V·OS

Ing arch Zdeněk Spáček ŘEDITEL ÚSTAVU	Ing arch Lad. Gvozdek NÁMĚSTEK ŘEDITELE
Ing arch Jan Chvátek VEDOUCÍ ATELIERU 5	Ing arch Břet. Slezka ZODP. PROJEKT. ÚKOLU

GENERÁLNÍ PROJEKTANT:
KRAJSKÝ PROJEKTOVÝ ÚSTAV · OSTRAVA
GESTOR: POZEMNÍ STAVBY NÁRODNÍ PODNIK, OSTRAVA
OBJEDNATEL: SEVEROMORAVSKÝ KRAJSKÝ NÁRODNÍ VÝBOR V OSTRAVĚ

Ar	ARCHITEKTONICKÝ PROJEKT:
Ing arch. Břetislav Slezka · J. Krejčí	
TECHNICKÁ KONTROLA: ING JIŘÍ KUDELA	20.4.65
Ko	KONSTRUKTIVNÍ PROJEKT:
Ing Josef Skokan · Jaroslav Kubela	
TECHNICKÁ KONTROLA: ING JIŘÍ KUDELA	20.4.65

STATICKÝ VÝPOČET

Nr. 54

SVAZEK 5

Obsah:

Celkem 176 listů a 3 tab.

KPÚ OSTRAVA

Z. Č.

Technická zpráva

3 listy

TECHNICKÁ ZPRÁVA

k projektu konstrukce a stat.výpočtu V - OS.

Vrchní stavba:

Základní koncepce konstrukce věžového domu V-OS byla z projektu věžového domu OS 63 zpracovaného autorem konstru Ing.Vránou. Obecné zásady konstrukce a montáže domu jsou shod Konstrukce vrchní stavby je navržena ve dvojí technologii:

a) do taženého bednění monoliticky betonované schodišťové jádro a do kapes vynechaných ve schod.jádře monoliticky prováděné podesty

b) vně schod.jádra je stavba navržena jako montovaný skelet z prefabrikovaných pilířů a průvlaků. Na průvlaky jsou kladeny stropní panely 6,0 m dlouhé, předpínané elektroohřevem dle celostátního typu 120 cm široké a zálivkové panely 60 cm široké.

Schodišťové jádro:

Monolitické do taženého bednění. Ohraničuje prostor schodiště s podestami a výtahy. Podesty rovněž monolitické se budují současně s tažením jádra.

Monolitickou šachtu schodišťového jádra ukončuje nad 12.N.P. konstrukce podlahy strojovny. Strojovnu nesou v podélném směru půdorysu jádra dva trámy uložené na kratších stěnách jádra. Trámy (TV1, TV2) nesou vlastní desky podlahy strojovny výtahu (DV1 + 3). Konstrukce strojovny výtahu je navržena jako montovaná na podestové desce posledního N.P.

Schodišťová ramena jsou montovaná z ocelových plochých schodnic, mezi ně se ukládají stupně bez podstupnic, železobetonové. Prvky schodiště jsou navrženy ve váze vyhovující ruční montáži.

Konstrukce jádra je navržena ve spodních podlažích z betonu 250 s nosnou výztuží z ocelí 10300, dále z bet.250 s konstr.výztuží a výše z betonu 170 s konstr.výztuží. Tloušťka stěn 20 cm s tolerancí - 0; + 3 cm s podmínkou dodržet vnitřní světlost s přesností ± 1 cm a svislost ± 2 cm.

U objektu 16 n.p. je schod.jádro 1.PP a 1.NP navrženo z betonu 330 s výztuží 2,5%.

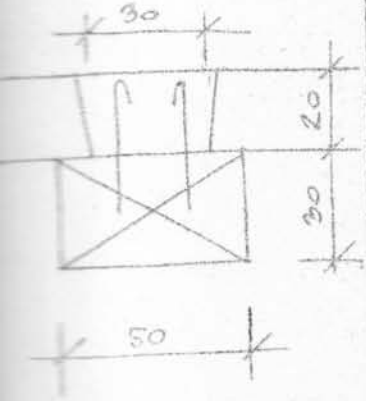
Montovaný skelet je navržen z tyčových prvků kloubově spojovaných.

Staticky tedy působí skelet pouze svislými silami, ohybové

momenty nepřenáší. Vodorovné síly se přenášejí stropní cestou do schodišťového jádra.

Stropnice jsou popsány výše.

Průvlaky jsou navrženy prefabrikované průřezu 50/30 cm. Z horního líce tohoto průřezu vyčnívají třmínky. Po uložení stropních panelů, armovacích košů zálivek se zabetonují betonem 250 a spolupůsobí pak s profilem průvlaku na výšku 50 cm a dále zmonolitňují stropní desku ve vodorovném směru. Průvlaky i dobetonávky z bet. 250.



K vyvážení obvódového pláště v průčelních stěnách se použije prefabrikovaných ztužidel 30/50 cm. Ztužidlo se ukládá na konzolku průvlaků, kolmo na průvlaky. Ztužidlo je také navrženo z bet.250 se zázubením, které spolu se zazubením ve stropním panelu PPD-312C vytvoří profil pro uložení arm.košů a zálivky opět z bet.250.

Zálivky jsou prováděny bez nároků na bednění.

Pilíře jsou navrženy o jednotném rozměru 40/60 z betonu 330 s ocelí 10300. Armatura je navržena ve dvou variantách: minimální a maximální. U 16ti podlažního se pilíře suterénu a podchozího přízemí provedou v půdorysných rozměrech 50/70 z betonu 330 a výztuží 2,5%. Z hlavy pilíře vyčnívá trn, na který se nasazuje průvlak otvorem. Otvor se zabetonuje. Pro montáž je navržen otvor.

Balkony jsou navrženy jako montované. Deska konzoly balkonu je uložena na průvlaku štítové stěny. Z desky vyčnívá výztuž, která konzolu kotví do zálivky popsané ve stati o průvlacích. Zálivka opět provedena z betonu 250. Balkon musí být zajištěn podepřením až do důkladného zatvrdnutí betonu zálivky (viz ČSN 732002, čl.127).

Styčník skeletu zčásti již popsán, je vytvořen ukládáním jednotlivých prvků (sloupy, průvlaky, strop.panely a ztužidla) na maltová lože. Spojení prvků zajišťuje výztuž (arm.koše)zálivek.

Technologie montáže:

Je rozdělena do dvou částí:

a) Schodišťové jádro, jehož výstavba nevyžaduje použití jeřábu. Doprava hmot je zajištěna výtahem. Předpokladem zahájení montáže je provedení základové konstrukce. Schodišťové jádro se provede celé před montáží.

b) Montovaný skelet. Pro celý skelet je použito jednotných prvků. Při montáži jednotlivých podlaží musí být současně provedeny všechny zálivky a dobetonávky a musí dostatečně zatvrdnout, což je předpokladem pro montáž dalšího podlaží. Pilíře musí být

zajištěny při montáži stropů až do úplného zatvrdnutí zálivek a dobetonávek ve stropě nad pilíři montážními přípravky.

Montáž je podrobně popsána v technologických pravidlech.

Obvodový plášť je navržen z plynosilikátových panelů o tloušťce 25 cm. Tloušťka pláště si vynutila posunutí průčelních pilířů o 5 cm.

Ve štítové stěně tvoří plášť velkorozměrové panely v hlavě zavěšeny do zálivek štítových věnců. Toto zavěšení tvoří současně konzolky pro vynesení obvodového panelu vyššího podlaží. V průčelních stěnách je plášť vytvořen parapetními panely o výšce 30 cm. Jsou tu použita pásová okna s meziokenními vložkami. Parapetní panely jsou uloženy na ztužidlech a k pilířům připevněny prostřednictvím kotevní destičky přivařené na ocel.destičku v pilíři. Při tom lze zejména u průčelních stěn nahradit velkorozměrové prvky plynosilikátovými tvárnicemi.

Obvodové zdivo suterénu je cihelné z cihel metrického formátu. Krom popsaných konstrukcí je provedené vstupní schodiště jako monolitické z betonu 170 a trubkové konstrukce tvaru V, k níž je přivařen rám přístřešku nad vstupem. Rám je svařovaný z válcovaných profilů a do takto vytvořeného rámu jsou uloženy stropní vložky "Hurdis".

Toto řešení bylo zvoleno proto, aby výška konstrukce desky nad vstupem byla co nejmenší.

Ve stropě nad strojovnou je provedená zálivka, do ní vložen montážní nosník strojovny výtahu.

V Ostravě 16.4.1965

Ing.Skokan Josef

Část I.

133 listů

PŘEHLED ZATÍŽENÍ

1. Pochůzí střecha
   dle typ.sborníku 1961, II-09-33; str.157
   403 kg/m2

2. Podlahy obytnýcz místností 5 cm
   100 -"-

3. Podlahy chodeb, balkonů 5 cm
   150 -"-

4. Vl.váha stropnic, včetně zálivek
   250 -"-

5. Podlaha otevřeného přízemí 15 cm 210 -"-

6. Příčky

   a) Zděná příčka jednoduchá 10 cm
   tlustá (podle přehledu TU KPÚ z 20.3.62)
   135 kg/m2
   při výšce 2,6 m 2,6.135 = 351 kg/m²
   + zvuk.izolace 20 -"-
   371 kg/m²

   b) Pro stanovení min.svislé síly
   při posuzování na vodorovné
   síly působící na budovu se
   uvažují plynosilik.příčky 10 cm
   tlusté. Váha 45 kg/m2
   při výšce 2,6 m 117 kg/m²

   c) Jednoduchá příčka "Hodo" s ob oustr.
   omítkou
   váha 90 kg/m2
   při výšce 2,6 m
   na 1 m² 235 kg/m²
   uložení na strop 15 -"-
   250 kg/m²

d) Dvojitá příčka (mezibytová) DFD 1(2) - 20
dle TSI - 1961 str.193

na 1 m² 230.2,6	598 kg/m²
uložení na strop	20 " "
	618 kg/m²

Celková délka příček

a) u čtyřbytové sekce:

na $\frac{1}{4}$ půdorysu

l = (5,8+3,5+2,5+5,0+4,8+5,6) = 27,2 m

plocha $\frac{1}{4}$ půdorysu:

F = 9.5,2+6,0 2 = 58,8 m2

takže jednoduchá "Hodo" příčka váží

$$\frac{27,2 \cdot 250}{58,8} = 116 \text{ kg/m2}$$

plynosilikátová váží

$$\frac{27,2 \cdot 117}{58,8} = 56 \text{ kg/m2}$$

b) u pětibytové sekce:

na celém půdorysu:

- příčky dvojité

ld = 3 x 4,85+2x6,45 = 14,55+12,9 = 27,45 m

- příčky jednoduché

lj = 2/3,3+3,25+2,9+3,7+0,9+1,35+2(5,05+1,65+0,6)/=
= 2 (14,40+8,6) = 46,0 m
mxmxmxm

Váha příček:

Vd = 27,45.618 = 17.000 kg

$V_j^h = 46 \cdot 250 = 11.500$ kg /Hodo/

$V_j^P = 46 \cdot 117 = 5.380$ kg /Plynosil./

Plocha půdorysu

$F = 4\,(9{,}7 \cdot 4{,}85 + \frac{4{,}8}{2} \cdot 6{,}45) =$

$= 4\,(15{,}5 + 47{,}0) =$ 250 m2

Takže na 1 m2 půdorysu

$G^H = \frac{28500}{250} = 114$ kg/m2; $g1 = \frac{11.500}{250} = 46$ kg/m'

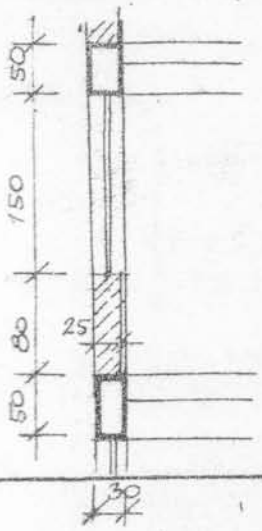
$G^P = \frac{22380}{250} = 89{,}5$ kg/m2

Na stropní panely dále uvažuji z příček 116 kg/m2

7. Váha betonových konstrukcí je stanovena z objem.váhy $\gamma = 2500$ kg/m3

8. Váha plné obvodové stěny (štítové)
plynosilikát; $\gamma = 700$ kg/m3
tl. = 25 cm; h = 280 cm
$0{,}25 \cdot 2{,}80 \cdot 700 =$ 490 kg/m'

9. Váha parapetní stěny (průčelní)
plynosilikát; $\gamma = 700$ kg/m3



Vl.váha trámu 0,25.0,5.2500	313 kg/m´
tepel.izolace 0,05.0,5.700	18 kg/m´
parapet (plynosilik.)	135 -"-
okno (odhadem)	100 -"-
podl.+nahodilé 0,05.2,46	12 -"-
	578 kg/m´

$A = B = 578.604 \frac{1}{2} = 1775$ kg

Posouzení stropních panelů

6,0 m stropní panely, tl. = 19 cm, předpínané elektrohřevem

Značení panelů podle katalogu dílců HSV vydaného STÚ v lednu 1963

Posouzení provedeno metodou mezních stavů

Kp = 1,4

kg = 1,2

A) Střecha

Zatížení: stálé 490,3 : 1,2		538 kg/m2
nahodilé 150 . 1,4		210 -"-
	q´ =	798 kg/m2

Na 1 m´panelu q = 1,2.798 = 956 kg/m´

Momenty: od g

$Mg = \frac{1}{8} \; 956 \, . \, 5,9^2 = 4160$ kgm

od vl.váhy

$Mv = \frac{1}{8} \; 250.1,2.1,2.5,9^2 = 1570$ kgm

Mu = 4160+1570 = 5730 > 5280 kgm

Stropní panel PPD 2 nevyhoví

B) P o d l a ž í

a) Zatížení podlahou:

stálé	95 . 1,2	115 kg/m2
nahodilé	150 . 1,4	210 "
		325 kg/m2

Na 1 m² panelu

$$g = 1{,}2 \cdot 325 = 390 \text{ kg/m}^2$$

$$M = \frac{1}{8}\, 390 \cdot 5{,}9^2 = 1700 \text{ kgm}$$

$$Mm = 1700 + 1570 = 3270 \text{ kgm} < 4070 \text{ kgm}$$

Vyhoví panel PPD 1 - 120/600 a
všechny instalační panely

Posouzení stropních panelů

Stropní panel délky 6,0 m, tloušťky 19 cm předpínané elektroohřevem

Značení panelů podle katalogu dílců HSV vydaného STÚ v lednu 1963

Posouzení provedeno metodou mezních stavů

Mezní momenty na panelech podle druhu zatížení.

Případ:	Od zatížení	Hodnota
1.	– vl.váha prvek $Mn = \frac{1}{8} 250.1,2.1,2.5,9^2 =$	1570 kgm
2.	– nahodilého 150 kg/m2 $Mn = \frac{1}{8} 150.1,2.1,4.5,9^2 =$	1100 kgm
3.	– od konstr.podlahy $Mm = \frac{1}{8} 1,2.1,2.95.5,9^2 =$	603 kgm
4.	– od konstr.střechy $Mm = \frac{1}{8} 403.1,2.1,2.5,9^2 =$	2540 kgm
5.	– od jednoduché příčky II s panelu $Mn = \frac{1}{8} 250.1,2.5,9^2 = 1310$ kgm 50% =	655 kgm
6.	– od jednoduché příčky k panelu $Mn = \frac{1}{4} 250.1,2.1,2.5,9 =$	531 kgm
7.	– od dvojité příčky II s panelem $Mm = \frac{1}{8} 618.1,2.5,9^2 = 3240$ kgm 50% =	1620 kgm
8.	– od dvojité příčky. k panelu $Mm = \frac{1}{4} 618.1,2.5,9 =$	1315 kgm

9. – od nahod.na lodžii

$M = \frac{1}{8}\ 1{,}2.1{,}4.300.5{,}9^2 =$ 1810 kgm

10. – od podlahy lodž.chodeb

$M = \frac{1}{8}\ 1{,}2.1{,}2.150.5{,}9^2 =$ 943 kgm

11. – od nepoch.střechy

$M = \frac{1}{8}\ 175.1{,}2.1{,}2.5{,}9^2 =$ 1100 kgm

12. Sníh

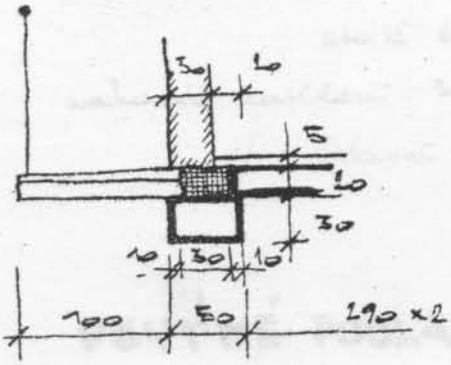
$\frac{1}{2}$ (2) = 550 kgm

Kombinace mezních momentů z jednotlivých zatížení

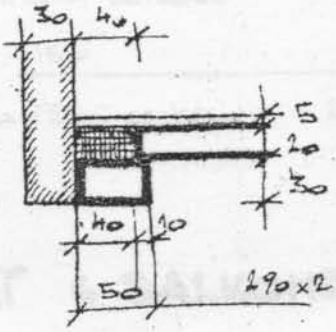
Panel:	Kombinace případů	Výsledek	Navržený panel
– pochozí střechy	(1)+(2)+(4)	5210 < 5280	PPD 2
– volné podlahy	(1)+(2)+(3)	3273 < 4070	PPD 1
– s jednoduchou příčkou ll s panelem	(1)+(2)+(3)+(5)	3930 < 4070	PPD 1
– s jednoduchou příčkou k panelu	(1)+(2)+(3)+(6)	3804 < 4070	PPD 1
– s dvojitou příčkou ll s panelem	(1)+(2)+(3)+(7)	4893 < 5280	PPD 2
– s dvojitou příčkou k panelu	(1)+(2)+(3)+(8)	4588 < 5280	PPD 2
– lodžie	(1)+(9)+(10)	4323 < 5280	PPD 2

ZATÍŽENÍ KRAJNÍCH STROPNÍCH PRŮVLAKŮ

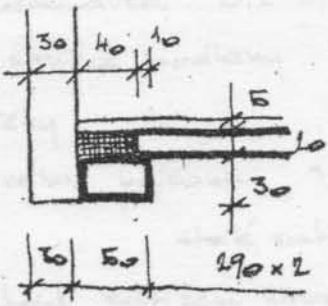
s balkonem



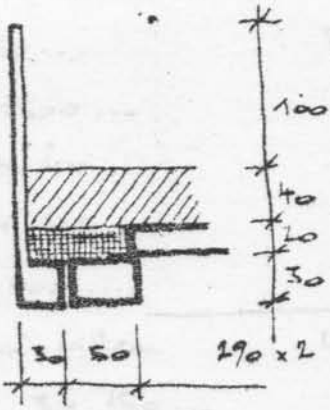
bez balkonu



lodžie



střecha



OBYTNÉ PODLAŽÍ S LODŽIÍ

vl. váha průvlaku	0,5 . 0,3 . 2500 ...	375
stropní panel	3,0 . 250	750
dobetonávka	0,2 . 0,4 . 2500	200
podlaha	3,4 . 150	510
	stálé zatížení celkem	1835 kp/m²
nahodilé zatížení	3,4 . 150	510
	hlavní zatížení celkem	2345 kp/m²

OBYTNÉ PODLAŽÍ S BALKONEM

vl. váha průvlaku	0,5 . 0,3 . 2500 ...	375
stropní panel	3,0 . 250 ...	750
dobetonávka	0,2 . 0,4 . 2500 ...	200
konstrukce podlahy	3,4 . 100 ..	340
příčky	3,4 . 162 ..	550
vl. váha balkonu	1,0 . 400	400
	stálé zatížení celkem	2615 kp/m²
nahod. zatížení stropní	3,4 . 150 ...	510
nahod. zatížení balkonu	1,0 . 500 ..	500
	nahod. zatížení celkem	1010
	hlavní zatížení celkem	3625 kp/m²

STŘECHA

vl. váha průvlaku 0,5 . 0,3 . 2500 375

vl. váha strop. panelu 3,0 . 250 ... 750

dobetonávka 0,2 . 0,4 . 2500 200

střešní konstrukce 3,4 . 490,3 1667

stálé zatížení celkem 2992 kp/m²

nahodilé zatížení 3,4 . 150 510

hlavní zatížení celkem 3502 kp/m²

OBYTNÉ PODLAŽÍ BEZ BALKONU

vl. váha průvlaku 0,5 . 0,3 . 2500 ... 375

vl. váha stropního panelu 3,0 . 250 ... 750

dobetonávka 0,2 . 0,4 . 2500 ... 200

konstrukce podlahy 3,4 . 100 ... 340

příčky 3,4 . 162 ... 550

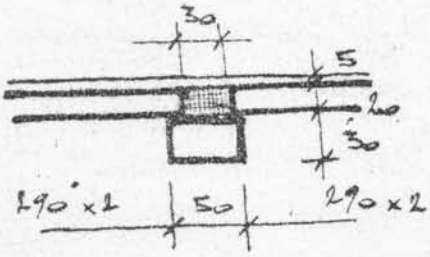
stálé zatížení celkem 2215 kp/m²

nahodilé zatížení 3,4 . 150 510

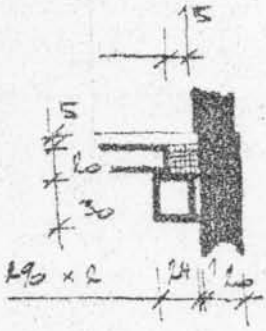
hlavní zatížení celkem 2725 kp/m²

ZATÍŽENÍ VNITŘNÍCH STROPNÍCH PRŮVLAKŮ

KONCOVÝ - platí pro obytné podlaží
lodžií
střechu



STŘEDNÍ - platí pro obytné podlaží
střechu



STŘECHA - koncový

vl. váha průvlaku	0,5 . 0,3 . 2500 ...	375
vl. váha stropního panelu	6,0 . 250 ...	1500
dobetonávka	0,3 . 0,2 . 2500 ...	150
střešní konstrukce	6,3 . 490,3 ...	3090
	stálé zatížení celkem	5115 kg/m
nahodilé zatížení	6,3 . 150	945
	hlavní zatížení celkem	6060 kg/m

- střední

vl. váha průvlaku	0,3 . 0,24 . 2500 ...	180
stropní panel	3,0 . 250 ...	750
dobetonávka	0,15 . 0,2 . 2500 ...	75
střešní konstrukce	3,15 . 490,3 ...	1545
	stálé zatížení celkem	2550 kg/m
nahodilé zatížení	3,15 . 150 ...	472
	hlavní zatížení celkem	3022 kg/m

OBYTNÉ PODLAŽÍ - koncový

vl. váha průvlaku	0,5 . 0,3 . 2500 ...	375
stropní panel	6,0 . 250 ...	1500
dobetonávka	0,2 . 0,3 . 2500 ...	150
konstrukce podlahy	6,3 . 100 ...	630
příčky	6,3 . 162 ...	1020
	stálé zatížení celkem	3675 kp/m²
nahodilé zatížení	6,3 . 150 ...	945 kp/m²
	hlavní zatížení celkem	4620 kp/m²

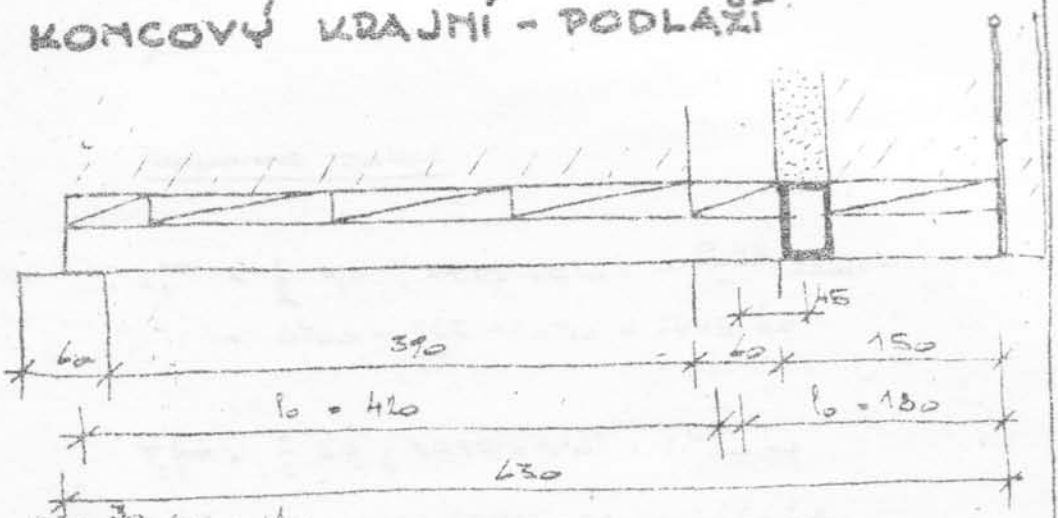
- střední

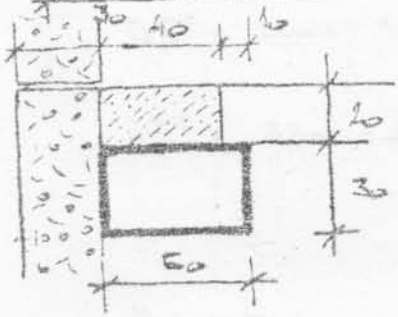
vl. v. průvlaku	0,3 . 0,24 . 2500 ...	180
stropní panel	3,0 . 250 ...	750
dobetonávka	0,15 . 0,2 . 2500 ...	75
konstrukce podlahy	3,15 . 100 ...	315
příčky	3,15 . 162 ...	510
	stálé zatížení celkem	1830 kp/m²
nahodilé zatížení	3,15 . 150 ...	472
	hlavní zatížení celkem	2302 kp/m²

