru gravitațional)



a. Tipuri de stiepiS₁ - stiepi central

Aria aferentă $A_{af}^1 = 6,0 \times 50 = 36,0 \text{ mp}$
 Încărcare de etaj $N_{et}^1 = 36,0 \times 1,4 = 50,4 \sim 50 \text{ t}$
 Încărcare la parter $N_P^1 = 5 \times 50 = 250 \text{ t}$

S₂ - stiepi marginal (de fațadă)

$A_{af}^2 = 6,0 \times \left(\frac{6,0}{2} + 0,3\right) = 6,0 \times 3,3 \approx 20 \text{ mp}$
 $N_{et}^2 = 20 \times 1,6 = 32 \text{ t/per etaj}$
 $N_P^2 = 5 \times 32 = 160 \text{ t}$

S₃ - stiepi de colț

$A_{af}^3 = (3,3)(3,3) \sim 10 \text{ mp}$
 $N_{et}^3 = 10 \times 1,6 = 16 \text{ t/per etaj}$
 $N_P^3 = 5 \times 16 = 80 \text{ t}$

b. Încărcări gravitaționale cumulate

Nivel	S ₁		S ₂		S ₃		Obs.
	P	C	P	C	P	C	
5	50	50	32	32	16	16	1. Terrasă green echivalată cum etaj curent. 2. Stiepii S ₁ și S ₂ la subteran fac corp comun cu greutate de calcul 4000 g/m ²
4	-	100	-	64	-	32	
3	-	150	-	96	-	48	
2	-	200	-	128	-	64	
1	-	250	-	160	-	80	
S	-	300	-	192	-	96	

c. Proportionarea stiepih

Criteriul "Δ" -

- stiepi centrali $\Delta \leq 0,30 - 0,25$
- " - fațadă $\Delta \leq 0,25 - 0,20$
- " - colț $\Delta \leq 0,20 - 0,15$

NOTA. Limitele inferioare vor fi aplicate la etajele superioare CONCEPTIA GENERALA. Se va aplica pe cât este posibil principiul: geometrie constantă - rezistență variabilă.

Punctul de plecare este parterul

- stiepi central (B 300/R_c = 240)

$$A_b \geq \frac{N}{\Delta R_c} = \frac{250000}{0,3 \times 240} = 3472 \text{ cm}^2$$

alegem 60x60

- stiepi de fațadă

$$A_b \geq \frac{160000}{0,25 \times 240} = 2660 \text{ cm}^2$$

se ia 50x50

- stiepi de colț

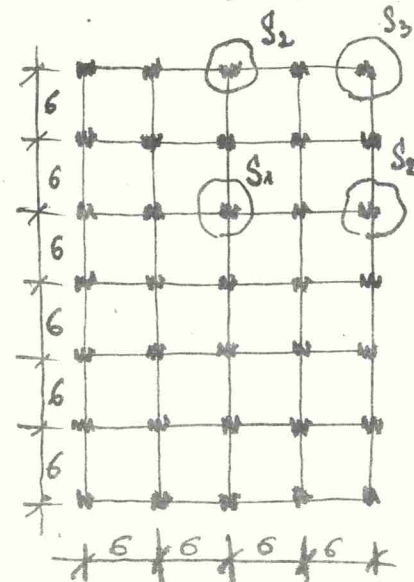
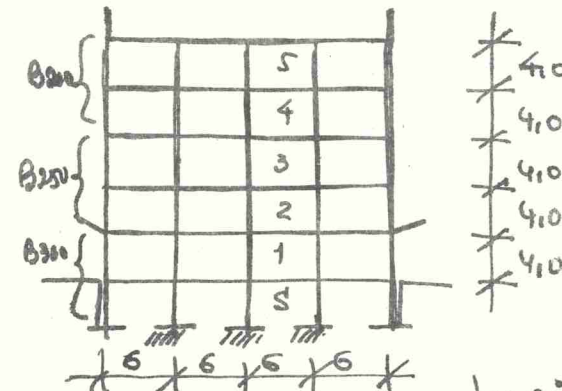
$$A_b \geq \frac{80000}{0,20 \times 240} = 1666 \text{ cm}^2$$

- c) Grindă de cadru într-o zonă cu gradul 8 de intensitate seismică. Se consideră grindă de la pct. B) la care intervine în plus acțiunea seismică cu ± 30 km moment încovoietor.

Toate elementele legate de materiale și coeficienți de siguranță vor fi luate ca în exercitiul N° 4.

⑥ Proportționări preliminare de structuri etajate.

6.1. Depozit de mărfuri 6x6 m.



Încărcări medii transformate pentru stiepi n° fundatii -

a) Stiepi centrali (S_1)
 $q = 1,4 \text{ t/m}^2$

b) Stiepi marginali și de colț (S_2, S_3)
 $q = 1,6 \text{ t/m}^2$

(inclusiv fațada și fundație) -

Gadun = 3 Kp/cm pentru fundatii.

suficient 40×40

se menține totuși 50×50 ca la stiepi
de fatadă din următoarele considerente:

- = stiepi de colț lucrează la încovoieră oblică (încovoieră după anghule ale secțiunii) -
- = stiepi de colț se supraîncarcă în plus din interacțiunea "sol-structură" -
- = stiepi de colț sunt sensibili la încărcările indirecte din vânt și cutremure.

Nivelul 3 $R_{250} - R_e = 200$

- stiepi central

$$A_b > \frac{150000}{0,275 \times 200} = 2727$$

menținem 60×60

- stiepi marginal

$$A_b > \frac{95000}{0,225 \times 200} = 2183$$

menținem 50×50

Nivelul 4 - $R_{200} / R_e = 160$

- stiepi central

$$A_b > \frac{100000}{0,25 \times 160} = 2500 \text{ cm}^2$$

corespunde 50×50

- stiepi marginal (și de colț)

$$A_b > \frac{64000}{0,20 \times 160} = 2000 \text{ cm}^2$$

suficient 45×45

se menține 50×50

NOTA. La nivelul 5 se mențin dimensiunile de la nivelul 4.

Sinteză.

5
4
3
2
1

50×50
50×50
50×50
50×50
50×50
S ₂ M S ₃

50×50
50×50
60×60
60×60
60×60
S ₄

Tratarea subsolului.

27

- Stiepi centrali

$$A_s \geq \frac{300000}{0,3 \times 240} = 4166 \text{ cm}^2$$

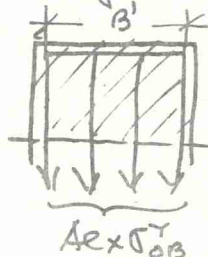
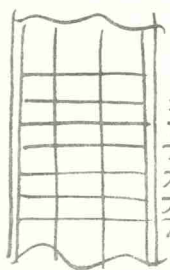
Două soluții pot fi luate în considerație:

1. Stiepi 65x65 cu $A_s = 4225 \text{ cm}^2$

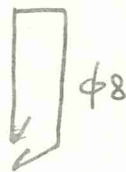
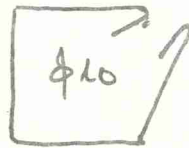
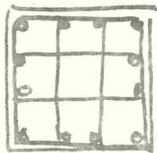
2. Stiepi de 60x60 ca la parter cu luarea unor măsuri de fretare -

Soluția 2 este de preferat deoarece permite o mai bună rețineră a cofrajelor -

Efortul de fretare mediu:



$$\begin{aligned} \sigma_0 &= \frac{A_s \sigma_{0s}}{a \times b} = \\ &= \frac{(2 \times 0,175 + 2 \times 0,50) 2850}{10 \times 53} \\ &= 12,2 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$



$$R_c^{triax} = R_c^{ax} \left[1 + 4,1 \frac{\sigma_0}{R_c^{ax}} \right] = \quad 28$$

$$= 240 \left[1 + 4,1 \frac{12,2}{240} \right] = 290 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s \geq \frac{300000}{0,3 \times 290} = 3448 \text{ cm}^2$$

60x60 corespunde -

- Stiepi marginali.

Stiepi de înglobare în contextul rețelei de centur din beton simplu sau beton slab armat

d. Proportționarea grunzei

$$\begin{aligned} h_g &= \left(\frac{1}{8} - \frac{1}{10} \right) l = \\ &= \left(\frac{1}{8} - \frac{1}{10} \right) \times 600 = 75 - 60 \end{aligned}$$

se alege 35x70

e. Proportionarea plăcii 29

$$h_p \geq \frac{P}{180} = \frac{\text{Perimetrul traneei}}{180}$$

$$= \frac{4 \times 500}{180} = 13,3$$

se alege placa de 15 cm.

f. Proportionarea fundatiei

- stiepi central

$$N = 300$$

Pentru greutatea proprie a fundatiei
pardosului subsolului si umplu-
tura de pamint se ia un spor
de 10%.

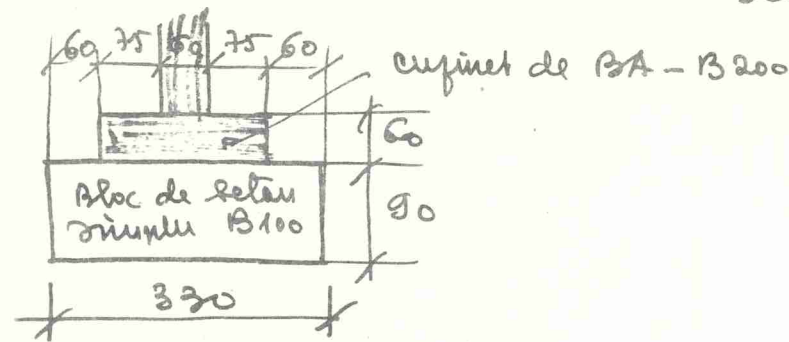
$$N_F = 1,1 \times 300 = 330 \text{ t}$$

$$A_F = \frac{330000}{3}$$

$$a = \sqrt{A_F} = \sqrt{\frac{330000}{3}}$$

$$= 330 \text{ cm.}$$

30



- stiepi marginali

$$N = 192 \text{ t}$$

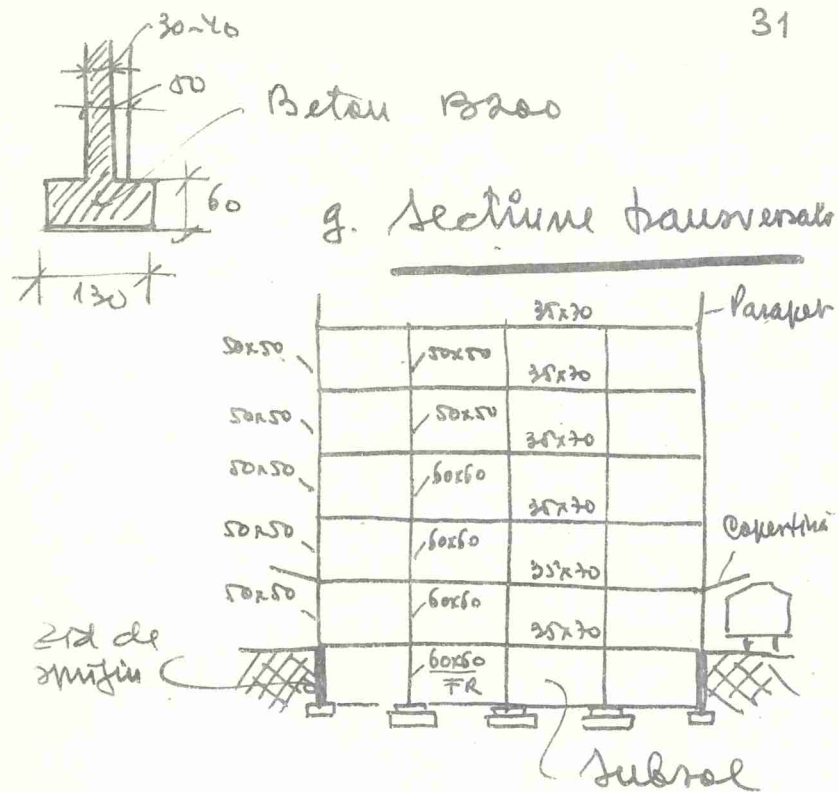
Pentru greutatea proprie a fundatiei
proprie a fundatiilor si ale
adaxului de incalzire se ia un
spor de 15%.

$$N_F = 1,15 \times 192 = 220 \text{ t}$$

se admite solutia unei fundatii
continuu din BA (talpa continua)

$$b = \frac{220000}{600 \times 3} = 122 \text{ cm.}$$

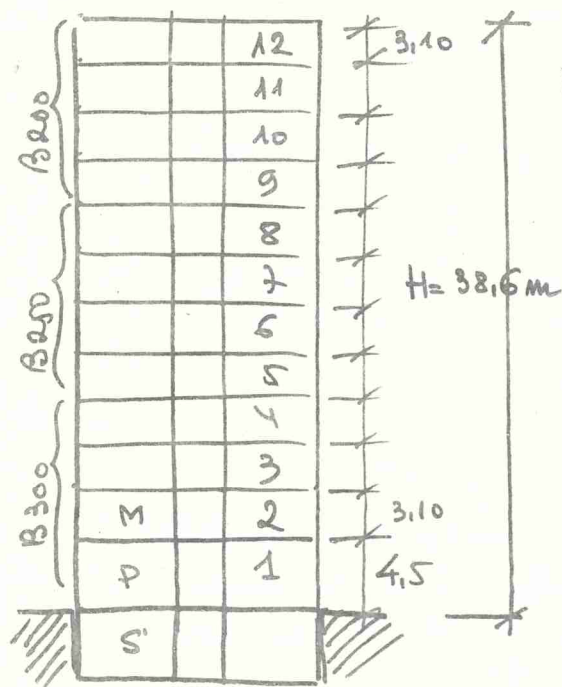
luam acoperit 130 cm.



Cu aceste elemente se poate
pomi în etapa a 2^a de
proiectare:

- = Proiectare rigidității
laterale
- = Proiectare rezistenței
și a ductilității
- = Proiectare interacțiunii
dintre structură și elemente
nestructurale.

6.2. Hotel cu parter/mezanin și 10 etaje curente



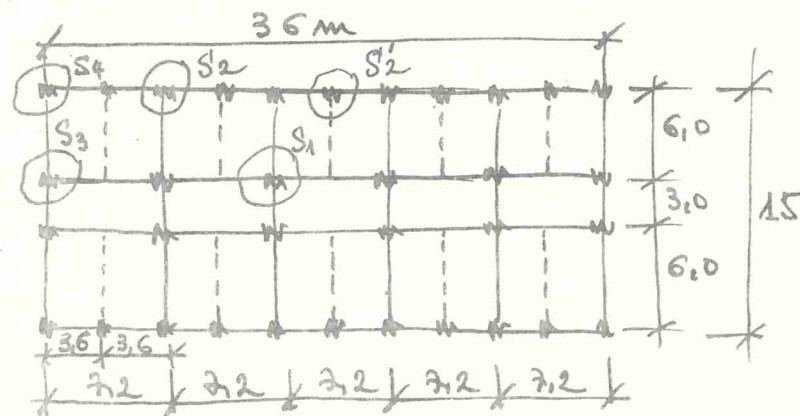
Încărcarea medie
transformată
pentru strop și
fundată:

$$q = 4,15 \text{ t/m}^2$$

Rezistența admi-
nistrată pe teren:

$$R_{adm} = 1,5 \text{ kg/cm}^2$$

[Teren slab]



S_1 (central)

S_2 (de fațadă în cadru transversal)

S_2' (de fațadă)

S_3 (de timpau)

S_4 (de colț)

Arți aferente

$$A_1 = (1,5 + 3,0) \times 7,2 = 4,5 \times 7,2 = 32,4 \text{ mp}$$

$$A_2 = A_2' = 3,6 \times (3,0 + 0,3) = 12 \text{ mp}$$

$$A_3 = (1,5 + 3,0) \times (3,6 + 0,3) = 17,6 \text{ mp}$$

$$A_4 = (3,0 + 0,3) \times (1,5 + 0,3) = 7 \text{ mp}$$

Încărcări de etaj

$$N_1 = 32,4 \times 1,15 = 37,3 \sim 37$$

$$N_2 = 12 \times 1,15 = 13,8 \sim 14$$

$$N_2' = N_2 = 13,8 \sim 14$$

$$N_3 = 17,6 \times 1,15 = 20,2 \sim 20$$

$$N_4 = 7 \times 1,15 = 8,1 \sim 8$$

Se va asimila cu un stiep de timpau sau fațadă - decore arhitectural

	S_1	$S_2 (S_2')$	S_3
	$N_1 = 37\%$	$N_2 = 14\%$	$N_3 = 20\%$
12	37	14	20
11	74	28	40
10	141	42	60
9	148	56	80
8	185	70	100
7	222	84	120
6	259	98	140
5	296	112	160
4	333	126	180
3	370	140	200
2	407	154	220
1	444	168	240

Predimensionarea stieplilor

Pauzer ($R_L = 240$)

$$A_b^1 \geq \frac{444000}{0,3 \times 240} = 6167 \text{ cm}$$

80x80

$$A_b^2 \geq \frac{168000}{0,25 \times 240} = 2800 \text{ cm}$$

60x50

$$A_b^3 \geq \frac{240000}{0,25 \times 240} = 4000 \text{ cm}$$

60x60 (frelat)

Nivelul 5 ($R_c = 200$)

35

$$A_b^1 \geq \frac{296000}{0,25 \times 200} = 5382 \text{ cm}^2$$

70x70

$$A_b^2 \geq \frac{112000}{0,25 \times 200} = 2489 \text{ cm}^2$$

60x45

$$A_b^3 \geq \frac{150000}{0,25 \times 200} = 3555 \text{ cm}^2$$

60x60

Nivelul 9 ($R_c = 160$)

$$A_b^1 \geq \frac{148000}{0,25 \times 160} = 3700 \text{ cm}^2$$

60x60

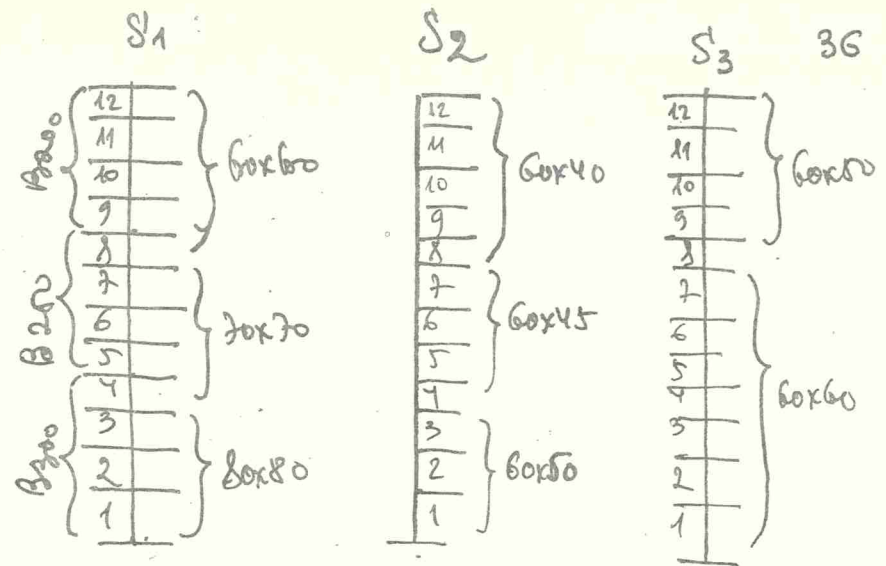
$$A_b^2 \geq \frac{56000}{0,25 \times 160} = 1400 \text{ cm}^2$$

60x40

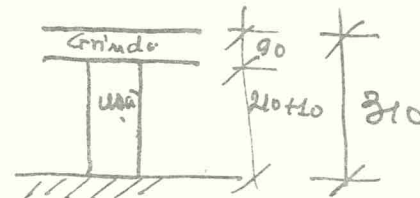
$$A_b^3 \geq \frac{80000}{0,25 \times 160} = 2000 \text{ cm}^2$$

60x50

NOTA. Oastel de predimensionare
tine seama de cerintele de rigiditate
laterala si de o mica parte a dimen-
siunilor intr-o treapta ulterioara de
calcul —



- Predimensionarea grinzilor
- Grinzi transversale 40x60
 - Grinzi longitudinale de faada 30x50
 - Grinzi longitudinale mediane 30x90 (burzudung).



Predimensionarea plăcii - 37

Prin introducerea grinzilor secundare (punctate) raportul de înălțime este mai mic decât 1,5 - plăcile lucrează pe o singură direcție.

$$h_p > \frac{1}{30} l = \frac{360}{30} = 12 \text{ cm.}$$

Se va adopta 12 cm.
grosime generală -

Infrastructura.

Sarcina acumulată din 13 planșee:
 $13 \times 1,15 = 15 \text{ t/m}$

Se impune fundarea pe
radier general -

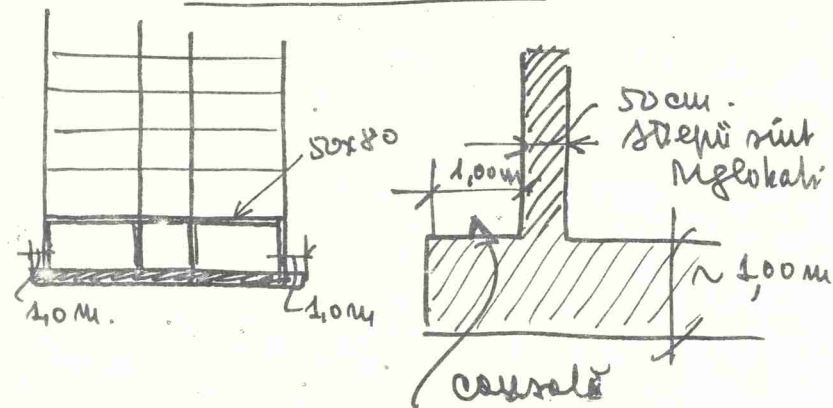
Creșterea infrastructurii
de tip A-A se va aprox.
15%

$$\sigma_{\text{mediu}} = 1,15 \times 15 = 17,25 \text{ kg/m}^2$$

Pentru compensarea diferenței
de 17,25 - 15,00 se scoate o canelă
generală de 1 m. în afara
conturului etajului -

38

Subsolul A-A



Placa peste murele se îngroașă la
20 - 25 cm.

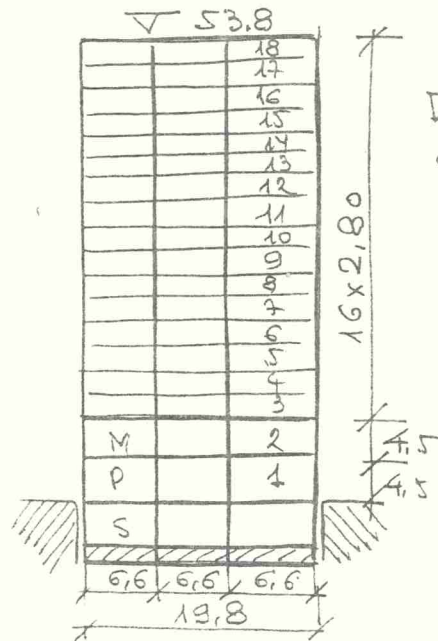
Grinzile transversale se măsoară
la 50 x 80

Pe linia stiepi centrali și
introduc pentru de B A.



6.3 Bloc punct pentru locuințe

39



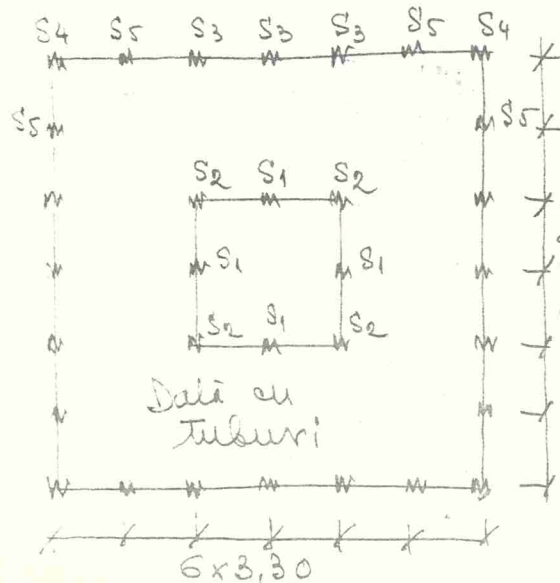
Încărcarea medie transformată pentru stâlpi și fundații:

$$q = 1,1 \text{ t/mp}$$

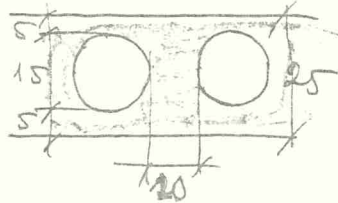
Rezistența admisibilă pe teren:

$$\sigma_{adm} = 2,5 \text{ kp/cm}^2 = 25 \text{ t/mp}$$

[Teren mediu]



Plăuseu dală de 25 cm grosime cu tuburi de carton $\phi 15$



a. Proporționarea stâlpilor.