LODŽIE - koncový

vl. váha privlaku	0,15 . 0,3 . 2500 ...	375
stropní panel	6,0 . 250 ...	1500
dobetonávka	0,2 . 0,3 . 2500 ...	150
podlaha	6,2 . 150	930
stálé zatížení celk		2955 kg/m'
nahodilé zatížení	6,2 . 150	930
hlavní zatížení celk		3885 kg/m

KONCOVÝ KRAJNÍ - PODLAŽÍ





Zatížení rovnoměrné

Zatížení v poli	stálé stropem	2115 kp/m'
	nahodilé stropem	510 kp/m'
	obvodovou stěnou	1120 kp/m'
	stálé celkem	3435 kp/m'

Zatížení na konsole	stálé stropem	1935 kp/m'
	obvodovou stěnou	1120 kp/m'
	stálé celkem	3155 kp/m'
	nahodilé	510 kp/m'

Zatížení břemenem

Podporová reakce ztužidla 2700 kp

Podporové reakce

$$A_1^{max} = \frac{1}{4{,}4} \cdot 4{,}4\,(3435 + 510) - \frac{0{,}45}{4{,}4} \cdot 2200 - \frac{1{,}2}{4{,}4} \cdot 1{,}2 \cdot 3155 =$$

$$= 8700 - 225 - 1030 = 7445 \text{ kp}$$

$$T_{2l}^{max} = \frac{1}{2} \cdot 4{,}4\,(3435 + 510) = 8700 \text{ kp}$$

$$T_{2p}^{max} = 2200 + 1{,}2\,(3155 + 510) = 6610 \text{ kp}$$

$$A_2^{max} = 8700 + 6610 = 15310 \text{ kp}$$

Momenty

$$M_a^{max} = \frac{1}{8} \cdot 4{,}2^2\,(3435 + 510) - \frac{1}{2}\,(2200 \cdot 0{,}45 +$$

$$+ 1{,}2 \cdot 3155 \cdot 1{,}2) = 8740 - \frac{1}{2}\,(990 + 4550) =$$

$$= 8740 - \frac{1}{2}\,5540 = +\underline{5970} \text{ kpm}$$

$$M_a^{min} = \frac{1}{8} \cdot 4{,}2^2\,(3435) - \frac{1}{2}\,[2200 \cdot 0{,}45 + 1{,}2\,(3155 +$$

$$+ 510) \cdot 1{,}2] = 7400 - \frac{1}{2}\,(990 + 5280) =$$

$$= 7400 - \frac{1}{2}\,6270 = +\underline{4465} \text{ kpm}$$

$$M_2^{max} = 2200 \cdot 0{,}45 + 1{,}2\,(3155 + 510) \cdot 1{,}2 =$$

$$= 990 + 5280 = -\underline{6270} \text{ kpm}$$

Montážní zatížení železné konstrukce

Zatížení rovnoměrné

v boji stálé (stropem) 2215 − (340 + 550) 1325 kp/m'

v boji obv. stěnou 1220

stálé celkem 2545 kp/m'

v boji nahodilé 3,4 . 100 340 kp/m'

na konzole stálé (stropem) 1935 − (+510) 1425 kp/m'

obv. stěnou 1220

stálé celkem 2645 kp/m'

nahodilé 3,4 . 100 ... 340 kp/m'

Zatížení břemenem

podporová reakce závěsníka 2200 kp

Podporová reakce

$$A_1^{max} = \frac{1}{2} \cdot 4{,}4 \, (2645 + 340) = 6350 \text{ kp}$$

$$T_{1p}^{max} = 2200 + 1{,}2 \, (2645 + 340) = 2200 + 3580 =$$

$$= 5780 \text{ kp}$$

$A_2^{max} = 6350 + 5780 = 12130$ kp

Momenty

${}_1M_a^{max}$ – předpokládám že konsola není zatížena, pak je zatížena stropnicemi + nahodilým zatížením 100 kp/m²

$p_1 = 375 + 750 + 340 = 1465$ kpm/m²

${}_1M_a^{max} = \frac{1}{3} \cdot 1465 \cdot 4{,}2^2 = 3240$ kpm

${}_2M_a^{max}$ – konsola zatížena panely stropními

${}_2M_a^{max} = \frac{1}{3} \cdot 4{,}2^2 \, (2545 + 340) - \frac{1}{2} \cdot 1{,}2^2 \, 1425 =$

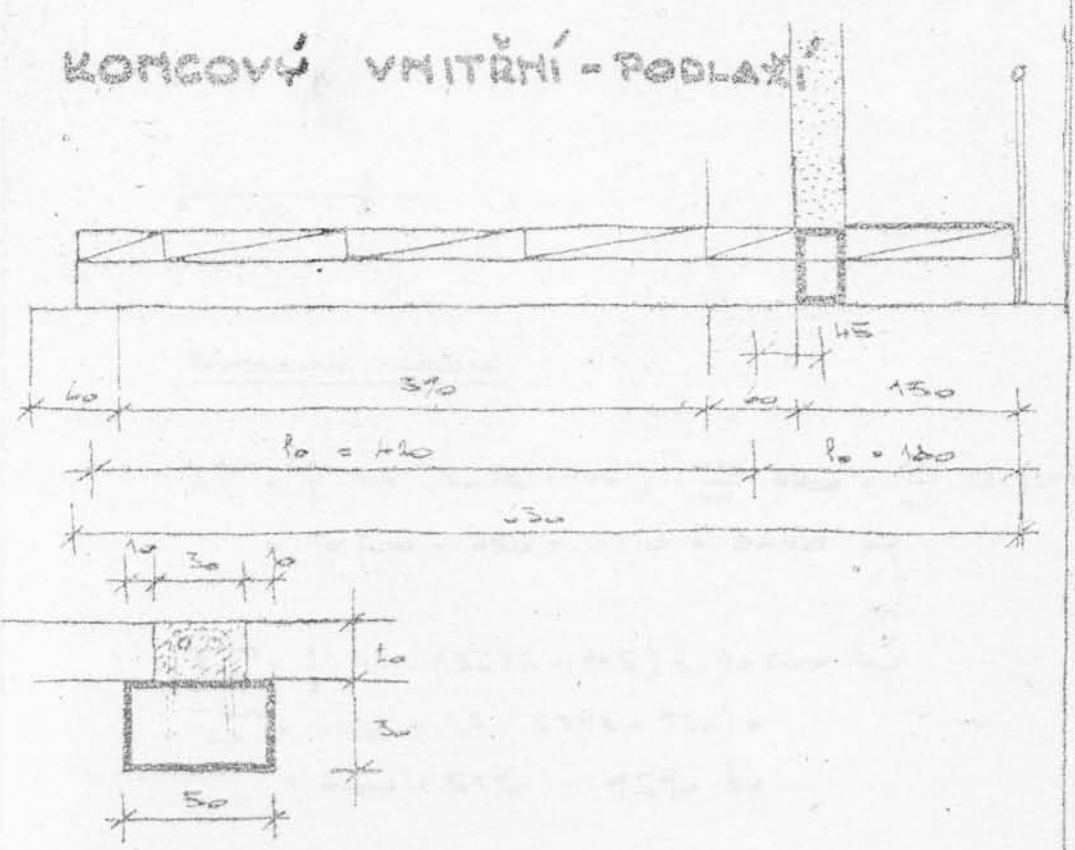
$= 6300 - 1050 = \underline{5350}$ kpm

M_2^{max} – konsola zatížena stropními panely a dovodovou stěnou

${}_1M_2^{max} = 2200 \cdot 0{,}45 + 1{,}2 \, (2645 + 340) \cdot 1{,}2 =$

$= 990 + 4300 = \underline{5290}$ kpm

KONCOVÝ VNITŘNÍ - PODLAŽÍ



Zatížení rovnoměrné

Zatížení v poli stálé 3675 kp/m²

nahodilé 945 kp/m²

Zatížení na konsole stálé strop 2955 kp/m²

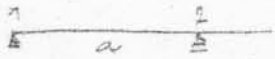
stěna $\frac{656}{1,5}$ ... 438 kp/m²

stálé celkem 3393 kp/m²

nahodilé 930 kp/m²

Zatížení břemeny

podporová reakce ztužidla 2200 kp x 2 = 4400 kp



Podporové reakce

$$A_1^{max} = \frac{1}{2} \cdot 4{,}4 \, (3675 + 945) - \frac{0{,}45}{4{,}4} \, 4400 - \frac{1{,}2}{4{,}4} \cdot 1{,}2 \cdot 3393 =$$
$$= 10\,200 - 450 - 1110 = 8640 \text{ kp}$$

$$A_{2l}^{max} = \frac{1}{2} \cdot 4{,}4 \cdot (3675 + 945) = 10\,200 \text{ kp}$$
$$T_{2p}^{max} = 4400 + 1{,}2 \, (3393 + 930) =$$
$$= 4400 + 5190 = 9590 \text{ kp}$$

$$A_2^{max} = 10\,200 + 9590 = 19\,790 \text{ kp}$$

Momenty

$$M_a^{max} = \frac{1}{8} \cdot 4{,}2^2 \cdot (3675 + 945) - \frac{1}{2} \left(4400 \cdot 0{,}45 + \right.$$
$$\left. + 1{,}2 \cdot 3393 \cdot 1{,}2 \right) = 10\,250 - \frac{1}{2} \left(1980 + \right.$$
$$\left. + 4880 \right) = 10\,250 - \frac{1}{2} \, 6860 = + \underline{6860} \text{ kpm}$$

$$M_a^{min} = \frac{1}{8} \cdot 4{,}2^2 \cdot 3675 - \frac{1}{2} \left[4400 \cdot 0{,}45 + \right.$$
$$\left. + 1{,}2 \cdot (3393 + 930) \cdot 1{,}2 \right] = 8100 - \frac{1}{2} \left(1980 + \right.$$
$$\left. + 6230 \right) = + \underline{4490} \text{ kpm}$$

$$M_2^{max} = 4400 \cdot 0{,}45 + 1{,}2 \, (3393 + 930) \cdot 1{,}2 =$$
$$= 1980 + 6230 = - \underline{8210} \text{ kpm}$$

Montážní zatížení krajní konzoly

Zatížení rovnoměrné

v poli stálé stropem $3675-(630+1050)$ ..... 2025 kp/m

náhodné $6{,}3 \cdot 100$ ... 630 kp/m

na konsole stálé stropem $2955-930$ ... 2025 kp/m

náhodné $6{,}3 \cdot 100$ ... 630 kp/m

Zatížení břemenem

soustředná reakce kladky $2 \cdot 2200$ 4400 kp

Podporové reakce

$A_1^{max} = \frac{1}{2} \cdot 4{,}4 \, (2025 + 630) = 5840$ kp

$B_2^{max} = 4400 + 1{,}2 \, (2025 + 630) = 4400 + 3190 = 7590$ kp

$A_1^{max} = 5840 + 7590 = 13430$ kp

Momenty

${}_1M_a^{max}$ = konzola není zatížena

pole je zatíženo stropními + navodilným zatížením 100 kg/m²

q_1 = 375 + 1500 + 630 = 2505 kg/m

$${}_1M_a^{max} = \frac{1}{8} \cdot 4{,}2^2 \cdot 2505 = \underline{5550} \text{ kgm}$$

${}_2M_a^{max}$ = konzola zatížena stropními panely

$${}_2M_a^{max} = \frac{1}{8} \cdot 4{,}2^2 \cdot (625 + 630) - \frac{1}{2} \cdot 4{,}2^2 \cdot 625 =$$

$$= 5660 - 1440 = \underline{4420} \text{ kgm}$$

M_2^{max} = konzola zatížena stropním panely a zábradlím, a lodžiovou stěnou

$$M_2^{max} = 440 \cdot 0{,}45 + 1{,}2^2 (625 + 630 + 438) =$$

$$= 1980 + 4450 = 6430 \text{ kgm}$$

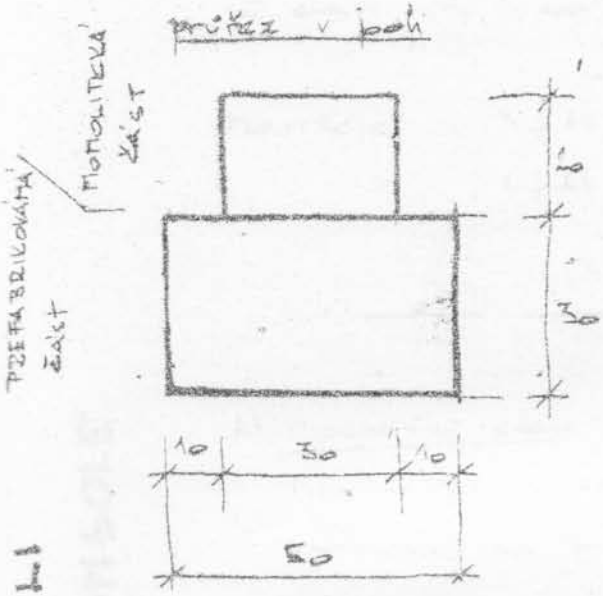
OHYB

DIMENZOVÁNÍ KONCOVÉHO PRŮVLAKU V PODLAŽÍ

A) Montážní stav

Rozhodují momenty na průvlaku krajním pro

průřez v poli



$b = 50$ cm

$d = 30$ cm

$h = 27$ cm

$M_n^{max} = 5350$ kpm

$M_{nu} = 1{,}65 \cdot 5350 = 8830$ kpm

$\alpha = 0{,}203 \qquad \mu = 1{,}12\ \%$

$F_a = 0{,}0112 \cdot 50 \cdot 27 = 15{,}1\ cm^2$.

PRŮŘEZ V POLI

B) Provozní stav

Rozhodují momenty na průvlaku vnitřním

pro průřez v poli

$b = 30$ cm $\quad d = 50$ cm $\quad h = 47$ cm

$M_a^{max} = 6620$ kpm $M_{ss} = 6620 \cdot 1{,}9 = 12750$ kpm

$\alpha = 0{,}126$ $\mu = 0{,}9\%$

$F_a = 0{,}009 \cdot 30 \cdot 47 = 12{,}7$ cm²

Pro návrh výztuže rozhoduje montážní stav 15,1 cm²

Navrženo 3 ⌀ 41 18 (11,07)

1 ⌀ 41 14 (4,46)

15,53 cm²

PRŮŘEZ V KONSOLE

A) Montážní stav

Pro průřez v konsole rozhodují momenty na přívlaku vnitřním

$b = 50$ cm, $d = 30$ cm $h = 29$ cm

$M_l^{max} = 6430$ kpm $M_{ss} = 1{,}65 \cdot 6430 = 10600$ kpm

$\alpha = 0{,}199$ $\mu = 1{,}17\%$

$F_a = 0{,}0117 \cdot 50 \cdot 29 = 16{,}95$ cm²

B) Provozní stav

Pro průřez na konsole rozhoduje moment na přívlaku vnitřním

$M_l^{max} = 8110$ kpm

Redukce momentu podle ČSN 73 2001 čl. 27

$$\varkappa_1 = 1 - \frac{60}{440} = 1 - 0{,}136 = 0{,}864$$

$$\varkappa_2 = 1 - \frac{60}{180} = 1 - 0{,}334 = 0{,}666$$

$$M' = \frac{8210}{2}(1 + 0{,}864 \cdot 0{,}666) = \frac{8210}{2}(1 + 0{,}575)$$

$$= 6470 \text{ kpm}$$

Moment za plného vetknutí

$$M_k = 4400 \cdot 0{,}15 + 1{,}2\,(3373 + 930) \cdot 0{,}9 =$$

$$= 660 + 4670 = 5330 \text{ kpm} < 6470 \text{ kpm}$$

$$M_m = 1{,}9 \cdot 6470 = 12300 \text{ kpm}$$

$b = 50$ cm $\quad d = 30$ cm $\quad h = 29$ cm

$\alpha = 0{,}155 \quad \mu = 1{,}38\,\%$

$F_a = 0{,}0138 \cdot 50 \cdot 29 = 20$ cm²

Pro návrh výztuže rozhoduje provozní stav 20 cm²

Navrženo 4 ϕ 14 (6,93)

2 ϕ 10 (1,26)

4 ϕ 14 (6,93)

20,14 cm² > 20 cm²

SMYK

$\tau_{dov} = \frac{40,0}{4,5} = 8\ kp/cm^2$

Průřez v podpoře 1

A) Montážní stav

Rozhodující pos. síla je na prvku krajním $A_1^{max} = 2350\ kpm$

$\tau = \frac{2350}{50 \cdot 30} = 4,24\ kp/cm^2$

provede se konstruktivní výztuž

B) Provozní stav

Rozhodující posouvající síla je na prvku krajním $A_1^{max} = 3640\ kpm$

$\tau = \frac{3640}{50 \cdot 30 + 40 \cdot 30} = 4,12\ kp/cm^2$

provede se konstruktivní výztuž

2 ohyby 4 Ø 14

Posouzení v detailech A:

A) Montážní svar

Rozhodující pos. síla je na krátkém krajním $T_{2l}^{max} = A_1^{max} = 6350$ kpm

$$\tau = \frac{6350}{50 \cdot 30} = 4{,}24 \text{ kp/cm}^2$$

provede se konstruktivní výztuž

B) Provozní svar

Rozhodující pos. síla je na prvním vnitřním $T_{2l}^{max} = 10\,600$ kpm

$$\tau = \frac{10\,600}{50 \cdot 30 + 60 \cdot 30} = 4{,}66 \text{ kp/cm}^2$$

provede se konstruktivní výztuž

1 třmen φ 14

třmínky φ 8 po 30 cm čtyřstřižné

Průřez v podpoře 2b

A) Montážní stav

Rozhodující pos. síla je na přívlaku vnitřním $T_{2b}^{max} = 7590$ kp

$$\tau = \frac{7590}{50 \cdot 30} = 5{,}06 \text{ kp/cm}^2$$

provede se konstruktivní výztuž.

B) Provozní stav

Rozhodující pos. síla je na přívlaku vnitřním $T_{2b}^{max} = 9590$ kp

$$\tau = \frac{9590}{50 \cdot 30 + 60 \cdot 30} = 4{,}57 \text{ kp/cm}^2$$

provede se konstruktivní výztuž

2 třmeny ϕ AI 14

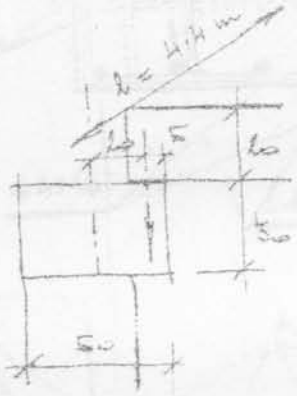
třmínky ϕ AI 8 po 30 cm čtyřstřižné

KROUCENÍ – rozhodují účinky na krajním průvlaku

A) Montážní stav

zatížení stropními panely + nahodilá 100 kp/m²

$p_b = 750 + 340 = 1090$ kp/m²



$M_t = 1090 \cdot 0{,}2 \cdot \frac{4{,}4}{2} =$

$= 480$ kpm

$\tau = \frac{5}{2} \cdot \frac{48000}{50^2 \cdot 30} = 1{,}6$ kp/cm²

celkové hlavní napětí

$\sigma = 1{,}6 + 4{,}24 = 5{,}84$ kp/cm² < 8 kp/cm²

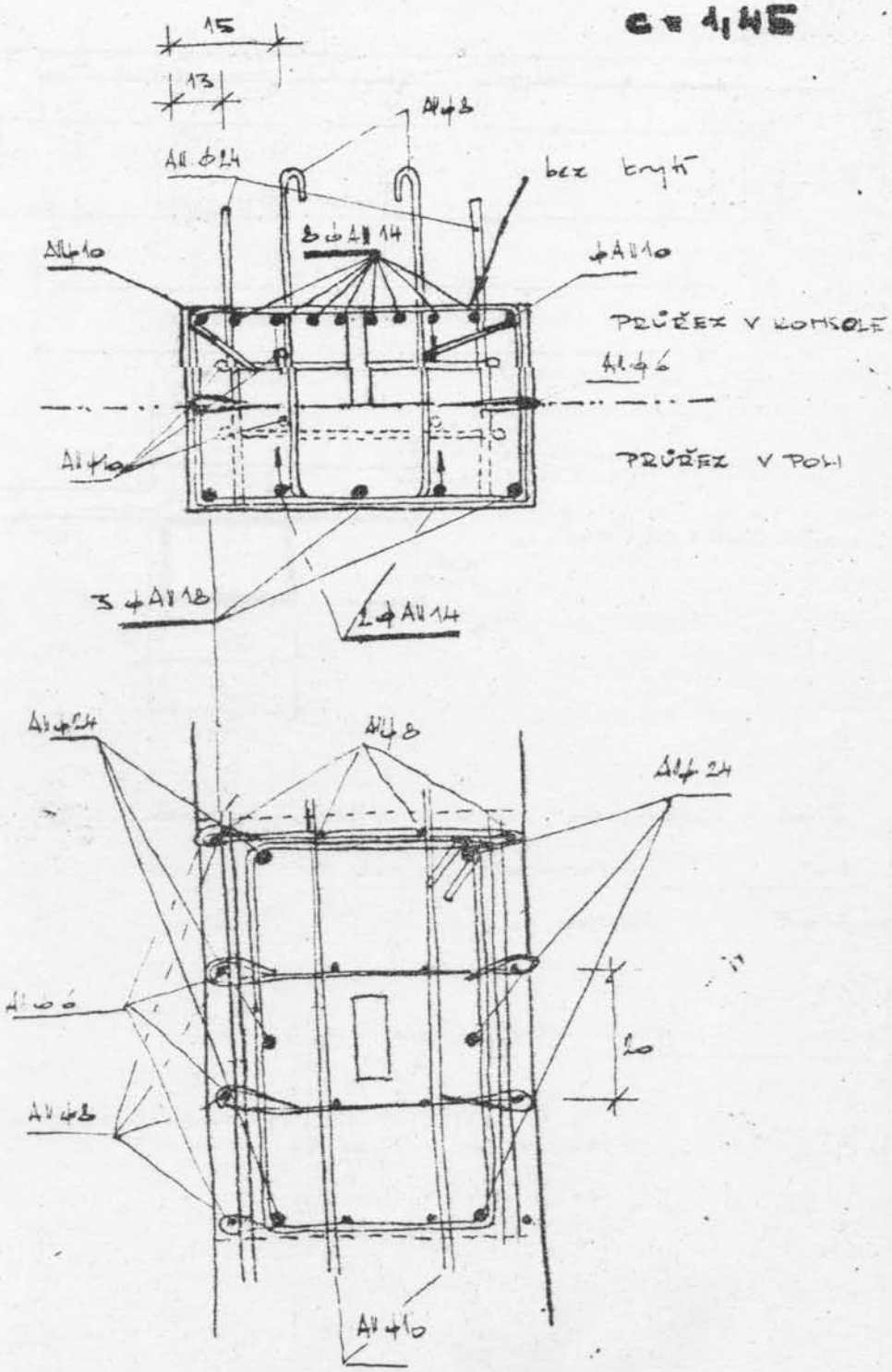
není nutné provádět zvláštní výztuž proti účinkům kroucení

B) Provozní stav

Zmonolitněním stropní desky s průvlakem se porušuje podpůrová reakce stropnic a to kroucení již nedochází

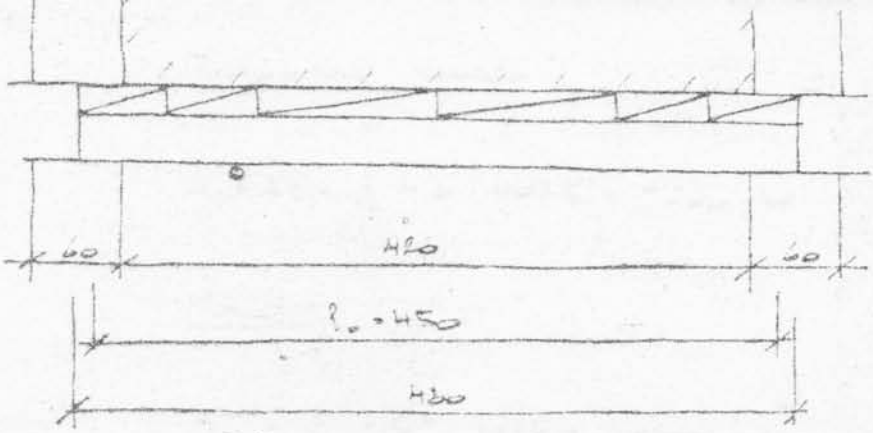
OCEL 10 350

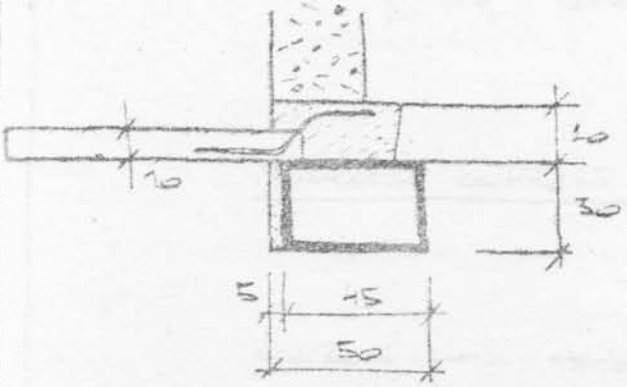
G = 1,45



Armatura ve styčníku

STŘEDNÍ KRAJNÍ - PODLAŽÍ





$l_0 = 420 + 30 \times 450$ cm

Zatížení stálé stropem + balkonem	2615	
sinusový parapet + okno	400	
stálé celkem	3015	kg/m'
Nahodilé zatížení stropem + balkonem	1010	kg/m'
celkem hlavní zatížení	4025	kg/m'

Podporové reakce:

$A_1 = A_2 = \frac{1}{2} 4{,}5 \cdot 4025 = 9260$ kp

Moment

$M_a^{max} = \frac{1}{8} \cdot 4{,}5^2 \cdot 4025 = 10200$ kpm

Montážní zatížení čerstvé konstrukce

Zatížení stálé strobeiu + betonem	6,15 − (550 + 340)	1725
sirukový parapet		350
stálé celkem		2075 kp/m'
nahodilé 100 kp/m²	4,4 · 100 ...	440
Montáž celkem		2515 kp/m'

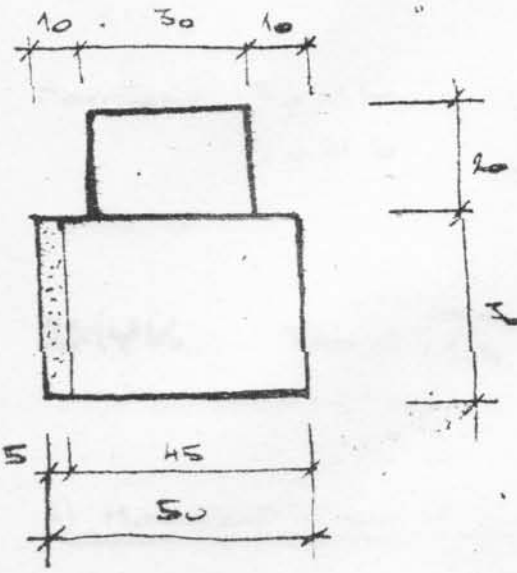
Podporová reakce

$A_1 = A_2 = \frac{1}{2} \cdot 4{,}5 \cdot 2515 = 6040$ kp

Moment

$M_a^{max} = \frac{1}{8} \cdot 4{,}5^2 \cdot 2515 = 6370$ kpm

DIMENZOVÁNÍ - OHYB



A) Montážní stav

$b = 45$ cm $d = 30$ cm $h = 30 - 3 = 27$ cm

$M_m = 1{,}65 \cdot 6370 = 10500$ kpm

$\alpha = 0{,}177$ $\mu = 1{,}52\%$

$F_a = 0{,}0152 \cdot 45 \cdot 27 = 18{,}3$ cm²

B) Provozní stav

$b = 30$ cm $d = 50$ cm $h = 50 - 3 = 47$ cm

$M_m = 16200 \cdot 1{,}9 = 19350$ kpm

$\alpha = 0{,}185$ $\mu = 1{,}38\%$

$F_a = 0{,}0138 \cdot 30 \cdot 47 = 19{,}5$ cm²

Pro návrh výztuže rozhoduje provozní stav 19,5 cm²

Navrženo 3 φ Al 20 13,67 cm²
2 φ Al 16 5,83 cm²
19,500 cm²

[illegible] $\tau_{dov} = \frac{100}{2,5} = 40$ kp/cm²

A) Montážní stav

$\tau = \frac{6400}{50 \cdot 30} = 4,02$ kp/cm² < 40 kp/cm²

provede se konstrukční výztuž

B) Provozní stav

$\tau = \frac{9600}{50 \cdot 30 + 20 \cdot 30} = 4,6$ kp/cm²

provede se konstrukční výztuž

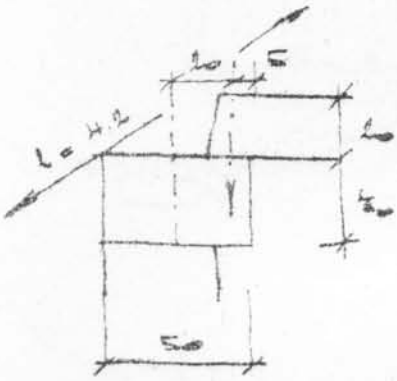
1 ohyb φ Al 16
třmínky φ Al 8 po 30 cm čtyřstřižné

KROUCENÍ

A) Montážní stav

zatížení stropními panely + nahodilé 100 kp/m²

$p = 750 + 340 = 1090$ kp/m



$$M_t = 1090 \cdot 0{,}2 \cdot \frac{4{,}2}{2} = 458 \text{ kpm}$$

$$\tau = \frac{45800}{50^2 \cdot 30} \cdot \frac{5}{2} = 1{,}53 \text{ kp/cm}^2$$

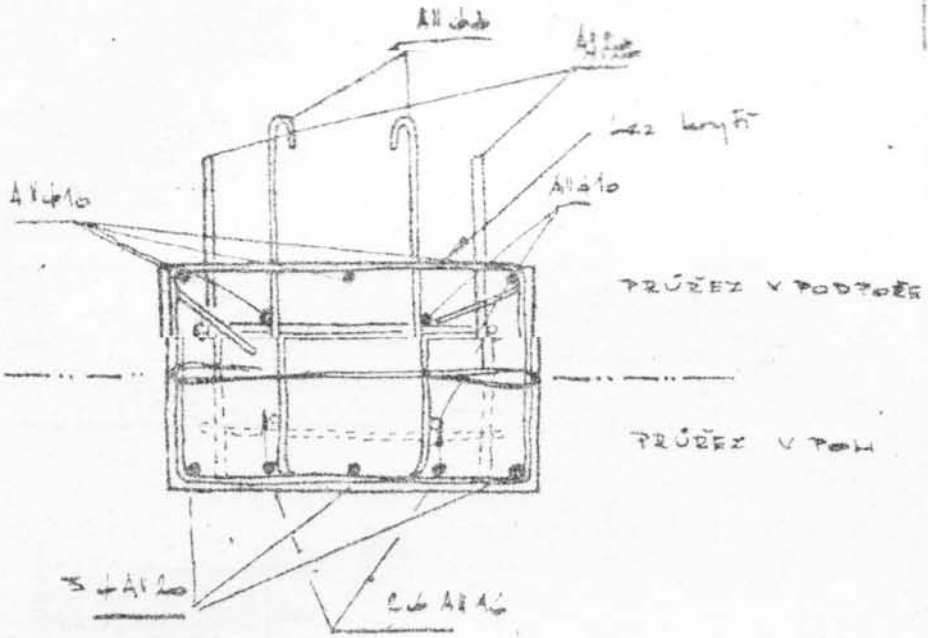
Celkové hlavní napětí

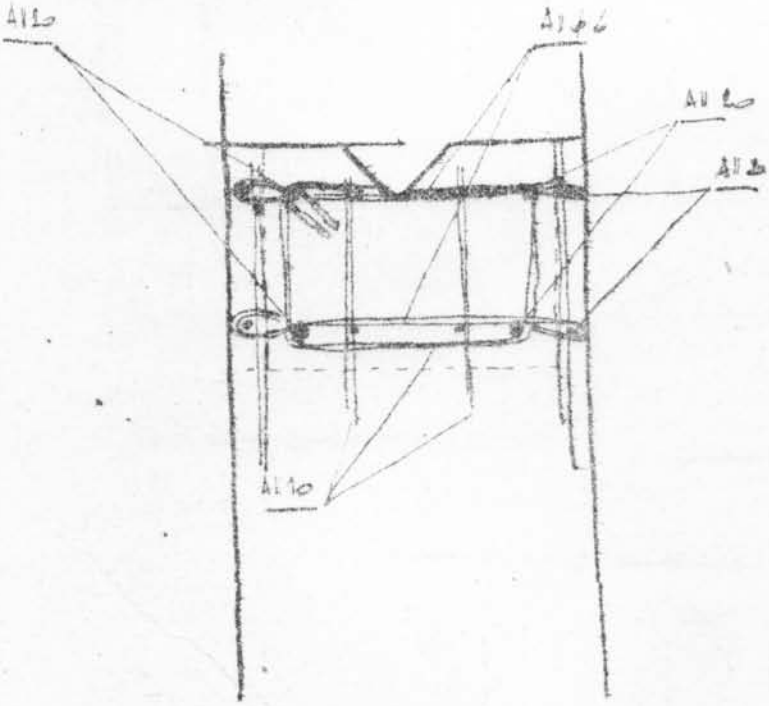
$\sigma = 1{,}53 + 4{,}02 = 5{,}55$ kp/cm²

není nutné provádět zvláštní výztuž proti účinkům kroucení

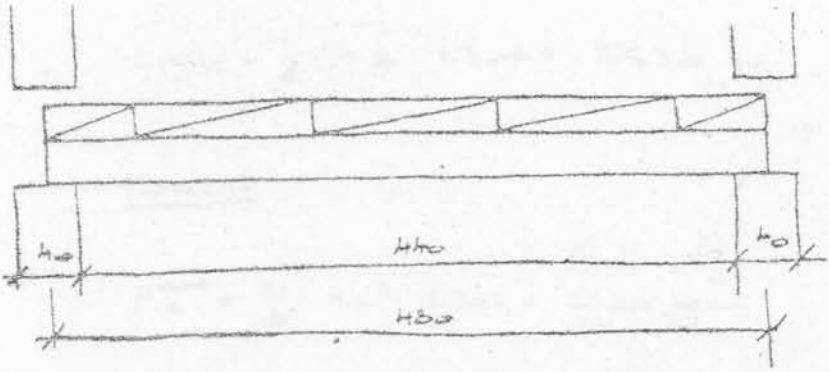
B) Provozní stav

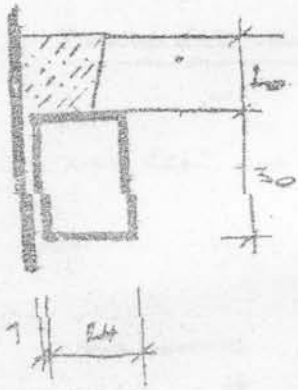
Zmonolitněním stropní desky s přivlakem a příčníkem balkonu se provádí podporová rozpěra stropní a ke kroucení již nedochází.


PRŮŘEZ V PODTOČE
PRŮŘEZ V POM



STŘEDNÍ VNITŘNÍ - PODLAŽÍ





$l_0 = 440 + 20 = 460$ cm

Zatížení čistě stropem 1250 kg/m²

Zatížení nahodilé stropem 472 kg/m²

celkem hlavní zatížení 2302 kg/m²

Podporová reakce

$A_1 = A_2 = \frac{1}{2} \cdot 4{,}8 \cdot 2302 = 5530$ kp

Moment

$M_a^{max} = \frac{1}{8} \cdot 4{,}6^2 \cdot 2302 = 6100$ kpm

Montážní zatížení čerstvé konstrukce

zatížení svislé stropem

1830 − (315 + 510) --- 1005 kp/m

nahodilé 3,15 · 100 -- 315 kp/m

hlavní celkem 1320 kp/m

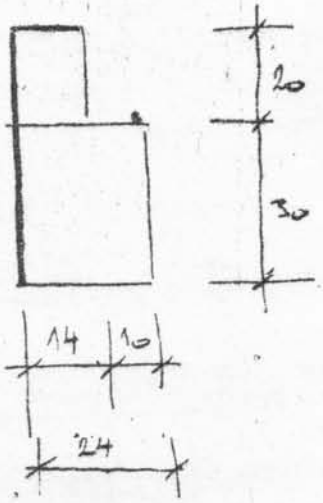
Podporová reakce

$A_1 = A_2 = \frac{1}{2} \cdot 4{,}8 \cdot 1320 = 3170$ kp

Moment

$M_a^{max} = \frac{1}{8} \cdot 4{,}6^2 \cdot 1320 = 3510$ kpm

DIMENSOVÁNÍ - OHYB



A) Montážní stav

$b = 24\,cm \quad d = 30\,cm \quad h = 30 - 3 = 27\,cm$

$M_m = 1{,}65 \cdot 3510 = 5790\,kgm$

$a = 0{,}0157 \cdot 24 \cdot 27 = 10{,}4\,cm^2$

B) Provozní stav

$b = 14\,cm \quad d = 50\,cm \quad h = 50 - 3 = 47\,cm$

$M_m = 1{,}9 \cdot 6100 = 11600\,kgm$

$\alpha = 0{,}163 \quad \mu = 1{,}82\,\%$

$F_a = 0{,}0182 \cdot 14 \cdot 47 = 11{,}95\,cm^2$

Pro návrh výztuže rozhoduje provozní stav 11,95 cm²

Navrženo 4 ϕ AII 16 (11,46 cm²)

SMYK $\tau_{dop} = \frac{6,0}{1,5} = 8$ kp/cm²

A) Montážní stav

$$\tau = \frac{3170}{24 \cdot 30} = 4,4 \text{ kp/cm}^2 < 8 \text{ kp/cm}^2$$

provede se konstruktivní výztuž

B) Provozní stav

$$\tau = \frac{5530}{24 \cdot 30 + 14 \cdot 25} = 5,53 \text{ kp/cm}^2 < 8 \text{ kp/cm}^2$$

provede se konstruktivní výztuž

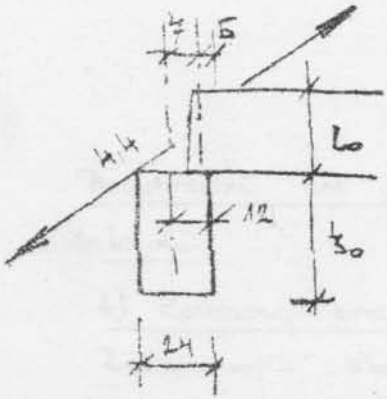
2 ohyby ϕ AII 16
třmínky ϕ AI 8 po 30 cm dvou střižné

KROUCENÍ

A) Montážní stav

zatížení stropními panely + nahodilé 100 kg/m²

$p = 750 + 315 = 1065$ kg/m'



$M_t = 1065 \cdot 0{,}07 \cdot \frac{4{,}4}{2} =$
$= 164$ kpm

$\tau = \frac{164000}{247 \cdot 30} \cdot \frac{5}{2} = 2{,}36$ kg/cm²

Celkové hlavní napětí

$\sigma = 4{,}4 + 2{,}36 = 6{,}76$ kg/cm² < 8 kg/cm²

není nutné provádět zvláštní výztuž proti účinkům kroucení

B) Provozní stav

Zmonolitněním stropní desky s průvlakem ~~[illegible]~~ se prvne podporová vazba stropnic a ke kroucení již nedojde.

Montážní háky – zdvihné pro všechny průvlaky

Návrh proveden pro průvlak koncový

Váha trámu

$$G = 0{,}5 \cdot 0{,}3 \cdot 6{,}3 \cdot 2500 = 2360\ kp$$

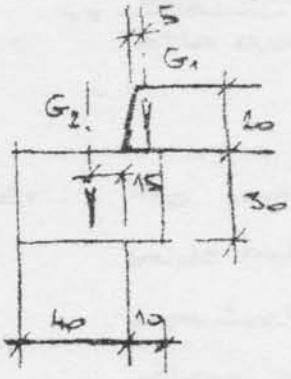
$$P_m = \frac{3 \cdot 2360}{2 \cdot 2} = 1770\ kp \rightarrow \phi A\,II\,12\ (2772\ kp)$$

Posouzení na překlopení v montážním stadiu

A) Koncový krajní, vnitřní, střední krajní

Rozhodující klopný moment je na průvlaku krajním

Průvlak je zatížen pásy + nahodilým 100 kp/m²



$$g = 750 + 340 = 1090\ kp/m$$

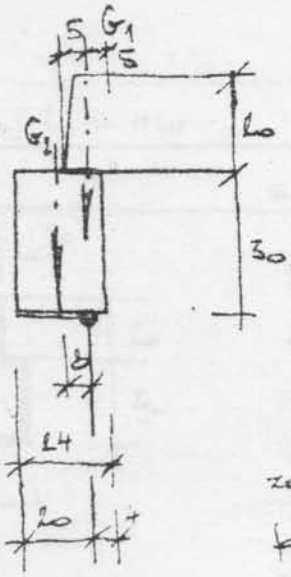
$$G_1 = 1090 \cdot 6{,}3 = 6870\ kp$$

$$G_2 = 2360\ kp$$

$$\sigma = \frac{2360 \cdot 0{,}15}{6870 \cdot 0{,}5} = 1{,}06 > 1{,}0$$

B) střední vnitřní

převlak je zatížen panely + nahodilým 100 kg/m²



$g = 750 + 315 = 1065$ kg/m²

$G_1 = 4{,}8 \cdot 1065 = 5110$ kp

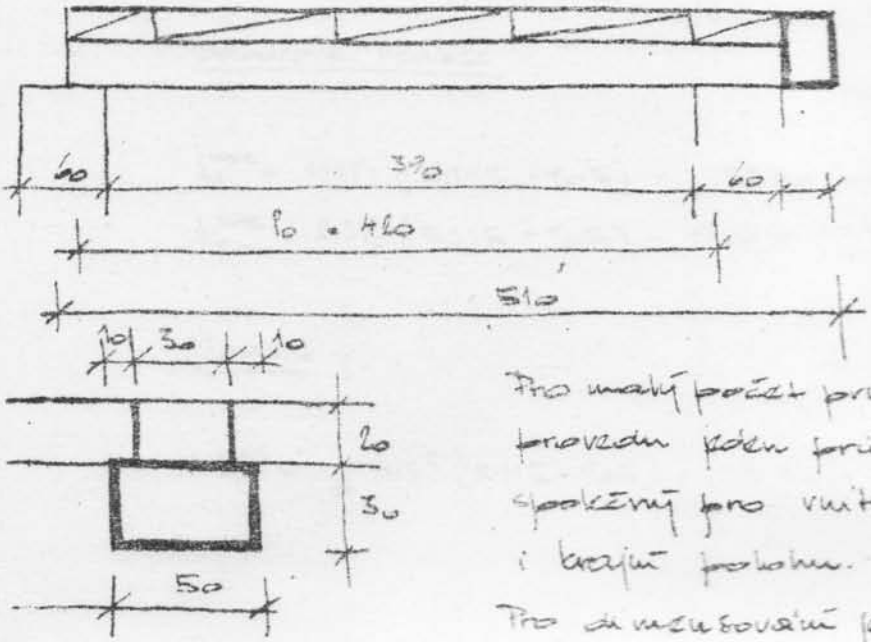
$G_2 = 4{,}8 \cdot 0{,}24 \cdot 0{,}30 \cdot 2500 = 865$ kp

obě síly působí za bodem překlopení, předpokládám však vychýlení výslednice G_1 o 1 cm vně klopného bodu

$$s = \frac{865 \cdot 0{,}08}{5110 \cdot 0{,}01} = 1{,}35 > 1{,}0$$

Závěr: Pro montáž krajních převlaků bude nutné použít montážních pomůcek, neboť jejich stabilita během montáže je nedostačující.

KONCOVÝ VNITŘNÍ - STŘECHA



Pro malý počet prvků provedu jeden průvlak společný pro vnitřní i krajní pole.
Pro dimensování je rozhodující zatížení průvlaku vnitřního, který je zatížen oboustranně.

<u>Zatížení rovnoměrné</u>

stálé 5115 kp/m'
nahodilé 905 kp/m'

<u>Zatížení břemenem</u>

podporová reakce sloupu 2 x 2200 kp = 4400

Podporové reakce

$A_1^{max} = 2{,}25\ (5115 + 905) = 13550$ kp

$A_2^{max} = 2{,}25\ (5115 + 905) + 4400 = 17950$ kp

Moment

$M_a^{max} = \frac{1}{8}\ 4{,}2^2\ (5115 + 905) = 13300$ kpm

Pro posouzení střiží je nutné stanovit podporové reakce privrácené krajního

$A_1^{max} = 2{,}25 \cdot 3505 = 7900$ kp

$A_2^{max} = 2{,}25 \cdot 3505 + 2200 = 10100$ kp

Dimenzování na ohyb

$M_m = 1{,}7 \cdot 13300 = 25300$ kp

$b = 30$ cm $\quad h = 50 - 3 = 47$ cm

$\alpha = 0{,}162 \quad \mu = 1{,}85\%$

$F_a = 0{,}0185 \cdot 30 \cdot 47 = 26{,}05$ cm² > než potřebná armatura pro montážní stav (15,1 cm²)

Navrženo 5 ϕ A1 22 (27,56 cm²)

Posouzení na smyk

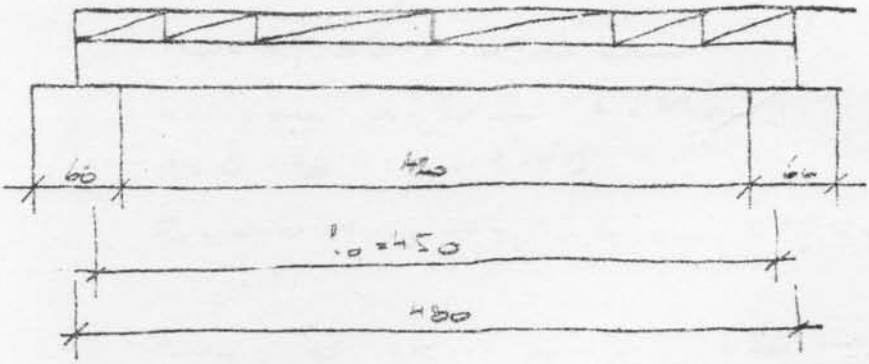
vnitřní $\tau = \frac{13550}{50 \cdot 30 + 20 \cdot 30} = 6{,}45$ kp/cm² < 8 kp/cm²

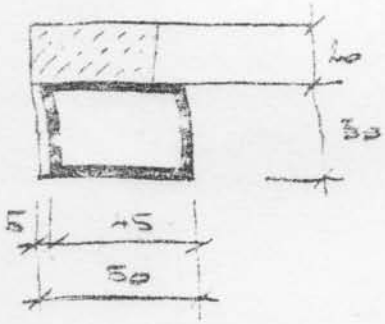
krajní $\tau = \frac{7900}{50 \cdot 30 + 10 \cdot 30} = 3{,}70$ kp/cm² < 8 kp/cm²

Konzoly se konstruktivně 4 smyky dle AB
třmínky ø 8 AB po 30 cm styřstřmé

Pro ostatní konzoly platí totéž, co
pro prvotřídy v obytném bodatě.

STŘEDNÍ KRAJNÍ - STŘECHA





l_0 = 420 + 30 = 450 cm

Zatížení stálé	2995 kg/m'
nahodilé	510 kg/m'
celkem hlavní zatížení	3505 kg/m'

Podporové reakce

$A_1 = A_2 = \frac{1}{2} \cdot 4{,}8 \cdot 3505 = 8410$ kg

Moment

$M_{max} = \frac{1}{8} \cdot 4{,}5^2 \cdot 3505 = 8900$ kgm

Dimenzování na ohyb

$M_{ud} = 1{,}9 \cdot 8900 = 16900$ kpcm

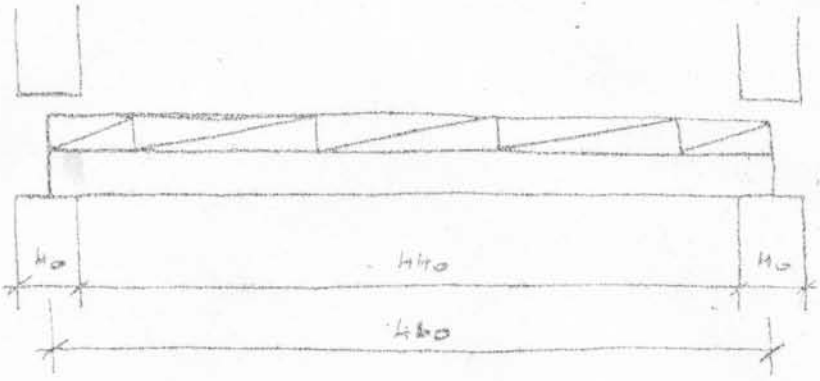
$b = 30$ cm $d = 50$ cm $h = 47$ cm

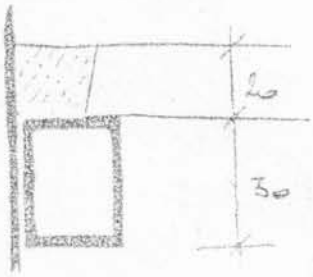
$\alpha = 0{,}198$ $\mu = 1{,}19\%$

$F_a = 0{,}0119 \cdot 30 \cdot 47 = 16{,}8$ cm $< 19{,}5$ cm

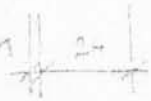
Použije se stejný prvek jako v podlaze.