40

- Aree aferente

Ansamblul central ($4S_1 + 4S_2$)

$$A_{af} = (2 \times 6,6)^2 = 174,24 \text{ mp.}$$

Stâlpul S_3

$$A_{af} = 3,3 \times (3,3 + 0,3) = 11,88 \text{ mp}$$

NOTA: Ansamblul de colț ($2S_5 + S_4$) se tratează ca stâlpi de tip S_3

- Încărcări gravitaționale de etaj

Ansamblul central:

$$N = 174,24 \times 1,1 = 192 \text{ t}$$

Stâlpul S_3

$$N = 11,84 \times 1,1 = 13 \text{ t}$$

- Încărcări cumulate la nivelele 1(2); 5; 9; 13

	1(2)	5	9	13
	B 400	B 350	B 300	B 200
Ansamblul $4S_1 + 4S_2$	$18 \times 192 = 3456$	$14 \times 192 = 2686$	$10 \times 192 = 1920$	$6 \times 192 = 1152$
S_3 (S_4 și S_5)	$18 \times 13 = 234$	$14 \times 13 = 182$	$10 \times 13 = 130$	$6 \times 13 = 78$

- Pre dimensionare
Parter ($R_c = 0,8 \times 400 = 320$)
 Ansamblul $4S_1 + 4S_2$

41

$$A_b \geq \frac{3456000}{8 \times 0,3 \times 320} = 4500$$

Ținând seama că stâlpii nu
 sînt egal încălziți lumii acoperite
 80×80
 Stâlpii S_3 (n. ansamblul de cel.)

$$A_b \geq \frac{234000}{0,25 \times 320} = 2925$$

re ca acoperite 60×60

Nivelul 5 ($R_c = 280$)

Ansamblul $(4S_1 + 4S_2)$

$$A_b \geq \frac{2688000}{8 \times 0,245 \times 280} = 4364$$

inferior 70×70

Stâlpii S_3 (n. ansamblul de cel.)

$$A_b \geq \frac{182000}{0,25 \times 280} = 2899$$

mentimen 60×60

Nivelul 9 ($R_c = 240$)

42

Ansamblul $(4S_1 + 4S_2)$

$$A_b \geq \frac{1920000}{8 \times 0,25 \times 240} = 4000$$

65×65

Stâlpii S_3 (n. ansamblul de cel.)

$$A_b \geq \frac{1320000}{0,20 \times 240} = 2708$$

60×50

la fatada

Nivelul 13 ($R_c = 160$)

Ansamblul $(4S_1 + 4S_2)$

$$A_b \geq \frac{1152000}{8 \times 0,25 \times 160} = 3600$$

60×60

Stâlpii S_3 (n. ansamblul de cel.)

$$A_b \geq \frac{780000}{0,20 \times 160} = 2438$$

60×45

la fatada

S₁ M, S₂S₃, S₄ M, S₅

43

18	}	60x60
17		
16		
15		
14		
13	}	60x60
12		
11		
10		
9		
8	}	70x70
7		
6		
5		
4		
3	}	80x80
2		
1		

18	}	60x45
17		
16		
15		
14		
13	}	60x50
12		
11		
10		
9		
8	}	60x60
7		
6		
5		
4		
3	}	60x60
2		
1		

8. Proportionale grinzilor

Pînă eliminarea grinzilor intermediare
reprezentate laterală (m. rigiditate),
este arizmată numai de cadrela
de fațadă m. cele din modul central.
Se impune o supraînălțare
a grinzilor.

— Grinzile periferice

40x60

$$\lambda = \frac{0,6}{3,3} = \frac{1}{5,5}$$

(se înălțare la limita
inter grinzile lungim. m. medii)

— Grinzii centrale

44

40x70 (servesc m. ca
burciinduzi)

$$\lambda = \frac{0,7}{3,3} = \frac{1}{4,7}$$

Grinzii de lungime medie.

c. Proportionale dalli

Grasimea propusă de 25 cm
conștință: (1) reprezentare; (2) rigiditate;
(3) executie cu tuburi de
carton

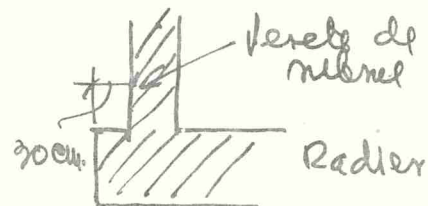
d. Proportionale fundațiilor

Se impune un radier.

Area de fundare:

$$A_F = (3 \times 6,6 + 0,6)^2 = 416 \text{ mp}$$

Se adaugă de gur. impune o
cursă de 20 cm



$$A_F = (3 \times 6,6 + 0,6 + 2 \times 0,3)^2 = 441 \text{ mp}$$

- 45
- Încărcarea medie la nivelul terenului.

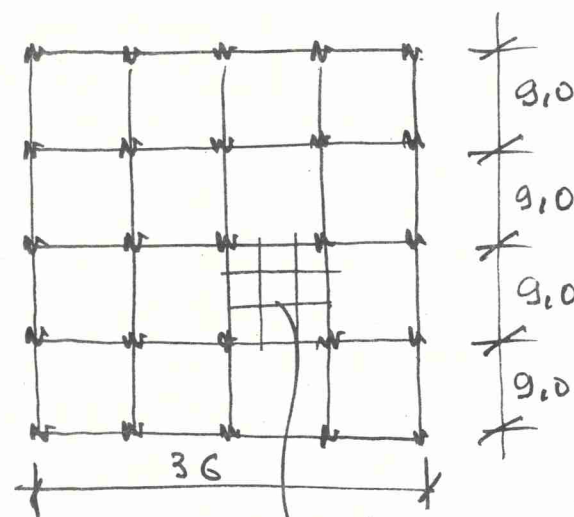
Din planșee $10 \times 1.1 = 20.9 \text{ t/m}^2$
 Infrastructura (pereți de contur,
 pereți de compartimentare, spor A.C.A., radier,
 etc.) $\sim 15\%$

$$Q_{\text{mediu}} = 1.15 \times 20.9 = 24 \text{ t/m}^2$$

- Grosimea radierului.
 $h = 100 \text{ cm.}$
- Grosimea pereților de contur
 $b = 60 \text{ cm}$ (din calc. derivate A.C.A.)
- Grosimea plăii peste murele
 $h_p = 35 \text{ cm.}$ marmă
 (fără goluri) - din calc. derivate A.C.A.



- 46
- ⑦ Pornind de la aplicația 6.1 sa se propoțieze structura unui magazin universal $9.0 \times 9.0 - S+P+4$



Planșee din cherouane prefabricate (3×3) - și suprabelo mare -

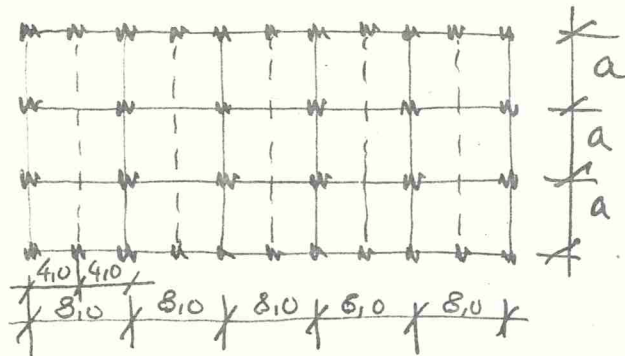


Grindă principală
 Grindă secundară
 cherouane de tip cutie deschisă

Stiepi centrali 1.4 t/m^2
 Stiepi marginali 1.6 t/m^2

$$Q_{\text{adm}} = 3 \text{ Kp/cm}^2 \text{ (pentru fundații)}$$

- ⑧ Pornind de la aplazatis 6.2
să se proporieze structura
unui hotel cu următoarea
dispoziție de stâlpi

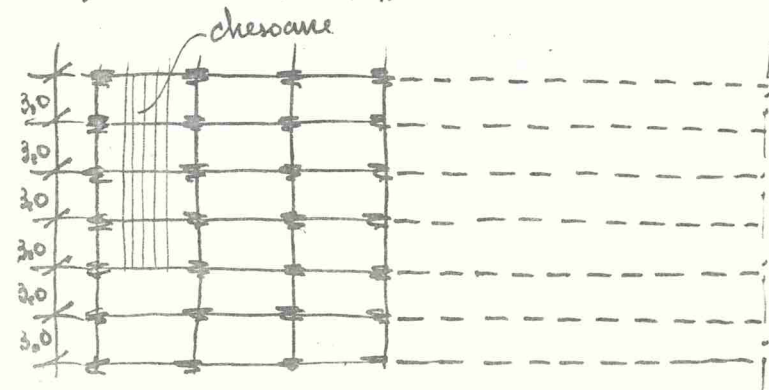
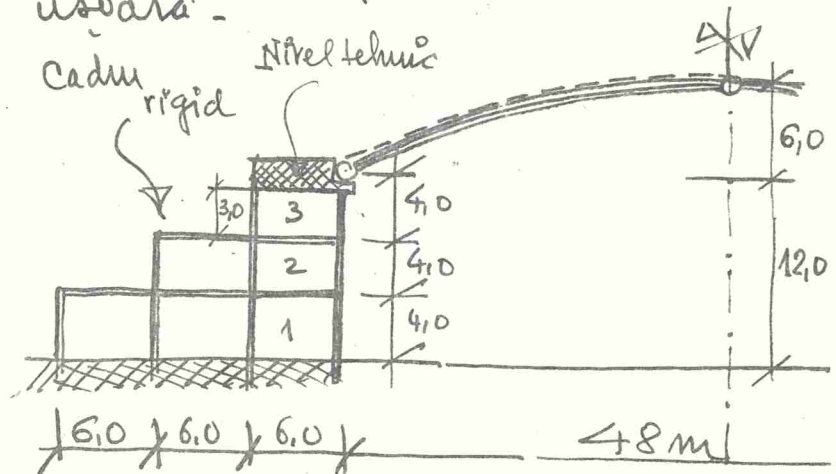


Deschiderea „a” va rezulta
din rezolvarea arhitecturală
a unității de cazare nivel
maximal -

Restul elementelor: număr de
niveluri, înălțimea etajelor, materiale,
încărcări, etc. se vor lua ca
în aplazatis 6.2.

47

- ⑨ Se ia în studiu o sală de
sporturi de 48×54 m cu anexe
etajate ca în rechema alăturată.
Acoperirea sălii se asigură cu arce
parabolice triplu articulate cu
platitudinea $\Pi = \frac{6}{48} = \frac{1}{8}$, dispuse
la 3.0 m. Acoperirea se face cu
tablă cutată și învelitoare foarte
ușoară -



48

Dimensiuni

49

- Arcul 40×100
- Stiepi 40×100
- Grinzile 40×100

Încărcări

a) Pentru arcele triplu articulate

- propriile... $0,4 \times 1,0 \times 2,5$... $1,0 \text{ t/me}$
- învelitoare
după ef. normativ 50 kg/mp
 $0,05 \times 3,0$ $0,15 \text{ t/me}$
- elemente suspendate $0,25 \text{ t/me}$
- înghețare (200 kg/mp)
 $0,20 \times 3,0$ $0,60 \text{ t/me}$

b) Pentru stiepi $q = 2 \text{ t/me}$
 $q = 1,5 \text{ t/me}$

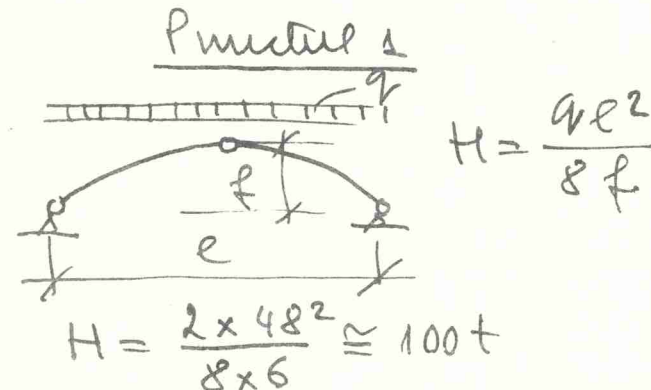
Material

Beton ... B300 $R_c = 240$
Otel ... PC52 $R_T = 3600$

Se cere:

50

1. Împingerea H a arcului asupra structurii în cadrul cadrului din împingerea H , dând ca reacțiunile sunt articulate fixe
2. Deplasarea laterală în cm. a cadrului din împingerea H .
3. Asigurarea arcului la un moment încovoietor de $\frac{1}{8}$ din momentul gravitațional de grinda simplu reformată.
4. Diagramele de momente în corăbetoare în stiepi - Verificarea stiepiilor la nivelul 3.



Această împingere este afectată de faptul că reacțiunile nu sînt fixe.

Punctul 2

51

$$- I_g = I_s = \frac{1}{12} \times 4 \times 10^3 = 333 \text{ dm}^4$$

$$- K_s = \frac{333}{35} = 9,5 \quad K_g = \frac{333}{55} = 6,1$$

$$\frac{1}{30 + \frac{1}{2} \times 10} \quad \frac{1}{50 + \frac{1}{2} \times 10}$$

- multiplicatorul de etaj

$$m = \frac{1,2 \times 310}{3,52} = 20$$

$$E_s = 18000 \sqrt{300} = 310000$$

- Rigidități relative de nivel.

a) Parter (Nivelul 1)

$$\begin{array}{c} 6,1 \\ | \\ 9,5 \\ \hline \end{array} \quad \begin{array}{l} \rho = \frac{9,5}{6,1} = 1,6 \rightarrow \gamma = 0,43 \\ R_s = 0,43 \times 30 \times 9,5 = 123 \text{ t/cm} \end{array}$$

$$\begin{array}{c} 6,1 \quad 6,1 \\ | \quad | \\ 9,5 \\ \hline \end{array} \quad \begin{array}{l} \rho = \frac{9,5}{12,2} = 0,80 \rightarrow \gamma = 0,54 \\ R_s = 0,54 \times 30 \times 9,5 = 154 \text{ t/cm} \end{array}$$

$$\bar{R}_{\text{parter}} = 2 \times 123 + 2 \times 154 = \underline{\underline{554 \text{ t/cm}}}$$

b) Nivelul 2

52

$$\begin{array}{c} 6,1 \\ | \\ 9,5 \\ | \\ 6,1 \end{array} \quad \begin{array}{l} \rho = \frac{9,5}{18,3} = 0,52 \rightarrow \gamma = 0,32 \\ R_s = 0,32 \times 30 \times 9,5 = 91 \text{ t/cm} \end{array}$$

$$\begin{array}{c} 6,1 \\ | \\ 9,5 \\ | \\ 6,1 \end{array} \quad \begin{array}{l} \rho = \frac{9,5}{24,4} = 0,39 \rightarrow \gamma = 0,39 \\ R_s = 0,39 \times 30 \times 9,5 = 111 \text{ t/cm} \end{array}$$

$$\begin{array}{c} 6,1 \\ | \\ 9,5 \\ | \\ 6,1 \end{array} \quad \begin{array}{l} \rho = \frac{9,5}{12,2} = 0,78 \rightarrow \gamma = 0,24 \\ R_s = 0,24 \times 30 \times 9,5 = 68 \text{ t/cm} \end{array}$$

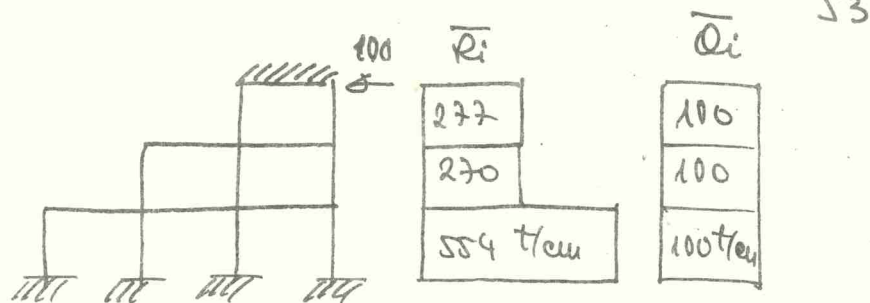
$$\bar{R} = 91 + 111 + 68 = 270 \text{ t/cm}$$

c) Nivelul 3 (încastare perfectă la nivelul superior)

$$\begin{array}{c} \text{---} \\ | \\ 9,5 \\ | \\ 6,1 \end{array} \quad \begin{array}{l} \rho = \frac{9,5}{12,2} = 0,80 \rightarrow \gamma = 0,54 \\ R_s = 0,54 \times 30 \times 9,5 = 154 \text{ t/cm} \end{array}$$

$$\begin{array}{c} \text{---} \\ | \\ 9,5 \\ | \\ 6,1 \end{array} \quad \begin{array}{l} \rho = \frac{9,5}{6,1} = 1,6 \rightarrow \gamma = 0,43 \\ R_s = 0,43 \times 30 \times 9,5 = 123 \text{ t/cm} \end{array}$$

$$\bar{R} = 154 + 123 = 277 \text{ t/cm}$$



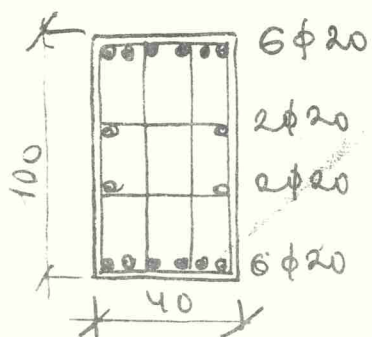
$$\Delta = \frac{100}{277} + \frac{100}{270} + \frac{100}{554} = 0,915 \sim 1 \text{ cm.}$$

Reazemele sînt aproape
foarte.

Punctul 3.

$$M_0 \text{ (gîndi simplu repartizat)} = \frac{q l^2}{8} = \frac{2 \times 48^2}{8}$$

$$M_{arc} \approx \frac{M_0}{8} = \frac{2 \times 48^2}{8 \times 8} = 72 \text{ tm}$$



$$R_c = 240$$

Efortul de com-
presie în arc:

$$C \approx H \approx 100 \text{ t.}$$

$$\Delta = \frac{100000}{40 \times 400 \times 240} = 0,10$$

$$\Delta = 0,10$$

$$M^U = m \bar{M}$$

54

$$m = m_b + m_a$$

$$\bar{M} = \frac{8 h^2}{6} R_c = \frac{40 \times 100^2}{6} \times 240 = 160 \text{ tm}$$

$$m_b = 3 \Delta (1 - \Delta) = 3 \times 0,1 \times 0,9 = 0,27$$

$$m_a = 6 \beta \bar{m} \% \frac{\sigma_s}{100 R_c}$$

$$\bar{m} \% = \frac{6 \times 3,14 \times 400}{40 \times 400} = 0,47$$

$$6 \beta = 6 \times \frac{100 - 40}{100} = 5,4$$

$$m_a = 5,4 \times 0,47 \times \frac{3600}{100 \times 240} = 0,38$$

$$m = 0,27 + 0,38 = 0,65$$

$$M^U = 0,65 \times 160 = 104 \text{ tm}$$

Coef. de siguranță

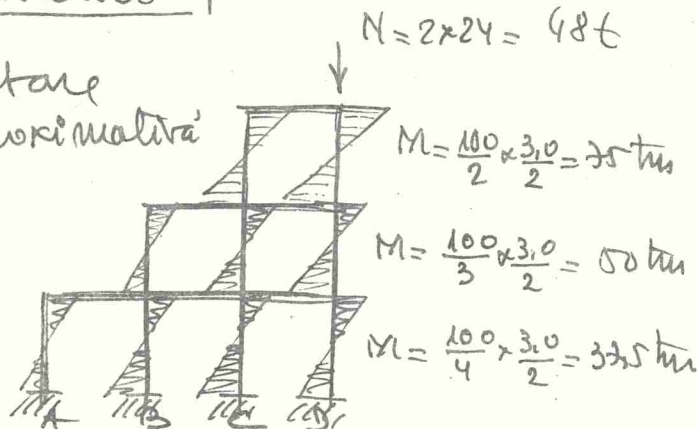
$$\alpha = \frac{104}{72} = 1,45$$

Relativ acceptabil pentru
ipoteza de rupere pe
adunsa (200 Kgr/cm²)

Punctul 4

55

Tratare
aproximativă



Stieplul expus este cel neîncărcat - adică C - care lucrează practic la încovoiere fără forți axiale ($N \approx 0$)
Se sporește armarea din secțiunile tratată anterior la $2\phi 30 + 4\phi 25$ pe o latură -

$$A_a = 2 \times 7 + 4 \times 4,92 = 33,68 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\mu} \% = \frac{33,68 \times 100}{40 \times 100} = 0,84$$

$$\mu_a = 5,4 \times 0,84 \times \frac{3600}{400 \times 240} = 0,68$$

$$\mu_{a0} \approx 0$$

$$\mu = 0,68 \quad M^V = 0,68 \times 160 \approx 110 \text{ tm}$$

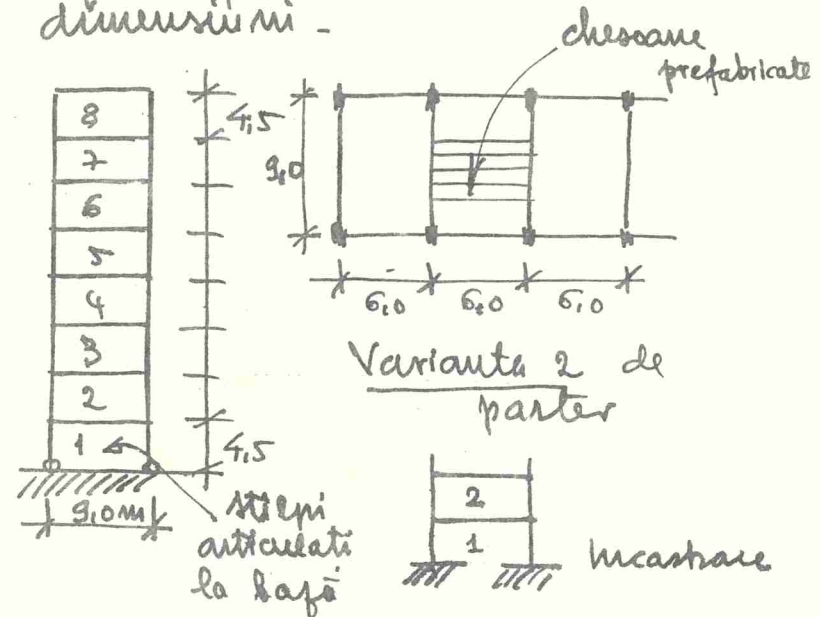
Coef. de siguranță

$$C = \frac{110}{75} = 1,50$$

(la limită) -

⑩ Se ia în studiu un depozit etajat de cărți pentru o bibliotecă de mari dimensiuni -

56



Încărcări

a) Pentru stiepi:

$$g \text{ (permanente)} = 1,2 \text{ t/mp}$$

$$p \text{ (utilități)} = 1,0 \text{ t/mp}$$

$$q = 2,2 \text{ t/mp}$$

b) Pentru grinzile din beton:

$$g = 1,0 \text{ t/mp}$$

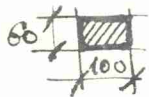
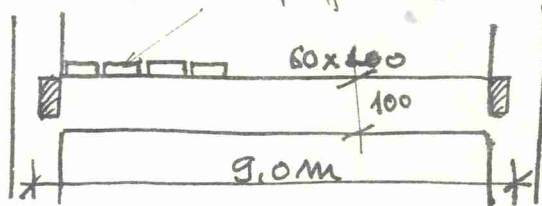
$$p = 1,0 \text{ t/mp}$$

$$q = 2,0 \text{ t/mp}$$

57
NOTA. Grinzile longitudinale lucrează numai la extremități și la greutatea fațadelor - suficient 30 x 70

Dimensiuni

- Stiepi ... 60 x 100
 - Grinzi transvers. 60 x 100
 - Grinz. long. 30 x 70
- cheroane prefabricate



Simplificări

Articole aferente și deschiderile de calcul vor fi luate între axe.

Material

Beton

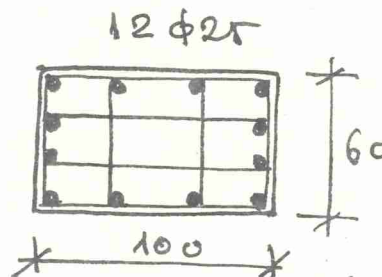
1-3	B200	$R_c = 240$
4-6	B200	
7-8	B200	

Otel PC 52 ($R_t = 3600$)

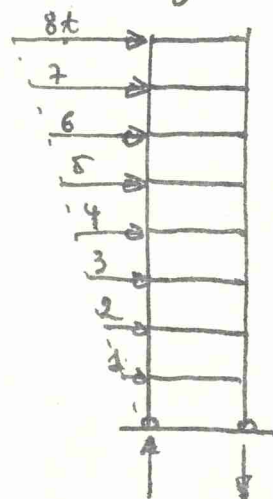
Se cere:

58

1. Verificarea cîrului S^* la parter din greutate permanentă și utilă.
2. Capacitate la încovoiere a stiepih la parter în varanta de armare dată mai jos.



3. Sarcina axială ^(în stiepi) din acțiunea orizontală în Treptă 1 de parter cu stiepi articulați la bază - stiepi arhitecturali.