STŘEDNÍ VNITŘNÍ - STŘECHA





$l_0 = 440 + 20 = 460\,cm$



Zatížení stálé	1550
nahodilé	472
celkem hlavní zatížení	3022 kp/m'

Podporová reakce

$A_1 = A_2 = \frac{1}{2} \cdot 4{,}6 \cdot 3022 = 7000\,kp$

Moment

$M_a = \frac{1}{8} \cdot 4{,}6^2 \cdot 3022 = 8010\,kpm$

Dimenzování na ohyb

$M_u = 1{,}9 \cdot 8010 = 15250$ kpcm

$b = 14$ cm $d = 50$ cm $h = 47$ cm

$\lambda = 0{,}143$ $\mu = 2{,}15\%$

$F_a = 0{,}0215 \cdot 14 \cdot 47 = 10{,}1$ cm² > 10,4 cm²

pro mezní stav

Navrženo 4 ⌀ AII 18 (10,25 cm²)

Posouzení na smyk

$\tau = \frac{7160}{14 \cdot 30 + 14 \cdot 20} = 7{,}16 < 8$ kp/cm²

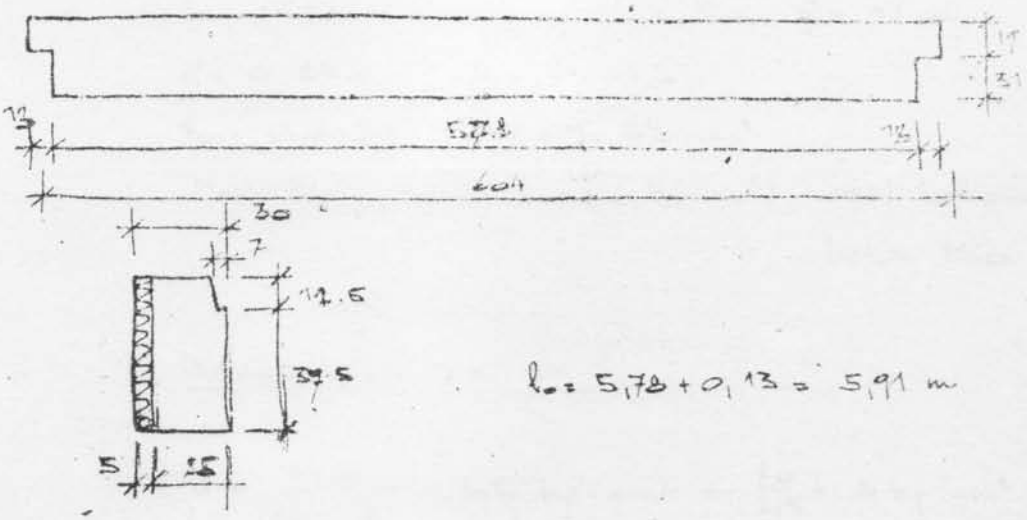
provede se konstruktivní vázané smyková

2 ohyby ⌀ AI 8

třmínky ⌀ AI 8 po 30 cm

Pro účinky krouceni platí totéž, co on
privlaky v obytném podlaží

STUŽIDLO - TOBOLSKÍ



$l_0 = 5{,}78 + 0{,}13 = 5{,}91$ m

Zatížení

vl. váha	0,25 0,5 2500	313
isolace	0,05 0,5 700	18
parapet stěna	0,3 · 0,8 · 1450 ...	348
okno		50
		729 kp/m

Podporová reakce $A = 729 \cdot 6{,}04 \cdot \frac{1}{2} = 2200$ kp

$T_{max} = 729 \cdot 5{,}78 \cdot \frac{1}{2} = 2110$ kp

Moment: $M_{max} = \frac{1}{8} \cdot 729 \cdot 5{,}91^2 = 3190$ kpm

Dimensování na ohyb

$M_{un} = 1{,}9 \cdot 3190 = 6060$ kpm

$b = 25 - 7 = 18$ cm $\quad h = 50 - 3 = 47$ cm

$\alpha = 0{,}256 \quad \mu = 0{,}69\%$

$F_a = 0{,}0069 \cdot 18 \cdot 47 = 5{,}83$ cm²

navrženy 4 ϕ AII 12 (6,56 cm²) ocel 10300

beton 250

Dimensování na smyk

$\tau = \frac{2110}{18 \cdot 47} = 2{,}5$ kp/cm² $< \frac{40}{2{,}5} = 8$ kp/cm²

Provede se konstruktivní smyková výztuž

2 ϕ A12 se ohnou

ϕ AI 8 třmínky po 35 cm jednostřižné

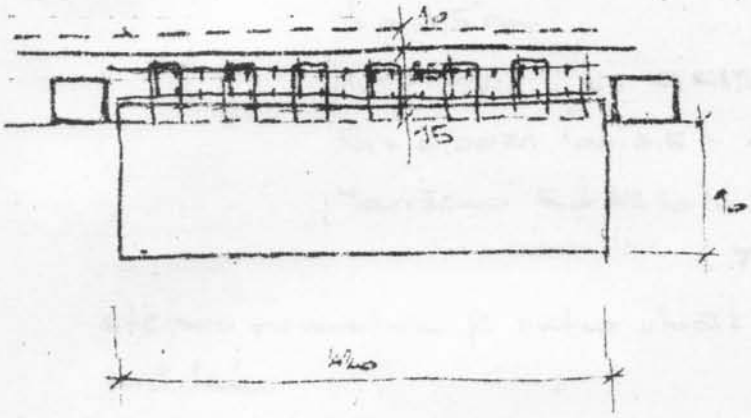
Montážní háky

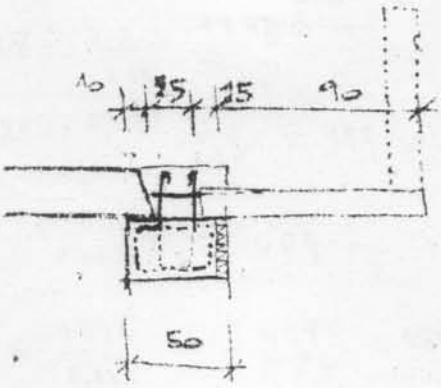
$P_{un} = \frac{2 \cdot (313 + 12)\, 6{,}04}{2 \cdot 2} = 1500$ kp

navrženy ϕ AI 10 (2613 kp) háky se

skryjí do prováslaku

NÁVRH BALKONU

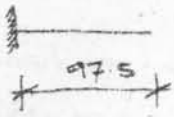




Zatížení	vl. váha 0,1 m · 1500 ...	150
	podlaha	150
	nahodilé	500
		900 kg/m²

Návrh armatury v desce

$M = \frac{1}{2} \cdot 0{,}975^2 \cdot 900 = 428$ kpm/m



$M_u = 1{,}9 \cdot 428 = 814$ kpm

$b = 100$ cm $d = 10$ cm

$h = 8{,}5$ cm

$\alpha = 0{,}298$ $\mu = 0{,}51\%$

$F_a = 0{,}0051 \cdot 100 \cdot 8{,}5 = 4{,}33$ cm²

Navrženo 5 ϕ 14 10/m'

(7,56 cm²)

stejnou armaturu je nutno vložit do příčníků

$M_{1k} = \frac{M_{2b} \cdot 4{,}12}{0{,}95} = 1798$ $M_{1k} = P_{1k}$

$M_k = \frac{250 \cdot 0{,}975^2}{2} \cdot 4{,}12 = 499$

$M_{2k} = 1798\ S_z - 499$

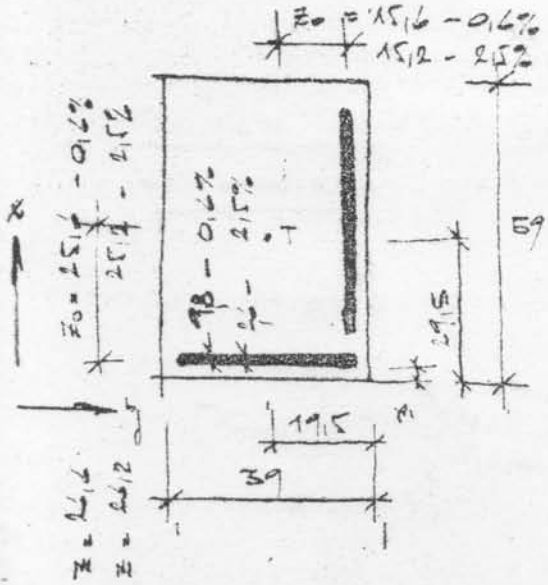
$P_{2k} = \frac{1798}{0{,}975} S_z - \frac{499}{0{,}975} = 1840 S_z - 510$

Pro $S_z = 1{,}2$ $P_{120} = 2210 - 510 = 1700$ kp

NÁVRH PILÍŘŮ

Pilíře jsou navrženy ve dvou úrovnostech 1) s maximálním stupněm vyztužení
2) s minimálním stupněm vyztužení

Kvalita použitého betonu B 330
Excentricitu uvažuji 1 cm.



$s_0 = 2{,}2$

$F_b = 39 \cdot 59 = 2300\ cm^2$

$\sigma_c = 215\ kp/cm^2$

$\sigma_a = 2555\ kp/cm^2$

$i = \frac{39}{\sqrt{12}} = 11{,}25\ cm$

$\lambda = \frac{280}{11{,}25} = 24{,}9 < 5$

vzpěr není nutno uvažovat

Dovolené zatížení pro centrický tlak

1) $\mu = 0{,}6\ \%$ → 13,8 cm 4 ϕ A 18 (14,76 cm²)
(33,95 t)

$$P_{dov} = \frac{2300 \cdot 215 + 33950}{2{,}2} = \frac{495000 + 33950}{2{,}2} =$$

$$= \frac{528950}{2{,}2} = \underline{240\,000\ kp}$$

2) $\mu = 2{,}5\%$ $57{,}5\,cm^2$ → 2 φ 18 (61,58 cm²)
(141,64 +)

$$P_{dov} = \frac{495\,000 + 141\,640}{2{,}2} = \frac{636\,640}{2{,}2} =$$

$$= 289\,000\ kp$$

$$\mu_{skut} = \frac{61{,}58 \cdot 100}{2300} = 2{,}68\% < 3\%$$

<u>Dovolené zatížení pro malou excentricitu</u>
<u>ve směru k</u> ($e = 1\,cm$)

1) $\mu = 0{,}6\%$

$$P_{dov} = \frac{528\,950 \cdot 0{,}256}{2{,}2 \cdot 0{,}266} = 231\,000\ kp$$

2) $\mu = 2{,}5\%$

$$P_{dov} = \frac{636\,640 \cdot 0{,}256}{2{,}2 \cdot 0{,}266} = 278\,000\ kp$$

2) $\mu = 2{,}5\%$ $57{,}5\,cm^2$ → 2 ⌀ 12 (61,58 cm²)
(141,64 t)

$$P_{dov} = \frac{495\,000 + 141\,640}{2{,}2} = \frac{636\,640}{2{,}2} =$$

$$= 289\,000\ kp$$

$$\mu_{skut} = \frac{61{,}58 \cdot 100}{4300} = 1{,}68\% < 3\%$$

<u>Dovolené zatížení pro malou excentricitu</u>
<u>ve směru x</u> $(e = 1\,cm)$

1) $\mu = 0{,}6\%$

$$P_{dov} = \frac{528\,750 \cdot 0{,}256}{2{,}2 \cdot 0{,}266} = 231\,000\ kp$$

2) $\mu = 2{,}5\%$

$$P_{dov} = \frac{636\,640 \cdot 0{,}256}{2{,}2 \cdot 0{,}266} = 278\,000\ kp$$

Dovolené zatížení pro malou excentricitu ve směru y (e = 1 cm)

1) $\mu = 0{,}6\,\%$

$$P_{dov} = \frac{528\,950 \cdot 0{,}156}{2{,}2 \cdot 0{,}166} = 225\,000\ kp$$

2) $\mu = 2{,}5\,\%$

$$P_{dov} = \frac{636\,640 \cdot 0{,}152}{2{,}2 \cdot 0{,}162} = 271\,000\ kp$$

Závěr navržené stupně vyztužení vyhoví pro 14 NP věžového domu, při zemi příř

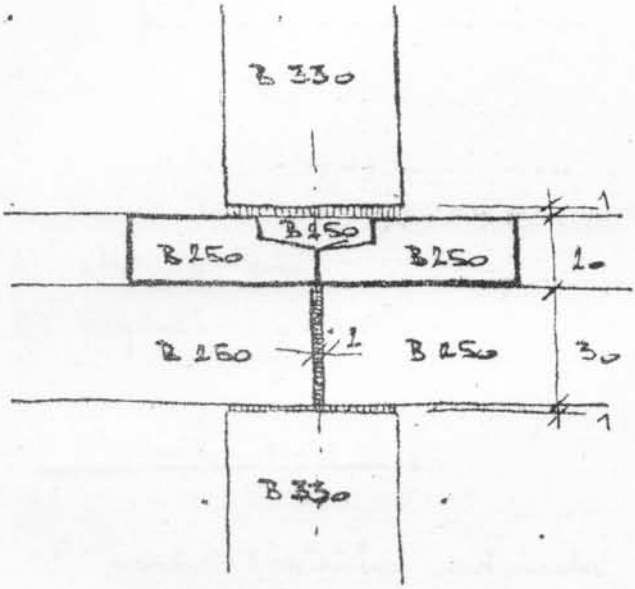
201 - 4 ϕ 41 18 + 2 ϕ 41 10 konstruktivní má únosnost 225,0 t a použije se od 3 NP výše

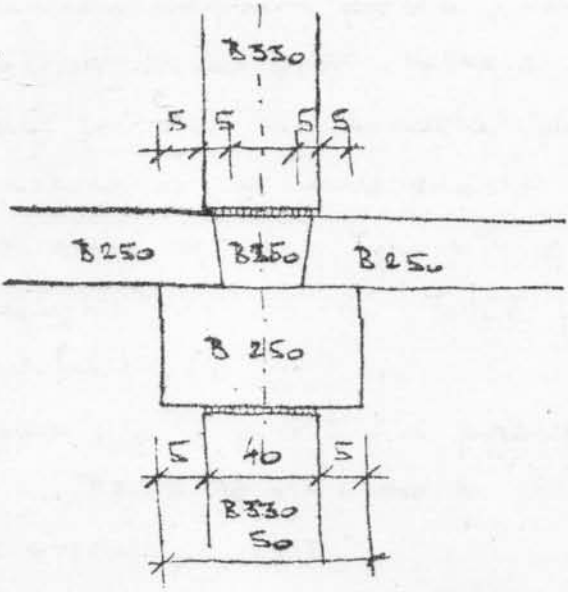
202 - 8 ϕ 41 26 má únosnost 271,0 t a použije se v 1PP a 1NP, 2NP

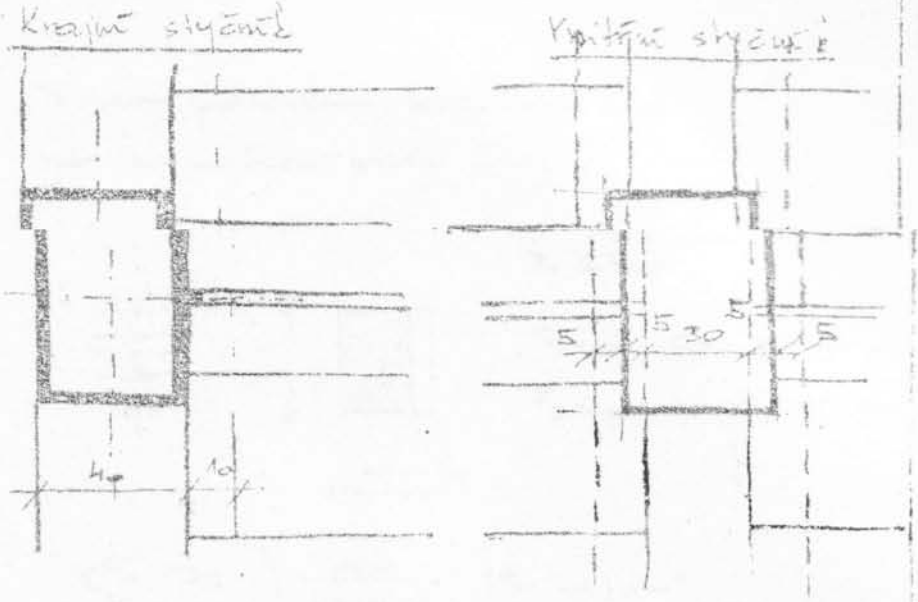
Pata zhlaví příčně se vyarmuje silněji proti smyknutí - jinak třmínky ϕ 41 10 á 20 cm

POSOUZENÍ STYČNÍKU

Úprava styčníku vychází svým pojetím z styčníku experimentální stavby Michalkovice. Přičemž zde však problematika vyplývající z různé kvality betonu ve styčníku.







Je nutné se zabývat dvěma případy:

A) styčník krajní

B) styčník vnitřní

A) Styčník krajní.

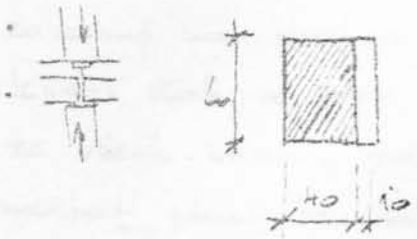
V tomto styčníku odpadá problém zatížení stropních panelů, neboť jsou uloženy mimo pilíř. Veškeré zatížení musí přenést nadbetonáž průvlaku. Dobetonávka se bude snažit vybočit do vnějšího lica. Tyto síly je nutné zachytit armatou. Totéž platí pro průvlak.

Osová síla v pilíři činí přibližně

$P = 13 \cdot 18{,}41 = 240$ t

ve styčníku 1 MP

Provedu posouzení převlaku na namáhání podle ČSN



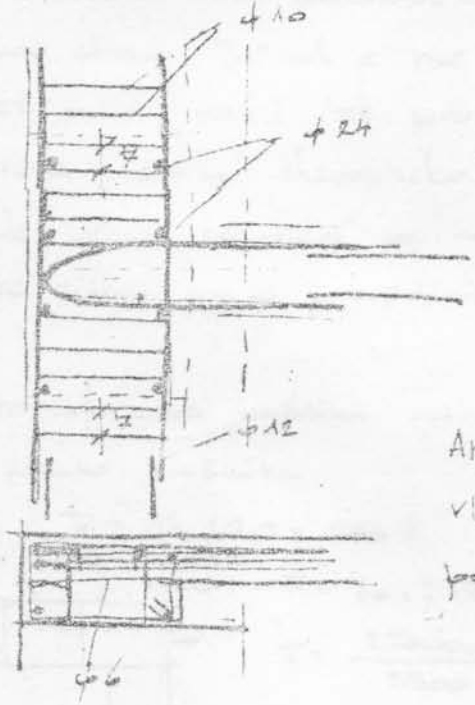
B 250

$F_1 = 60 \cdot 50 = 3000\ cm^2$

$F_2 = 60 \cdot 40 = 2400\ cm^2$

$$\sigma_{zv}^{c} = 175 \cdot \sqrt[3]{\frac{3000}{2400}} = 190\ kp/cm^2$$

$$P_{dov} = 190 \cdot 60 \cdot 50 \cdot \frac{1}{2{,}2} = 260\,000 > 240\,000\ kp$$



Armovací koš vložený do záhlaví pod pilíř

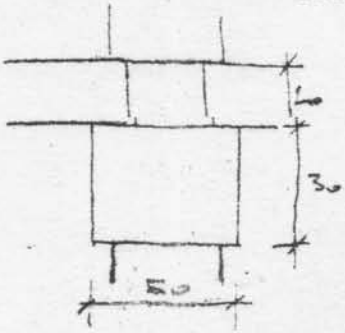
Lze předpokládat, že dojde k odloupnutí krycí vrstvy betonu v převlaku.

3) <u>Styčník vnitřní</u>

Dochází k sevření čel panelů, které zasahují na hloubku 5 cm pod pilíř. Jelikož však se jedná o oblast uzavřenou ze všech stran, muselo by porušení nastat prasknutím betonu. K tak velkému napětí však nedochází, navíc styčník je opět silně vyztužen proti takovým silám. Namáhání v průvlaku již je problematické, neboť v tomto případě již je oblast, přenášející tlaky, ohraničena pouze ze dvou stran. Průvlak je sice o 5 cm (na obě strany) širší než pilíř, takže lze provést armaturu, která obepíná teoretickou oblast tlaků, ale přesto odpověď na tuto otázku lze získat pouze provedením zkoušek.

Pro informaci uvádím napětí, které vzniká v tomto styčníku

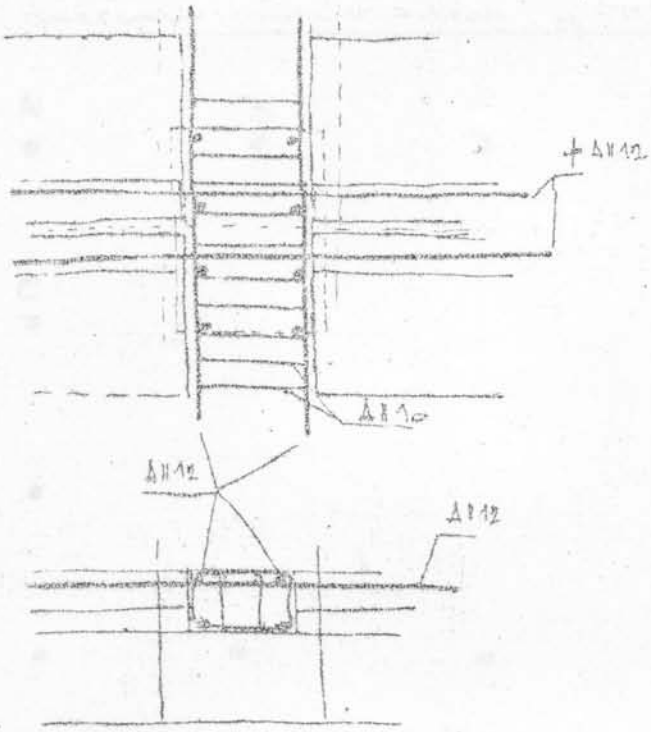
$P = 13 \cdot 21{,}1 = 274\ t$



$F = (60 + 2 \cdot 25) \cdot 50 = 5500\ cm^2$

$\sigma = \frac{274000}{5500} = 49{,}8\ kp/cm^2$

za předpokladu rozdělení napětí pod $\measuredangle 45°$


+ Δ II 12
Δ II 10
Δ II 12
Δ II 12

Schema montovaných pilířů

OSOVÉ SÍLY PILÍŘŮ VE STŘEŠE

h. věka portfe 1310 kp

PILÍŘ A

zatížení

~~[illegible]~~ ~~[illegible]~~

koncovým krajním provlakem A_2^{max} 10100

1310

celkem 11410 kp

PILÍŘ B

koncovým vnitřním provlakem A_1^{max} 17950

1310

celkem 19260 kp

PILÍŘ C

koncovým krajním provlakem A_1^{max} 7900

středním krajním provlakem A_1^{max} 4410

1310

12620 kp

OSOVÉ SÍLY. PILÍŘŮ NA JEDNOM PODLAŽÍ

vl. váha pilíře 0,59 · 0,39 · 2,28 · 2500 = 1310 kp

PILÍŘ A

koncový v krajním průvlaku	A_2^{max}	15320
		1310
	celkem	16630 kp

PILÍŘ B

koncovým v vnitřním průvlaku	A_2^{max}	19790
		1310
	celkem	21100

PILÍŘ C

		1310
koncovým k vnitřním průvlakem	A_1^{max}	7445
středním k vnitřním průvlakem	A_1	9660
	celkem	18415

Osové síly v pilířích na 12MP v tunách

	A		B		C	
	P	L	P	L	P	L
pergola						
střecha	11,41		19,26		17,62	
12 MP	16,63	11,41	21,1	19,26	18,41	17,62
11 MP	16,63	27,04	21,1	40,36	18,41	36,03
10 MP	16,63	43,67	21,1	61,46	18,41	54,44
9 MP	16,63	60,30	21,1	82,56	18,41	72,85
8 MP	16,63	76,93	21,1	103,66	18,41	91,26
7 MP	16,63	93,56	21,1	124,76	18,41	109,67
6 MP	16,63	110,19	21,1	145,86	18,41	128,08
5 MP	16,63	126,82	21,1	166,96	18,41	146,49
4 MP	16,63	143,45	21,1	188,06	18,41	164,90
3 MP	16,63	160,08	21,1	209,16	18,41	183,31
2 MP	16,63	176,71	21,1	230,26	18,41	201,72
1 MP	16,63	193,34	21,1	251,36	18,41	220,13
suterén		209,97		272,46		238,54

OBOVÁ SÍLA SCHODIŠTOVÉHO JÁDRA

A) Na jedno podlaží

Zatížení

4x konzoly vnitřním prvkem 4 · 8640 ... 34500
4x střední vnitřním prvkem 4 · 9660 ... 38700
monolitická deska DL 2x(5318 + 4946) ... 20500
vlastní váha 30000
123700 kp

B) Na 2 v tunách

		Σ
terasa		
střecha	188,78	188,78
12 NP	123,7	312,48
11 NP	123,7	436,18
10 NP	123,7	559,88
9 NP	123,7	683,58
8 NP	123,7	806,28
7 NP	123,7	929,98
6 NP	123,7	1052,68
5 NP	123,7	1186,38
4 NP	123,7	1310,08
3 NP	123,7	1433,78
2 NP	123,7	1557,48
1 NP	123,7	1681,18
suterén		

c) Zatížení jádra střechou

4x koncovým vnitřním pr.	4 x 13550 ...	54200
4x středním vnitřní pr.	4 x 7260	29000
monolitická Deska DI		20500
vlastní váha		30000
reakce výtahů		6180
střecha nad strojovnou		30900
zdivo strojovny		18000
		188780 kp

V domě 12 MP jsou panely

výtah 250 kp/m²	–	2180 kp
výtah 350 kp/m²	–	4000 kp
		6180 kp

Střecha strojovny 6,3 . 7,0 . 700 ... 30900

výpočet je proveden odhadem

Zdivo strojovny (zhruba podle výpočtu

váhy celkat. schodišťového jádra

(13,3 – 1,28) . 1500 .... 18000 kp

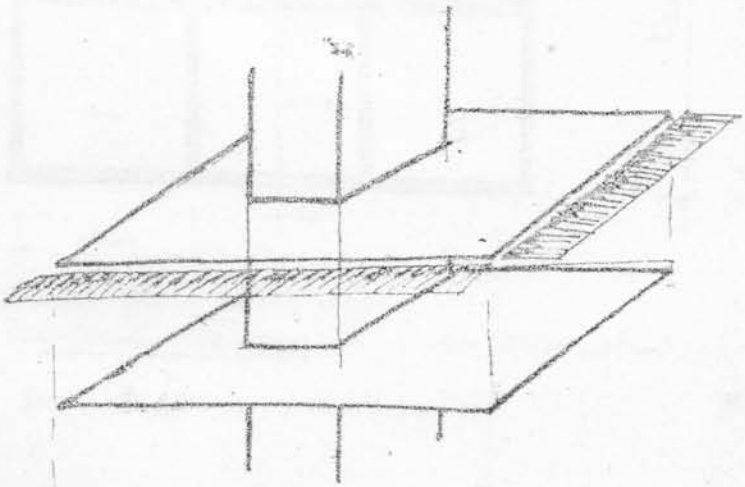
ÚČINKY VĚTRU

č. 4. 2,8m

Patra	P	Výška v m	Tlak větru kg/m²	Vodorovná síla ve stupni kg	Momentová plocha k kotě 0.00	Celkový moment ve kotě 0.00 v závislosti na poloměru v tm	Posouvající síla v závislosti na poloměru v t ve kotě 0.00
20	22	56.80		440	12,850	230,42	7,084
19	21	54.00	150	440	13,500	248,07	6,874
18	20	53.20	150	420	12,350	194,57	6,454
17	19	50.40	150	420	11,200	172,22	6,034
16	18	47.60	150	406	10,300	151,02	5,614
15	17	44.80	140	385	9,250	131,72	5,208
14	16	42.00	135	378	8,900	114,47	4,823
13	15	39.20	135	371	8,550	98,57	4,445
12	14	[illegible]	130	364	8,250	84,02	4,074
11	13	[illegible]	130	357	7,900	70,77	3,710
10	12	[illegible]	125	350	7,600	58,77	3,353
9	11	[illegible]	125	343	7,310	47,97	3,003
8	10	[illegible]	120	336	6,460	38,36	2,660
7	9	[illegible]	120	322	5,110	29,900	2,324
6	8	[illegible]	110	308	5,050	22,690	2,002
5	7	[illegible]	110	294	4,940	16,900	1,694
4	6	[illegible]	100	280	4,920	11,960	1,400
3	5	[illegible]	100	280	3,140	7,040	1,120
2	4	[illegible]	100	280	2,350	4,900	0,840
1	3	[illegible]	100	280	1,570	2,550	0,560
P	2	[illegible]	100	280	0,740	0,740	0,280
	1	0.00	100	[illegible]			