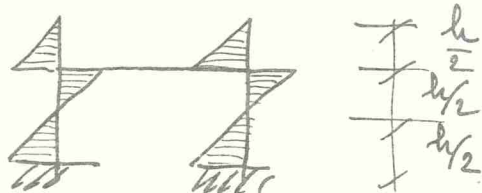


Interpretarea rezultatului prin prisma diagramei de interacțiune „M-N-Q”.

$$N = N_g \pm N_o$$

4. Armarea cîmpului și reazemei / grupii de peste parter în următorul context.

- $M_{cîmp} = |M_{reazem}| = \frac{q \cdot l^2}{16}$
- Momentele din acțiunea seismică se determină numai pentru grinda de peste parter ca în schema alăturată
- Parterul tratat în varianta 2 (încastare la bază).



- Coeficienții de rezonanță globali se vor lua astfel:

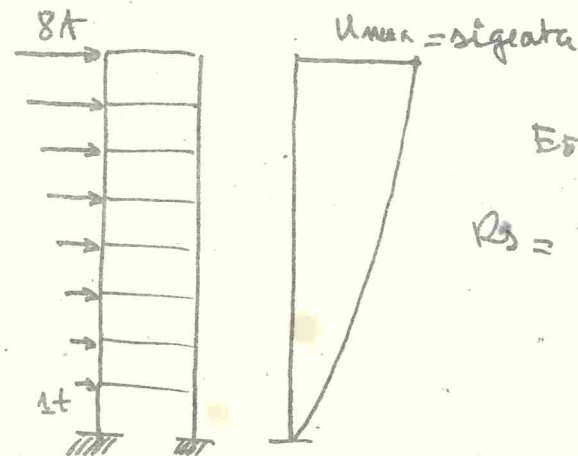
Pentru cîmp: $\alpha = 1,8$

Pentru reazeme: $\alpha = 1,5$

$$M_{cîmp}^u = 1,8 M_g$$

$$M_{reazem}^u = 1,5 (M_g \pm M_d)$$

5. Sigeata (deplasarea maximă) la nivelul terasei - din acțiunile forțelor orizontale date anterior în varianta 2 de parter.



$$E_s = 18000 \sqrt{R_c}$$

$$R_s = \gamma \cdot m \cdot K_s$$

Punctul 1.

$$N_{parter} = \left(\frac{9,0 \times 6,0}{2} \right) \times (2,2) \times (8) = 475 \text{ t}$$

$\uparrow$ Incarcarea pe cîmp
 $\downarrow$ Aria aferentă
 $\downarrow$ Numărul de planșee

$$\Delta = \frac{\sigma_0}{R_c} = \frac{\frac{475000}{60 \times 200}}{240} = 0,33 = \frac{1}{3}$$

Acceptabil

Punctul 2

$$M^u = m \bar{M} \quad m = m_b + m_a \quad \bar{M} = \frac{R_c h^2}{6}$$

$$m_0 = 3 \cdot 1(1-1) = 3 \times \frac{1}{3} \times \frac{2}{3} = \frac{2}{3}$$

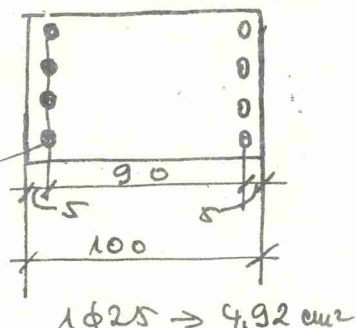
$$m_a = 6 \beta \bar{m} \% \frac{57}{100 R_c}$$

$$\beta = \frac{90}{100}$$

$$6\beta = 6 \times \frac{90}{100} = 5,4$$

A_{a1}

$$\bar{m} \% = \frac{4 \times 4,92 \times 100}{60 \times 100} \approx \frac{1}{3}$$



$$m_a = 5,4 \times \frac{1}{3} \times \frac{3600}{100 \times 240} = 0,27$$

$$m = 0,67 + 0,27 = \sim 1,00 \quad (m = 0,94)$$

$$M^U = 1 \times \bar{M} = 40 \times \frac{60 \times 100^2}{6} \times 240 = 240 \text{ tm}$$

$$\underline{M^U = 240 \text{ tm}}$$

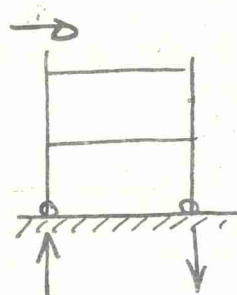
Punctul 3

Se determină momentul de răsturnare de la baza structurii

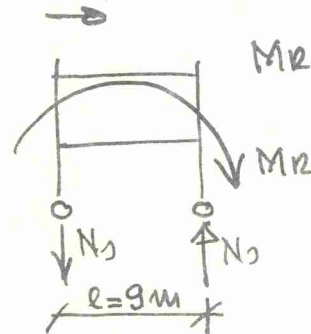
$$\begin{aligned} M_R &= 8 \times (8 \times 4,5) + 7 \times (7 \times 4,5) + 6 \times (6 \times 4,5) + \\ &+ 5 \times (5 \times 4,5) + 4 \times (4 \times 4,5) + 3 \times (3 \times 4,5) + 2 \times (2 \times 4,5) + \\ &+ 1 \times (1 \times 4,5) = 4,5 (8^2 + 7^2 + 6^2 + 5^2 + 4^2 + 3^2 + 2^2 + 1^2) = \end{aligned}$$

$$M_R = 4,5 \times 204 = 9 \times 102$$

Momentul de răsturnare este echilibrat de un cuplu ca în schema alăturată:



Acțiunea N_d asupra infra-structurii



$$M_R = N_d \times l = 9,0 \times N_d$$

Reacțiunea infrastructurii asupra stîlpilor.

$$9,0 N_d = 9,0 \times 102$$

$$\underline{N_d = 102 \text{ tone}}$$

Eforturi axiale în stîlp din acțiunea gravitațional-seismică

$$N_{\max} = N_g + N_d = 475 + 102 = 577 \text{ t}$$

$$N_{\min} = N_g - N_d = 475 - 102 = 373 \text{ t}$$

Fluctuațiile valorii Δ :

63

$$N_g - N_s = 373 \text{ t}$$

$$N_g = 475 \text{ t}$$

$$N_g + N_s = 577 \text{ t}$$

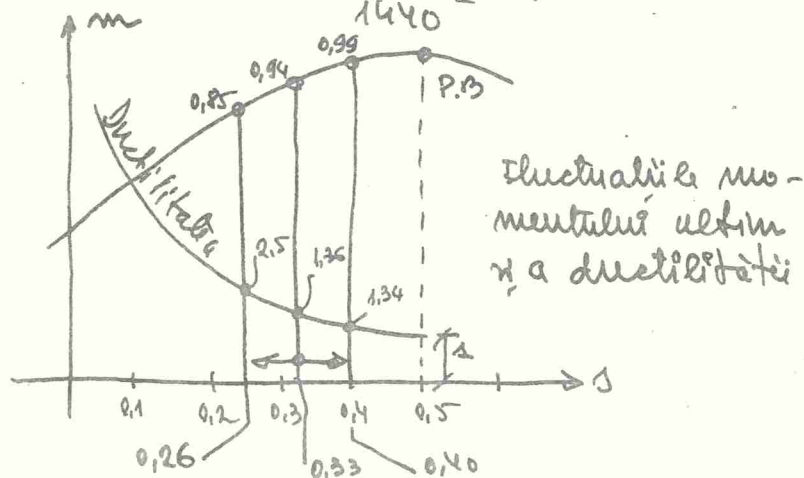
Se determină valoarea N_{OB} ,

$$N_{OB} = A \cdot R_c = 60 \times 200 \times 240 = 1440 \text{ t}$$

$$\Delta_{\min} \dots \dots \frac{373}{1440} = 0,26$$

$$\Delta_g \dots \dots \dots 0,33 \text{ (valoare cunoscută)}$$

$$\Delta_{\max} \dots \dots \frac{577}{1440} = 0,40$$



$$(M_B)_{\min} = 3 \times 0,26 \times 0,74 = 0,58 \quad M = 0,58 + 0,27 = 0,85$$

$$(M_B)_g = \frac{2}{3} \text{ (valoare cunoscută)} \quad M = 0,94$$

$$(M_B)_{\max} = 3 \times 0,40 \times 0,60 = 0,72 \quad M = 0,72 + 0,27 = 0,99$$

$$D_{ROT} \approx \frac{1}{3\sqrt{\Delta^3}}$$

64

Pentru:

$$\Delta = 0,26$$

$$D = \frac{1}{3\sqrt{0,26^3}} = 2,5$$

$$\Delta = 0,33$$

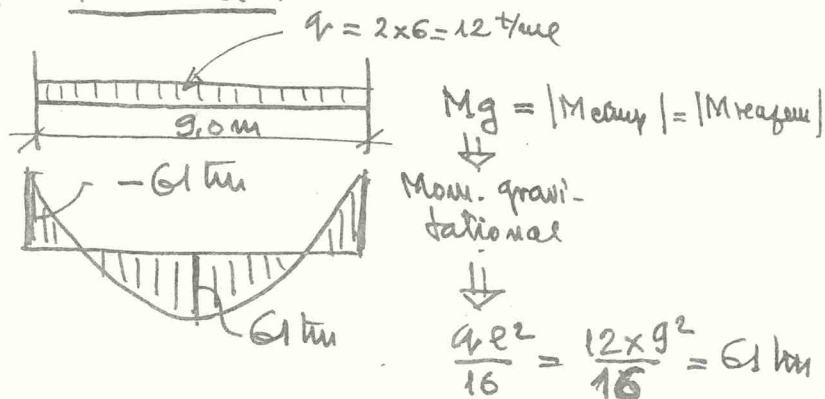
$$D = \frac{1}{3\sqrt{0,33^3}} = 1,76$$

$$\Delta = 0,40$$

$$D = \frac{1}{3\sqrt{0,4^3}} = 1,34$$

Se impun măsuri de ductilizare la capetele stâlpilor.

Punctul 4

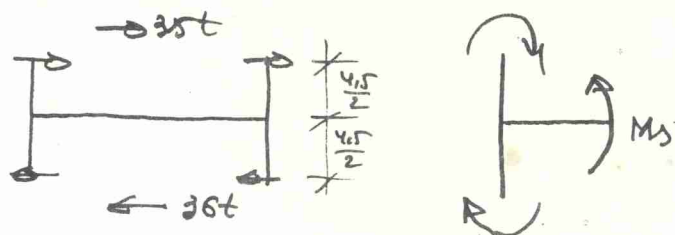


$$M_{ci sup}^V = 1,8 \times 61 = 110 \text{ t/m}$$

$$A_{ci sup} = 0,3 \times \frac{110}{1,0} = 33 \text{ cm}^2$$

acoperitor 7×25

Acțiunea orizontală



$$M_s = \frac{(35+36) \times 4,5}{2 \times 2} = 80 \text{ tm}$$

Pentru partea superoară:

$$M_{sup}^u = 1,5(-61-80) = -210 \text{ tm}$$

Pentru partea inferioară:

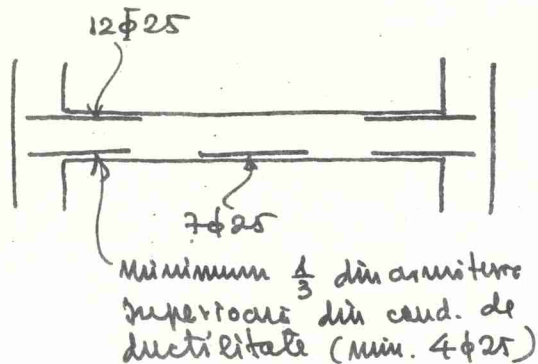
$$M_{inf}^u = 1,5(-61+80) = +29 \text{ tm}$$

$$A_{sup} = 0,3 \frac{210}{1,0} = 63 \text{ cm}^2$$

12 ϕ 25

$$A_{inf} = 0,3 \frac{29}{1,0} = 8,7 \text{ cm}^2$$

suficient 2 ϕ 25



Punctul 5

- Momente de necie

$$I_g = I_o = \frac{1}{12} \times 6 \times 10^3 = 500 \text{ dm}^4$$

- Rigiditati entrare

$$K_s = \frac{500}{4,5} = \frac{100}{9} \quad K_g = \frac{500}{9,0} = \frac{50}{9}$$

- Multiplicatune de etaj

$$E_s = 18000 \sqrt{300} = 312000$$

$$m = \frac{1,2 \times 312}{4,5^2} = 18,5$$

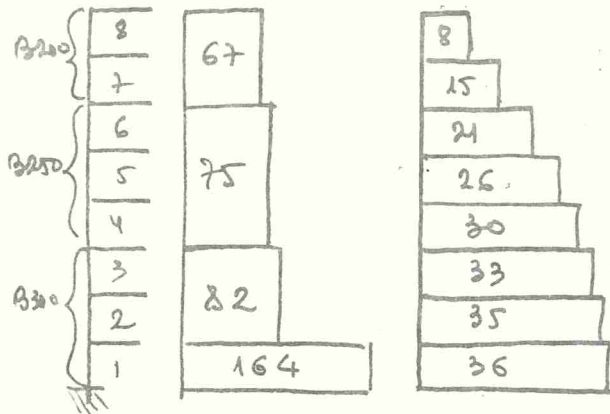
- Rigiditati relative de nivel

$$\begin{aligned} \gamma &= \frac{\frac{100}{9}}{\frac{100}{9} + \frac{50}{9}} = 2 \quad \gamma^{\pm} = \frac{1+0,5\gamma}{1+2\gamma} = \frac{1+1}{1+4} = \frac{2}{5} \\ R_s &= \gamma \times m \times K_s = \frac{2}{5} \times 18,5 \times \frac{100}{9} = 82 \text{ t/cm} \end{aligned}$$

$$\frac{100}{9} \quad g = 1 \quad g^{\frac{1}{2}} = \frac{1}{1+4g} = \frac{1}{5}$$

$$R_s = \frac{1}{5} \times 18,5 \times \frac{100}{9} = 41 \text{ t/cm}$$

Diagrama R_i t/cm / Diagrama Q_i t



$$75 = \sqrt{\frac{250}{30}} \times 82$$

$$67 = \sqrt{\frac{200}{30}} \times 82$$

Deplasarea
maxima

$$u_{max} = 2.42 \text{ cm.}$$

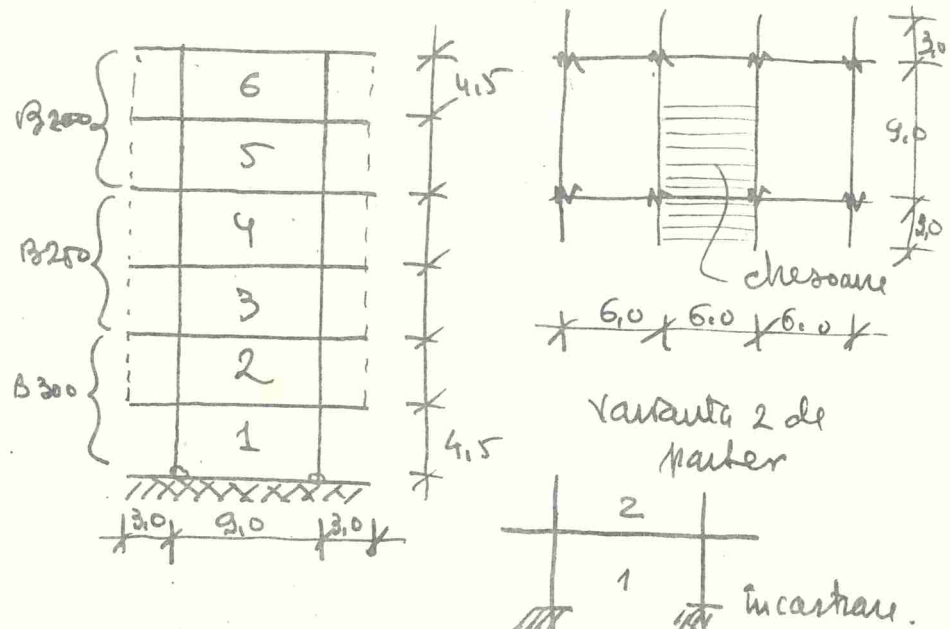
NOTA. Structura este
foarte rigidă.

$$\frac{u_{max}}{H} = \frac{2.42}{8 \times 450} = \frac{1}{1500}$$

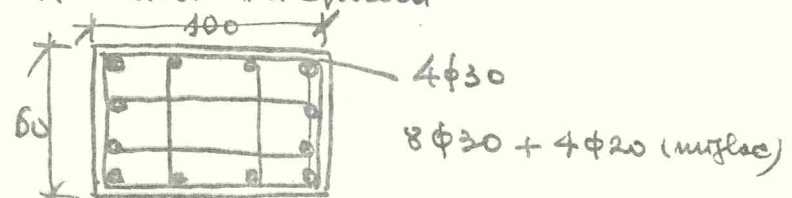
n	S_i	Q_i	R_i	Δu_i	u_i
	t	t	t/cm	cm	cm
8	8	8	67	0.12	2.42
7	7	15	67	0.22	2.30
6	6	21	67	0.28	2.08
5	5	26	75	0.35	1.80
4	4	30	75	0.40	1.45
3	3	33	82	0.40	1.05
2	2	35	82	0.43	0.65
1	1	36	164	0.22	1.22

⑪ Aplicatie. Să se parcurgă problema anterioară în următorul context.

- Același material
- Același dimensiuni de grup și etaj
- Același încărcări
- Același simplificați
- Schema structurală modificată astfel:

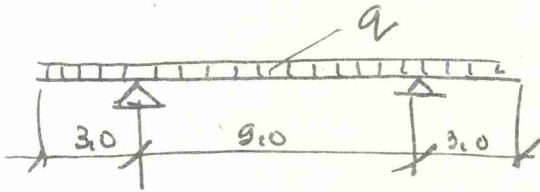


- Armarea stiepmeni

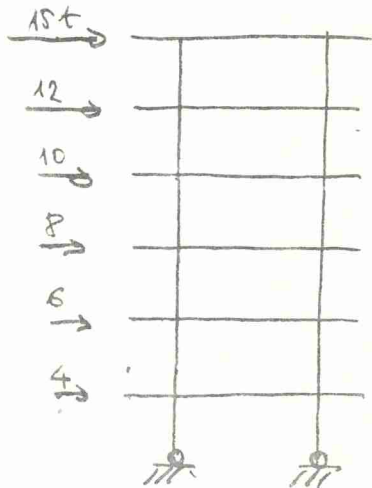


69

- Momentele în câmp n' rașene la grinda dată cu două cunoscute vor fi determinate pe schema:



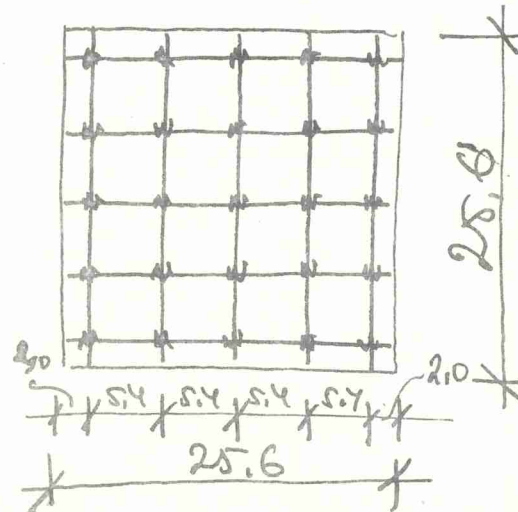
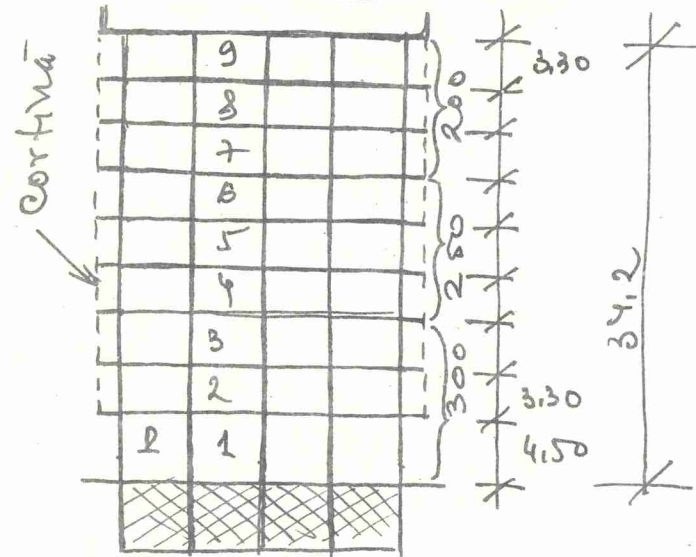
- Acțiunea orizontală va fi cea de nivel jos iar peretele în variantă 1 (cu articulații la bază)



$$\gamma_{\pm} = \frac{0,5}{2+p}$$

Variantă 2 de perete va fi folosită pentru determinarea momentelor în corolărea în grinda de peste perete.

70
 12) Se ia în studiu o clădire etajată în cadre 5,40x5,40 pentru birouri în concepție geometrie constantă reprezentată schematic:



$q = 1 \text{ t/mip}$
 [Pereti de ^{dim. mat.} compartimentare usoare]

1. Tipuri de stiepi n' arii aferente. 71

$$S_1 (\text{central}) \rightarrow A_1 = 5,4^2 = 29,2 \text{ mp}$$

$$S_2 (\text{marginie}) \rightarrow A_2 = 5,4 \times 4,7 = 25,4 \text{ --H--}$$

$$S_3 (\text{colt}) \rightarrow A_3 = 4,7 \times 4,7 = 22,1 \text{ --H--}$$

2. Predimensionarea structurii

- Incărcări axiale la parter

$$N_P^1 = 29,2 \times 1 \times 9 = 263 \text{ t}$$

$$N_P^2 = 25,4 \times 1 \times 9 = 229 \text{ t}$$

$$N_P^3 = 22,1 \times 1 \times 9 = 200 \text{ t}$$

- Se adoptă o secțiune mură de 60×60 setată în 60 variante de rezistență-ductilitate

- Verificarea criteriului Δ din încărcările gravitaționale

a) La parter (nivelul 1) - $R_c = 240$

$$S_1 \Rightarrow \Delta = \frac{263000}{3600 \times 240} = 0,30$$

$$S_2 \Rightarrow \Delta = \frac{229000}{3600 \times 240} = 0,27$$

$$S_3 \Rightarrow \Delta = \frac{200000}{3600 \times 240} = 0,23$$

b) La nivelul 4 - $R_c = 200$

72

$$S_1 = \frac{2}{3} \times \frac{263000}{3600 \times 200} = 0,24$$

$$S_2 = \frac{2}{3} \times \frac{229000}{3600 \times 200} = 0,20$$

$$S_3 = \frac{2}{3} \times \frac{200000}{3600 \times 200} = 0,19$$

c) La nivelul 7

$$S_1 = \frac{1}{3} \times \frac{263000}{3600 \times 160} = 0,15$$

$$S_2 = \frac{1}{3} \times \frac{229000}{3600 \times 160} = 0,13$$

$$S_3 = \frac{1}{3} \times \frac{200000}{3600 \times 160} = 0,12$$

NOTE. (1) Se impune o fretare moderată a stiepi de la parter pentru a se ameliora criteriul Δ și pentru a se spori implit ductilitate

(2) Stiepi marginali (periferi) se încarcă suplimentar din acțiunile indirecte și o moderare a criteriului Δ este firească.

- Se adoptă o singură dimensiune de grinda 40×60 cm

$$\lambda = \frac{60}{540} = \frac{1}{9}$$

- Proportionalitatea corectă a plăcii ⁷³
se obține cu formula:

$$l_p > \frac{4 \times 540}{180} = 12 \text{ cm}$$

se adoptă o placă generală
de 12 cm armată pe două
direcții în fiecare câmp.

Recapitulare

- Stiepi 60x60 cu 3 mărci =
= $3 \times 6 \times 2 = 36$ variante
↓ ↓ ↓
mărci variante de dispozitiv
armare longitudinală
armare transversală
(fietat/niefietat)

- Grinzi 40x60

- Placă ... $l_p = 12 \text{ cm}$.