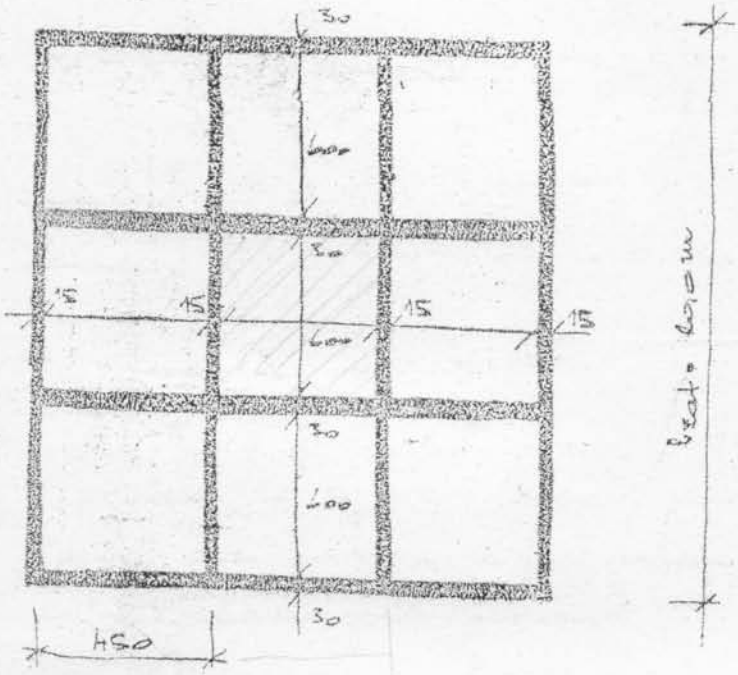
POSOUZENÍ STROPNÍ DESKY

Stropní deska přenáší pro zmonolitnění rozdorovné účinky do schodišťového jádra



Jelikož konstrukce je kloubová může dojít k poklesnutí některého rámu, nebo stojky čímž se uvolní stropní panely v zálivkách Funkce desky však není porušena neboť prostorová systému je zabezpečena ~~opět~~ soustavou monolitických kleneb a dobetonování. Nemůže dojít k posunutí stropních panelů navzájem mezi sebou

Schema záhvěr



Zatížení větrem $w = 130\ kp/m^2$

$p = 1{,}8 \cdot 130 = 364\ kp/m^2$

Síla v záhvěru za předpokladu, že se účinky větru přenášejí konsolovitě pouze jedním polem panelů

$M = \frac{1}{2} \cdot 364 \cdot 6{,}5^2 = 6200\ kpm$

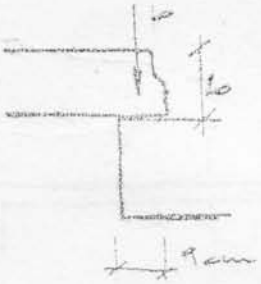
$r = 4{,}5\ m \qquad N_a = \frac{6200}{4{,}5} = 1800\ kp$

$N_{a.sa} = 1800 \cdot 1{,}65 = 3000\ kp$

Postačí 4 ⌀ 10 (5,14 +) z konstrukčních důvodů se provedou 4 ⌀ 14, do spar panelů se vloží příložky 4 ⌀ 10

Posouzení na smyk

$T = 1,7 \cdot 3674 = 2440$ kp



$\tau = \frac{2440}{10 \cdot 450} = 0,270$ kp/cm²

V případě, že se smyk přenese pouze třením mezi parkem a prevlakem je bezpečnost proti posunutí

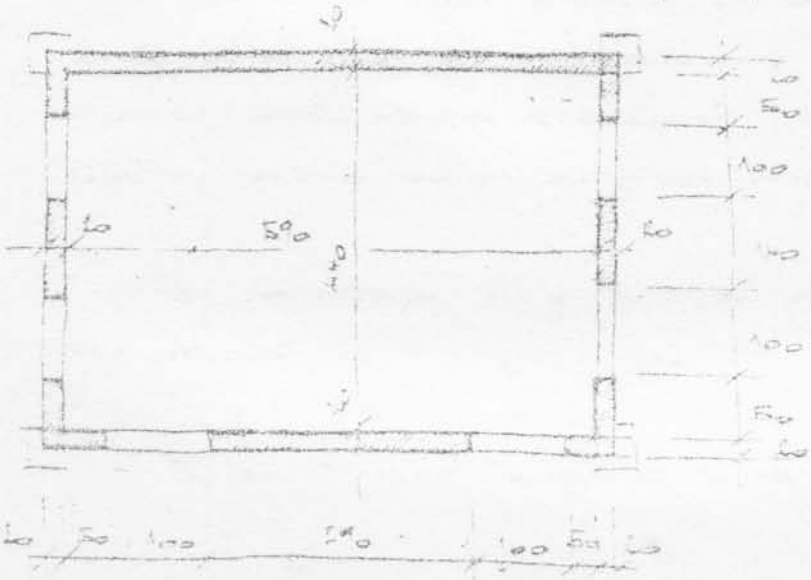
$p = 2215$ kp/m $\quad c = 0,6$

$P' = 2215 \cdot 0,6 = 1330$ kp

$\tau = \frac{1330}{9 \cdot 100} = 1,47$ kp/cm²

$\sigma = \frac{1,47}{0,27} = 5,45$ z čehož vyplývá, že i za takovýto předpokladu je tloušťka desky dostatečná.

VÝPOČET ÚNOSNOSTI KRABICOVÉHO PRŮŘEZU



Tento řádek únosnosti kraticového průřezu je závislostí na stupni vyztužení a velikosti excentricity. Pro výpočet vnitřní hlubší obdélníkové či kruhové desky lze využívat k maximálního zatížení na zdvojení kraticových kruhových desek po roku 1 km. Tato závislost vychází z teoretického odvození na umístění stejné bodové zátěže. Pomocí kruhových desek směrem k vnitřní desce se nemění únosnost průřezu.

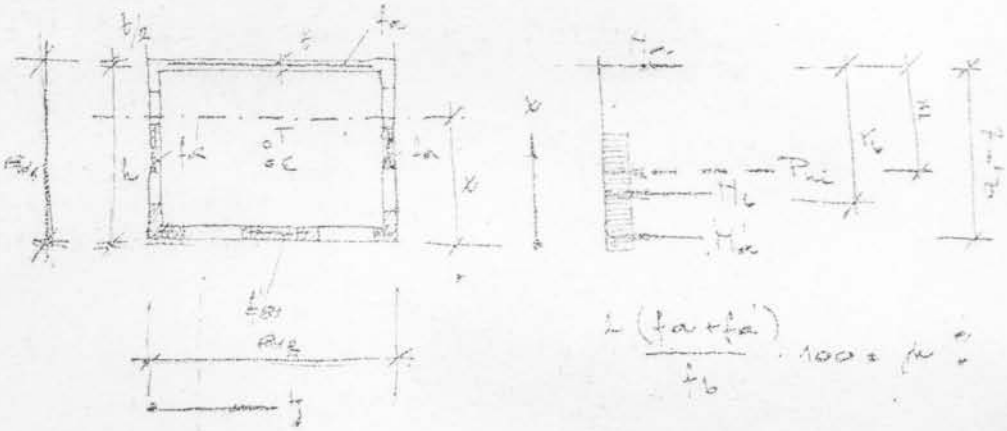
Do čistého průřezu nezapočítávám plochu rohových průřezů. Činím tak jednak pro zjednodušení výpočtu, jednak proto, že není zaručeno vyplnění kapes po uložení betonem.

Výpočet únosnosti průřezu provedu podle vztahů, které jsou uvažovány pro výpočet podle stupně účinnosti, pro zpětný tah s malou a velkou výstředností.

Pro rozvoru sil v průřezu platí tyto rovnice:

$$P_u = M_b + \Sigma M_a' - \Sigma M_a$$

$$P_u \cdot z = M_b \cdot z_b - \Sigma M_a' \cdot r_a' - \Sigma M_a \cdot r_a$$



$$\mu = \frac{(f_a + f_a')}{f_b} \cdot 100 = \%$$

Předpokládám průřez oboustranně souměrně vyztužený, tedy $f_a = f_a'$

$F_b = 50 \cdot 40 + 30 \cdot 40 + 280 \cdot 40 \cdot 2 =$

$= 14000 + 1200 + 11200 = 36800 \text{ mm}^2$

Pro vzdálenost y_b, tj. vzdálenost těžiště tlačené části průřezu od osy tažených vložek platí tyto rovnice:

$$10 < x \leq 40 \quad : \quad y_b = 470 - \frac{x}{2} \ [cm] \qquad (1)$$

$$40 < x \leq 70 \quad : \quad y_b = \frac{40 \cdot 430 \cdot 460 + (x-40) \cdot 40 \cdot 2 \left(450 - \frac{x-40}{2}\right)}{40 \cdot 430 + (x-40) \cdot 40 \cdot 2}$$

$$= \frac{5^{4}70000 + (40x - 800)\left(450 - \frac{x}{2}\right)}{8600 + 40x - 800}$$

$$= \frac{397 \cdot 10^{3} + 18400x - 360 \cdot 10^{3} - 400x^{2} - 20}{7800 + 40x}$$

$$= \frac{3002 \cdot 10^{3} + 138 \cdot 10^{3}x - 20x^{2}}{7800 \cdot 10^{3} + 40x} \ [cm] \qquad (2)$$

$$70 < x \leq 170 \quad : \quad y_b = \frac{3002 \cdot 10^{3} + 138 \cdot 10^{3} \cdot 70 - 2 \cdot 70^{2}}{780 + 4 \cdot 70} =$$

$$= \frac{(3002 + 1315 - 49) \cdot 10^{3}}{4100 \cdot 10^{3}} =$$

$$= \frac{4318}{100} = 454 \ cm \qquad (3)$$

$$170 < x \leq 310 \quad : \quad y_b = \frac{(40 \cdot 430 + 250 \cdot 40) \cdot 454 + 2 \cdot (x-170) \cdot 40 \left[450 - \left(150 + \frac{x-170}{2}\right)\right]}{40 \cdot 430 + 250 \cdot 40 + (x-170) \cdot 2 \cdot 40}$$

VC SNOŽKA X

$$= \frac{(8000 + 6000)\,454 - 40x + 6800)\left(365 - \frac{x}{2}\right)}{8000 + 6000 + 40x - 6800} =$$

$$= \frac{4,54 \cdot 10^4 + 154000\,x + 3400\,x - 260000 - 20x^2}{3800 + 40x}$$

$$= \frac{2,19 \cdot 10^5 - 1,66 \cdot 10^5 - 20x^2}{3800 + 40x}\ [cm] \qquad (4)$$

$365 < x \leq 410$

$$y_b = \frac{2,19 \cdot 10^5 - 1,66 \cdot 365 \cdot 10^5 - 20 \cdot 365^2}{3800 - 40 \cdot 365} =$$

$$= \frac{(2,19 - 5,83 - 1,46)\,10^5}{1,02 \cdot 10^5} =$$

$$= \frac{6,10}{1,02} = 3,77\ m \qquad (5)$$

$410 < x \leq 460$

$$y_b = \frac{(20 \cdot 430 + 20 \cdot 50 \cdot 2 + 2 \cdot 40 \cdot 20) \cdot 3,77}{20 \cdot 430 + 20 \cdot 50 \cdot 2 + 2 \cdot 40 \cdot 20}$$

$$= \frac{2 \cdot (x - 410) \cdot 20 \cdot \left[50 - \left(390 + \frac{x - 410}{2}\right)\right]}{2(x - 410) \cdot 20} =$$

$$= \frac{(8000 + 6000 - 5000)\,3,77 - 40x - 16000)\left(260 - \frac{x}{2}\right)}{8000 + 6000 - 5000 + 40x - 16000} =$$

$$= \frac{4,0 \cdot 10^5 - 10000\,x + 6000\,x - 4,35 \cdot 10^5 - 20x^2}{-2000 + 40x}$$

$$= \frac{1,35 \cdot 10^5 - 1,88 \cdot 10^5 - 20x^2}{-2000 + 40x}\ [cm] \qquad (6)$$

$460 < x \leq 500$

$$y_b = \frac{1,35 \cdot 10^5 + 1,88 \cdot 40 \cdot 10^5 - 20 \cdot 460^2}{-2000 + 40 \cdot 460} =$$

$$= \frac{(175 + 865 - 425)\,10^4}{-600 + 48400} = \frac{615}{1{,}82} = 338\ cm \quad (7)$$

$10 \le y \le 20$

$$r_b = 600 - \frac{x}{2} \quad [cm] \qquad (8)$$

$20 \le y \le 70$

$$r_b = \frac{120 \cdot 20 \cdot 610 + (x-20)\,2\,20\left(600 - \frac{x-20}{2}\right)}{600\,20 + (x-20)\,2\,20} =$$

$$= \frac{342\,10^4 + (40x - 800)\left(610 - \frac{x}{2}\right)}{12000 + 40x - 800} =$$

$$= \frac{342 \cdot 10^4 + 24400x - 20x^2 + 400x - 488000}{11200 + 40x} =$$

$$= \frac{293{,}2\,10^4 + 2{,}448x \cdot 10^4 - 20x^2}{11200 + 40x} \quad [cm] \quad (9)$$

$y = 70\ cm$

$$r_b = \frac{293{,}2 \cdot 10^4 + 2{,}448 \cdot 70 \cdot 10^4 - 20 \cdot 70^2}{11200 + 40 \cdot 70} =$$

$$= \frac{(293{,}2 + 171{,}4 - 0{,}98)\,10^4}{7600} = \frac{457{,}4}{0{,}76} = 600\ cm \quad (10)$$

$70 \le y \le 170$

$$r_b = \frac{120 \cdot 20 \cdot 610 + 20 \cdot 50 \cdot 2 \cdot 575 + (x-70)\,2\,20\left(550 - \frac{x-70}{2}\right)}{120 \cdot 20 + 20 \cdot 50 \cdot 2 + (x-70)\,20} =$$

$$= \frac{342\,10^4 + 115 \cdot 10^4 + (20x - 1400)\left(550 - \frac{x}{2}\right)}{12000 + 2000 + 20x - 1400} =$$

$$= \frac{457 \cdot 10^4 + 11700x - 10x^2 + 700x - 840000}{4400 + 20x} =$$

$$= \frac{375 \cdot 10^4 + 12400x - 10x^2}{4400 + 20x} \quad [cm] \quad (11)$$

$170 < y \leq 400$

$$K_0 = \frac{280 \cdot 20 \cdot 410 + 20 \cdot 50 \cdot 2 \cdot 575 + 100 \cdot 20 \cdot 500 +}{280 \cdot 20 + 20 \cdot 50 \cdot 2 + 100 \cdot 20}$$

$$\frac{+ (x - 170) \cdot 20 \cdot 2 \left(450 - \frac{x - 170}{2}\right)}{(x - 170) \cdot 20 \cdot 2} =$$

$$= \frac{342 \cdot 10^4 + 115 \cdot 10^4 + 100 \cdot 10^4 (40x - 6800)(575 - \frac{x}{2})}{5600 + 2000 + 2000 + 40x - 6800}$$

$$= \frac{457 \cdot 10^4 + 29100x - 20x^2 + 3400x - 344 \cdot 10^4}{2800 + 40x} =$$

$$= \frac{293 \cdot 10^4 + 42800x - 20x^2}{2800 + 40x} \quad [cm] \quad (12)$$

$400 < y \leq 560$

$$K_0 = \frac{280 \cdot 20 \cdot 410 + 20 \cdot 50 \cdot 2 \cdot 575 + 100 \cdot 20 \cdot 500 + 190 \cdot 20 \cdot 2 \cdot 255 +}{280 \cdot 20 + 20 \cdot 50 \cdot 2 + 100 \cdot 20 + 190 \cdot 20 \cdot 2}$$

$$+ \frac{(x - 400) \cdot 20 \left(100 - \frac{x - 400}{2}\right)}{(x - 400) \cdot 20} =$$

$$= \frac{342 \cdot 10^4 + 115 \cdot 10^4 + 100 \cdot 10^4 + 196 \cdot 10^4 + (20x - 9200)(80 - \frac{x}{2})}{5600 + 2000 + 2000 + 11600 + 20x - 9200} =$$

$$= \frac{753 \cdot 10^4 + 7800x - 10x^2 + 1600x - 359 \cdot 10^4}{11200 + 20x - 9200} =$$

$$= \frac{394 \cdot 10^4 + 12400x - 10x^2}{2000 + 20x} \quad [cm] \quad (13)$$

$$500 - \frac{x}{2} = 40$$

$$Y_b = \frac{280 \cdot 40 \cdot 40 - 40 \cdot 50 \cdot 2 \cdot 575 + 100 \cdot 40 \cdot 500 +}{280 \cdot 40 + 40 \cdot 50 \cdot 2 + 40 \cdot 100 +}$$

$$\frac{290 \cdot 2 \cdot 40 \cdot 255 + 100 \cdot 40 \cdot 110 + (x - 500) \cdot 40 \cdot 2}{290 \cdot 2 \cdot 40 + 100 \cdot 40 + (x - 500) \cdot 40 \cdot 2}$$

$$\frac{\left(40 + \frac{x - 500}{2}\right)}{} =$$

$$= \frac{342 \cdot 10^4 + 115 \cdot 10^4 + 100 \cdot 10^4 + 296 \cdot 10^4 + 22 \cdot 10^4}{5000 + 6000 + 2000 + 11200 + 2000}$$

$$\cdot \frac{(40x - 22400)\left(340 - \frac{x}{2}\right)}{+40x - 22400} =$$

$$= \frac{975 \cdot 10^4 - 13000x - 20x^2 - 11200x - 762 \cdot 10^4}{800 + 40x}$$

$$= \frac{213 \cdot 10^4 - 24200x - 20x^2}{800 + 40x} \quad [cm] \qquad (14)$$

Hodnota momentu k ohybové tuhosti bokorysného průřezu z bodu rovnice

$$Y_b = F_b \cdot x_c$$

závisí na velikosti tlačené plochy průřezu

Pro stanovení této velikosti platí tato rovnice:

<u>Ve směru x:</u>

$$40 - x = 40 \qquad F_b = 450\,x \quad [cm^2] \qquad (15)$$

$50 < x \leq 70 \quad F_b = 4300 \cdot 50 + (x-50)\,50 \cdot 1 = 7500 + 40x \; [cm^2]$ (16)

$70 < x \leq 110 \quad F_b = 7500 + 40 \cdot 70 = 10\,600 \; cm^2$ (17)

$110 < x \leq 310 \quad F_b = 3500 + 40x \; [cm^2]$ (18)

$310 < x \leq 440 \quad F_b = 13\,500 \; cm^2 \; [cm^2]$ (19)

$440 < x \leq 460 \quad F_b = -500 + 50x \; [cm^2]$ (20)

<u>ve směru y</u>

$10 < y \leq 50 \quad F_b = 500x \; [cm^2]$ (21)

$50 < y \leq 70 \quad F_b = 4500 + 40x \; [cm^2]$ (22)

$70 < y \leq 170 \quad F_b = 6500 + 50x \; [cm^2]$ (23)

$170 < y \leq 460 \quad F_b = 8500 + 40 \cdot x \; [cm^2]$ (24)

$460 < y \leq 560 \quad F_b = 12\,000 + 50x \; [cm^2]$ (25)

$560 < y \leq 610 \quad F_b = 500 + 40x \; [cm^2]$ (26)

Napsat rovnici pro $r_b - x$

$460 < x \leq 470$

$$r_b = \frac{(100 \cdot 430 + 100 \cdot 50 \cdot 2 \cdot x + 2 \cdot 440 \cdot 100)\ 358{,}47}{100 \cdot 430 + 100 \cdot 50 \cdot 2 \cdot x + 2 \cdot 440 \cdot 100}$$

$$+ \frac{(x - 400) \cdot 63 \cdot \left[45 - \left(44 + \frac{x - 445}{2}\right)\right]}{(x - 440) \cdot 630} =$$

$$= \frac{(10000 + 4000 + 5000)\ 358 + (630x - 270000)\left(x + 1 - \frac{x}{2}\right)}{10000 + 4000 + 5000 + 630x - 270000} =$$

$$= \frac{6450 \cdot 10^4 + 1512000x - 315x^2 + 145000x - 6960 \cdot 10^4}{630x - 271000} =$$

$$= \frac{-6343{,}6 \cdot 10^4 + 1{,}6743 \cdot 10^6 x - 315x^2}{630x - 27{,}10 \cdot 10^4} \qquad (47)$$

$x = 470$

$$r_b = \frac{-6343{,}6 \cdot 10^4 + 1{,}6743 \cdot 470 \cdot 10^4 - 315 \cdot 470^2}{630 \cdot 470 - 27{,}10 \cdot 10^4} =$$

$$= \frac{-6343{,}6 \cdot 10^4 + 7871{,}21 \cdot 10^4 - 69{,}58 \cdot 10^4}{29{,}61 \cdot 10^4 - 27{,}10 \cdot 10^4} =$$

$$= \frac{64{,}0}{2{,}45} = 26{,}2 \text{ cm} \qquad (48)$$

$460 < x \leq 470 \qquad r_b = 630x - 27{,}10 \cdot 10^4 \qquad (49)$

$x = 470 \qquad r_b = 29{,}61 \cdot 10^4 = 24500 \text{ cm}^2$

[illegible]

470 ≤ x ≤ 450

$$r_b = \frac{-(50 \cdot 430 + 70 \cdot 5 - 6 \times 2 + 6 \cdot [illegible] + [illegible] \cdot 50) \cdot 2 \cdot 62 -}{50 \cdot 430 + 50 \cdot 50 \cdot 2 \times 2 + 2 \cdot 430 \cdot 50 - 10 \cdot 430 +}$$

$$\frac{-(x - 470) \cdot 10 - \left(\frac{x - 470}{2}\right)}{+ (x - 470) \cdot 430} =$$

$$= \frac{(3000 + 4000 + 5400 + 6300) \cdot 2^{10} - (6300 \times 1 + 1800 \times 0)}{4000 + 4000 + 5600 + 6300 + 6300 \times 1 + 2916 \cdot 100}$$

$$\frac{\cdot \left(\frac{x}{2} - 235\right)}{} =$$

$$= \frac{[illegible]}{[illegible]} =$$

$$= \frac{-[illegible] \cdot 10^4 - [illegible]}{-27{,}16 \cdot 10^4 + 430 \times} \quad (29)$$

x ≥ 450

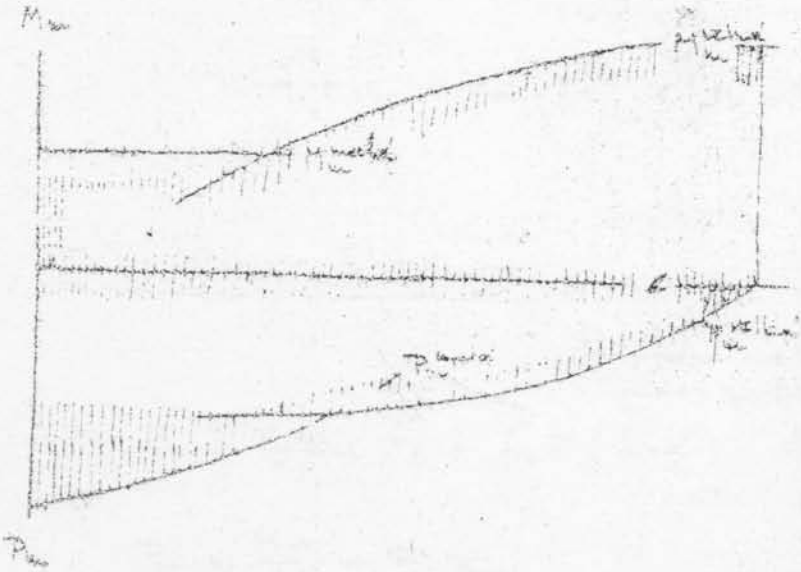
$$r_b = \frac{-633 \cdot r_1 - [illegible] \cdot 4^0 + [illegible] \cdot 450 \cdot 10^4}{-27{,}16 \cdot 10^4 + 430 \cdot 450} =$$

$$= \frac{-[illegible] - [illegible] \cdot 10^4 - [illegible] \cdot 10^4 + [illegible] \cdot 10^4}{-27{,}16 \cdot 10^4 + 30{,}24 \cdot 10^4} =$$

$$= \frac{[illegible]}{3{,}08} = 100{,}00\,cm = x_0 \quad (30)$$

$$F_b = 3\,080\,[illegible]\ cm^2 \quad (31)$$

Pro stanovení průběhu tvaru stupňů výstředností bude grafický způsob výhodný



Na tomto nomogramu lze odečítat velikost vnitřních sil a momentů pro různé průřezy, při čemž jednotlivé křivky se posouvají pro různé stupně vyztužení.