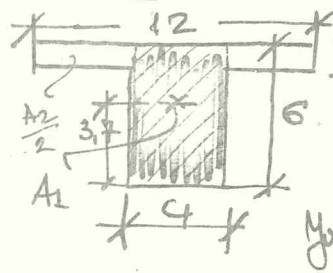
3. Verificarea rezistenței și rigidității laterale se face în baza conceptului — metodei rigidității precede metodei rezistenței

3.1 Diagrama rigiditatilor relative de nivel ⁷⁴

- Momente de inerție (în dm^4)
= pentru stiepi

$$I_s = \frac{6 \times 6^3}{12} = 108 \text{ dm}^4$$

= Pentru grinzi



$$A_1 = 4 \times 6 = 24 \text{ dm}^2$$

$$A_2 = 8 \times 1.2 = 9.6 \text{ dm}^2$$

$$y_p = \frac{24 \times 3 + 9.6 \times 5.4}{33.6} = 3.7 \text{ dm}$$

$$\Gamma = \frac{1}{12} \times 4 \times 6^3 + \frac{1}{12} \times 6 \times 1.2^3 + 24 \times 0.7^2 + 9.6 \times 1.7^2 =$$

$$= 72 + 0.86 + 11.76 + 27.34 =$$

$$= 112 \text{ dm}^4$$

- Derivarea de calcul

$$= \text{grinzi} = 8.40 - 0.30 = 8.10 \text{ dm}$$

$$= \text{stiepi stiepi}$$

$$\text{curent} = 3.30 - 0.30 = 3.00 \text{ dm}$$

$$= \text{stiepi parter} = 4.50 - 0.30 = 4.20 \text{ dm}$$

- Rigidități liniare

$$K_s^p = \frac{108}{42} = 2.6 ; K_s^{\text{EC}} = \frac{108}{30} = 3.6$$

$$K_g = \frac{112}{51} = 2.2$$

- Multiplicatori de etaj

75

$$E_6^{300} = 18000 \sqrt{300} = 312000$$

$$E_6^{250} = 18000 \sqrt{250}$$

$$E_6^{200} = 18000 \sqrt{200}$$

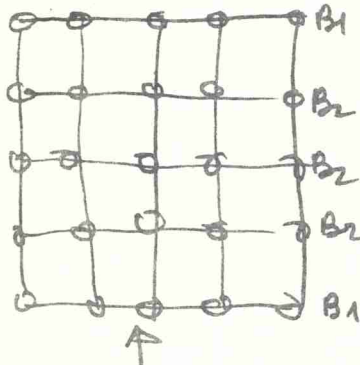
$$M_{1P} = \frac{1,2 \times 312}{4,22} = 72$$

$$M(2,4,3) = \frac{1,2 \times 312}{3,02} = 42$$

$$M(4,5,4) = 42 \times \frac{\sqrt{250}}{\sqrt{300}}$$

$$M(3,4,9) = 42 \times \frac{\sqrt{200}}{\sqrt{300}}$$

- Formule de etaj



B_1 și $B_2 =$
"blocuri de
etaj"

$$R = 10 B_1 + 15 B_2$$

Rigidități relative de nivel pe blocuri

76

Parter

$$\textcircled{B1} \begin{array}{c|c} 2,2 & 2,2 \\ \hline 2,6 & \end{array} \quad \delta = \frac{2,6}{2,2} = 1,2 \Rightarrow \gamma = 0,47$$

$$R = 0,47 \times 22 \times 2,6 = 27 \text{ t/cm}$$

$$\textcircled{B2} \begin{array}{c|c} 2,2 & 2,2 \\ \hline 2,6 & \end{array} \quad \delta = \frac{2,6}{4,4} = 0,60 \Rightarrow \gamma = 0,59$$

$$R = 0,59 \times 22 \times 2,6 = 39 \text{ t/cm}$$

$$\bar{R}_P = 10 \times 27 + 15 \times 39 = 855 \text{ t/cm}$$

Primul etaj curent

$$\textcircled{B2} \begin{array}{c|c} 2,2 & 2,2 \\ \hline 3,6 & \end{array} \quad \delta = \frac{3,6}{8,8} = 0,41 \Rightarrow \gamma = 0,38$$

$$R = 0,38 \times 42 \times 3,6 = 58 \text{ t/cm}$$

$$\textcircled{B1} \begin{array}{c|c} 2,2 & 2,2 \\ \hline 3,6 & \end{array} \quad \delta = \frac{3,6}{4,4} = 0,82 \Rightarrow \gamma = 0,23$$

$$R = 0,23 \times 42 \times 3,6 = 35 \text{ t/cm}$$

$$\bar{R} = 10 \times 35 + 15 \times 58 = 1220 \text{ t/cm}$$

3.3 Intermedii rezultatului obținut

- Distribuția rigidității relative de nivel R_i cu pe maximum, clădirea este fluentă de la parter în sus. La nivelul parterului se constată o măsurorare a rigidității (flexibilizare) care poate conduce la concentrarea proceselor de deformare plastice la acest etaj (fenomen constat și la cutremurul din 4-III-1977). Este necesar ca acest nivel să se îndeplinească spectrale de ductilitate obținute (frezare cu elieri de tip "grilei").
- Rigiditatea relativă de nivel la bază (primul nivel curent), $R_2 = 1220$ este suficientă
($R_2 \geq 2 \cdot S_i = 2 \times 655 = 1310$)
- Raportul $\frac{R_v}{R_2} = \frac{1000}{1220} \approx 0,80$ este în exces - dar foarte puțin
- Pentru o structură în cadre pure fără interacțiuni necoordonate cu panouri de închidere

perioada $T = 0,96 \approx 0,1n$ este 80
excluzivă -

Structura noastră satisface criteriile de rigiditate și se poate începe operațiunile de proiectare a rezistenței.

4. Proiectarea rezistenței (și a ductilității)

4.1 Determinarea forței seismice de la baza construct. conform P100/78.

$$Q_B = K_s \times \beta \times \gamma \times \varepsilon \times G$$

$K_s = 0,20$ (gradul 8 $\rightarrow$ București, Ploiești, Tîrgoviște, Galați, Brăila, etc)

$$\beta = \frac{3}{T} = \frac{3}{0,96} \leq 2 \quad \beta = 2$$

$$\gamma = 0,20 \text{ (cadre ductile)}$$

$$\varepsilon = 0,84$$

$$G = \sum_1^9 P_i = 5985 \text{ tone}$$

$$Q_B = 0,20 \times 2 \times 0,20 \times 0,84 \times G = 0,067 G$$

6,7% din G

$$Q_B = 6,7 \times \frac{5985}{100} \approx 400 t.$$

Se concentrează 50% din Q_B (40%) în vârful structurii iar restul se distribuie prop cu coef. seismic de etaj $C_i\%$ (din analiza modală) prin aceasta se urmărește acoperirea efectelor modurilor superioare de vibrație la partea superioară a clădirii. Despre un efect de "pici" în adăvărătul sens "al cuminții" nu poate fi vorba în cazul nostru ($\frac{R_1}{R_2} = 0,80$) -

4.2 Eforturi în stâlpi și grinzi

Se aplică metodologia aproximativă (dar destul de corectă) dată la curs.

- a) Se distribuie forțe tăietoare de etaj la blocurile B_1 și B_2 proporțional cu rigiditățile lor relative de nivel -

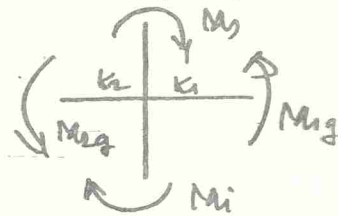
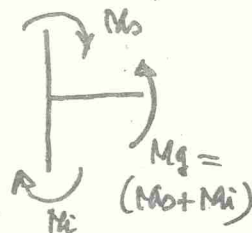
81

- b) Se determină valenți aproximative ale momentelor încovoietoare cu relație:

$$M = Q \frac{h}{2}$$



- c) Se determină pe "coloane" momentele încov. din grinzii astfel:



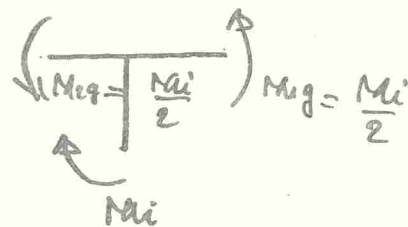
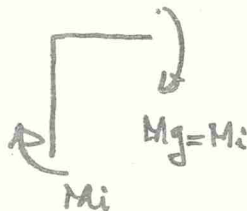
$$M_{1g} = \frac{K_1}{K_1 + K_2} (M_o + M_i)$$

$$M_{2g} = \frac{K_2}{K_1 + K_2} (M_o + M_i)$$

Operațiile pot fi simplificată. În cazul nostru $K_1 = K_2$ în consecință:

$$M_{1g} = M_{2g} = \frac{M_o + M_i}{2}$$

la ultimul nivel:

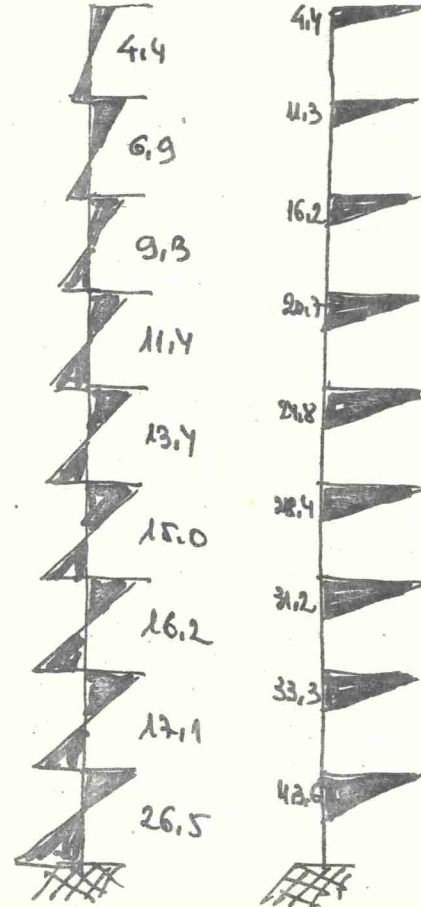


Momente din actiunea cutremurului c. norme la stapi/grinzi

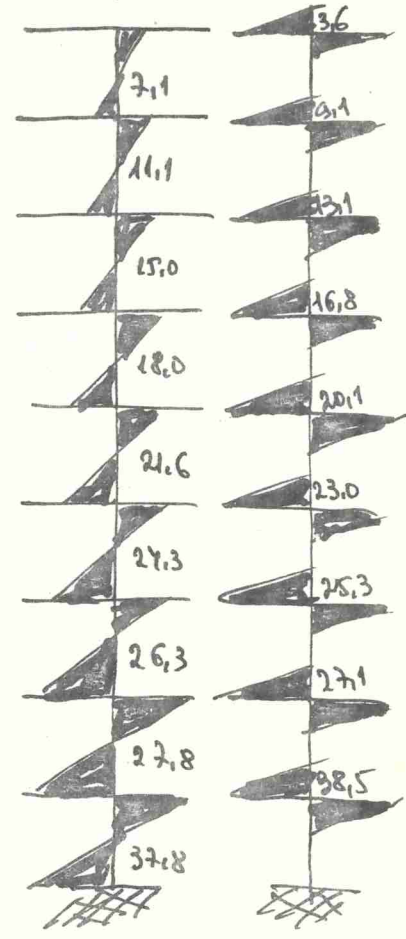
	$\bar{D}_i$ %	P_1		B_2		D_i t	D_1 t	D_2 t	Mom. stapi			Momente grinzi		
		$\frac{P_1}{P_{tot}}$ %	$\frac{B_2}{P_{tot}}$ %	$\frac{B_2}{P_{tot}}$ %	$\frac{B_2}{P_{tot}}$ %				Coef. $\frac{1}{2}$	Coef. $\frac{2}{2}$	Coef. $\frac{1}{2}$	Coef. $\frac{1}{2}$	Coef. $\frac{2}{2}$	Coef. $\frac{2}{2}$
9	1000	2,9%		4,7%	100		2,9	4,7	4,4	7,1	4,4	3,6		
8	1000			A	158		4,6	7,4	6,9	11,1	11,3	9,1		
7	1000				213		6,2	10,0	9,3	15,0	16,2	13,1		
6	1100				263		7,6	12,4	11,4	18,0	20,7	16,8		
5	1100				307		8,9	14,4	13,4	21,6	24,8	20,1		
4	1100				344		10,0	16,2	15,0	24,3	28,4	23,0		
3	1220				373		10,8	17,5	16,2	26,3	31,2	25,3		
2	1020	35	2,9%	58	394		11,4	18,5	17,1	27,8	33,3	27,1		
1	860	27	3,2%	39	400		12,6	18,0	26,5	37,8	43,6	38,5		

Momente din actiunea cutremurului 84
Diagrame

Coloana 1



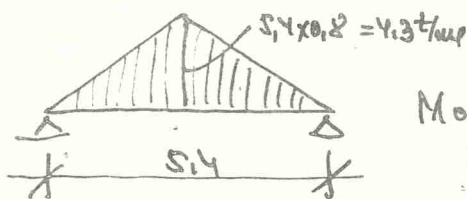
Coloana 2



4.3 Estimare momente gravitaționale

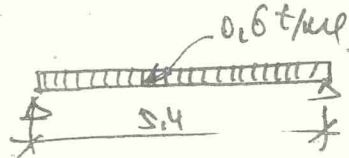
85

- Placa ... 12 cm $0,12 \times 2,4 = 0,288 \text{ t/m}$
- Peretele ... 3 cm $0,03 \times 2,0 = 0,06 \text{ t}$
- Pardoseala ... 5 cm $0,05 \times 2,2 = 0,11 \text{ t}$
- Ziduri (aprox) $0,15 \text{ t}$
- Utilități $0,20 \text{ t}$



$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{12} = \frac{0,18 \times 5,4^2}{12} = 4,5 \text{ tm}$$

- Greutatea proprie $q = 0,4 \times 0,6 \times 2,6 = 0,624 \text{ t/m}$



$$M_0' = \frac{q l^2}{8} = \frac{0,6 \times 5,4^2}{8} = 2,12 \text{ tm}$$

momentul de suprapunere

$$M_0 = 12,7 \sim 13 \text{ tm}$$

Se ia aproximativ:

$$M_{clup} \approx 0,6 \times 13 \approx 8 \text{ tm}$$

$$M_{cap} \approx 0,6 \times 13 = 8 \text{ tm}$$

4.4 Armarare generală a cușinii Armarare minimă

86

$$c = 4\%$$

$$M^u = 1,8 \times 8$$

$$A_a = 0,3 \frac{M^u}{h} = 0,3 \times \frac{1,8 \times 8}{0,6} = 7,2 \text{ cm}^2$$

(p. 52)

$$4\Phi 16 \quad (8,04 \text{ cm}^2)$$

$\mu_{\min} \approx (0,3-0,4)\%$ pentru contracție,
variații de temp. etc.

$$A_{a\min} = (0,3-0,4) \times \frac{40 \times 60}{100} = (7,2-9,6)$$

4.5 Armarare rășemelor (vezi exercițiul 4 pct. c. m. de la 4)

Se va face cu relațiile cunoscute.

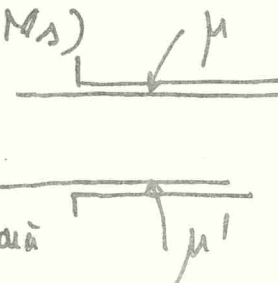
$$c = 1,5$$

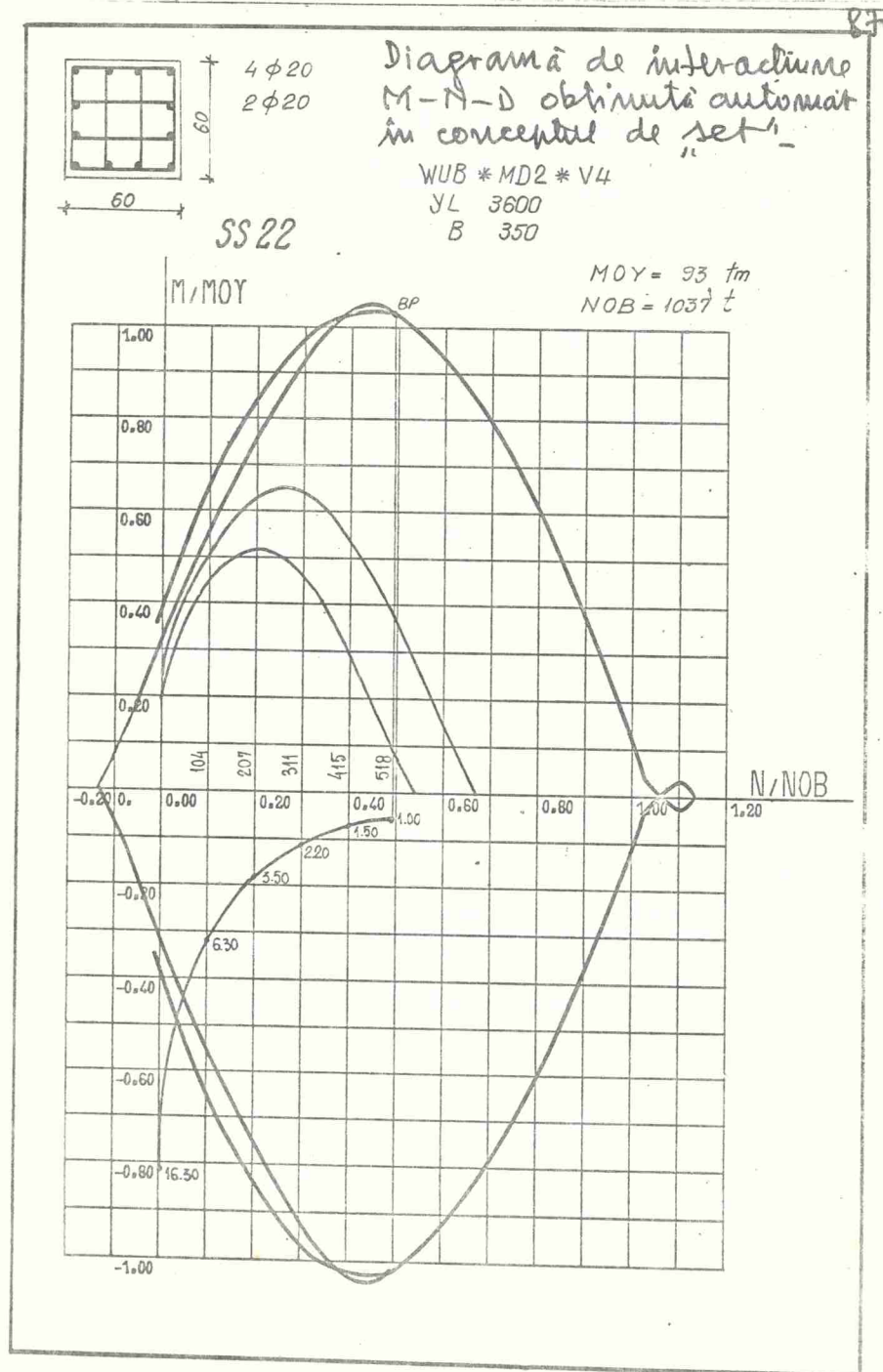
$$M^u = 1,5 (M_g \pm M_s)$$

$$\mu' \geq 0,3 \mu$$

inferoară

superioară





5. Controlul interacțiunii - 88

sub panouri - cadru

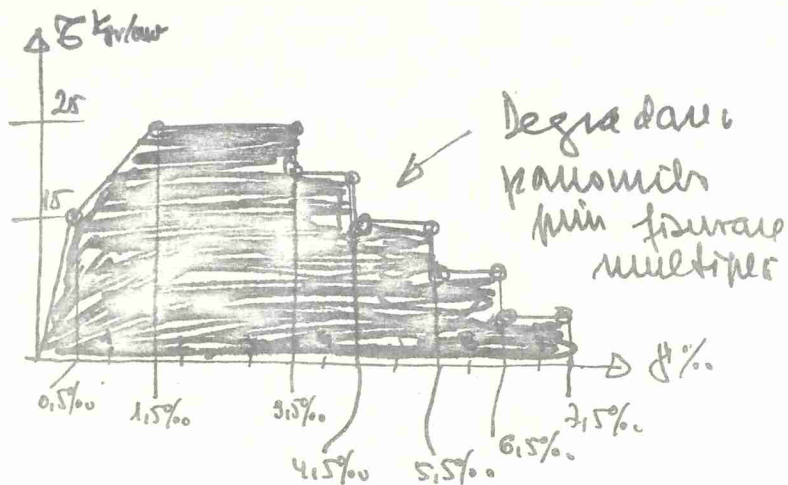
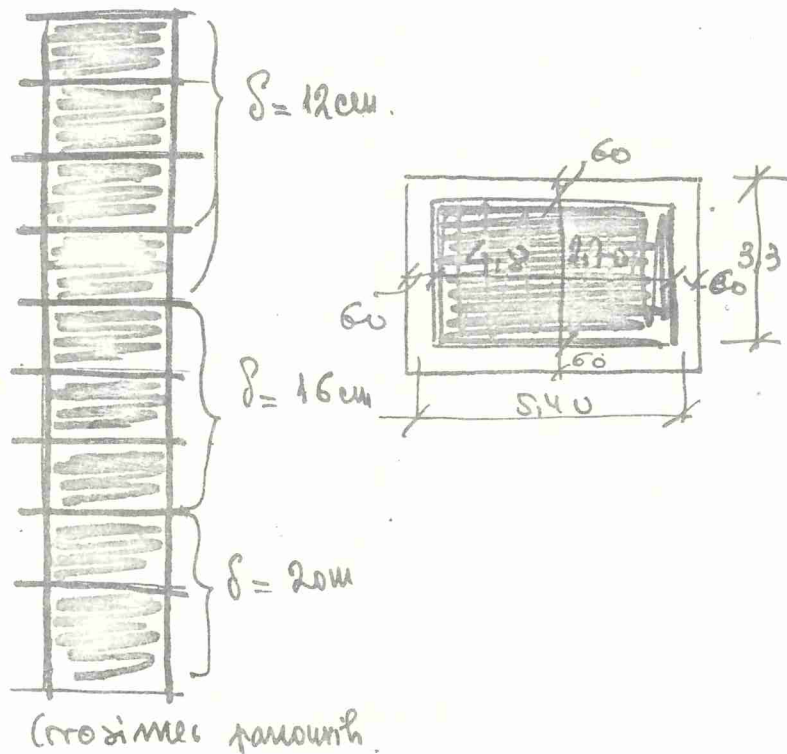
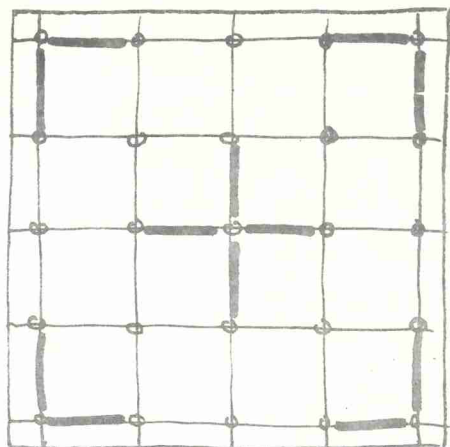
Într-o proiectare mai evoluată se pot asocia structuri în cadrul unei asamblări de panouri înarmate care prin degradare să absoarbă energia seismică la un cost minim puternic.

Se pun însă o serie de probleme noi și anume:

- = Caracterizarea proprietății de rezistență-deformare a panourilor
- = Controlul interacțiunii panouri-cadru
- = Elaborarea unor programe de analiză automată cu elucra în caz. realitate a fenomenului de degradare
- = Determinarea experimentală a legăturii Q-Δ pentru asamblajul asociat cadru-panou.

Programul de care dispuneam a fost elaborat de COCC în colaborare cu Institutul de Tehnologii și este cunoscut sub codul ADINA/DEGRAD. Structura a fost suplimentată cu 6 panouri înarmate special concepute ca în Fig.

Diagrama „B-8” (sau Q-Δ) adaptată pentru panouri înarmate



$$Q = G \times \Sigma A_{\text{panouri}}$$

$$\Delta = 8 \times H_0$$

$$\downarrow 2700 \text{ m/m}$$

$$\downarrow 6 \times 48 \times \delta$$

$$0.120$$

$$0.16$$

$$0.12$$

Diagrama de mai sus a fost redusă estetic pe verticală (mai) în mai multe variante.

Excitația seismică a fost introdusă prin accelerogramul cutremurului din 4-11-1977 înregistrat de INCER & luat la 100% și 150%.

Pentru tratarea acestei probleme
a se vedea ARHITECTURA N°1/81
unde este dat un exemplu de anali-
ză completă cu luarea în considerare
a proceselor de degradare a panourilor
și cadrelor -

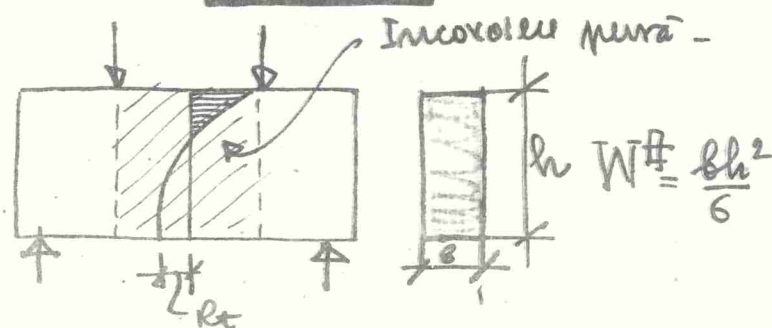
⑬ Exploatarea betonului simplu la încovoiere

Treapta 1. Beton simplu la nivelul
anului 1980 - marcă superioară (>400)

Treapta 2. Beton simplu la nivelul
anului 1980 precomprimat

Treapta 3. Beton simplu la nivelul
anului 2000 precomprimat. La
acest beton raportul dintre re-
zistența la întindere și compresie
se admite a fi $\frac{1}{2}$.