Příslušné rovnice, které mají tyto jednotlivé křivky:

A - vnitřní výstředností

Výsledné M_{ex}

$$P_{ex} = F \cdot z_{ex} + (f_{yk} + f_{ck}) \cdot \sigma$$

nebo $\qquad F$ = plocha celého průřezu

2) $P_m^{\text{mezní}} = M_{mm} \frac{1}{z}$

při čemž

$$M_m = \left[F x_c + (f_{a1} - f_{a2}) \cdot \sigma \right] z_0 = P_m \cdot z$$

B) - velká výstřednost

F_b = plocha tlačené části průřezu

$$M_m = F_b x_{cb} r_b + f_{a2} \sigma (h - a')$$

$$P_m = \frac{M_m}{z} = F_b x_{cb}$$

$$z = \frac{F_b x_{cb} r_b + f_{a2} \sigma (h - a')}{F_b \cdot x_{cb}}$$

$z = z_0 + e \qquad f_{a2} \sigma (h - a')$ = konst A pro určité μ

z_0 = konst B

$$e = \frac{F_b \cdot x_{cb} \cdot r_b + A}{F_b x_{cb}} - B$$

jelikož $F_b(x)$ a $r_b(x)$, které však nemají spojité derivace, provedeme výpočet pro zvolená z ze kterých stanovíme P_m, M_m, e

Hranice mezi malou a velkou výstředností leží v intervalu

$$0{,}6\ h < x < 0{,}8\ h$$

t.j. $0{,}6 . 470 < x < 0{,}8 . 470$

$$221 < x < 376$$

$$0{,}6\ .\ 620 < y < 0{,}8\ .\ 620$$

$$372 < y < 496$$

Výpočet provedu nejprve pro směr x pro velkou výstřednost

hodnoty X ; 10,5, 20, 70, 170, 220, 270
310, 410

hodnoty u : $h - d' = 460$ cm $= r_b'$

$F_b = 30800$ cm2

u %	f_b' [4100 cm2 $F_b \cdot u$]	N_b' [$f_b' \cdot 2{,}300$ t]	$N_b' \cdot r_b'$ [tm]
0,6	46,20	106	487,0
1,0	77,00	177	814,0
2,0	154,00	354	1630,0
3,0	231,00	531	2440,0

VÝPOČET Mč

Pam

B 250,
$\sigma_a = 207$ kg/cm²

x (cm)	F_b (cm²) podle rovnice		M_u (kp) Pam $[F_b\ \sigma_a]$	r_b (cm) podle rovnice		M_b (tm) $F_b\ r_b$
10,5	(15)	4510	935 000	(1)	464,75	4340
40	(15)	8600	1 780 000	(1)	460,0	8190
70	(16)	10 600	2 190 000	(2)	454,0	9950
170	(17)	10 600	2 190 000	(3)	454,0	9950
220	(18)	12 600	2 610 000	(4)	426	11 100
270	(18)	14 600	3 020 000	(4)	398	12 000
310	(18)	16 200	3 350 000	(4)	377	12 620
410	(19)	16 200	3 350 000	(5)	377	12 620
460	(20)	18 200	3 770 000	(7)	338	12 750
470	(31)	24 500	5 070 000	(28)	252	12 750
480	(32)	30 800	6 380 000	(30)	2080	12 750

ZDE OTÁZNÍK KOTP

* jelikož bylo původně chybně stanoveno z_0 (230 cm) jsou hodnoty a skutečné, vyšší o 30 cm (+30 cm)

$a = z - z_0$ $\quad z_0 = 200$ cm. $\quad \frac{M_m}{P_m} = k$

μ %		0,6		1,0		2,0		3,0	
M'_a, (tm)		487		814		1630		2440	
		M_m (tm)	a (cm)	M_m (tm)	a (cm)	M_m (tm)	a (cm)	M_m (tm)	a (cm)
P_m (t)	M_a (tm)		+30*		+30*		+30*		+30*
935	4340	4827	257	5154	323	5970	408	6780	495
1780	8190	8677	257	9004	275	9820	321	10630	368
2190	9950	10457	247	10764	261	11580	298	12390	335
2610	11100	11587	213	11914	227	12730	258	13540	289
3020	12000	12487	185	12814	196	13630	222	14440	248
3350	12620	13107	162	13434	172	14250	195	15060	219
3770	13750	13837	142	13564	149	14380	161	15190	171

[illegible]

Smyk 6 – mezní výstřednost

$F_b = 30\,000\ cm^2$ $\qquad \sigma_c = 175\ kp/cm^2$

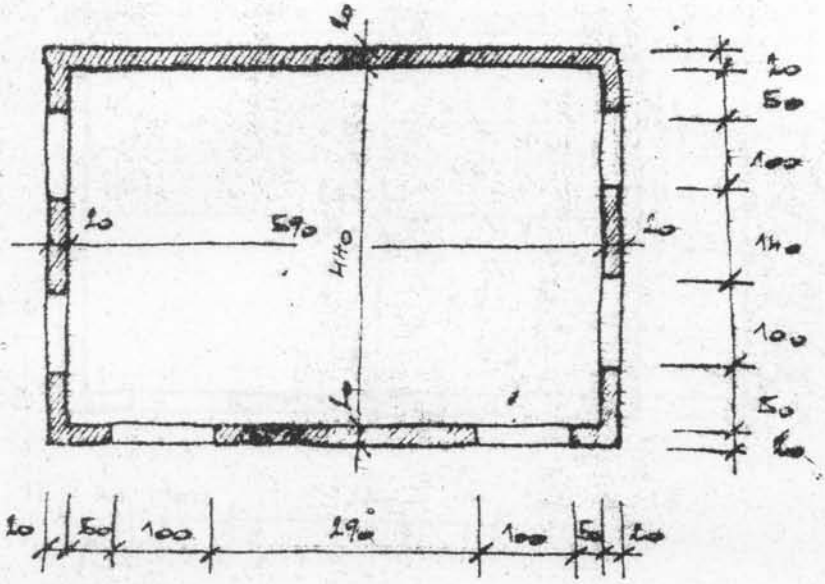
$z_0 = 1{,}00\ m$

$P_b = 30\,000 \cdot 175 = 5390000\ kp$

μ %	$f_a + f_a'$ (cm²) $\left[\frac{F_b \cdot \mu}{2 \cdot 100}\right]$	M_a (t) $[(f_a + f_a') \cdot 2{,}3]$	P_m' (t) $(M_a + P_b)$	M_m (tm) $[P_m' \cdot z_0]$
0,6	185,0	426,0	5816	11 620
1,0	308,0	709,0	6099	12 180
2,0	616,0	1418,0	6808	13 620
3,0	924,0	2120,0	7510	15 050

$P_m = \frac{M_m}{z}$ $\qquad z = z_0 + e$

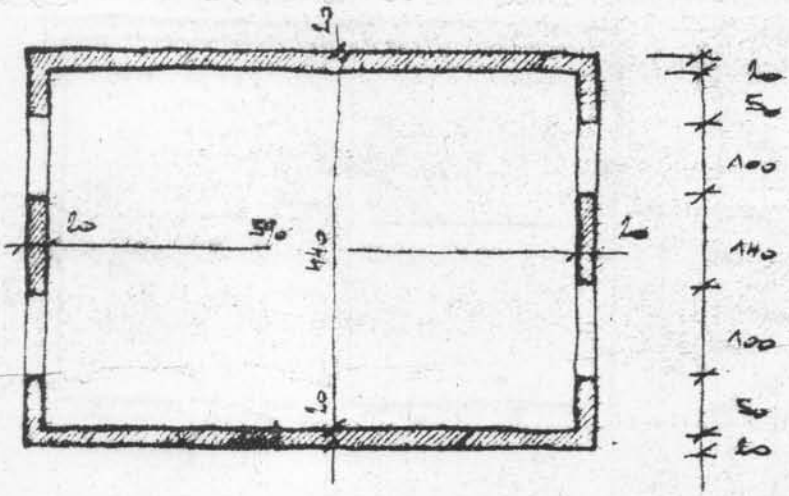
		μ %	0,6	1,0	2,0	3,0
		M_m tm	11 620	12 180	13 620	15 050
e (cm)	z (cm)	1/z	P_m (t)			
10	210	0,476	5530	5800	6480	7160
20	220	0,455	5290	5540	6200	6850
30	240	0,417	4850	5070	5670	6280
60	260	0,385	4480	4690	5240	5800
80	280	0,357	4160	4350	4860	5370
100	300	0,333	3870	4060	4530	5010
130	330	0,303	3520	3700	4120	4560
180	380	0,263	3060	3200	3580	3960
250	450	0,222	2580	2700	3020	3340
300	500	0,200	2320	2440	2720	3010
350	550	0,182	2120	2220	2480	2740



$F_b = 630 \cdot 20 + 50 \cdot 20 \cdot 4 + 140 \cdot 20 \cdot 2 + 440 \cdot 20 + 290 \cdot 20 =$

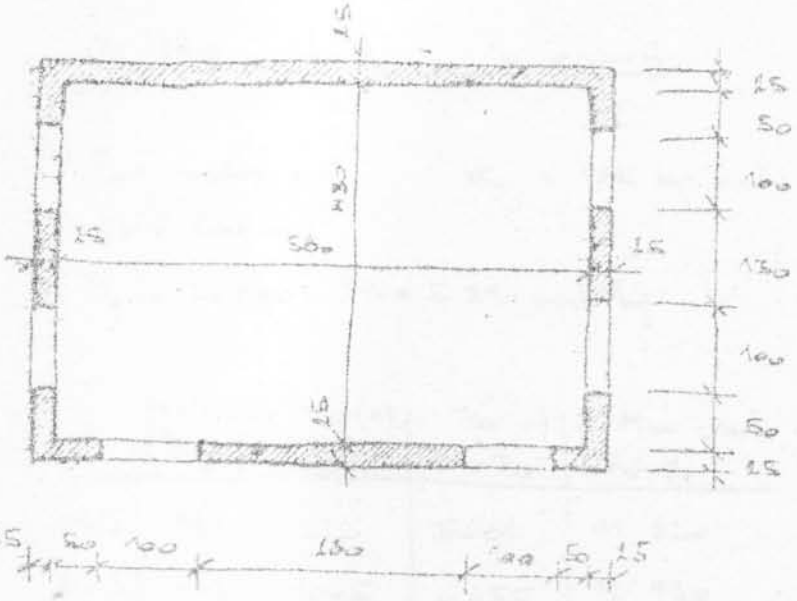
$= 12600 + 4000 + 5600 + 8800 + 5800 =$

$= 30800\ cm^2$



$F_b = 630 \cdot 20 \cdot 2 + 50 \cdot 20 \cdot 4 \cdot 140 \cdot 20 \cdot 2 =$

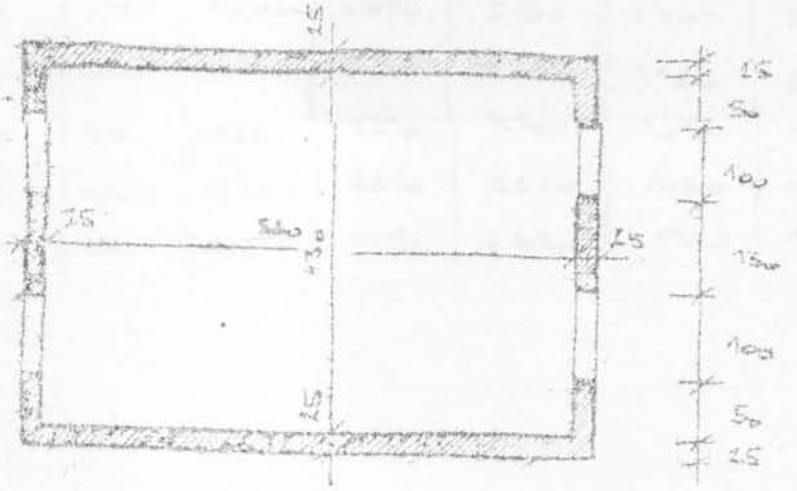
$= 25200 + 4000 + 5600 = 34800\ cm^2$



$F_b = 630 \cdot 15 + 50 \cdot 15 + 130 \cdot 15 \cdot 2 + 70 \cdot 15 \cdot 2 + 150 \cdot 15 =$

$= 15750 + 5000 + 6500 + 3500 + 7000 =$

$= 37\,750\ cm^2$



$F_b = 630 \cdot 15 \cdot 2 + 50 \cdot 15 \cdot 4 + 130 \cdot 15 \cdot 2 =$

$= 31\,500 + 5000 + 6500 = 43\,000\ cm^2$

B 250 + 1 ho 6 otvorů

$F_b = 30800\ cm^2$ $\sigma_c = 175\ kp/cm^2$

$z_0 = 200\ cm$

$P_b = 30800 \cdot 175 = 5\,390\,000\ kp$

μ	$f_a + f_a'$ (cm²) $\left[\frac{F_b}{z} \cdot \frac{\mu}{100}\right]$	M_a (+) $(f_a + f_a') \cdot 2{,}3$	P_m (+) $M_a + P_b$	M_m (tm) $P_m \cdot z_0$
0,6%	124	212	5602	11 220
3,0%	462	1065	6455	12 930

	μ %	0,6	3,0	0,6	3,0
	M_m (tm)	11 220	12 930		
σ (km)	x (cm)	$1/z$	P_m		P_{ser} ($P_m/1{,}9$)
50	250	0,400	4470	5180	2365	2730
100	300	0,333	3740	4330	1980	2280
150	350	0,286	3210	3700	1690	1945
200	400	0,250	2810	3240	1480	1705
250	450	0,222	2490	2830	1310	1490

B 250 tl 25 6 otvorů

$F_b = 37750\ cm^2$ $\sigma_c = 175\ kp/cm^2$

$z_0 = 197.5\ cm$

$P_b = 37750 \cdot 175 = 6\,600\,000\ kp$

μ	$f_a + f_a'\ (cm^2)$ $\left[\frac{F_b \cdot \mu}{z \cdot 100}\right]$	$M_a\ (+)$ $(f_a + f_a') \cdot 43$	$P_m\ (+)$ $M_a + P_b$	$M_m\ (tm)$ $P_m \cdot z_0$
0,6 %	113,2	261	6861	13 580
3,0 %	567	1305	7905	15 650

		μ %	0,6	3,0
		M_m (tm)	13580	15 650
l (cm)	z (cm)	$1/z$	P_m	
50	247 5	0,404	5480	6330
100	297.5	0,336	4560	5260
150	347.5	0,288	3910	4510
200	397.5	0,252	3420	3940
250	447.5	0,224	3040	3500

3 330 H L 6 otvorů

$F_b = 30\,800\ cm^2$ $\sigma_c = 215\ kp/cm^2$

$z_0 = 100\ cm$

$P_b = 30\,800 \cdot 215 = 6\,620\,000\ kp$

μ	$f_a + f_b'$ (cm²) $\left[\frac{F_b \cdot \mu}{100}\right]$	M_a (t) $(f_a+f_b') \cdot 2{,}13$	$P_{ú}$ (t) $M_a + P_b$	$M_{ú}$ (tm) $P_{ú} \cdot z_0$
0,6%	92,4	219	6831	13 650
3,0%	462	1065	7685	15 360

		μ %	0,6	3,0	0,6	3,0
		M_u (tm)	13 650	15 360		
d (cm)	z (cm)	$1/z$	P_u		$P_{dov} = \left(P_u/1{,}9\right)$	
50	250	0,400	5460	6150	2880	3240
100	300	0,333	4550	5150	2410	2720
150	350	0,286	3900	4400	2060	2320
200	400	0,250	3410	3850	1800	2030
250	450	0,222	3030	3410	1600	1800

B 330 tl 15 6 otvorů

$F_b = 37750\ cm^2$ $\sigma_c = 215\ kp/cm^2$

$z_0 = 197.5\ cm$

$P_b = 37750 \cdot 215 = 8\,120\,000\ kp$

μ	$f_a + f_a'\ (cm^2)$ $\left[\frac{F_b \cdot \mu}{2 \cdot 100}\right]$	$M_{ua}\ (t)$ $(f_a + f_a') \cdot 2{,}3$	$P'_{ua}\ (t)$ $M_{ua} + P_b$	$M_{ua}\ (tm)$ $P'_{ua} \cdot z_0$
0,6%	113,2	261	8 381	16 550
3,0%	567	1305	9 425	18 600

		$\mu\%$	0,6	3,0
		$M_{ua}\ (tm)$	16 550	18 600
$e\ (cm)$	$z\ (cm)$	$1/z$	P_{ua}	
50	247.5	0,404	6690	7520
100	297.5	0,336	5560	6250
150	347.5	0,288	4770	5350
200	397.5	0,252	4170	4680
250	447.5	0,224	3710	4160

B 150 H 40 cm H otvory

$F_b = 34\,300\ cm^2$ $\sigma_c = 175\ kp/cm^2$

$x_0 = 130\ cm$

$P_b = 34\,300 \cdot 175 = 6\,009\,0000\ kp$

μ %	$f_a + f_a'$ (cm²) $\left[\frac{F_b \cdot \mu}{100}\right]$	M_a (t) $(f_a + f_a')\ 1{,}3$	P_m' (t) $(M_a + P_b)$	M_m (tm) $P_m' \cdot x_0$
0,6	104,5	140	6330	14 550
3,0	522,0	1200	7290	16 750

μ %	0,6 %	3,0
M_m (tm)	14550	16750

a_1 (cm)	z (cm)	$1/z$	P_m	
50	280	0,358	5210	6000
100	330	0,303	4410	5070
150	380	0,263	3830	4400
200	430	0,233	3390	3900
250	480	0,208	3050	3450

B 250 H 25 4 otvory

$F_b = 43000\ cm^2$ $\sigma_{kc} = 175\ kp/cm^2$

$F_a = 227{,}5\ cm$

$P_b = 43000 \cdot 175 = 7620000\ kp$

μ %	farba (cm²) $\left[\frac{F_b \cdot \mu}{100}\right]$	Ma (t) (farba) 2,5	Pm (t) Ma + Pb	Mm (tm) Pm · z₀
0,6%	129	297	7817	18 000
3,0 %	645	1480	9 000	20 700

		μ %	0,6	3,0
		Ma (tm)	18000	20 700
a (m)	z (cm)	1/z	Pm	
50	277,5	0,360	6480	7450
100	317,5	0,305	5500	6300
150	377,5	0,265	4770	5490
200	427,5	0,234	4210	4840
250	477,5	0,209	3760	4330

B 230 H 20 cm 4 otvory

$F_b = 34\,800\ cm^2$ $\sigma_c = 115\ kp/cm^2$

$x_0 = 230\ cm$

$P_b = 34\,800 \cdot 115 = 7\,480\,000\ kp$

$\mu\%$	$f_a + f_a\ (cm^2)$ $\left[\frac{F_b}{2\,x_0}\right]$	$M_a\ (t)$ $(f_a+f_a)\cdot 2{,}3$	$P_m\ (t)$ $(M_a + M_b)$	$M_m\ (tm)$ $P_m \cdot z_0$
0,6	104,5	240	7720	17 750
3,0	522,0	1200	8680	19 950

		$\mu\%$	0,6	3,0
		$M_m\ (tm)$	17750	19950
$a\ (cm)$	$z\ (cm)$	$1/z$		
50	280	0,358	6350	7150
100	330	0,303	5370	6050
150	380	0,263	4670	5250
200	430	0,233	4140	4650
250	480	0,208	3690	4150

B 330 + 25 + otvory

$F_b = 43000\ cm^2$ $\sigma_c = 215\ kp/cm^2$

$z_0 = 287{,}5\ cm$

$P_b = 43000 \cdot 215 = 9250000\ kp$

μ %	$f_a + f_a'$ [cm²] $\left[\frac{F_b \cdot \mu}{100}\right]$	M_a (t) $(f_a + f_a') \cdot 2{,}3$	P_m' (t) $M_a + P_b$	M_m (tm) $P_m' \cdot z_0$
0,6%	129	297	9547	21 700
3,0%	645	1480	10750	24 500

	μ %	0,6	3,0
	M_m (tm)	21700	24 500
a (cm)	z (cm)	1/z	P_m
50	277.5	0,360	7810	6810
100	327.5	0,305	6620	7400
150	377.5	0,265	5750	6500
200	427.5	0,234	5070	5750
250	477.5	0,209	4540	5120

SVISLÁ SÍLA A ÚČINKY VĚTRU PRO ŽELEZOVÝ BETON

$l_{cel} = 19{,}40$ m $s_0 = 1{,}9$

NP (obytná)	$M^{\text{ŠV}}$ tm/m'	max $M^{\text{ŠV}}$ $M_{\text{ŠV}} \cdot l_z$ (tm)	P (t)	c (cm)	$P \cdot s_0$
12	84,06	1630	1681,18	97	3200
13	96,57	1910	1804,88	106	3430
14	114,47	2220	1928,58	115	3660
15	131,72	2560	2052,28	124,5	3900
16	151,02	2930	2175,98	134,5	4130
17	172,22	3350	2299,68	146,0	4360
18	194,57	3780	2433,38	155,5	4620
19	218,07	4230	2567,08	165,5	4860
20	230,42	4500	2660,72	170	5010

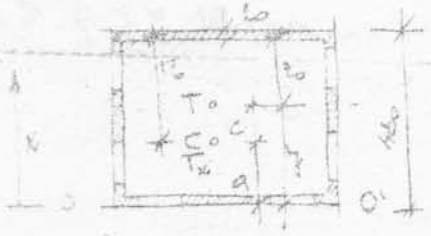
Účinky kov stanovenu větru pro příslušný počet obytných podlaží + suterén + strojovna výtahu

ÚNOSNOST PRŮŘEZU Z PROSTÉHO BETONU

Pro mezní sílu průřezu z prostého betonu v oboru malé výstřednosti platí

$$P_m = F_x \cdot x_c$$

$$F_x(y-e) = S \quad \text{odtud}$$



$$F_x y - F_x e = F_x \cdot a$$

$$-e = \frac{F_x \cdot a - F_x y}{F_x}$$

$$e = y - a$$

T... těžiště celého průřezu

C... působiště síly

T_x... těžiště tlačené části průřezu

e... excentricita

a... vzdálenost T_x od osy O-O

r_o -- vzdálenost těžiště tlačené plochy od tažené armatury

$a = (r_o + h_o) + 4 + a_o$

$a = 470 - r_o$

Z výpočtu pro armovaný průřez je známo

$z_0 = 100\ cm \rightarrow y = 480 - (100 + 10) = 270\ cm$

F_x a odpovídající $r_b \rightarrow a$

$\sigma_c^{170} = 125\ kp/cm^2 \quad \sigma_c^{250} = 175\ kp/cm^2$

F_x (cm²)	r_b (cm)	a (cm)	c (cm)	P_m (t) 170	P_m (t) 250
30800	100	170	4	3850	5390
24500	152	118	52	3060	4280
18200	332	132	133	2275	3180
11200	377	93	177	1630	2240
14000	398	72	198	1825	2550
12600	426	44	226	1575	2200

$c > \frac{2}{3} y = 180\ cm$.

$P_{dov} = \frac{P_m}{1,3}$

1025	1310
1320	1865
990	1385
885	1235

SVISLÁ SÍLA A ÚČINKY VĚTRU PRO PROSTÝ BETON

Pzab = 19,40 so = 1:3

NP (obytná)	M,W tm/m'	max M,W M,W (z (tm)	P (t)	e (cm)	P,so (t)
5	16,60	322	606,28	39,9	1855
6	22,69	440	929,96	47,4	2135
7	29,90	560	1052,68	55,1	2420
8	38,36	743	1166,38	62,6	2725
9	47,94	930	1310,08	70,9	3010
10	58,77	1140	1433,78	79,5	3300
11	70,77	1325	1557,48	88,3	3580
12	84,02	1630	1681,18	97,0	3870
13	98,57	1910	1804,88	106	4150
14	114,47	2220	1928,58	115	4430

POČETNÍ POSOUZENÍ

SCHODIŠŤOVÉHO JÁDRA

ŽB - 250

A) směr x

B 150

$P = 1681,12\ t$ $\quad M_W = 19,4 \cdot 84,02 = 1630\ tm$

1) výpočet pro malou excentricitu

$\sigma_c = 175\ kp/cm^2$

$z_0 = 100\ cm$ $\quad e = \frac{1630}{1681} = 0,968\ m$

$x.$

$z = 100 + 96,8 = 196,8\ cm$

$F_b = 30800\ cm^2$

$f_a = f_a' = 0,0015 \cdot 30800 = 46,2\ cm^2$

$P_{m0} = 30800 \cdot 175 + 46,2 \cdot 2300 \cdot 2 =$

$= 5390000 + 212\,000 = 5\,592\,000\ kp$

$s_c' = \frac{5\,592 \cdot 210}{1681,12 \cdot 2,968} = 2,24 > 1,9$

2) výpočet pro velkou excentricitu

$\sigma_d = 207\ kp/cm^2$

$M_b = 1,9 \cdot 1681,12 = 3200\ t$ pro tuhé

velikost M_b je podle tabulek

$r_b = \frac{219 \cdot 10^4 + 1,28 x \cdot 10^4 - 20 x^2}{3200 + 40 x}$

a $F_b = 3800 + 40x$

což je rovno $F_b = \frac{M_b}{x_d}$

$$3800 + 40x = \frac{3200000}{207}$$

$$40x = 15450 - 3800$$

$$x = \frac{11650}{40}$$

$$x = 291 \text{ cm}$$

$$r_b = \frac{219 \cdot 10^4 + 1{,}88 \cdot 291 \cdot 10^4 - 20 \cdot 291^2}{3800 + 40 \cdot 291} =$$

$$= \frac{(291 + 547 - 170) \cdot 10^4}{(0{,}38 + 1{,}165) \cdot 10^4} =$$

$$= \frac{568}{1{,}545} = 368 \text{ cm}$$

počítá se s plochou tlačené výztuže

$$M'_m = 3200 \cdot 3{,}68 + 46{,}1 \cdot 1{,}3\,(470 - 210) =$$

$$= 11\,780 + 488 = 12\,268 \text{ tm}.$$

$$s'_v = \frac{12\,268}{1681{,}18 \cdot 2{,}968} = 2{,}45 > 1{,}9$$

průřez je namáhán v oboru malé výstřednosti $s'_m = 2{,}19 < 2{,}45$ a vyhoví s minimální armaturou po celé výšce objektu

B) směr y

Jelikož pro směr x ležel obor namáhání průřezu v mezích malé výstřednosti nebudu pro směr y provádět výpočet pro velkou výstřednost.