Treapta 1



Punctul de pornire este cunoscut
relativ empiric:

$$M^0 = W_x \times R_t \quad W_x \approx \frac{bh^2}{3,6}$$

$$M_{ss}^u = \frac{bh^2}{3,6} \cdot R_t$$

93

La studiul secțiunii dreptunghiulare la încordare până la încovoiere cu compresie am luat drept element de referință pentru exploatarea secțiunii conceptul de moment ipotezic:

$$\bar{M} = \frac{bh^2}{6} R_c (= W^{\#} R_c)$$

Acest moment are caracter „ultim” deoarece R_c este rezistența la rupere din compresie.

În metoda de calcul după rezistențe admisibile este firesc să introducem un moment ipotezic cu caracter „admisibil”:

$$\bar{M} = \frac{bh^2}{6} R (= W^{\#} R)$$

R fiind rezistența admisibilă la compresie.

$$R = \frac{R_c}{c} \quad c = \text{coef. de siguranță}$$

94

legătura dintre $\bar{M}$ și $\bar{M}$ se obține direct:

$$\bar{M} = c \bar{M}$$

Dacă luăm $c=3$ ne obținem

$$\bar{M} = 3 \bar{M} \quad \bar{M} = \frac{\bar{M}}{3}$$

Pentru rezistența admisibilă la încovoiere trebuie luat un coef. de siguranță mai mare, cel puțin $c'=4$.

$$R' = \frac{R_t}{c'} = \frac{R_t}{4}$$

$$M_{ss}^{adm} = \frac{bh^2}{3,6} \times \frac{R_t}{4}$$

$$\text{Pentru } B > 300 \quad R_t \approx \frac{R_c}{12} *$$

$$M_{ss}^{adm} = \frac{bh^2}{3,6} \times \frac{R_c}{4 \times 12} =$$

$$= \left[\left(\frac{bh^2}{6} \right) R_c \right] \times \frac{1}{2 \times 4 \times 3,6} \approx \frac{\bar{M}}{30} = \frac{\bar{M}}{10}$$

$$M_{ss}^{adm} = \frac{\bar{M}}{10}$$

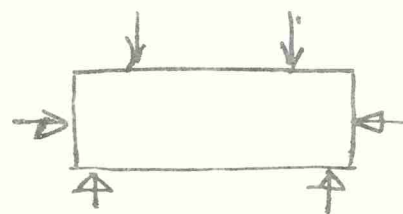
*) Un beton cu cât este mai lim curat este mai casant — Caquot —

Concluzie: folosirea betonului simplu la încovoiere este complet neratională; situația se ameliorează dacă încovoierea este însoțită de compresiune (compresiune excentrică).

85

Trecuta 2

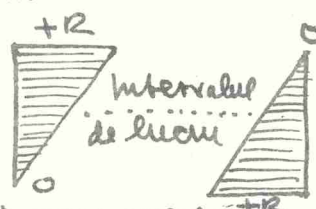
Introducerea unei compresiuni "artificiale" - prin precompunare



Rezistențe admisibile:

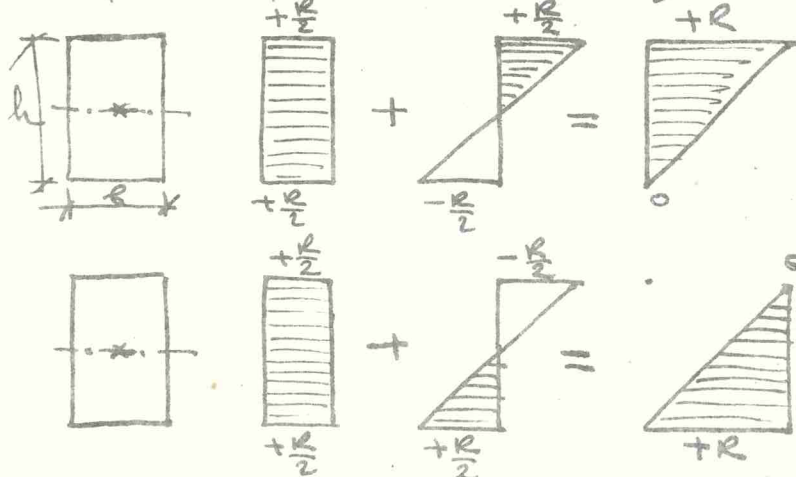
Compresiune R

Tensiune $R_t = 0$



Cazul 1 Precompunare axială.

Forța de precompunare pe lă $N = bh \left(\frac{R}{2} \right)$ (precompunare "simetrică")



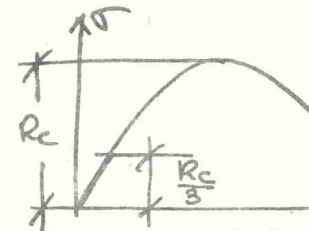
Momentul maxim exterior în limitele 0-R este:

86

$$M_{\max} = \pm W \cdot \frac{R}{2} = \pm \frac{1}{2} \overline{M}$$

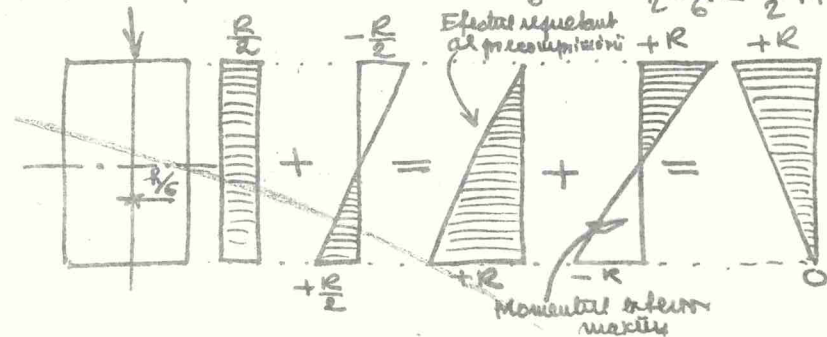
Alternativ

Concluzie. Prin introducerea unei precompunări de $N = bh \times \frac{R}{2}$ capacitatea la încovoiere crește de 5 ori. În realitate deosebirea este mult mai importantă sub aspectul comportării; un beton sollicitat alternativ între $0 \div R = \frac{R_c}{3}$ se situează într-un domeniu de lucru elastic la compresie, în afara fenomenului de oboseală. Astfel pasul de la BS la BP este foarte mare.



Cazul 2. Precompunarea la limita simbului central (fără înfundare).

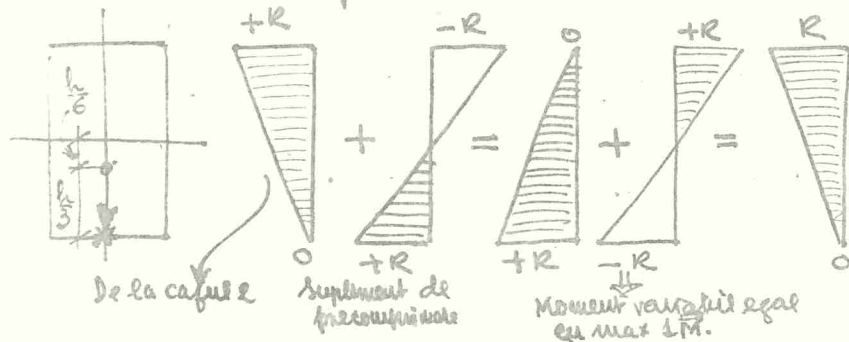
Forța de precompunare se conservă la același nivel. Momentul din precompunare este: $M_p = N \times \frac{h}{6} = bh \times \frac{R}{2} \times \frac{h}{6} = \frac{1}{2} \overline{M}$



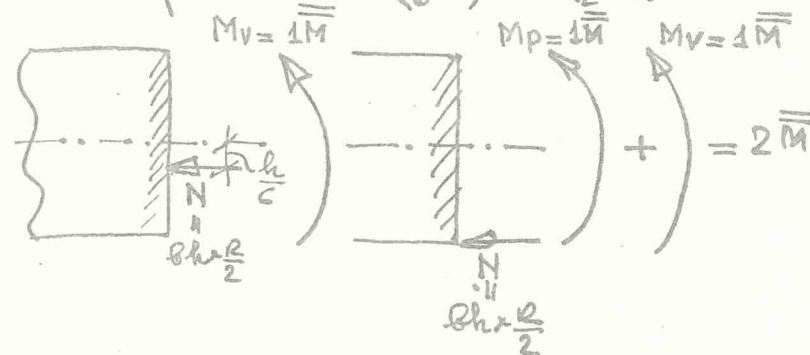
97
Concluzie. În cazul în care solicitarea exterioară este insensibilă ($\pm$) atunci preconstruirea la limita structurii central permite o încărcare exterioară variabilă de max. $1\overline{M}$, adică de două ori mai mare ca în cazul 1 și de ~~10~~ ori mai mare ca în cazul betonului simplu.

Cazul 3. Se presupune că la transport grinda este încărcată cu o forță exterioară permanentă în timp echivalentă cu $1\overline{M}$ și cu sens de acțiune fix. În acest caz particular, dar desăbătut de important din punct de vedere practic, excentricitatea poate fi majorată. Excentricitatea maximă posibilă (limită) este $e = \frac{h}{2}$; prin aceasta se obține un moment suplimentar din preconstruire $\Delta M_p = (8h \times \frac{R}{2}) \times \frac{h}{2} = 1\overline{M}$.

Punctul de pornire este ultimul diagramă din cazul 2, în care momentul variabil a devenit permanent.



98
Comentariu. Capacitatea maximă în acest caz este de $2\overline{M}$ din care $1\overline{M}$ este permanent și max. $1\overline{M}$ este variabil. Comparând cazul 2 cu cazul 1 se constată că încărcarea permanentă este transportată la rezeme fără spor de beton sau altele, adică gratuit. Această compensare a încărcării permanente se obține în contul modificării excentricității de la $(\frac{1}{6}h)$ la $(\frac{1}{2}h)$.



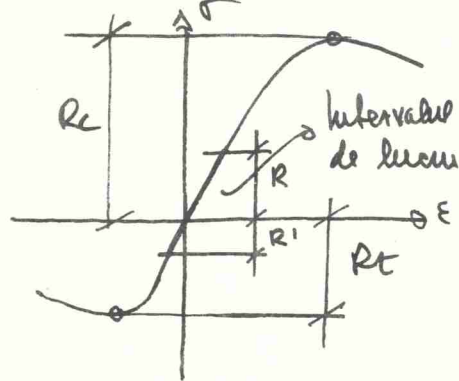
	N	e	Capacitatea maxima
BS	—	—	$\frac{1}{10}\overline{M}$ permanent sau variabil
BP-Cazul 1	$8h \times \frac{R}{2}$	0	$\pm \frac{1}{2}\overline{M}$ variabil alternativ
BP-Cazul 2	—	$\frac{1}{6}h$	$1\overline{M}$ permanent sau variabil
BP-Cazul 3	—	$\frac{1}{2}h$	$1\overline{M}$ permanent + $1\overline{M}$ variabil

(în anume raport)
 *) În măsură în care între încărcarea variabilă și cea permanentă nu este depășit aceasta din urmă poate fi transportată gratuit.

Treapta 3.

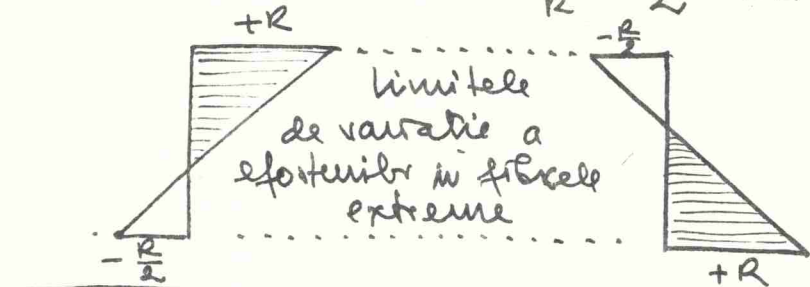
99

Pentru anul 2000 se speră ca în baza unor noi tehnologii, raportul dintre R_t și R_c să atingă valoarea record $\frac{1}{2}$ ($\frac{R_t}{R_c} \rightarrow \frac{1}{2}$). Dacă această previziune se va realiza atunci sînt de așteptat modificări esențiale de dimensiuni, forme și proporții în structurile din BS, BA și BF.



Se poate admite același raport și între rezistențele admise:

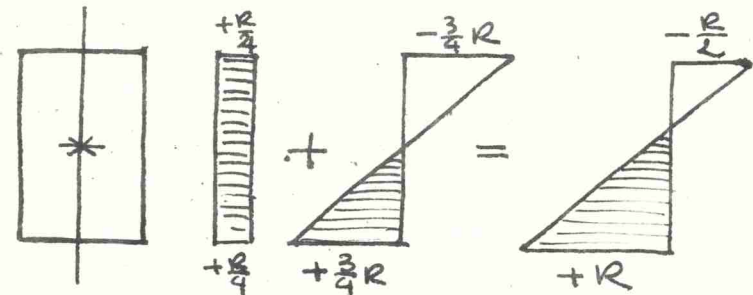
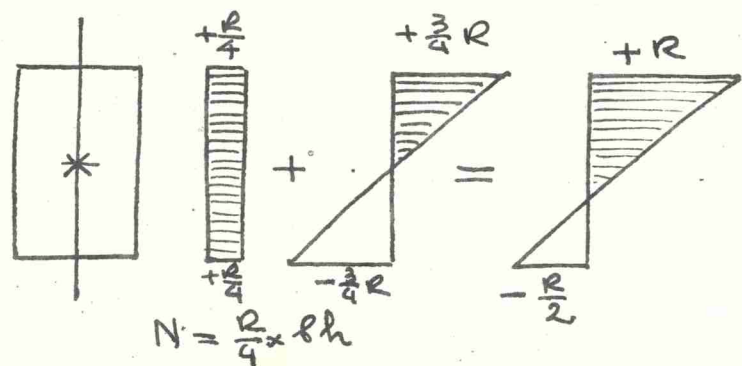
$$\begin{aligned} R & \dots \frac{R_c}{3} \\ R' & \dots \frac{R_c}{3} \\ \frac{R'}{R} & = \frac{1}{2} \quad R' = \frac{R}{2} \end{aligned}$$



* Concret year 2000.

100

Capul 1. Precomprimarea axială



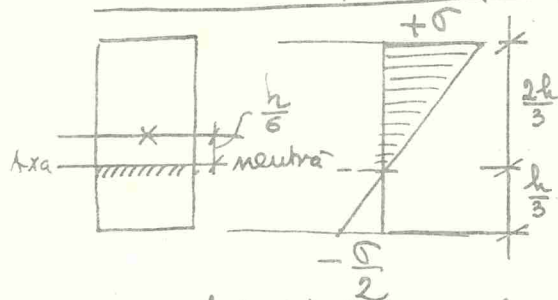
Momentul maxim^{exterior} este egal cu:
 $\pm \frac{3}{4} \overline{M} = 1,5 \left(\pm \frac{\overline{M}}{2} \right)$

Concluzie. Față de capul 1 din Treapta 2, cu o forță de precomprimare de două ori mai mică ($N = b \cdot h \times \frac{R}{4}$), se obține o capacitate alternativă cu 50% mai mare.

Capul 2. Presuprimarea la limita îmbucului central modificat.

101

Datorită admiterii eforturilor de în-
tindere conceptul clasic de îmbuc
central se modifică



Pentru ca raportul
compresie/întindere
să fie 2, așa cum
trebuie să fie
la limita
mărginii
inferioare -

Excentricitatea maximă rezultă din
condiția existenței unei astfel de axe
neutre:

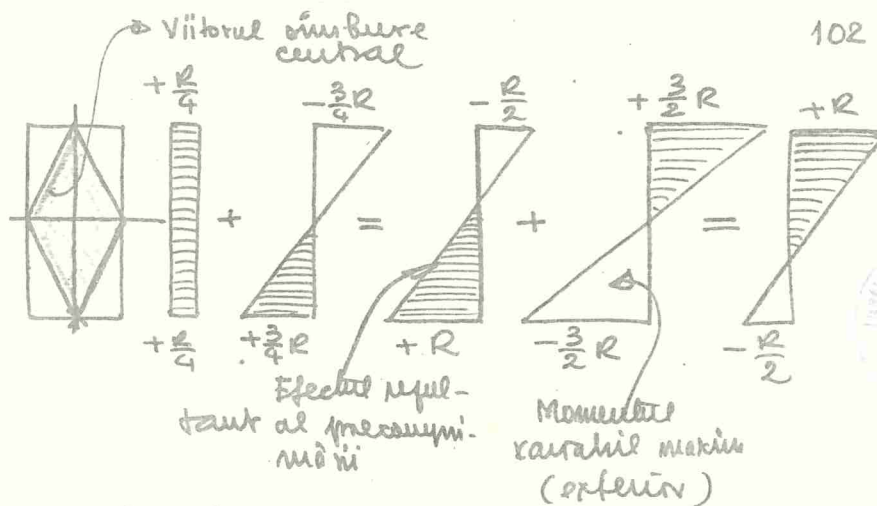
$$\sigma = \frac{N}{A} - \frac{N \cdot e}{I} \times \frac{h}{6} = 0 \quad e = \frac{h}{2}$$

Cât timp forța excentrică este situată
în interiorul secțiunii rezistente la
întindere nu depășește valoarea $-\frac{R}{2}$.

Efectul presuprimii
în acest caz:

$$N = \frac{R}{4} \times (bh)$$

$$M_p = \frac{R}{4} \times bh \times \frac{h}{2} = \frac{3}{4} \left(\frac{bh^2}{6} R \right) = \frac{3}{4} \bar{M}$$



102

Concluzie. Fata de capul 2 din Treapta 2,
cu o forță de presuprimare de două
ori mai mică ($N = bh \frac{R}{4}$), se obține
o capacitate înisensuală cu 50%
mai mare!

1,5 $\bar{M}$ în loc de $1 \bar{M}$

*

Comentarii

- (1) Secțiunea $\square$ nu este cea mai rațională
pentru cele 3 trepte de exploatare a beto-
nului simplu - o redistribuire a ariei
(bh) pe mătrea (h) conduce la valori
economice suplimentare; astfel formulele
sunt o consecință a caracteristicilor fizico-mecanice.
- (2) Din comparația făcută se vede că pașii mari în
progresul structural sunt determinați de
victoria omului asupra materiei -

Aplicatie numerica

Secțiunea: $b \times h = 20 \times 60$

Beton marca 400 cu $R = 100$

Momentul izorezistent
admisibil:

$$\bar{M} = \frac{bh^2}{6} \times R = \frac{20 \times 60^2}{6} \times 100 = 12 \text{ tm}$$

Exploatarea secțiunii de beton
în trei trepte

Treapta 1. Beton simplu

$$M_{BS}^{adm} = \frac{\bar{M}}{10} = \frac{12}{10} = 1.2 \text{ tm}$$

Treapta 2. Beton precomprimat
nivel 1980

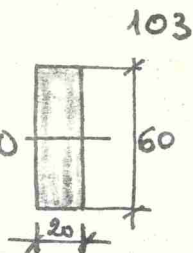
Cazul 1. Precomprimare axiala

$$N = \frac{20 \times 60}{2} \times 100 = 60 \text{ t}$$

3 cabluri de $20 \text{ t} = 2 \text{ cabluri de } 12.5 \%$

$$M_{BP}^{\Delta x} = \pm \frac{\bar{M}}{2} = \pm 6 \text{ tm}$$

moment alternativ
fără obosire.



Cazul 2. Precomprimare la limită
simfuzelui central (SC)

$$M_{BP}^{SC} = \pm \bar{M} = 12 \text{ tm}$$

Cazul 3. Precomprimare la limită
secțiunii cu compensarea
saraiei permanente la nivelul
 $\pm \bar{M}$.

Raportul între încărcarea variabilă
și permanentă:

$$S = \frac{q_v}{q_p} = 1$$

$$(q_v)_{max} = q_p$$

$$M_{BP}^{CP} = \pm \bar{M} + \pm \bar{M} = 2 \bar{M} \text{ (maximum)}$$

permanent existent
la transfer și în
exploatare

$$M_{BP}^{CP} = 12 + 12 = 24 \text{ tm}$$

Trapa 3. Beton precomprimat ¹⁰⁵
la nivelul anului 2000
Betonul prospectiv.

Cazul 1. Precomprimare axială

$$NT = \frac{20 \times 60}{4} \times 100 = 30 \text{ tone}$$

1 cablu cu 18 $\phi 5 \frac{1}{4}$.

$$M_{2000 \text{ pr}}^{\text{Ax}} = \pm \frac{3}{4} \bar{M} = \pm 8 \text{ tm}$$

↓
determinativ

Cazul 2. Precomprimare la limită
simbului central de
tp 2000 (romb 8xh)

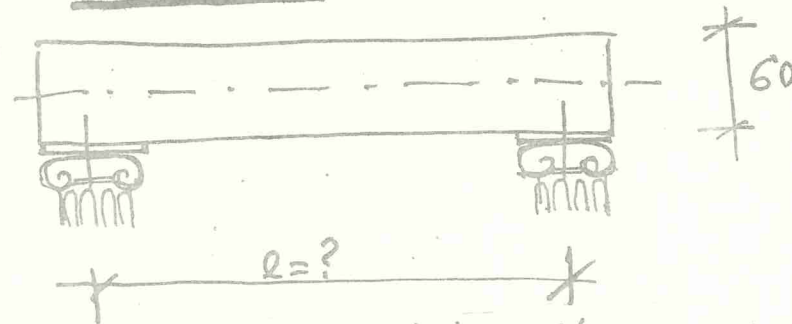
$$M_{2000 \text{ pr}}^{\text{SC}} = 1,5(1\bar{M}) = 1,5 \times 12 = 18 \text{ tm}$$

NOTA. Problema compensării
găritului permanent în Trapa 3
impune o analiză separată.

Performanțe

106

Trapa 1. Beton simplu



Un fronton gravitațional "incărat" cu
1 tme inclusiv greutate proprie.

Să se determine:

1. Desplăcere maximă e

2. Zvelțirea $\lambda = \frac{h}{e}$

- Greutate proprie

$$0,2 \times 0,6 \times 2,5 \approx 0,3 \text{ tme}$$

- Alte sarcini

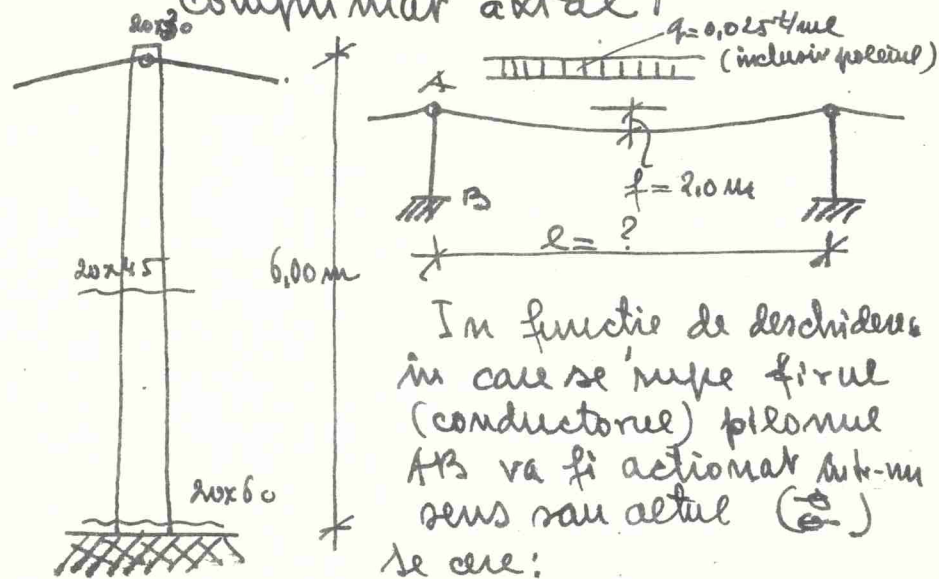
$$\frac{0,7}{2} = 0,35 \text{ tme}$$

$$\frac{q l^2}{8} = \frac{\bar{M}}{10}$$

$$l = \sqrt{\frac{8 \times \bar{M}}{10}} = \sqrt{\frac{8 \times 12}{10}} = 3,0 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{0,6}{3,0} = \frac{1}{5}$$

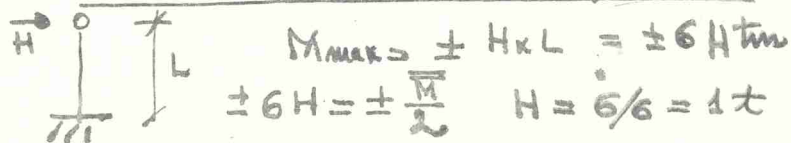
Treapta 2. Cazul 1. Beton pre-comprimat axial



În funcție de deschidere în care se rupe firul (conductorul) pilonul AB va fi acționat într-un sens sau altul (→) se cere:

1. Deschiderea maximă dintre piloni $l = ?$ pentru $f = 2.0m$ și $q = 0.025 t/m$ (25 Kgf/ml inclusiv posibul) și alte efecte statice/dinamice
2. Să se verifice secțiunea 20x45 de la jumătatea înălțimii pilonului
3. Capacitatea alternativă disponibilă în sen transversal (pentru acțiunea vântului și alte efecte nesimetrice).

1. Momentul maxim la baza consolei



$$\pm 6H = \pm \frac{M}{L} \quad H = 6/6 = 1t$$

$$H \approx \frac{q l^2}{8 f} \quad (\text{valoare aproximativă determinată ca la arce})$$

$$\frac{q l^2}{8 f} = 1 \quad l = \sqrt{\frac{8 \times 2}{0.025}} \approx 25m$$

2. La jumătatea înălțimii momentul maxim este:

$$M = H \times \frac{L}{2} = 3 tm$$

$$N = 60 t$$

$$\sigma_{max/min} = \frac{60000}{20 \times 45} \pm \frac{300000 \times 5}{20 \times 45^2} = 62 \pm 44 \begin{matrix} +111 \text{ Kgf/cm}^2 \\ +23 \end{matrix}$$

o depășire de c-ca 10% (acceptabilă)

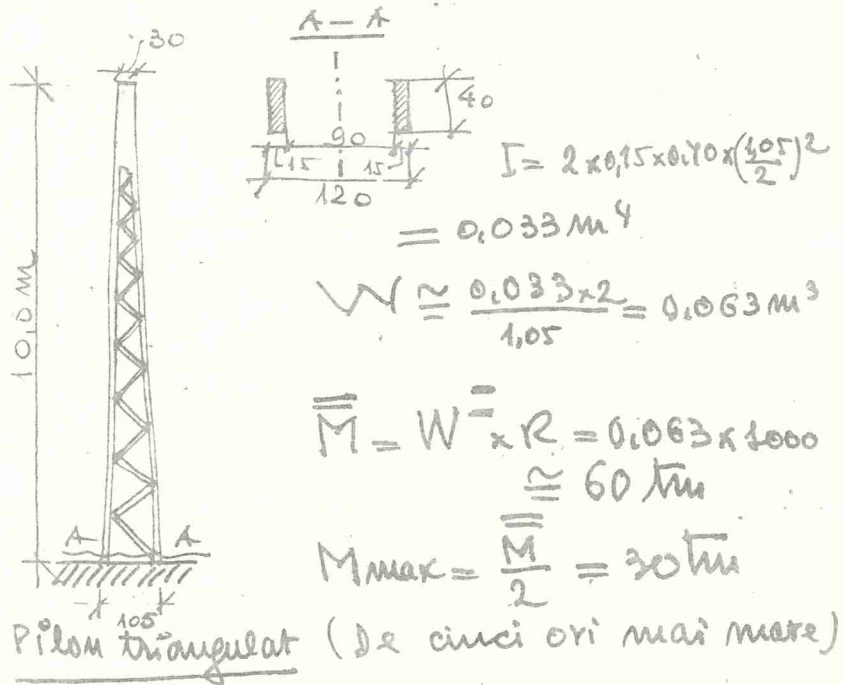
3. Momentul disponibil perpendicular pe planul pilonului

$$\bar{M}_{TR} = \frac{h b^2}{6} R = \frac{60 \times 20^2}{6} \times 100 = 4 tm$$

$$M_{max}^{Transv} = \pm \frac{\bar{M}_{TR}}{2} = \pm 2 tm$$

Aceste valori se pută obține din raportul modulei de rezistență.

Cu același beton și oțel (cășlag) se pot obține performanțe incomparabil mai bune strict în contextul capului 1 din Treapta 2.



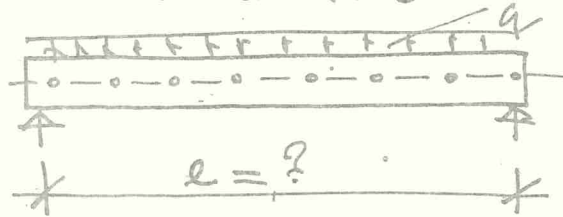
Pe direcția perpendiculară:

$$\bar{M}_{\text{TR}} = \frac{30 \times 40^2}{6} \times 400 = 8 \text{ tm}$$

$$M_{\text{TR}}^{\max} = \frac{\bar{M}_{\text{TR}}}{2} = \frac{8}{2} = 4 \text{ tm}$$

(de două ori mai mare)

Treapta 2. Capul 2. Precomprimare
la limita stîmbului central



Să se determine deschiderea l pentru care încărcarea variabilă este de 8 ori mai mare decât greutatea proprie a grinzii -

$$q = 0.2 \times 0.6 \times 2.5 = 0.3 \text{ t/m}$$

$$p = 8 \times 0.3 = 2.4 \text{ t/m}$$

$$q = \frac{2.4}{8} = 0.3 \text{ t/m}$$

$$M_{\max} = \frac{q l^2}{8} = \frac{\bar{M}}{2}$$

$$l = \sqrt{\frac{8 \times \bar{M}}{q}} = \sqrt{\frac{8 \times 12}{2.4}} \approx 6.0 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{h}{l} = \frac{0.6}{6.0} = \frac{1}{10}$$

111

Treapta 2. Capul 3. Precomprimare
la limita secțiunii.

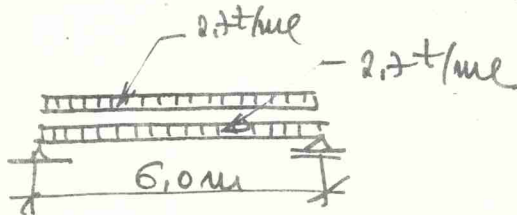
Pentru grinda din capul precedent
să se determine încărcarea maximă
permanentă și variabilă.

$$q = q_p + q_v \quad \frac{q_p}{q_v} = 1$$

$$\frac{q l^2}{8} = 2 \bar{M}$$

$$q = \frac{8 \times 2 \times \bar{M}}{l^2} = \frac{8 \times 2 \times 12}{6^2} \approx 5.4 \text{ t/me}$$

- încărcarea permanentă existentă la
transfer 2.7 t/me
- încărcarea variabilă maximă din
sarcini utile ... 2.7 t/me



112

⑭ Să se refacă aplicația numerată
din exercitiul N° în următorul
context:

- Marca betonului ... B500
- Rezistența admisibilă la
compresiune ... $R = 125 \text{ kg/cm}^2$
- Secțiunea ... $Bh = 30 \times 100$
- Momentul rezistent
admisibil ... $\bar{M} = \frac{30 \times 100^2}{6} \times 125$
 $= 62.5 \text{ tm}$
- Pentru betonul precomprimat
(Treapta 2) nu se admite întin-
dere, $R_t = 0$.

Se vor imagina grinzile și
console diferite de cele date
în aplicația precedentă.

Institutul de Arhitectură
„Ion Mincu” - București

Catedra: Științe Tehnice

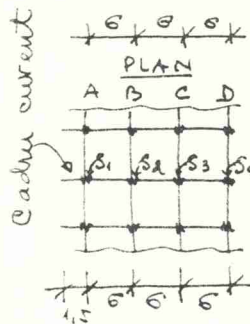
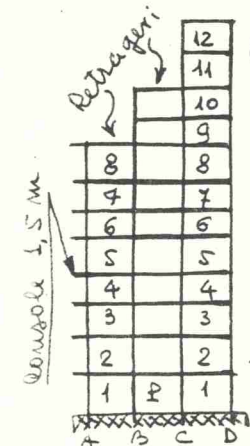
Aplicații la
Teoria structurilor
pentru anul III și IV

Enunțul lucrărilor
redate la examene
1979-80

A. Cișmîgîu
Mai 1981

Anul III. Iunie 1980

①



$\Delta_1 \rightarrow 50 \times 50$
 $\Delta_2 \rightarrow 60 \times 60$
 $\Delta_3 = \Delta_4 \rightarrow 70 \times 70$

• Un bloc de locuințe este soluționat cu o structură în cadre 6×6 m, două retrageri și console de 1,5 m pe fațada cu 2 niveluri (Fig.).

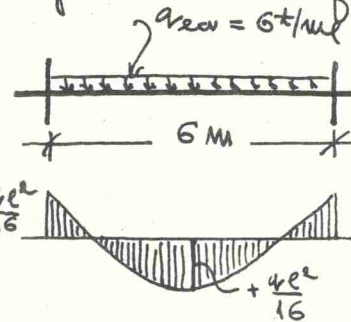
1(2p). Să se determine încărcările axiale în stâlpi parterului (P) - ($\Delta_1 - \Delta_4$) pentru un cadru curent. Incărcarea uniform distribuită convențională pentru propoziția corectă a stâlpilor este $q = 1 \text{ t/m}$.

2(1p). Să se verifice criteriul "s" pentru stâlpi parterului considerând marca betonului B 300 ($R_c = 1,8 \times 300 = 240$). Dimensiunile celor patru tipuri de stâlpi sunt date în Fig.

3(2p). Pentru stâlpul central Δ_3 (linia C), 70×70 , și cel mai încărcat să se determine capacitatea ultimă la încovoiere $M^u = m M$. Stâlpul este armat cu $12 \phi 25$, PC 52 ($\sigma_s = 3800$). Să se schițeze sistemul de armare.

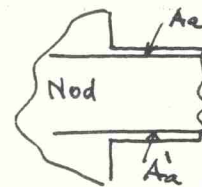
②

4(3p). O grindă centrală de peste parter cuprinsă între stâlpi Δ_2 și Δ_3 (linia B - C) este încărcată cu 6 t/m (inclusiv greutatea unui pîd despărțitor)



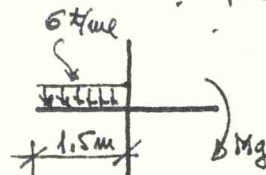
Să se determine momentele din încărcarea gravitațională considerând că momentele maxime în cimp și rezeme sînt egale în valoare absolută (Fig.):

$$M_g = \left| \frac{q l^2}{16} \right|$$



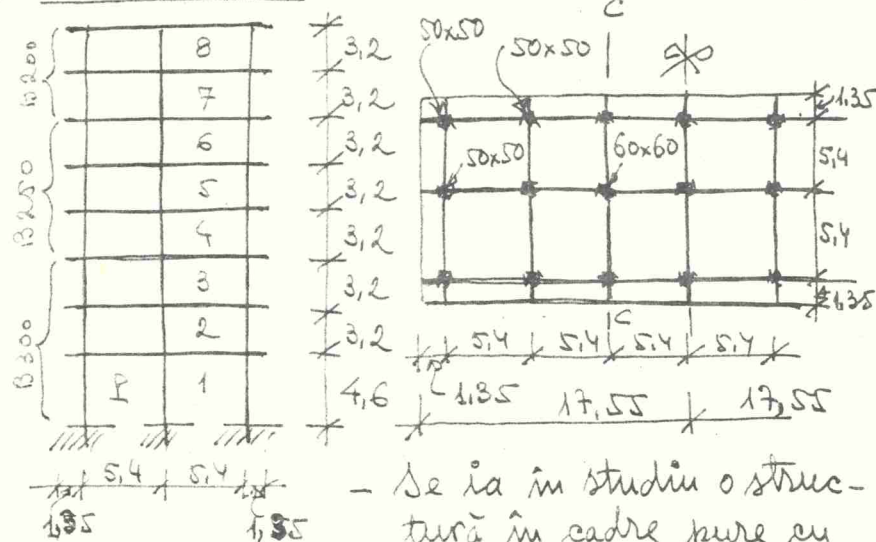
Momentele maxime alternative din acțiunile orizontale (vînt sau cutremur) sînt egale cu $\pm 2 M_g$. Admitînd un coef. de siguranță global de 1,6 să se determine armăturile A_a și A_a' în zona nodului de cadru. Se vor utiliza bare $\phi 20$ din PC 52 ($\sigma_s = 3800$).

5(2p). Să se indice schematic [6.2] echilibrul momentelor într-un nod marginal de cadru separat pentru încărcarea gravitațională și pentru încărcarea gravitațională în cele două combinații ($\pm$) cu momentele din acțiunile orizontale.



Anul III - Septembrie 1980 ^③

Cadru curent c-c



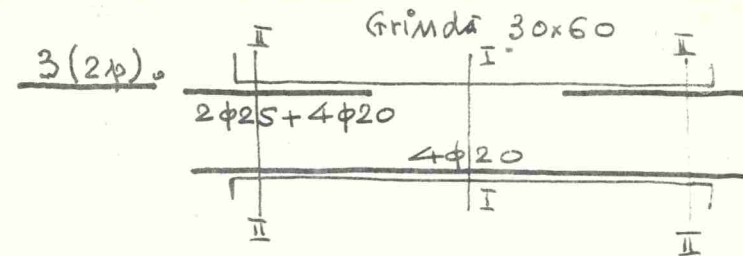
- Se ia în studiu o structură în cadre pure cu console

- Încărcarea generală convențională: $q = 1 \text{ t/m}$
- Betoane: 300 - 250 - 200 (ca în Fig)
- Otel PC 52; $\sigma_{\text{mediu}} = 3800 \text{ Kgr/cm}^2$
- Stâlpi centrali: 60x60
- Restul stâlpilor: 50x50
- Grinzile: 30x60

1 (2p). Să se determine valoarea criteriului "s" la parter (nivelul 1) pentru cele trei categorii de stâlpi: centrali, fatadă, colț.

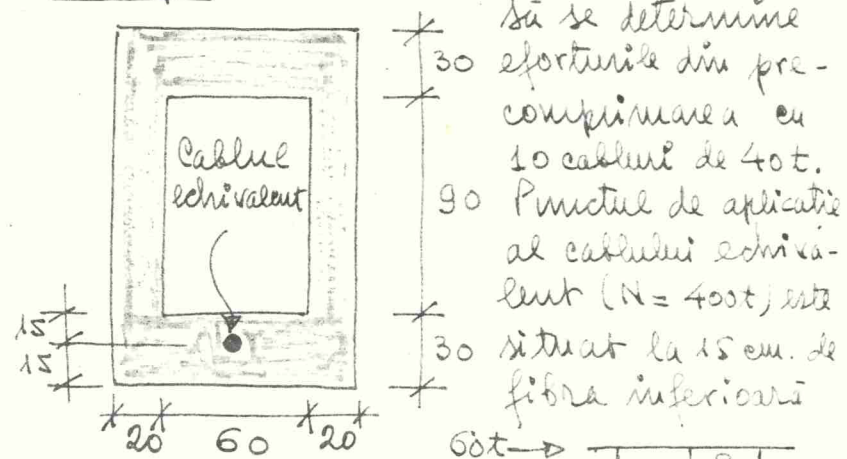
2 (2p). Să se determine momentul la un stâlp central, $M^0 = m M$, dacă este armat cu 12Φ20.

④



Pentru o grindă curentă armată ca în Fig. alăturată să se determine cu formula aproximativă momentul ultim în câmp (4Φ20) și reazeme (2Φ25 + 4Φ20).

4 (2p).



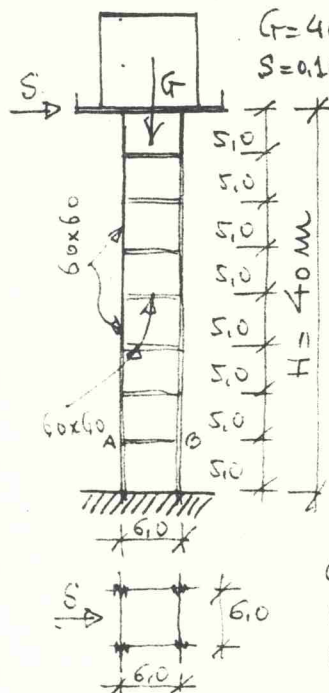
5 (2p). Să se determine deplasarea vârfului unui cadru transversal c-c acționat de o forță orizontală de 60 t aplicată static la nivelul terasii.

$$\gamma = \frac{1 + 0.5p}{1 + 4p}; \quad \gamma' = \frac{1}{1 + 4p}$$

8
7
6
5
4
3
2
1

Anul III. Iunie 1980 ⑤

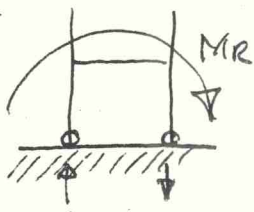
- Un castel de apă de mică capacitate este construit să se desfășoare în plan pe o arie de $6,0 \times 6,0 \text{ m}$ - Fig.



Pentru a fi executat mai ușor cu cofraji glisante scheletul turnului, soluționat în cadre, are geometrie constantă și rezistență variabilă. Dimensiunile stâlpilor și grinzilor sunt de 60×60 pe întreaga înălțime. Masa betonului, B_{300}

Greutatea rezervorului plin și a masei aferente este $G = 400 \text{ t}$. Componenta orizontală a acțiunii seismice este echivalată cu o forță aplicată static de 10% din G , $S = 0,10 G = 40 \text{ t}$.

1. Să se determine încărcarea axială a stâlpilor la parter din $G = 400 \text{ t}$ și momentul de răsturnare dat de $S = 40 \text{ t}$. Se neglijează greutatea scheletului. Se admite (aproximativ) că stâlpii scheletului sunt articulați la bază.



6 Să se determine valoarea criteriului η_{11} pentru stâlpii parterului din efectul însumat al celor două acțiuni (gravitațională și seismică). Forța S acționează de la stânga la dreapta. (→)

2. Considerând cadrul spațial încastat în infrastructură și suprastructură (rezervor) să se traseze diagrama rigidității relative de nivel R pentru structura în ansamblu. Deschiderile de calcul se iau între axe:

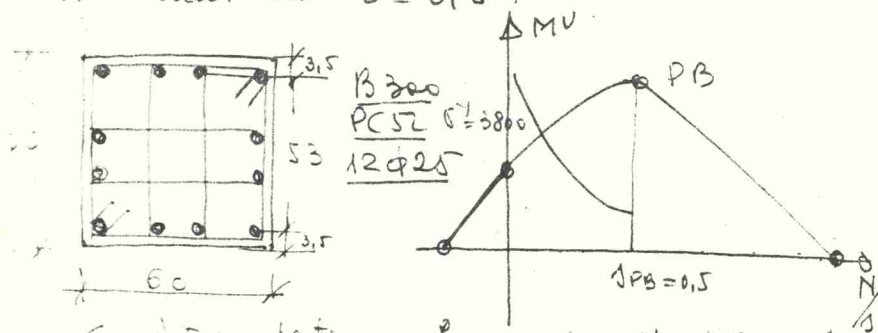
$$l_g = 6,0 \text{ m} ; l_{\frac{g}{2}} = 5,0 \text{ m}$$

$$\gamma_{\frac{1}{2}} = \frac{1 + 0,5 \beta}{1 + 2 \beta} \quad \gamma_{\frac{1}{4}} = \frac{1}{1 + 4 \beta}$$

3. Să se determine, în condițiile pet. 2 și cu aproximațiile admise pentru cadre la curs, deplasarea orizontală a structurii la $H = 40 \text{ m}$ din acțiunea forței seismice corespunzătoare $S = 40 \text{ t}$.

4. Să se traseze diagramele de forțe tăietoare și momente încovoitoare în stâlpi și grinzi în limitele ipotezelor simplificatoare admise la curs pentru structuri în cadre.

5. Stâlpii parterului fiind conformați ca în fig. să se traseze diagrama de interacțiune a secțiunii între în-
tinderea axială și compresia axială
 $M-N-D$; punctul de falăsură va
fi luat la $D=0,5$.



6. Să se determine capacitățile uti-
lizate la încoviere $M_u = m \times M$ ale celor
două categorii de stâlpi: (a) supraîncarcați
($N_g + N_d$) și (b) descarcați ($N_g - N_d$).

Să se verifice siguranța
stâlpilor la parter cu raportul:

$$C = \frac{M_u}{M_{seismic}}$$

Interpretare.

7. Să se determine momentele din
acțiunea S alternativă (S) în grinda
de peste parter.

Să se determine armătura longitu-
dinală în nodurile cadrului (superioară
și inferioară)

Să se determine armătura transver-
sală

Elemente de conformare pentru grinzi: ⑧

a) Armătura longitudinală

Otel PC52

Coef. siguranță $C=1,5$

Bară $\phi 25^{mm}$

b) Armătura transversală

Otel CB37

Coef. sig. $C=1,8$

Pașul etrierilor $a=10cm$

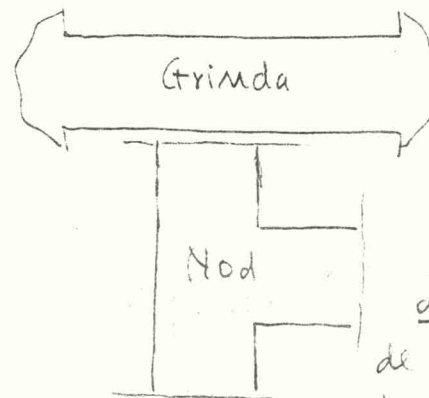
Numărul barelor

într-o secțiune



Momentele încov. și forțele tăietoare din
greutatea proprie a grinzii se neglijează.

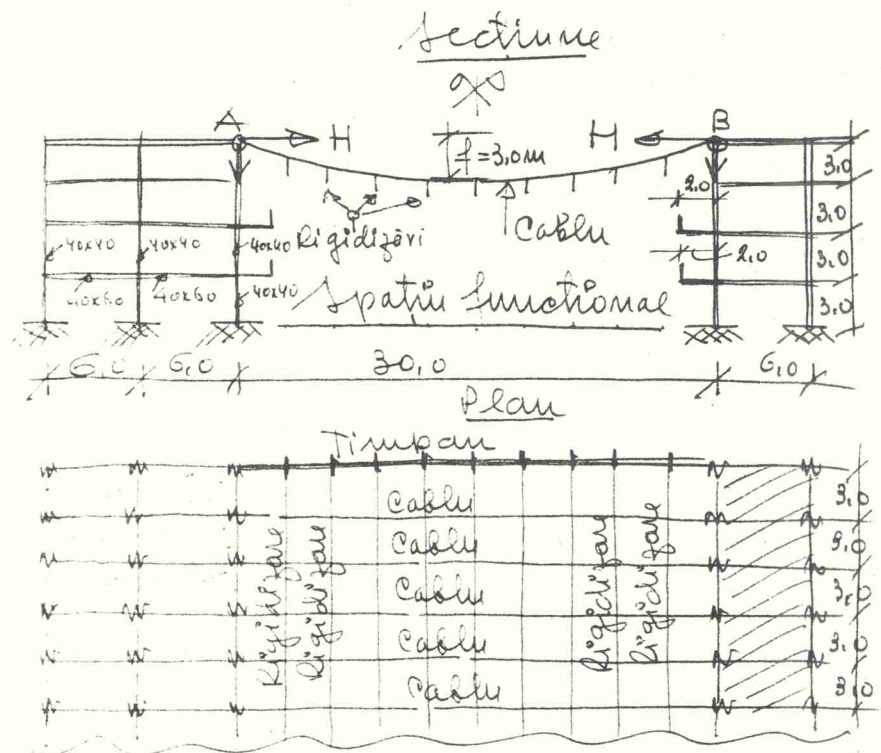
8. Să se schițeze detaliile de armare
pentru: grinda, stâlpul, nodul



9. Este rațională în capul
de lată geometria constantă
pe înălțimea structurii?
Interpretare.

• Aplicatie

⑨



Un spatiu functional de 900mp este mar-
ginit de doua corpuri etajate (P+3) in cadu-
ture din beton armat si este acoperit cu o
structura usoara din cabluri dispuse in
treptul cadrelor transversale si ancorate in
plasele teraselor.
Acoperisul fiind cu simpla curbura este
rigidizat longitudinal cu grinzii usoare

triangulate legate de timpanele mar-
ginale.

Incarcarea din greutatea proprie (cabluri,
rigidizari, chesoane usoare, izolari in-
zapezi) este aproximata la 350 kg/mp.

Elementele cadrelor:

= stilpi . . . 40x40

= grinzii . . . 40x60

= marca betonului . . . 200

1. Sa se traseze diagrama rigidi-
tatilor relative de nivel a struc-
turilor in cadre. Deschiderile de
calcul pentru stilpi si grinzii se
vor lua din axa in axa - respectiv
3.0m. pentru stilpi si 6.0m pentru
grinzii -

$$y_1 = \frac{1 + 0.5P}{1 + 2P}$$

$$y_2 = \frac{1}{1 + 4P}$$

2. Sa se determine componenta
orizontala H a efortului in
cableu in ipoteza incarcarii
maxime cu 350 kg/mp si
apropierea punctelor A si
B din aceasta actiune

3. Dispunem de următoarele sortimente de cabluri din sârme de S2P - de 5 mm .

12 $\phi 5 \text{ mm}$ 20 t în beton precomprimat

24 $\phi 5 \text{ mm}$ 40 t " "

36 $\phi 5 \text{ mm}$ 60 t " "

48 $\phi 5 \text{ mm}$ 80 t " "

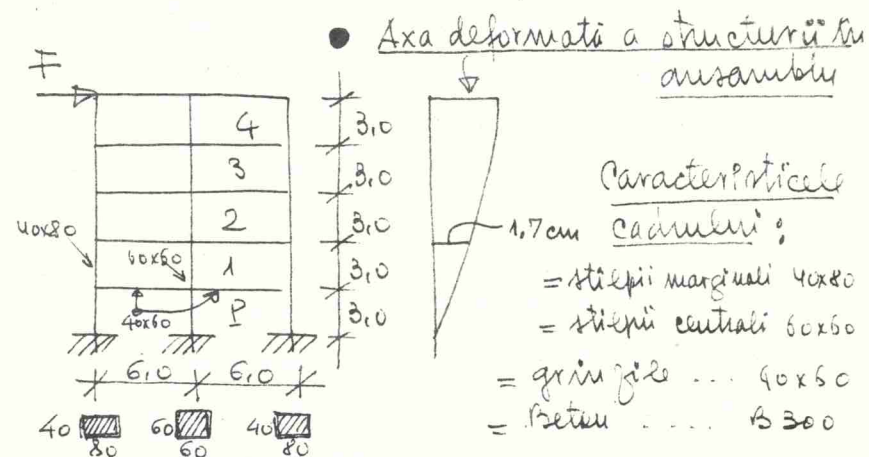
Care din aceste cabluri poate fi adoptat în mod adecvat în cazul de față?