B 250

$P = 1681,18 + \quad M_w = 17,40 \cdot 84,02 = 1462$ tm

$\sigma_c = 175$ kp/cm²

$z_0 = 315$ cm $\qquad e = \frac{1462}{1681,18} = 0,870$ m

$z = 315 + 87 = 402$ cm

$F_b = 30\,800$ cm²

$f_a = f_a' = 0,0015 \cdot 30800 = 46,2$ cm²

$P_{mo} = 30800 \cdot 175 + 46,2 \cdot 2300 =$

$= 5390\,000 + 106\,000 = 5\,496\,000$ kp

$s_m = \frac{5\,496 \cdot 3,15}{1681,18 \cdot 4,02} = 2,56 > 1,9$

průřez vykoná s minimální výztuží

R 250 – prostý – směr x

Pro stanovení účinku větru použiji tabulkové hodnoty pro 12 MP která odpovídá momentu k patě 1 MP. Obdobně tomu platí pro sníženou sílu.

$P = 1433{,}78\,t \qquad M^{w} = 19{,}4 \cdot 53{,}77 = 1114\,tm$

$r_0 = 470\,cm \qquad a = \frac{1114}{1433{,}78} = 0{,}795\,cm$

$a = 470 - 79{,}3 = 160{,}5\,cm$

abych mohl použít rovnic pro velikost plochy tažené části průřezu musím stanovit závislost mezi r_b a $\underline{a}$

$r_b = 470 + a \quad , \quad r_b = 470 - 160{,}5 = 309{,}5\,cm$

pro určení x platí rovnice (27)

$$r_b = \frac{-6343{,}6 \cdot 10^4 + 29{,}62\,x \cdot 10^4 - 315\,x^2}{630\,x - 27{,}18 \cdot 10^4}$$

$$309{,}5 \cdot 630\,x = 309{,}5 \cdot 27{,}18 \cdot 10^4 - 29{,}62\,x \cdot 10^4 + 315\,x^2 = -6343{,}6 \cdot 10^4$$

$$19{,}493 \cdot x \cdot 10^4 - 842{,}21 \cdot 10^4 - 29{,}62 \cdot x \cdot 10^4 + 315\,x^2 + 6343{,}6 \cdot 10^4 = 0$$

$$315\,x^2 + (19{,}493 - 29{,}62)\,x \cdot 10^4 - 2068{,}61 \cdot 10^4 = 0$$

$\frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$

$b = -10{,}122 \cdot 10^4 \qquad b^2 = 102{,}455 \cdot 10^8$

$c = -2068{,}61 \cdot 10^4$

$a = 315 \qquad 2a = 630$

$4ac = -4 \cdot 315 \cdot 2068{,}61 \cdot 10^4 = -260{,}566 \cdot 10^8$

$$x_{1,2} = \frac{10,122 \cdot 10^4 \pm \sqrt{102,455 + 260,562 \cdot 10^8}}{630}$$

$$x_{1,2} = \frac{(10,122 \pm 19,053) \cdot 10^4}{630}$$

$$x_1 = 463,09 \text{ cm}$$

F_b podle rovnice (31) je rovno

$$F_b = 630x - 27,18 \cdot 10^4$$

$$F_b = 630 \cdot 463,09 - 27,18 \cdot 10^4 =$$

$$= 29,174 \cdot 10^4 - 27,18 \cdot 10^4 = 19\,940 \text{ cm}^2$$

(výpočet x a F_b proveden strojem)

$$P_m = 19940 \cdot 175 = 3490000 \text{ kp.}$$

$$s = \frac{3490}{1433,73} = 2,43 > 2,3$$

od 2 MP výše je možné použít prostý beton B 250

Ø 170 – prostý – směr x

Pro stanovení účinků větru použiji tabulkové hodnoty pro 9 MP které odpovídá momentu k patě 5 MP
Obdobně toto platí pro svislou sílu

$P = 1052,68$ t $\quad M^W = 19,4 \cdot 29,90 = 580$ tm

$y = 470$ cm $\quad e = \frac{580}{1052,68} = 0,551$ m

$a = 470 - 55,1 = 184,9$ cm

$r_b = 470 - a \quad r_b = 470 - 184,9 = 285,1$ cm

pro vřesmí x platí rovnice (27)

$$r_b = \frac{-63 - 3,6 \cdot 10^4 + 29,62 x \cdot 10^4 - 315 x^2}{630 x - 27,18 \cdot 10^4}$$

$285,1 \cdot 630x - 285,1 \cdot 27,18 \cdot 10^4 - 29,62 x \cdot 10^4 + 315 x^2 = -6343,6 \cdot 10^4$

$17,955 \cdot x \cdot 10^4 - 7746,300 \cdot 10^4 - 29,62 x \cdot 10^4 + 315 x^2 + 6343,6 \cdot 10^4 = 0$

$315 x^2 + (17,955 - 29,62) x \cdot 10^4 - 1402,7 \cdot 10^4 = 0$

$b = -11,665 \cdot 10^4 \quad b^2 = 136,072 \cdot 10^8$

$c = -1402,7 \cdot 10^4$

$a = 315 \quad 2a = 630$

$4ac = -4 \cdot 315 \cdot 1402,7 = -176,74 \cdot 10^8$

$$x_{1,2} = \frac{11,665 \cdot 10^4 \pm \sqrt{(136,072 - 176,74) \cdot 10^8}}{630}$$

$$x_{1,2} = \frac{(11,665 \pm 17,686) \cdot 10^4}{630} = 4$$

$x_1 = 465,88$ cm

F_b podle rovnice (31) je rovno

$$F_b = 630 \cdot 465{,}66 - 27{,}16 \cdot 10^4 =$$
$$= (29{,}350 - 27{,}16) \cdot 10^4 = 21\,700 \text{ cm}^2$$

(výpočet x a F_b proveden strojem)

$$P_m = 21\,700 \cdot 125 = 2\,710\,000 \text{ kg}$$

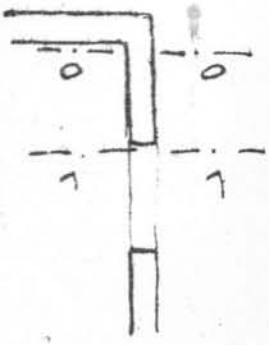
$$s = \frac{2\,710}{1\,051{,}66} = 1{,}57 > 1{,}3$$

pod 5 MP výše je možné použít prostý beton B170

POSOUZENÍ SMYKŮ

Pro posouzení smyků jsou rozhodující dva průřezy stěny:

1) spára napojení stěn - 0-0
2) spára v nadpražním překladu - 1-1



Velikost podélné smykové síly je stanovena podle vzorce

$$q = \frac{T \cdot S}{J}$$

T... posouvající síla v uvažovaném řezu

S... statický moment připojované části k těžišti průřezu

J... moment setrvačnosti ideálního průřezu

<u>směr x</u> **44 MP** - data suterénu

$T = 4{,}074 \cdot 19{,}4 = 79{,}0$ t

$S^{0-0} = (4{,}30 \cdot 0{,}20 + 7{,}4 \cdot 0{,}0042) \cdot 2{,}0 =$

$= (1{,}24 + 0{,}0349) \cdot 2{,}0 = 2{,}59\ m^3$

$$\gamma^{00} = \frac{79{,}10 \cdot 1{,}59}{12{,}895} = 15{,}90 + |m|$$

$$S^{1-1} = (6{,}3 \cdot 0{,}2 + 7{,}4 \cdot 0{,}00462) \cdot 2{,}0 + (0{,}4 + 0{,}5) \cdot 1{,}25 =$$
$$= 1{,}59 + 0{,}33 = 1{,}92 \ m^3$$

$$\gamma = \frac{79{,}10 \cdot 1{,}92}{12{,}895} = 17{,}90 + |m|$$

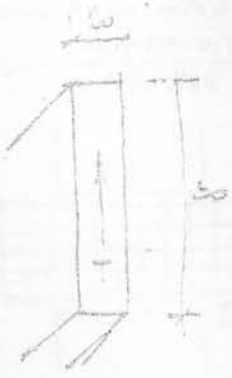
<u>Smykové napětí</u>

$$\tau_{0-0} = \frac{15900}{100\,(20+20)} = 3{,}98 \ kp/cm^2$$

v řezu 0-0 se ~~[illegible]~~ smykové napětí pouze betonem

$$\tau_{1-1} = \frac{17900 \cdot 1{,}8}{80\,(80+6)} = 15{,}7 \ kp/cm^2 < 20 \ kp/cm^2$$

Ve spáře 1-1 je nutné zachytit smykové namáhání armaturou



$T = 20 \cdot 80 \cdot 15{,}7 = 25100 \ kp$

$T_{ef} = \frac{4{,}812 \cdot 0{,}75}{1{,}9 \cdot 0{,}15} = 12{,}7 +$

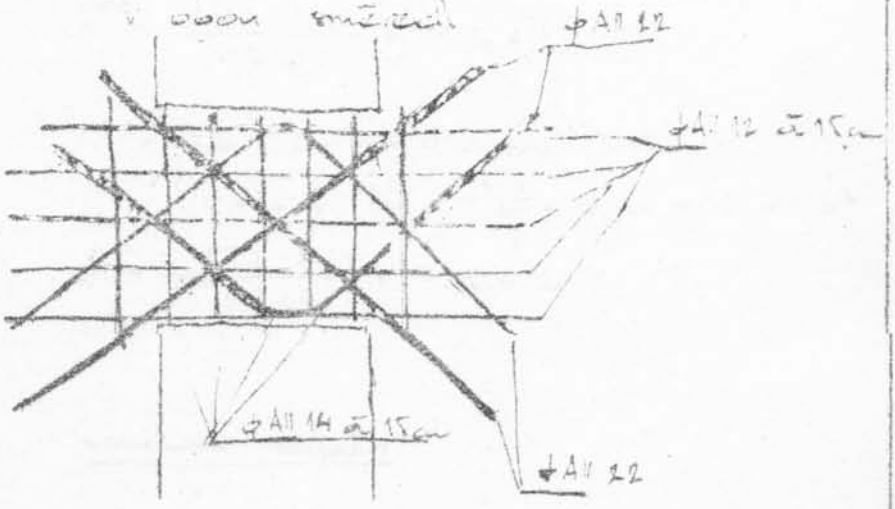
ϕ 14 - jednostranně á 15 cm v obou směrech

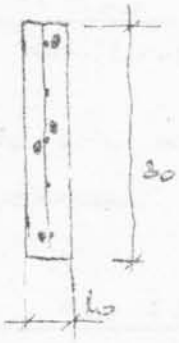
Na ohyb zbývá $25,1 - 12,7 = 12,4$ t

$$M_{ao} = \frac{1,9 \cdot 12,7}{0,75 \cdot \sqrt{2}} = 22,8 \text{ t}$$

Navrhnu 2 ϕ 22 AII (25,35 t)

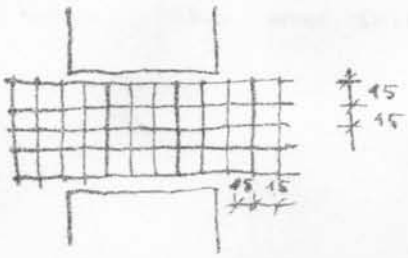
v obou směrech





Z důvodů snazšího uložení smyslové výztuže navržena mříž svařená z ϕ AIII 18, která přenese

$$T_m = \frac{10,828 \cdot 0,7}{1,9 \cdot 0,15} = 27,7 > 25,1 \text{ t}$$



směru

$T = 4{,}34 \cdot 17{,}1 = 84{,}2\ t$

$S^{0-0} = (1{,}8 \cdot 0{,}20 + 7{,}4 \cdot 0{,}00462) \cdot 3{,}15 =$

$= (0{,}56 + 0{,}0349) \cdot 3{,}15 = 1{,}87\ m^3$

$q^{0-0} = \frac{84{,}2 \cdot 1{,}87}{13{,}622} = 11{,}5\ t/m$

$S^{1-1} = (1{,}8 \cdot 0{,}2 + 7{,}4 \cdot 0{,}00462) \cdot 3{,}15 +$

$+ (0{,}4 \cdot 0{,}5) \cdot 2{,}7 = 1{,}87 + 0{,}54 = 2{,}41\ m^3$

$q^{1-1} = \frac{84{,}2 \cdot 2{,}41}{13{,}622} = 14{,}9\ t/m'$

smyková napětí

$\tau_{0-0} = \frac{11\,500}{100 \cdot (20 + 20)} = 2{,}88\ kp/cm^2$

ve spáře 0-0 se přenese smykové napětí pouze betonem.

$\tau_{1-1} = \frac{14\,400 \cdot 28}{80\,(20 + 20)} = 13{,}05\ kp/cm^2 < 20\ kp/cm^2$

ve spáře 1-1 se smykové napětí přenese armaturou, použije se stejných armovacích košů jako pro směr x

12 NP - analogicky jako 1 NP

$T = 3,353 \cdot 19 + = 65,10$ t

$q^{0-0} = \frac{65,10 \cdot 2,59}{12,895} = 13,05$ t/m'

$q^{1-1} = \frac{65,10 \cdot 2,92}{12,895} = 14,71$ t/m'

Smyková napětí

$\tau_{0-0} = \frac{13050}{100(20+20)} = 3,26$ kp/cm²

$\tau_{1-1} = \frac{14710 \cdot 2,8}{20(20+20)} = 12,9$ kp/cm² $> \frac{20}{2,5} = 8$ kp/cm²

provede se stejná smyková armatura jako v nižších podlažích

9 NP - odpovídá počtu 5 NP

$T = 2{,}66 \cdot 19{,}4 = 51{,}6$ t

$q^{0-0} = \frac{51{,}6 \cdot 2{,}59}{12{,}895} = 10{,}4$ t/m'

$q^{1-1} = \frac{51{,}6 \cdot 2{,}92}{12{,}895} = 11{,}7$ t/m'

Smyková napětí

$\tau_{0-0} = \frac{10400}{100(20+20} = 2{,}6$ kp/cm²

$\tau_{1-1} = \frac{11700 \cdot 2{,}8}{80(20+20} = 10{,}25$ kp/cm² $> \frac{15}{2{,}5} = 6$ kp/cm²

STANOVENÍ HRANICE PRO SMYKOVOU ARMATURU

$\tau_{1-1}^{dov} = \frac{15}{4,0}$ kp/cm² = 3,75 kp/cm² pro prostý beton 170

$T_{11}^{dov} = \frac{3,75 \cdot 80\,(60+20)}{2,3} = 4290$ kp/m'

$T_{dov} = \frac{4290 \cdot 12,895}{2,92} = 18,9$ t

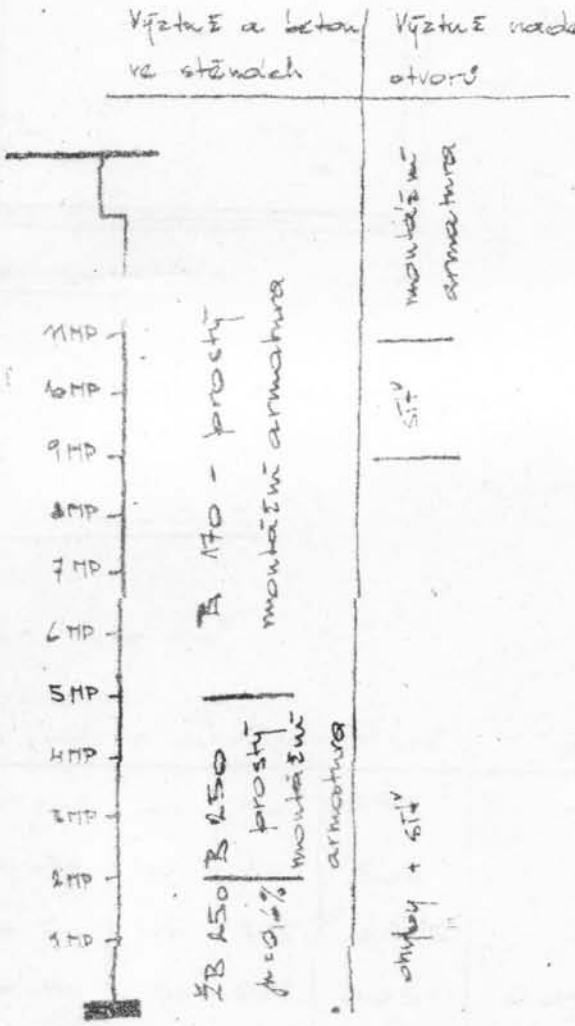
$T^{w} = \frac{18,9}{19,4} = 0,975$ t/m' odpovídá 4 MP (0,840 t/m') v tabulce účinků větru což odpovídá patě 11 MP na objektu

$\tau_{dov}^{1-1} = \frac{15}{2,5} = 6,0$ kp/cm² pro želbet 170

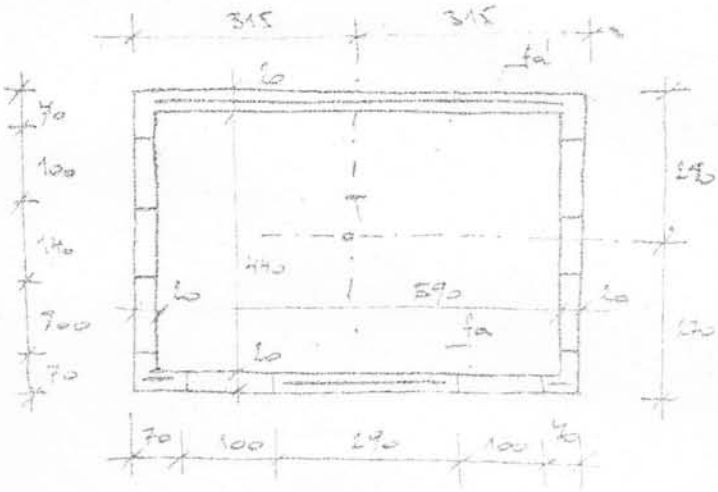
$T^{w} = 0,975 \cdot \frac{6,0}{3,75} = 1,56$ t/m' - odpovídá 6 MP (1,4 t/m') v tabulce účinků větru což odpovídá patě 9 MP na objektu - není nutno vkládat hmpová čelka

DRUHY BETONU

VE SCHODIŠŤOVÉM JÁDŘE



MOMENT SETRVAČNOSTI IDEÁLNÍHO PRŮŘEZU



$n = 7{,}4$ (ČSN 73 2039) mezi 1

SMĚR X

Pro $\mu = 0{,}6\%$

$f_a = f_b = 46{,}20\ cm^2$

Část průřezu	F (cm²)	a (cm)	a² (m²)	Fa² (m⁴)	J_x (m⁴)
	7,4 · 46,2	100	4,10	0,1707	–
	40 · 630	100	4,10	5,05	–
	40 · 60	1,65	2,72	0,525	–
	40 · 140	30	0,09	0,0351	0,0092
	40 · 500	12,5	5,05	1,010	–
	40 · 430	60	0,45	5,80	–
	7,4 · 46,2	200	0,45	0,2300	–
			Σ	12,2003	0,0092	12,2095 m⁴

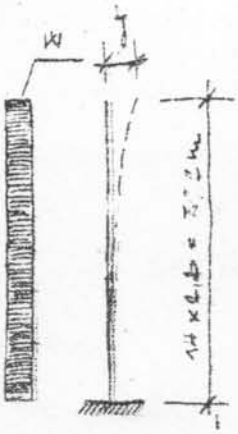
směry

Část průřezu	F (cm²)	a (cm)	a² (m²)	Σa² (m²)	J y (m⁴)
	716.46,2	315	9,92	0,339	
	180.20	315	9,92	5,55	
	590.20	–	–	–	0,3430
	50.20	270	7,30	0,73	
	290.20	–	–	–	0,041
	50.20	270	7,30	0,73	
	180.20	315	9,92	5,55	
	716.46,2	315	9,92	0,339	
			Σ	13,238	0,384

13,622 m⁴

VÝPOČET PRŮHYBU

pro výpočet průhybu uvažuji rovnoměrné zatížení $w = 120\ kp/m^2$



$$y = \frac{1}{4}\,\frac{M_b \cdot l^2}{E \cdot J}$$

$$M_b = \frac{1}{2}\,0{,}120 \cdot 19{,}4 \cdot 39{,}2^2 = 179{,}0\ tm$$

$$l^2 = 39{,}2^2 = 1540\ m^2$$

$$E = 200\ t/cm^2$$

$$J = 12{,}895\ m^4$$

$$y = \frac{1}{4}\,\frac{179{,}0 \cdot 1540}{2000000 \cdot 12{,}895} = \frac{1}{4} \cdot \frac{(1{,}79 \cdot 1{,}54) \cdot 10^6}{(2 \cdot 12{,}895) \cdot 10^6} =$$

$$= 0{,}0265\ m = 2{,}65\ cm$$

VÝPOČET NORMÁLNÉHO NAPĚTÍ

Posouzení v patě suterénu:

$P = 1631,18\ t$ $\quad M = 1630\ tm$

$I = 12,895\ m^4$ $\quad F_b = 30\,800\ cm^2$

$e_h = 2,1\ m$ $\quad e_d = 2,7\ m$

$W_h = \frac{12,895}{2,1} = 6,12\ m^3$ $\quad W_d = \frac{12,895}{2,7} = 4,77\ m^3$

Napětí od tlaku

$$\sigma = \frac{1631\,180}{30800} = 54,6\ kp/cm^2$$

Napětí od ohybu

$$\sigma_d = \frac{163000000}{4770000} = \pm 34,2\ kp/cm^2$$

$$\sigma_h = \frac{163000000}{6120000} = \pm 26,6\ kp/cm^2$$

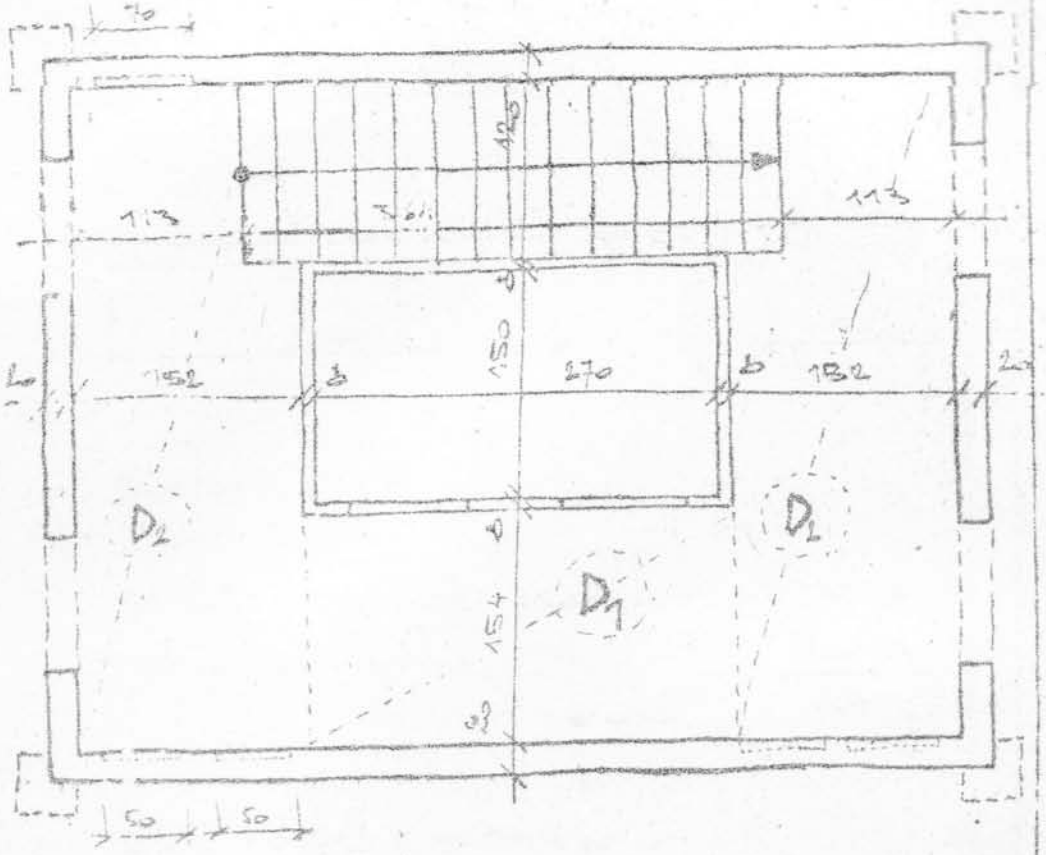
Rozhoduje napětí v dolní hranné průřez.

$\sigma_x^{max} = +34{,}2 + 54{,}6 = +88{,}8$ kp/cm²

$\sigma_x^{min} = -34{,}2 + 54{,}6 = +20{,}4$ kp/cm²

V průřezu nevzniká tah, není proto nutné provádět ohyazování armatury v plném rozsahu.