Să se determine efortul de înfrângere selectiv în sârmele de S2P ($N \approx H$).

4. Să se traseze diagramele de forțe tăietoare și momente încovoietoare în stâlpi și grinzile cadrelor din acțiunea componentei H în limita apăsării matilor aduse la curs.

5. Considerind o încărcare uniform distribuită de $1,5 \text{ t/m}$ la toate etajele să se compare criteriile "S" pentru stâlpi marginali (interiori și exteriori). Stâlpi interiori (spre spațiul funcțional) se încarcă în plus din consolele de $2,0 \text{ m}$ din componenta verticală a efortului din cablul acoperșului interior.

Spicuri din lucrările scrise date în cursul anului 1979-80 pentru anul III



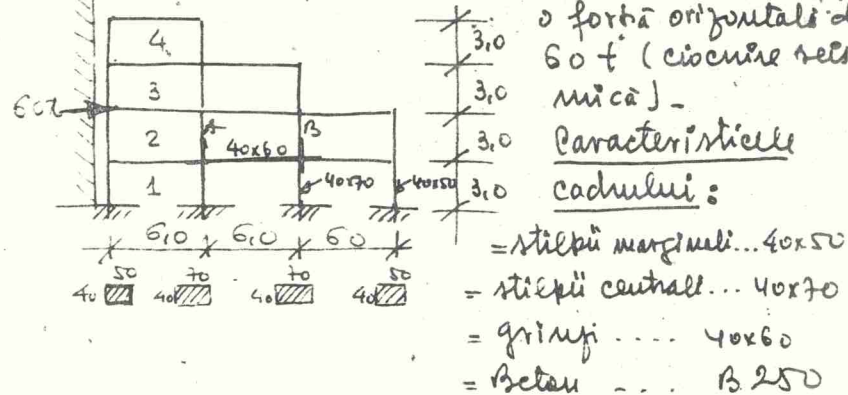
= Să se determine forța orizontală F astfel încât deplasarea absolută la nivelul 2 (pentru etajul 1) să fie $\Delta_2 = 1,7 \text{ cm}$.

$$\gamma \frac{1}{\Delta} = \frac{1 + 0,5F}{1 + 2F} \quad \gamma \frac{1}{\Delta} = \frac{1}{1 + 4F}$$

= Să se traseze diagramele de forțe tăietoare și momente încovoietoare în stâlpi și grinzile cadrelor din acțiunea forței F .

13

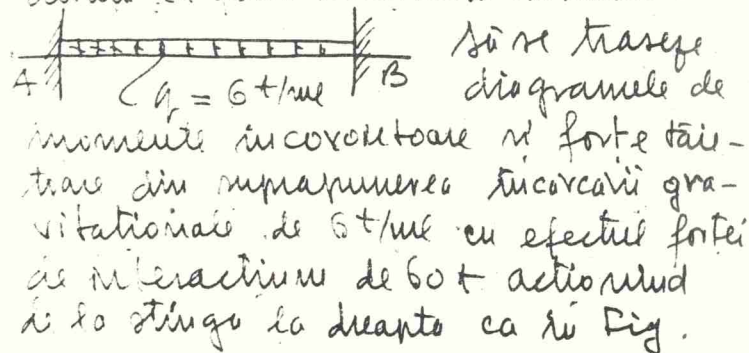
- Dintr-o eroare de execuție planșeul peste nivelul 2 a fost legat monolit de structura învecinată. Din interacțiunea celor două structuri pe durata unui cutremur is marea o forță orizontală de 60 t (ciocniră seismică).



Forța de interacțiune de 60t se referă la un cadru.

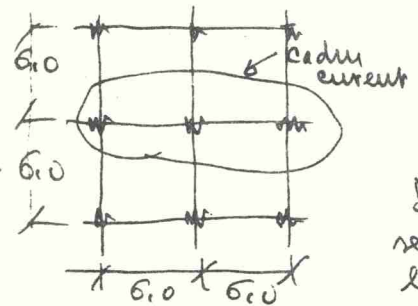
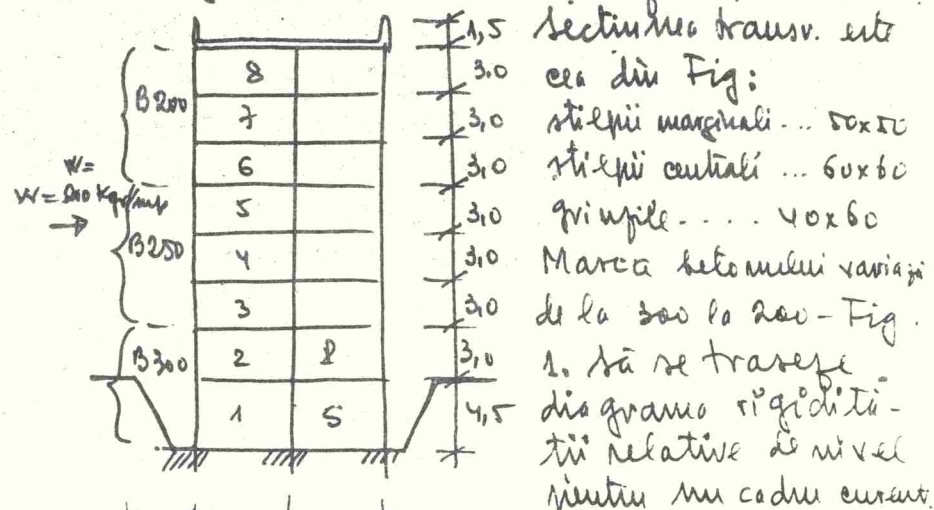
= Să se analizeze efectul acestei ciocniri cu deplasări și eforturi (momente și forțe tăietoare) în limitele ipotezelor simplificatoare, admise la curs.

= Se ia în studiu grinda AB considerată ca fiind încastată în noduri.



14

- O clădire în cadru pur 6,0x6,0 este concepută cu geometrie constantă și rezistență variabilă.

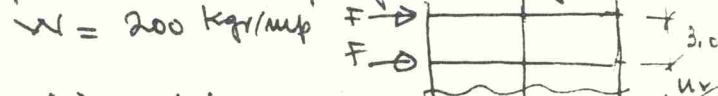


$$I_{\text{rel}} = \frac{1 + 0.55}{1 + 2.5}$$

$$I_{\text{rel}} = \frac{1}{1 + 4.5}$$

Derivarea de calcul se vor lua în calcul $l_g = 6.0$; $h_s = 4.5$ sau 3.0

2. Să se determine forțele aferente de nivel unui cadru curent considerând pentru acțiunea vântului o presiune de suprafață uniform distribuită



3. Să se determine săgeata maximă la nivelul terasei și să se verifice criteriul rigidității statice la vînt:

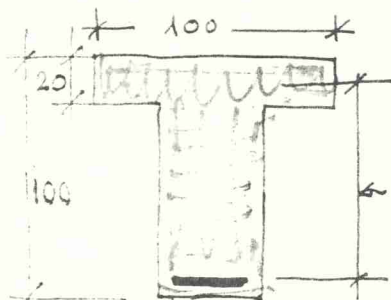
$$C_w = \frac{U_v}{H} \leq \frac{1}{200}$$

Se consideră schema structurii unei clădiri multifuncționale ca în Fig.

1(1,5p). Să se aprecieze criteriul arhitectural al zveltetei $\lambda = (\frac{L}{h})$ pentru următoarele Variante de soluționare:

- G1: (1) Grindă din beton armat
- G2: (1) Grindă din beton precomprimat
(2) Grindă cu inimă plină din oțel
(3) Grindă triangulată (cu zăbrele) din oțel.
- G3: (1) Structură triangulată din oțel
(2) Structură triangulată din beton precomprimat.

2(1,5p). Să se determine armătura longitudinală pentru grindă din beton armat G1 având secțiunea ca în Fig.



Coef. de siguranță;

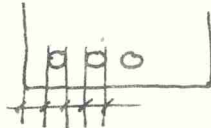
$$C = 1,8$$

Oțel $\psi C 60$:

$$\sigma_Y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

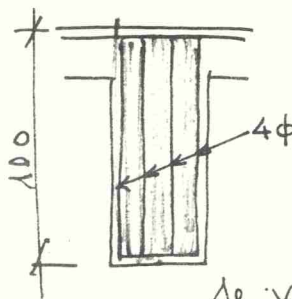
$$Z = \text{bratul de pirghie al forțelor interioare} \approx 100 - \frac{20}{2} - 5 = 85 \text{ cm.}$$

Se vor folosi bare $\phi 25 \text{ mm}$.
Se va indica dispozitia barelor în detaliu



(17)

3(2p). Să se dimensioneze etrierii în zona reazemelor considerind pasul $a = 12,5$,



oțel moale OB 37 și 4ϕ în secțiune (ca în Fig).

Coeficientul de siguranță pentru forța tăietoare va fi luat $c = 2,2$:

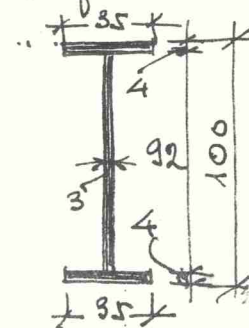
$$Q^u = c \times Q_{EXPL.}$$

Se vor folosi metodele aproximative:

$$a) A_e = \alpha \frac{Q^u}{n}$$

$$b) \frac{1}{3} Q^u \rightarrow \text{pentru beton}; \frac{2}{3} Q^u \text{ pentru arm.} \text{ (numai etrieri)}$$

4(2p). Să se verifice G2 la rezistență în ipoteza unei secțiuni cu inimă plină ca în Fig.



$$\sigma_{adm} = 1600 \text{ kgf/cm}^2$$

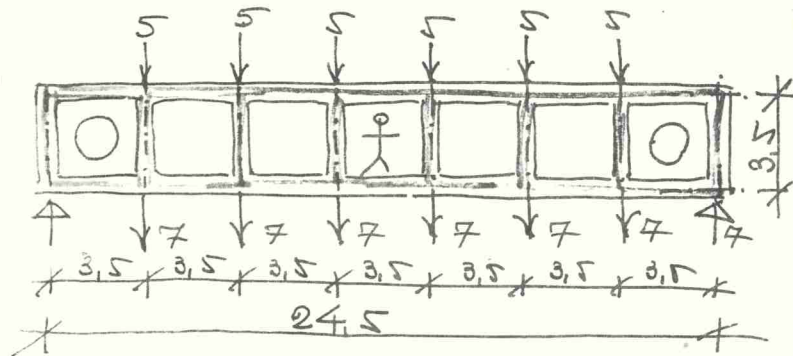
$$\sigma_{ef}^{max} = ?$$

5(2p). Să se determine săgeata maximă a grinzii G2 și să se exprime criteriul rigidității statice:

$$C_R = \left(\frac{f}{e}\right) = \frac{1}{k_0} \quad k_0 = ?$$

6(1p). Să se propună pentru G3 un arc parabolic cu tirant cu o platitudine convenabilă. Să se determine aproximativ efortul H din tirant și numărul de cabluri $12\phi 5 \text{ mm}$ necesar pentru preluarea acestui efort.

(18)



1(2p). O sală de spectacole de 24,5m deschidere este acoperită cu un etaj tehnic-funcțional. Acest etaj este solutionat ca o grindă Vierundel încărcată cu st și respectiv 7t în noduri (Fig.).

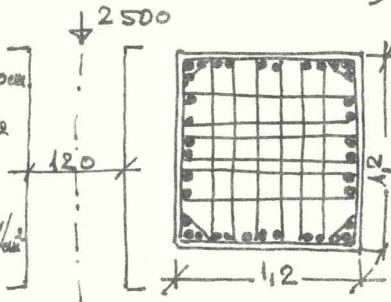
- Să se determine eforturile $M, N, Q(L)$ și să se indice zonele sensibile ale acestei structuri.

2(2p). Un stâlp central de stație-METRO este încărcat în exploatare cu 2500t (Fig.). Stâlpul este realizat din B500 ($R_c = 0,7 \times 500 = 350$)

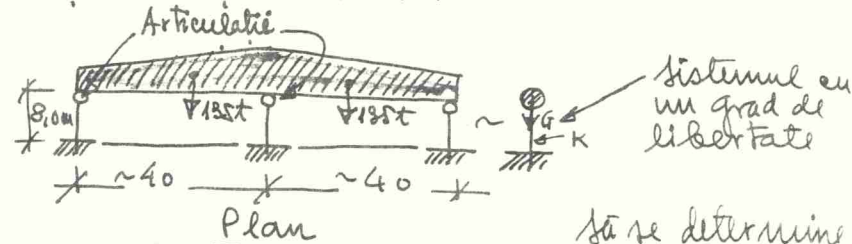
Armarea longitudinală: 36 $\phi 30$

Armarea transversală: grile $\phi 14/100$ mm

- Să se determine sarcina de cupere din compresie cu luarea în considerare a efectului pretăru ($\sigma_f = 30 \text{ kg/cm}^2$, formula "Belincois").

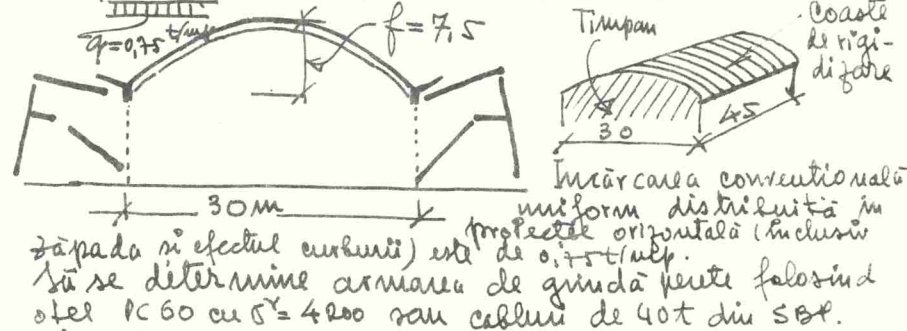


3(3p). O hală de expoziții cu două deschideri de c-ca 40m are stâlpi de 8m înălțime. Stâlpii sunt realizați din B300 ($E_s = 18000 \sqrt{300} \approx 300000 \text{ kg/cm}^2$) și au secțiunea de 70x70.



Să se determine perioada proprie de vibrație $T \text{ sec.}$ Structura se asimilează din pct. de vedere dinamic cu un sistem cu un grad de libertate iar calculul se face aproximativ pentru o bară.

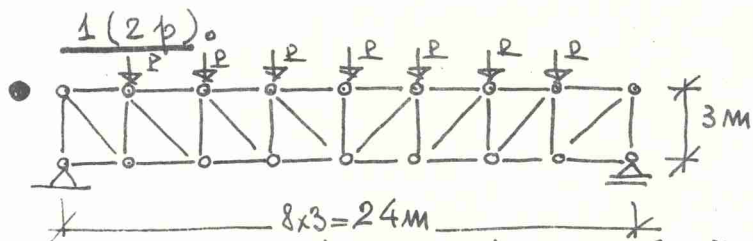
4(3p). O sală de sporturi de capacitate medie are planul liber de 30x45m și este acoperită cu un cilindru mediu arciud $f = 7.5 \text{ m}$ (Fig) și două structuri independente pentru accese, tribune, anexe, etc.



Încărcarea convențională uniform distribuită în proiectele orizontale (inclusiv zăpada și efectul curenților) este de $0,75 \text{ t/m}^2$. Să se determine armarea de grindă pentru folosind oțel PC60 cu $\sigma_s = 4200$ sau cabluri de 40t din SSt.

Anul IV. Septembrie 1980

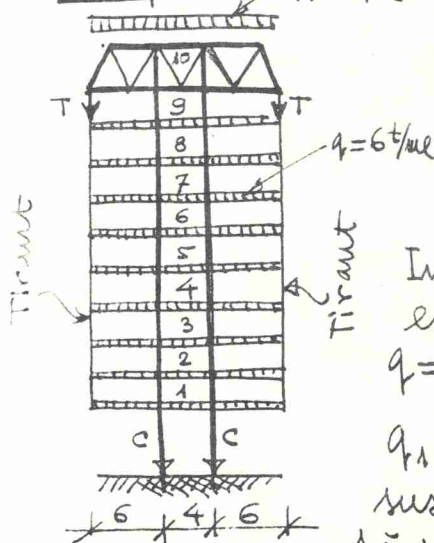
(21)



Să se marcheze pe schema grinzii triangulate din Fig. cu "c", "t" și "o" barele compresionate, întinse și cu efort nul.

2(2p). Considerând $P = 6t$ să se determine eforturile în barele marcate cu semnul II. Ce se poate spune despre aceste eforturi.

3(2p). $q_1 = 9t/m$



Se ia în studiu o travee de structură etajată cu fatadă suspendată. Tirantii sunt realizați din profile laminate.

Încărcările transformate echivalente sunt:

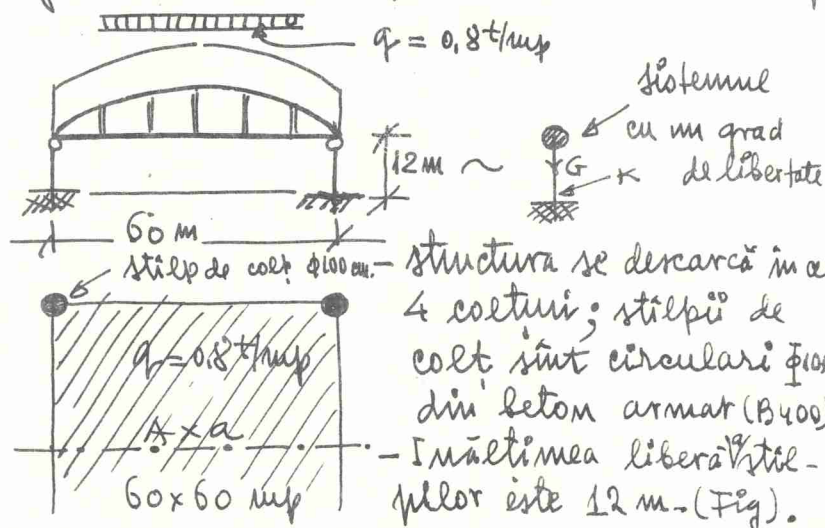
$q = 6t/m$ la etajele curente (1-9)

$q_1 = 9t/m$ la nivelul de suspendare (10).

Să se determine eforturile maxime: T (întindere) în tiranți, c (compresie) în stâlpi parterului.

(22)

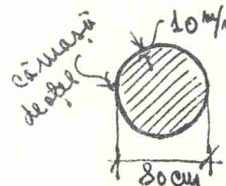
4(2p). O cupolă sectionată pe contur de tip Sala Palatului RSR (Sala Congreselor) are în plan $60 \times 60 = 3600m^2$.



structura se descarcă în cele 4 colturi; stâlpi de colt sunt circulari $\Phi 100$ din beton armat (B400). Înălțimea liberă a stâlpilor este 12m. (Fig).

- Încărcarea convențională uniform distribuită în proiecție orizontală este $q = 0.8t/m^2$. Să se determine perioada de vibrație proprie T sec. asimilând structura cu un sistem dinamic cu un grad de libertate (Fig).

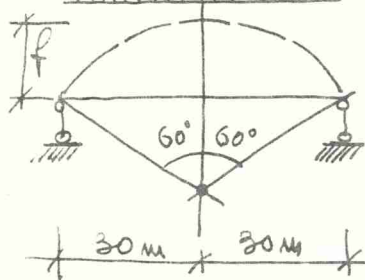
5(2p). Stâlpi de colț $\Phi 100$ marca 400 se înlocuiesc cu stâlpi $\Phi 80$ cu fretați cu o câmară de oțel de $10m^2/m$ cu $\sigma_y = 2400 kg/cm^2$. $R_c = 0.7 \times 100 = 280$ (acoperitor).



Să se determine sarcina de rupere din compresie centrică cu luarea în considerare a efectului de fretare (formula "Illinois").

Anul IV, Iunie 1980

(23)



1 (2p). O cupolă, soluționată în calotă sferică cu 60m deschidere liberă este rezemată pe întregul contur. Deschiderea unghiulară în raport cu centrul sferei este de $2 \times 60^\circ$ (Fig). Încărcarea transformată în proiecție orizontală este de 0.75 t/m în care este inclusă greutatea proprie, rigidizarea, racordările, izolațiile și zăpada conform normelor.

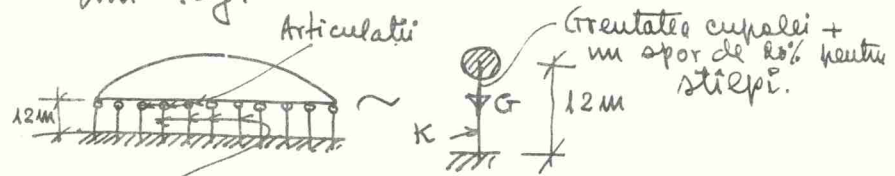
Să se determine platitudinea $\Pi = \left(\frac{f}{60}\right)$ și eforturile de membrană N (meridian) și S (paralel) între cheie și naștere (diagrame).

2 (2p). La problema de la pct. 1 să se determine efortul din "tirantul" inelar și să se stabilească numărul de cabluri de 40t ($24 \phi 5 \text{ mm SBR}$) pentru preluarea acestui efort prin precomprimarea zonei inferioare.

Se va schita inelul de rigidizare a conturului și se vor poziționa aproximativ cablurile

3 (3p). Se consideră schema dinamică din Fig.

(24)



20 stâlpi circulari $\phi 80 \text{ cm}$ cu $M_B 300$.

Să se determine perioada proprie de vibrație $T \text{ sec}$.

Cum se modifică perioada dacă stâlpul este încadrat la ambele capete.

4 (4p). Să se schiteze o soluție arhitecturală de legare a cupolei de infrastructură (altă decât cu stâlpi des verticali).

5 (2p). Stâlpi circulari se fretază cu armături transversale echivalente cu un efort radial $\sigma_f = \text{virsta } \sigma_c$ (virsta studentului).

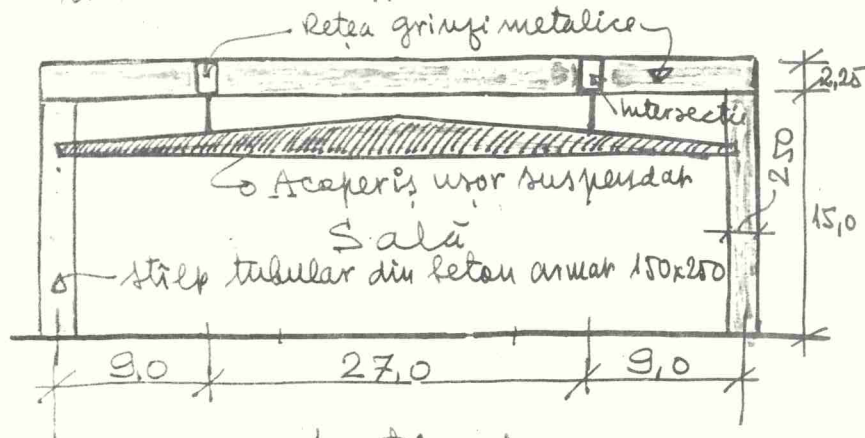
Să se determine sporul de marea datorat fretării (marca inițială este 300). Formula scoli din Illinois se va aplica rezistenței cilindrice $R_c = 0.7 R_{\text{sub}} (\text{acoperit})$.

Să se determine capacitatea stâlpilor fretați la compresie centrică dacă se armorează cu $20 \phi 20$, $R_c 52$ ($\sigma_c = 3800$)

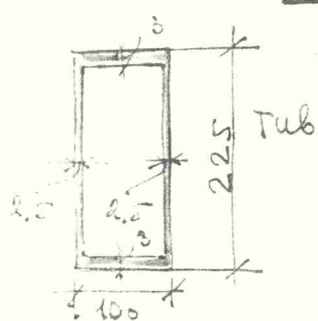
Anul IV. Iunie 1980

(25)

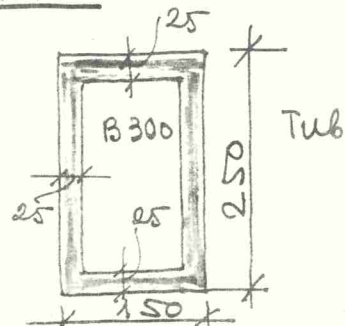
- O sală de sporturi de $45 \times 45 \text{ m}$ este acoperită cu o structură principală aparentă și un acoperiș ușor suspendat. Structura principală este constituită din 4 grinzii metalice de 100×225 dispuse în rețea și 8 stiepi tubulari din beton armat de 150×250 .



Secțiuni



Grinda metalică

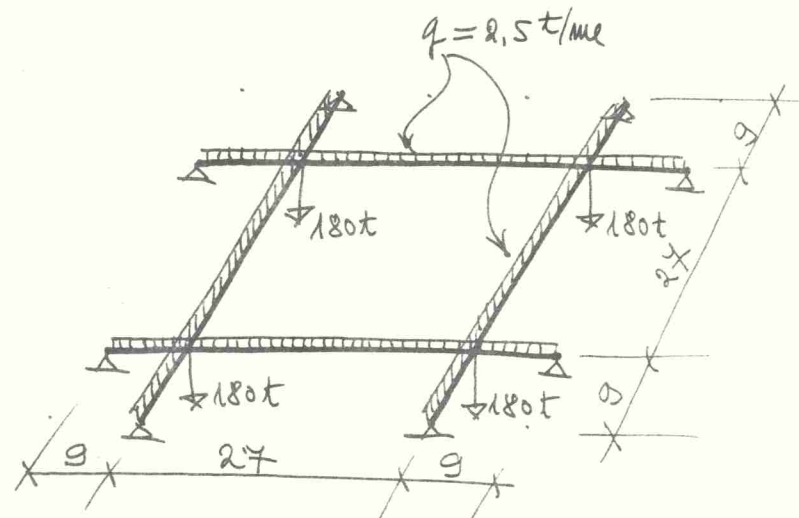


Grinda de beton armat

Schema statică

(26)

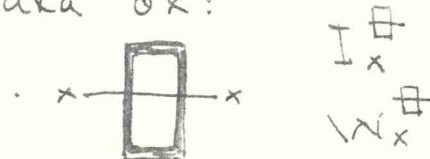
Rețeaua grinzilor principale



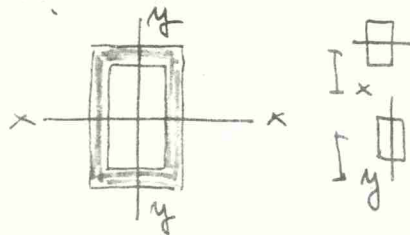
Încărcarea distribuită ... $q = 2,5 \text{ t/m}$
Încărcări concentrate ... 180 t
(în noduri)

1 (2p). Să se determine diagramele eforturilor sectionale M și Q pentru o grindă principală a rețelei.

2 (2p). Să se determine momentul de inerție și modulul de rezistență al secțiunii grinzii tubulare în raport cu axa Ox :



27) Să se determine momentele de inerție în raport cu axele principale ale secțiunii tubulare din beton armat



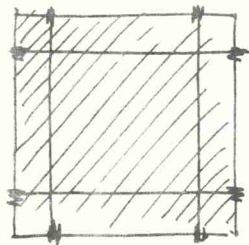
3 (2p) Să se determine momentul capabil al grinzii metalice considerind $\sigma_{adm} = 1500 \text{ kg/cm}^2$ Să se determine raportul:

$$\rho = \frac{M_{max}}{M_{cap}}$$

4 (2p) Să se determine perioada proprie de vibrație a structurii admitind un sistem dinamic simplu, cu un grad de libertate.

Creșterea întregului sistem de acoperire

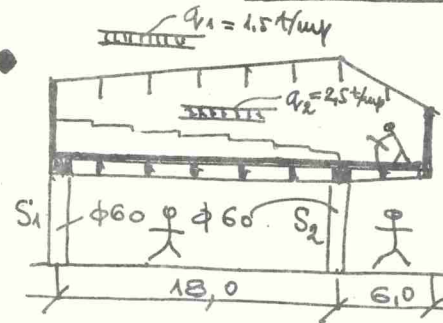
4 stâlpi □ + 4 stiepi □



5 (2p) Să se schiteze o perspectivă arhitecturală corectă a structurii (inclusiv acoperișul suspendat).

Anul IV. Iunie 1980

28



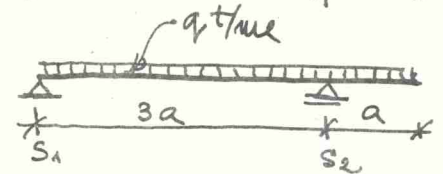
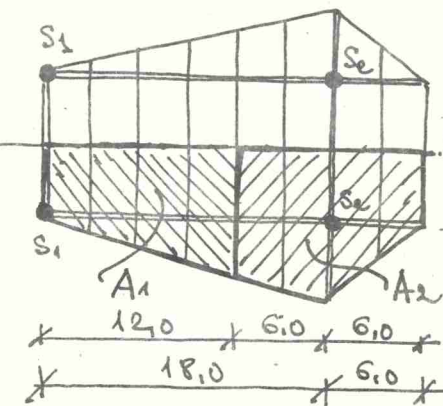
Un amfiteatru diafragmat pe contur este realizat cu "pater liber" și canale ca în Fig.

Încărcarea terasei în proiectie este $q_1 = 4.5 \text{ t/m}^2$

iar a plasei este funcțional este $q_2 = 2.5 \text{ t/m}^2$

În q_1 și q_2 sunt cuprinse toate încărcările (măsur, utilă, pături, etc)

1 (2p) Să se determine încărcările axiale (D_1 și D_2) în stâlpii S_1 și S_2 pe principiul arilor aferente; arile A_1 și A_2 sunt definite în Fig.

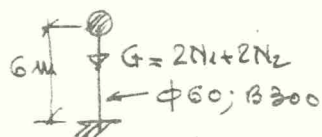


2 (2p) Să se schiteze fără valori și calcule diagramele de moment încovoletor și forță tăietoare în grinda principală "S1-S2-coură" considerind că este încărcată cu o sarcină echivalentă uniform distribuită ca în Fig.

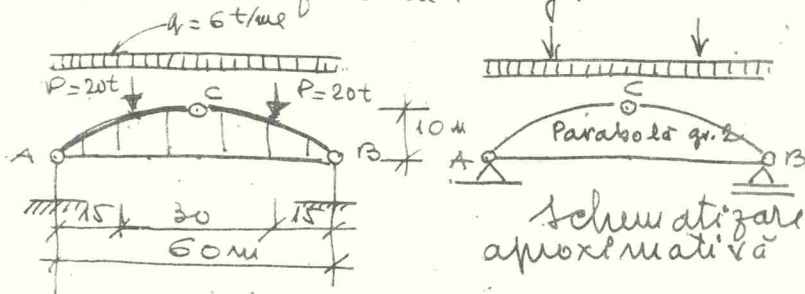
(29)

3(1p). Să se determine efortul "s" în cei doi stâlpi (s_1 și s_2) $\phi 60$ cm considerând că sunt realizați din B 300 ($R_c = 0,8 \times 300 = 240$).

4(2p). Să se determine perioada proprie de vibrație a structurii amfiteatrului considerind o schemă dinamică de sistem cu un grad de libertate (Fig).



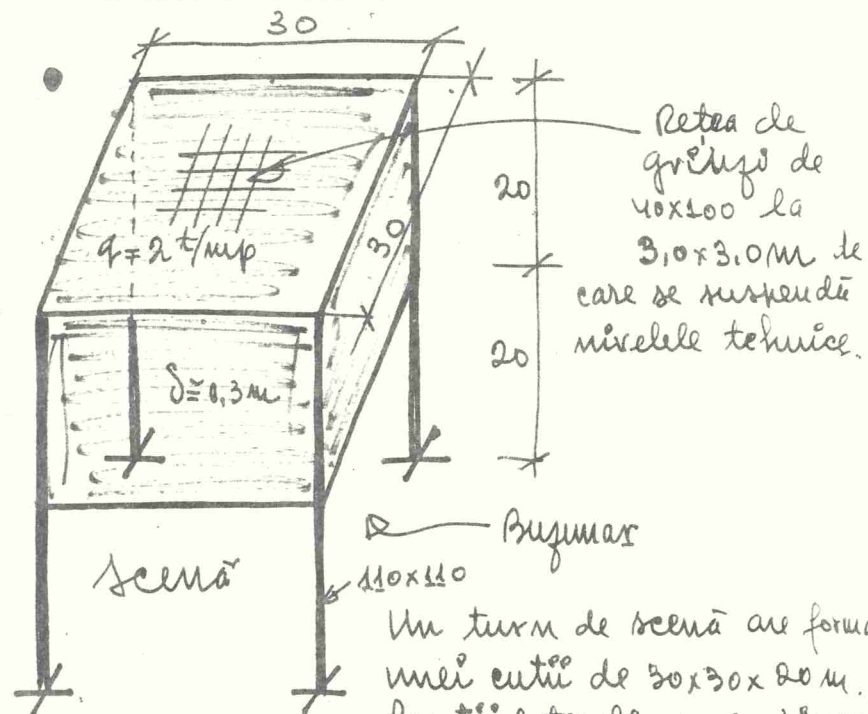
5(3p). Un arc cu tirant este acționat de o încărcare uniform distribuită $q = 6 \text{ t/m}$ și două sarcini concentrate $P = 20 \text{ t}$ aplicate la 15 m. de reazeme ca în Fig.



Să se determine efortul din tirant (se va egala cu zero momentul de grindă în c).
Întrebare facultativă. Să se determine momentul încovoietor în dreptul forțelor concentrate P. Axa arcului este o parabolă de gradul 2.

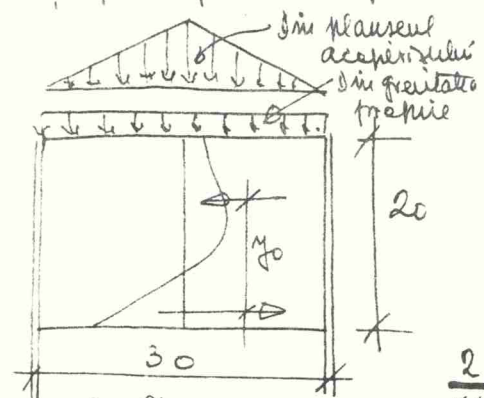
Anul IV. Iunie 1980

(30)



Un turn de scenă are forma unei cutii de $30 \times 30 \times 60 \text{ m}$. Peretii laterali au grosimea medie de 30 cm în care sunt incluse și finisajele cu suportul lor și izolațiile termice ($\gamma_{\text{mediu}} = 2,4 \text{ t/mc}$). Plăuseul acoperii sului este realizat dintr-o rețea de grinzi de 40×100 dispuse din $3,0$ în $3,0 \text{ m}$. Greutatea plăuseului inclusiv terasa și cele două niveluri tehnice este de 2 t/m^2 (uniform distribuită). Stâlpii turnului au secțiunea de $110 \times 110 \text{ cm}$ și sunt realizați din beton marca 400.

1 (2p). Să se determine armătura longitudinală în grinzile-pereti care definesc turnul din greutate proprie și planșeul acoperișului



Schemă de calcul: simplu rezemare
 Bratul de perete: $l_0 = 0,65 \times 20$
 Coef. de siguranță: $\gamma_0 = 1,8$
 Oțel: PC 52 ($\sigma_s = 3800$)
 Baze: $\phi 30 \text{ m/m}$

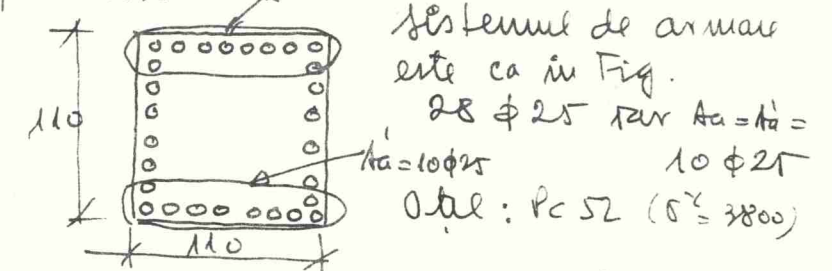
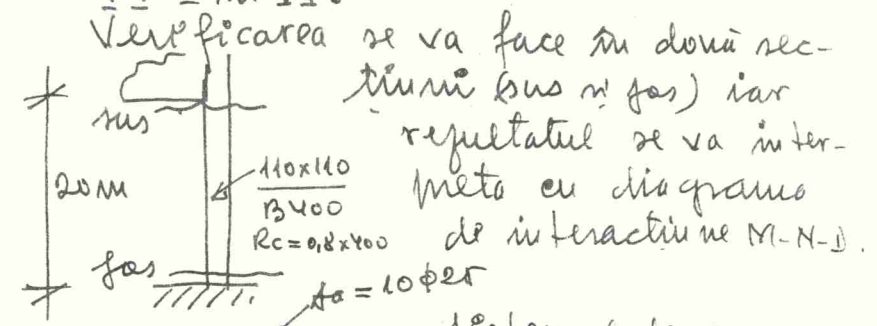
2 (2p). Să se determine armătura longitudinală în centrul ale rețelei planșeului de acoperiș (40×100 din $3,0$ în $3,0 \text{ m}$). Se asimilează rețeaua cu o placă pătrată ^{proprie} rezemată pe centur, încărcată cu o sarcină uniform distribuită $q = 2 \text{ t/m}^2$

$M_{\max} = \frac{q l^2}{30}$ în loc de $\frac{q l^2}{24}$ pentru a ține seama de efectul favorabil al încadrării parțiale pe centur.

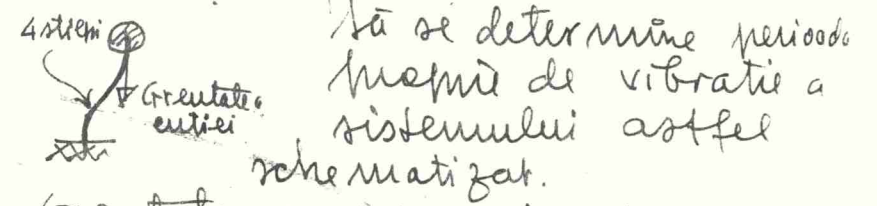
Se va folosi același oțel și coef. de siguranță ca la pct. 1.

3 (2p). Să se determine valoarea criteriului "s" la baza stîlpilor (inclusiv greutatea proprie) - $R_c = 0,8$ din mărca betonului.

4 (2p). Să se determine capacitatea stîlpului la încovoiere cu compresie aplicînd formula simplificată $M^u = m M$.



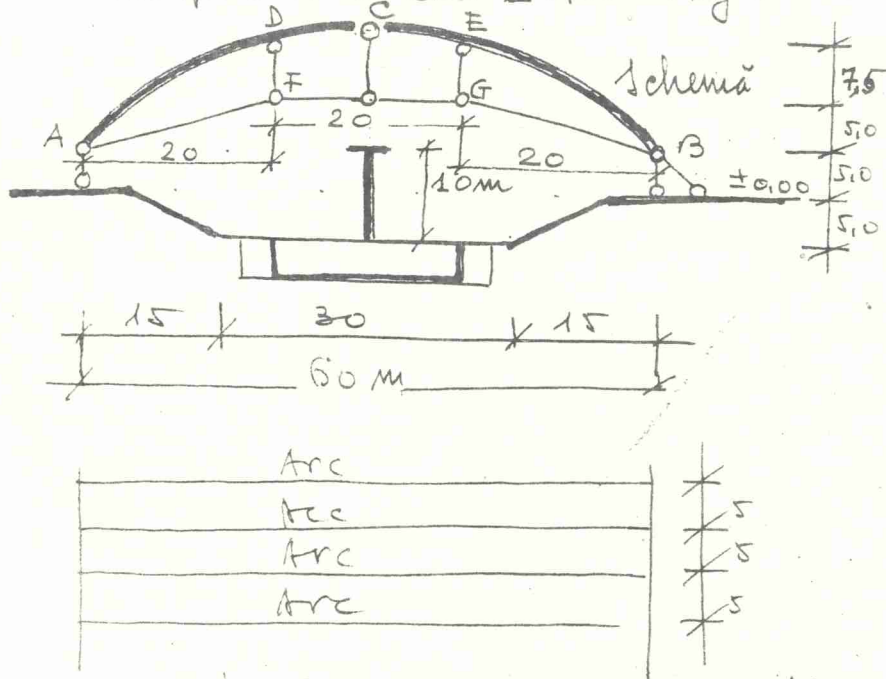
5 (2p). Se asimilează structura turnului cu un sistem dinamic simplu cu un grad de libertate încadrat sus și jos (în repartitură și în fastuctură).



Greutatea proprie a stîlpilor se neglijează -

33

• Un bazin olimpic este acoperit cu o structură din arce de lemn lamelar (încliat). Pentru a asigura înălțimea necesară săriturilor de la 10 m, tirantul este frânt iar bazinul este dispus sub cota $\pm 0,00$ - Fig.



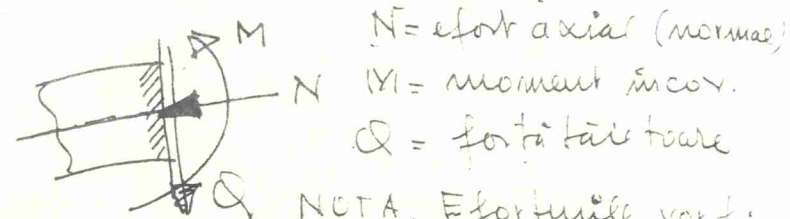
Încărcarea pe mp. de proiecție orizontală: $q = 300 \text{ Kgr/mp}$ (în care este cuprinsă și zapada).

1. Să se determine efortul de întindere din tirantul frânt în porțiunea orizontală FG și în porțiunile înclinate (AF și GB). Să se dimensioneze și

34

tirantul folosind bare de otel-beton $\phi 25$ din OB 37 cu rezistență admisibilă de $1500-1600 \text{ Kgr/cm}^2$.

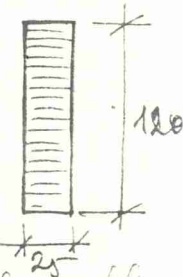
2. Arcul fiind parabolic să se determine eforturile în secțiunea D:



NOTA. Eforturile vor fi determinate în dreptul montanților DF.

3. Secțiunea arcului fiind 25×120 să se verifice rezistența la compresie cu încovoiere.

Rezistența admisibilă la încovoiere este de 120 Kgr/cm^2

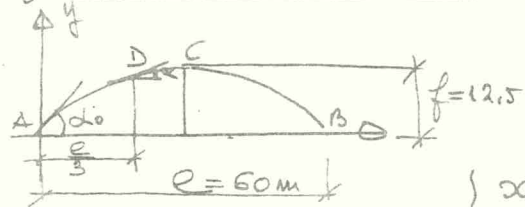


4. Există un pericol de flambaj? Dacă da, cum poate fi prevenit.

Schemă de rigidizare.

Solution

a) Geometria structurii.



$$y = Ax^2 + Bx + C \quad \left\{ \begin{array}{l} x=0 \rightarrow y=0 \\ x=e \rightarrow y=0 \\ x=\frac{e}{2} \rightarrow y=f \end{array} \right.$$

- Ordonata în dreptul secțiunii "D".

$$\frac{1}{\sqrt{2}} = \frac{1}{\sqrt{2}}$$

— Inclinarea secțiunii —

$$\log x = \frac{4}{3} \left(\frac{f}{e} \right) = \frac{4}{3} \cdot \pi$$

$$\sin \alpha = 0,2676; \cos \alpha = 0,9635$$

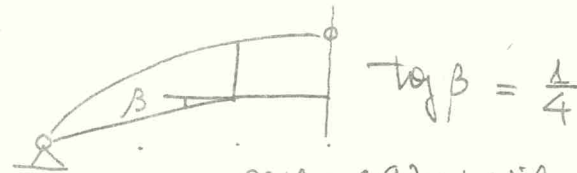
- Indirizzo lo mastere

$$\tan \alpha_0 = 4\pi$$

$$\sin \alpha_0 = 0,6402 \quad ; \quad \cos \alpha_0 = 0,7682$$

(35)

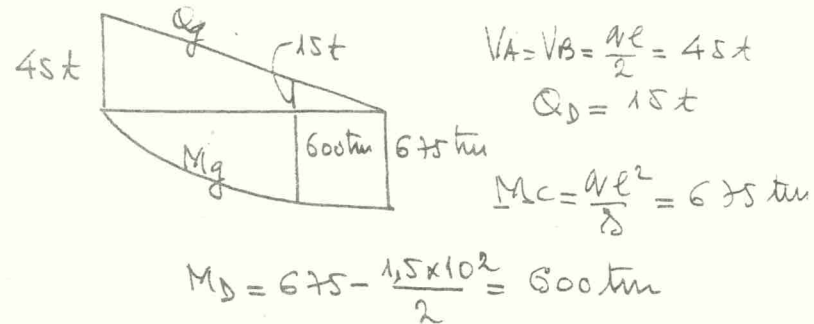
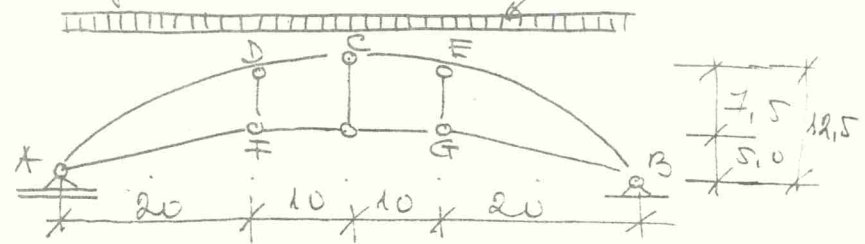
(36)



$$\cos \beta = 0.9701; \sin \beta = 0.2425$$

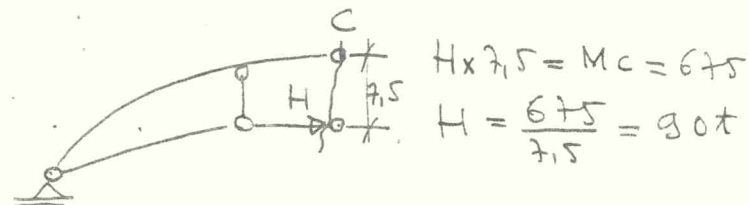
b) Schema de calcul și eforturile în grinda asociată - $q = 5 \times 0,3 = 1,5 \text{ kN/m}$

$$q_r = 5 \times 0,3 = 1,5 \text{ t/m}$$



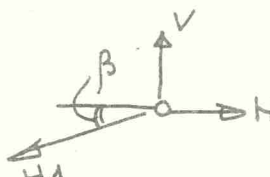
c) Eforturi în tirant^o n^o montană.

= Tirantul FG



(87)

= Tirantii AF si GB. Montantii DF si EG



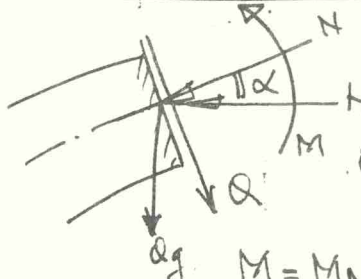
$$H_1 = \frac{H}{\cos \beta} = \frac{90}{0,9701} \approx 93 \text{ t}$$

$$V = H \tan \beta = \frac{90}{4} = 22,5 \text{ t}$$

d) Dimensionarea tirantului frunt.

$$\Delta t = \frac{93000}{1500-1600} = (62-58) \text{ cm}^2$$

12 ϕ 25 mm din OB 37e) Eforturile în secțiunea D a arcului



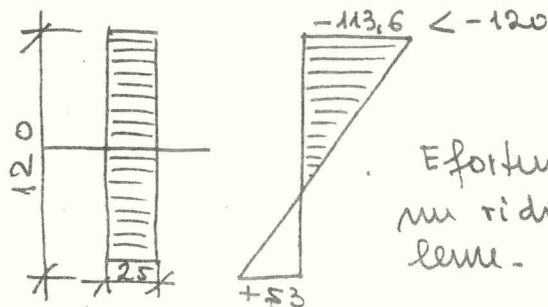
$$N = Q_g \sin \alpha + H \cos \alpha = 15 \times 0,2676 + 90 \times 0,9635 \approx 91 \text{ t}$$

$$Q = Q_g \cos \alpha - H \sin \alpha = 15 \times 0,9635 - 90 \times 0,2676 \approx -10 \text{ t}$$

$$M = M_D - H \left(\frac{8}{9} l - 5 \right) = 600 - 550 = 50 \text{ tm}$$

f) Eforturi unitare $\sigma_{\max/\min}$ în secțiunea D

$$\sigma_{\max/\min} = - \frac{91000}{25 \times 120} \pm \frac{5000000 \times 6}{25 \times 120^2} = -30,3 \pm 83,3$$

Eforturile B
nu ridică prob-
leme.

AC