KONSTRUKCE SCHODIŠTĚ



$F_{jakka} = 2\,(5{,}9 + 4{,}4)\cdot 0{,}2 + 0{,}4\cdot 0{,}4\cdot 4 = 4{,}12 + 0{,}64 =$

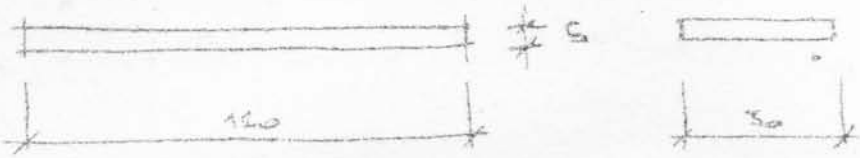
$= 4{,}76\ m^2$

Vaha: $(4{,}76 \cdot 2{,}6 - 4\cdot 0{,}2\cdot 0{,}8\cdot 2{,}0)\cdot 2500 =$

$= (12{,}3 - 1{,}28)\cdot 2500 = 30\,000\ kg$

SCHODIŠŤOVÉ RAMENO

A) schodišťový stupeň



Zatížení:

vl. tíha 0,3 · 0,05 · 2500 ...		37,5
nahodilé 0,3 · 400 ...		120,0
	celkem	157,5 kp/m

$A = \frac{1}{2} \cdot 1{,}2 \cdot 157{,}5 = 94{,}5$ kp

$M = \frac{1}{8} \cdot 1{,}2^2 \cdot 157{,}5 = 28{,}4$ kpm

$M_m = 28{,}4 \cdot 1{,}9 = 53{,}8$ kpm

[Osamělé břemeno P = 100 kp

$M_m = 1{,}9 \cdot \frac{1}{4} \cdot 100 \cdot 1{,}2 = 57{,}0$ kpm > 53,8 kpm

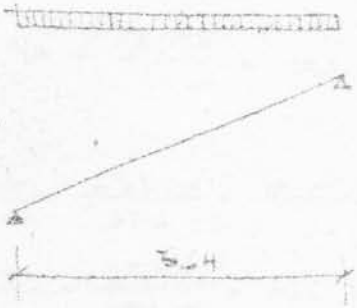
$b = 30$ cm $h = 3{,}5$ cm $\sigma = 0{,}260$

$\mu = 0{,}68$ % $F_a = 0{,}0068 \cdot 30 \cdot 3{,}5 = 0{,}715$ cm²

navrženo 3 ϕ 8 ⌀ (1,51 cm²)

spony po 15 cm ϕ 8 ⌀ ; B 170

3) Schodnice



Zatížení:

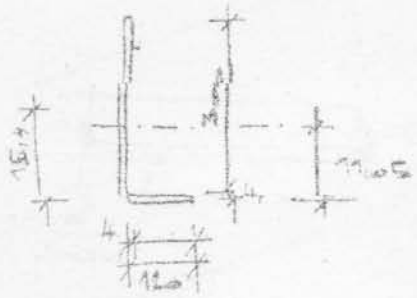
vl. tíha ... 30 kp/m²

stupně $14 \cdot 94{,}5 \cdot \frac{1}{3{,}64}$ ... 363 kp/m²

393 kp/m²

$A = \frac{1}{2} \cdot 3{,}64 \cdot 393 = 715$ kp

$M = \frac{1}{8} \cdot 393 \cdot 3{,}64^2 = 653$ kpm



	F (cm²)	I_z (cm⁴)	a (cm)	$F a^2$	I_0
stěna 300/4	12,0	185	4,35	228,0	900
pásnice 120/4	4,8	0,96	10,35	566,0	—
Σ	16,8	185,96		794,0	900 = 1694 cm⁴

$x = \frac{185{,}96}{16{,}8} = 11{,}05$

$e_l = 30{,}4 - 11{,}05 = 19{,}35$ cm

$e_d = 11{,}05$ cm

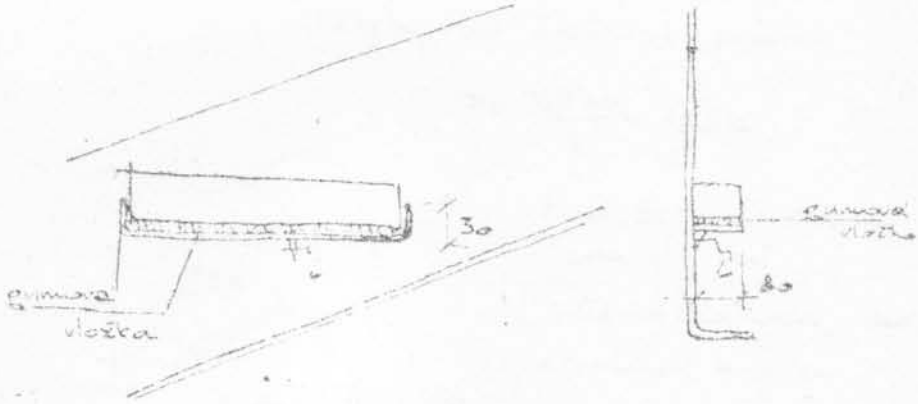
$W_l = \frac{1694}{19{,}35} = 87{,}6$ cm³

$W_d = \frac{1694}{11{,}05} = 153{,}5$ cm³

$\sigma_l = \frac{65300}{87{,}6} = 745$ kp/cm²

$\sigma_d = \frac{65300}{153{,}5} = 426$ kp/cm²

Z konstrukčních důvodů ponechám navržený průřez. Dále se jedná o tenkostěnný průřez kde rovněž není vhodné jít na dovolená namáhání pro normální ocelové průřezy



Posouzení na smyk

$\tau = \frac{715}{0{,}4\,(30+12)} = 42{,}5$ kp/cm²

Posouzení na průhyb

$$f = \frac{5}{48} \cdot \frac{6530 \cdot 364^2}{1674 \cdot 2\,100\,000} = 0{,}252 \text{ cm}$$

$$f_{dov} = \frac{364}{500} = 0{,}728 \text{ cm} > 0{,}252 \text{ cm}$$

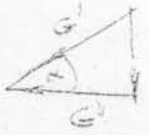
Nosník na průhyb vyhoví

Uložení pravé samostatně

Svislá složka vetru samostatně

$$G = A \cdot A = 4 \cdot 715 = 2860 \text{ kp}$$

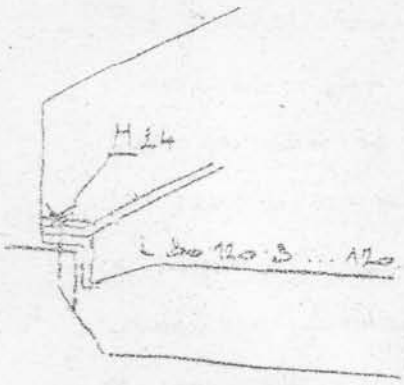
$$\operatg \alpha = \frac{480}{500} = 0{,}96$$



$$G' = \frac{2860}{0{,}96} = 3770 \text{ kp}$$

tato síla se přenáší dvěma styky do čtvercového profilu

$$S = \frac{3770}{2} = 1885$$

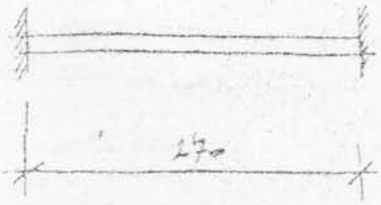


Navržen 1 šroub jednostřižný svěrná tloušťka na otvoření 4 mm; podle „O. E." str 563 navržen kotevní šroub H 30

$$\left(\sigma_s = \frac{1885}{0{,}4 \cdot 2{,}4} = 1960 \text{ kp} < 2 \cdot 1400 = 2800 \text{ kp/cm}^2\right)$$

MONOLITICKÁ DESKA

(D1)



Zatížení

vl. váha ... 0,12 1,0 2500 ... 300

dl. příčka 0,08 1,0 1300 ... 270

nahodilé zatížení 400

celkem zatížení 1170 kp/m²

Podporová reakce $A = \frac{1}{2} \cdot 2{,}7 \cdot 1170 = 1580$ kp/m'

Moment $M = \frac{1}{10} \cdot 1170 \cdot 1{,}7^2 = 355$ kpm

$M_u = 1{,}9 \cdot 355 = 1625$ kpm

$b = 100$ cm $d = 20$ cm $h = 18{,}5$ cm

$\sigma = 0{,}450$ $\mu = 0{,}21\%$

$F_a = 0{,}0021 \cdot 100 \cdot 18{,}5 = 3{,}85$ cm²

Navrženo 5 ϕ 10 (3,65 cm²)

pod příčku se vloží 2 ϕ 10

přídavná armatura ϕ 10 á 20 cm

v napojení na desku D2 se vloží

vrchní armatura 5 ϕ 10

B 250 170

Nosník pod příčkou v ochodišť. rameni

Zatížení:

vl. váha 10

příčka 270

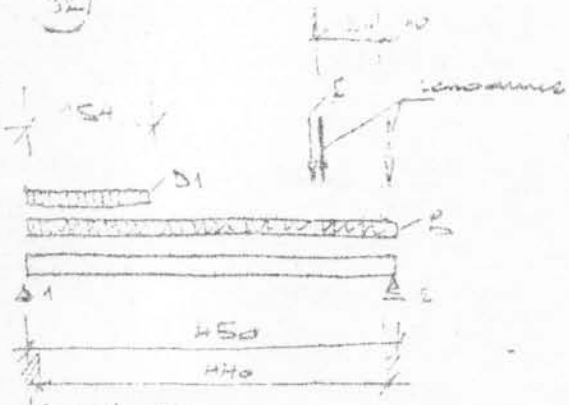
celkem 280 kg/m

$A = \frac{1}{2} \cdot 2{,}7 \cdot 280 = 378$ kg

$M_m = \frac{1}{8} \cdot 2{,}7^2 \cdot 280 = 256$ kgm

$W_{min} = \frac{25600}{1400} = 18{,}25$ cm³

32



zatížení

vl. váha .. 0,2 1,0 . 2500 .. 500

nahodilé zatížení 400

p_k = 900 kp/m²

D_1 = 1580 kp/m'

schodnice 715 kp

[L ... 378 kp
378 kp

Podporová reakce

$$A_1 = 1{,}52 \cdot 900 \cdot 4{,}4 \cdot \frac{1}{2} + (715 + 378)\,\frac{1{,}2}{4{,}4} + 1{,}54 \cdot 1580\,\frac{3{,}03}{4{,}4} = 3010 + 248 + 1610 = \underline{5318\ kp}$$

$$A_2 = 1{,}52 \cdot 900 \cdot 4{,}4 \cdot \frac{1}{2} + (715 + 378)\,\frac{3{,}2}{4{,}4} + 715 + 1{,}54 \cdot 1580 \cdot \frac{0{,}77}{4{,}4} = 3010 + 595 + 715 + 416 = \underline{4736\ kp}$$

Moment

$M^{P}_{l/2} = \frac{1}{8}\, 900 \cdot 4{,}5^2 = 2250$ kgm

$M^{L}_{l/2} = 1{,}54 \cdot 1580 \cdot \frac{3{,}03}{4{,}15} \cdot \frac{4{,}5}{2} = 1{,}54 \cdot 1580 \cdot 1{,}48 =$

$= 2440 - 3200 = 810$ kgm

$M^{P}_{l/2} = (715 - 348) \cdot \frac{1{,}8}{4{,}15} \cdot \frac{4{,}5}{2} = 710$ kgm

max $M = 3480 + 810 + 710 = 5000$ kgm

$M_u = 1{,}9 \cdot 5000 = 9500$ kgm

$b = 152$ cm $d = 20$ cm $h = 18{,}5$ cm

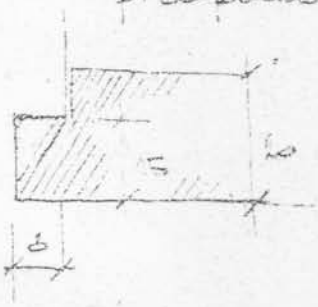
$\alpha = 0{,}234$ $\mu = 0{,}85\%$ B170

$F_a = 152 \cdot 18{,}5 \cdot 0{,}0085 = 23{,}9$ cm²

Navrženo 21 ⌀A10 (23,94 cm²)

Smyk

předpokládáme smykové namáhání se zachytí pouze betonem, neboť nelze zajistit kotvení armatury desky do armatury stěn.



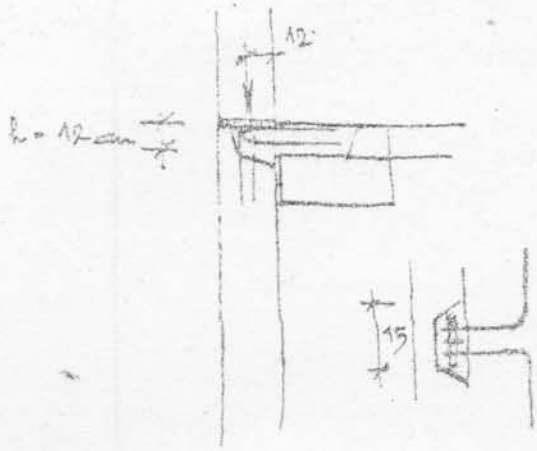
$l_{nut} = \frac{5318}{13 \cdot 8} = 51$ cm

Navrženy 2 kapsy á 50 cm pro A1
1 kapsa 70 cm pro A2

$$\tau_1 = \frac{53{,}18}{2 \cdot 50 \cdot 13} = 4{,}1 \ kp/cm^2$$

$$\tau_2 = \frac{[illegible]}{50 \cdot 13} = 5{,}42 \ kp/cm^2$$

Přetvoření štítového panelu



Panel je připojen na betonové železo hrubého ⌀ 22. Po vyplnění kapsy betonem působí tato, jako konsola, která vynáší vrchní panel.

Vl. váha panelu

$G = 1{,}40 \cdot 2{,}8 \cdot 0{,}25 \cdot 1{,}0 = 538$ kp

Na jeden styk $P = \frac{1}{2} 538 = 269$ kp

$M_E = 269 \cdot 0{,}12 = 32{,}3$ kpm

$M_m = 1{,}9 \cdot 32{,}3 = 61{,}4$ kpm

$b = 15$ cm $h = 12$ cm $\alpha = 0{,}69\%$ $\mu = 0{,}15\%$

$F_a = 0{,}0015 \cdot 12 \cdot 15 = 2{,}7$ cm²

provedou se háky 2⌀ AII 12 (3,23 cm²)

Část II.

17 listů

POSOUZENÍ NAVRŽENÝCH PRŮŘEZŮ

Průvlak P101 – koncový normální

Průřez v poli:

(8)	2φAIII 16	7,47	17,19
(9)	1φAIII 16	3,736	8,593
(3)	2φAIII 12	4,18	9,62
	Σ	15,386 cm²	35,403 t

$b = 50$ cm $\quad d = 30$ cm $\quad h = 30 - 1 - 0{,}6 - 0{,}8 = 27{,}6$ cm

$\nu = \frac{15{,}386}{50 \cdot 27{,}6} \cdot 100 = 1{,}12\%$ $\quad \delta = 0{,}937$

$r_b = 0{,}937 \cdot 27{,}6 = 25{,}8$ cm

$M_u = 0{,}258 \cdot 35{,}403 = 9{,}170$ tm

$s = \frac{9170}{5550} = 1{,}67 > 1{,}65$

Posouzení je provedeno pro montážní stav, který byl rozhodující pro dimenzování výztuže.

Průřez na konsole:

(1)	2φAIII 10	2,71	6,68
(7)	2φAIII 12	4,18	9,62
(5)	5φAIII 12	10,46	24,06
(4) (3)	2φAIII 12	4,18	9,62
	Σ	21,73 cm²	49,98 t

$b = 50$ cm $\quad d = 30$ cm $\quad h = 30 - 0{,}6 - 0{,}6 = 28{,}8$ cm

$\nu = \frac{21{,}73 \cdot 100}{50 \cdot 28{,}8} = 1{,}51\%$ $\quad \delta = 0{,}916$

$x_b = 28{,}8 \cdot 0{,}916 = 26{,}4\,cm$

$M_m = 0{,}264 \cdot 49{,}98 = 13{,}20\ tm$

$$s = \frac{13200}{6470} = 2{,}04 > 1{,}9$$

Posouzení je provedeno pro provozní stav

Průvlak P 202 - koncový zesílený

Průřez v poli: (33) ϕ AIII 20

(34) ϕ AIII 20

(35) 2ϕ AIII 20

(36) ϕ AIII 20

Σ 29,06 cm² 66,84 t

$b = 30\ cm \quad d = 50\ cm \quad h = 50 - 1 - 0{,}6 - 1 = 47{,}4\ cm$

$\nu = \frac{29{,}06 \cdot 100}{30 \cdot 47{,}4} = 2{,}05\% \quad \delta = 0{,}886$

$x_b = 0{,}886 \cdot 47{,}4 = 42\ cm$

$M_m = 0{,}42 \cdot 66{,}84 = 28{,}1\ tm$

$$s = \frac{28100}{13300} = 2{,}11 > 1{,}9$$

Posouzení je provedeno pro provozní stav

Průvlak P 301 - střední normální

Průřez v poli: (19) 2ϕ AIII 14 5,17 13,10

(20) 3ϕ AIII 18 14,12 32,48

Σ 19,82 cm² 45,58 t

$b = 30\ cm \quad d = 50\ cm \quad h = 50 - 1 - 0{,}6 - 0{,}9 = 47{,}5\ cm$

$\nu = \frac{19{,}82 \cdot 100}{30 \cdot 47{,}5} = 1{,}39\% \quad \delta = 0{,}923$

$r_b = 0{,}923 \cdot 47{,}5 = 43{,}8\ cm$

$M_u = 0{,}438 \cdot 45{,}58 = 20{,}0\ tm$

$$s = \frac{20\,000}{10\,100} = 1{,}96 > 1{,}9$$

Průvlak P 401 - střední normální

Průřez v poli:	(22)	2φAIII 16	7,47	17,19
	(23)	2φAIII 14	5,70	13,10
		Σ	13,17 cm²	30,29 +

$b = 14\ cm \quad d = 50\ cm \quad h = 50 - 1 - 0{,}6 - 0{,}8 = 47{,}6\ cm$

$$\nu = \frac{13{,}17 \cdot 100}{14 \cdot 47{,}6} = 1{,}98\% \quad \delta = 0{,}890$$

$r_b = 0{,}890 \cdot 47{,}6 = 42{,}4\ cm$

$M_u = 0{,}424 \cdot 30{,}29 = 12{,}85\ tm$

$$s = \frac{12\,850}{6100} = 2{,}1 > 1{,}9$$

Průvlak P 402 - střední zazděný

Průřez v poli:	(38)	2φAIII 16		
	(39)	3φAIII 16		
			18,68 cm²	42,97 +

$b = 14\ cm \quad d = 50\ cm \quad h = 47{,}6\ cm$

$$\nu = \frac{18{,}68 \cdot 100}{14 \cdot 47{,}6} = 2{,}74\% \quad \delta = 0{,}847$$

$r_b = 0{,}847 \cdot 47{,}6 = 40{,}3\ cm$

$M_u = 0{,}403 \cdot 42{,}97 = 17{,}35\ tm$

$$s = \frac{17\,350}{8010} = 2{,}16 > 1{,}9$$

Průvlak P 501 - zhuzidlo normální

Průřez v poli:	(26) 2φAIII 12	4,18	9,62
	(27) 2φAIII 10	2,91	6,68
	Σ	7,09 cm²	16,30+

$b = 17\,cm \quad d = 50\,cm \quad h = 50 - 1 - 0{,}8 - 0{,}6 = 47{,}6\,cm$

$\nu = \frac{7{,}09 \cdot 100}{17 \cdot 47{,}6} = 0{,}88\,\% \quad \delta = 0{,}951$

$r_b = 0{,}951 \cdot 47{,}6 = 45{,}2\,cm$

$M_m = 0{,}452 \cdot 16{,}30 = 7{,}38\,tm$

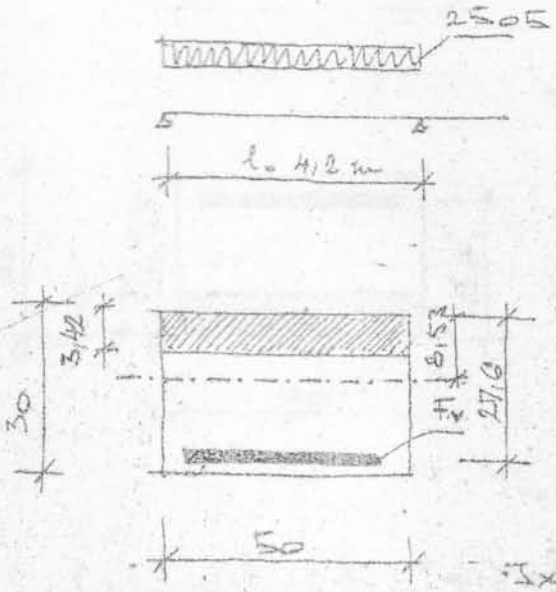
$s = \frac{7380}{3190} = 2{,}3 > 1{,}9$

VÝPOČET PRŮHYBŮ

Výpočet průhybů provedu pro potřebu průkazních zkoušek, t. j. bez spolupůsobení dokončovací ve skutečné konstrukci.

Průvlak P 101

Pro průřez v poli rozhoduje montážní stav (St. v. 1. str 39) pro něž činí zatížení 2505 kp/m' = (St. v. 1 str 37)
Pro tento moment není konsola zatížena.



B250 $\nu = 1,12\%$

$\mu = 0,124$ $h = 27,6$ cm

$x = 0,124 \cdot 27,6 = 3,42$ cm

ocel 10400 $c = 1,85$

$n = \frac{2\,100\,000}{285\,000} = 7,36$

$F_a = 15,38$ cm²

$x_0 = \frac{1982}{232,2} = 8,53$ cm

$\Sigma J_x = 30150 + 160 = 30310$ cm⁴

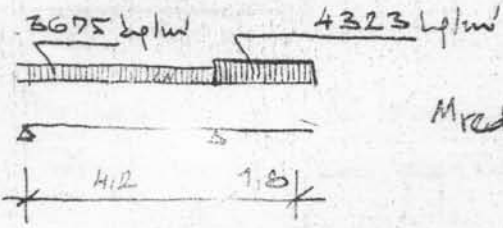
		F cm²	a cm	F·a	z	z²	Fz²	J_0
F_b	3,42 · 50	171,0	1,71	292	6,82	46,5	7950	160
F_v	15,38 / 1,85 · 7,36	61,2	27,6	1690	19,07	363,0	22200	
Σ		232,2		1982			30150	160

$$y = \frac{5}{384} \cdot \frac{25{,}05 \cdot 420^4}{285\,000 \cdot 30310} = 0{,}0130 \cdot$$

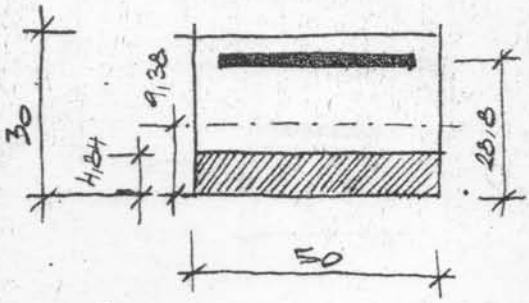
$$\cdot \frac{310000000000 \cdot 25{,}05}{285000 \cdot 30310} = 0{,}013 \cdot 90 = 1{,}17\,cm <$$

$$< \frac{420}{200} = 2{,}1\ cm$$

Pro průřez na konsole rozhoduje provozní stav (St. v I. str 40) Pro něž činí zatížení 3393 + 930 kp/m' na konsole a 3675 kp/m' v poli (St.v. I str 34)



$M_{red} = 6470$ kpm (str 40)



B 250 $\nu = 1{,}51\%$

$y = 0{,}168$ $h = 28{,}8$ cm

$x = 0{,}168 \cdot 28{,}8 = 4{,}84$ cm

ocel 10400 $c = 1{,}85$

$n = 7{,}36$ $F_a = 21{,}73\ cm^2$

$$x_0 = \frac{3085}{328{,}6} = 9{,}38\,cm$$

$$J_{x_0} = 44350 + 475 = 44\,825\ cm^4$$

		F	a	F.a	$\cdot a$	a^2	Fa^2	J_0
F_b	4,84 · 50	242,10	2,42	585	6,96	48,5	11750	475
F_v	$\frac{21{,}73}{1{,}85} \cdot 7{,}36$	86,16	28,8	2500	19,42	376,0	32600	
Σ		328,6		3085			44350	475

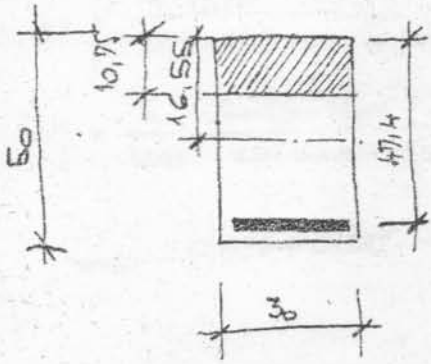
$$y = \frac{1}{4} \cdot \frac{647000 \cdot 180^2}{44825 \cdot 235000} = 0{,}25 \cdot \frac{647 \cdot 32400}{44{,}825 \cdot 235} =$$

$$= 0{,}25 \cdot 1{,}64 = 0{,}41\,cm < \frac{180}{200} = 0{,}9\,cm$$

Průhyb je stanoven pro vetknutou konzolu, neboť v konstrukci bude přečnívající konec sevřen mezi batbami příhřeb, takže průhyb vlivem podepření bude minimální a lze jej těžko přesně stanovit.

Průvlak P 202

Pro průřez v poli rozhoduje provozní stav (St. v. I. str 60) pro zatížení 5115 + 905 kp/m²



B 250 $\nu = 2{,}05\%$

$y = 0{,}227$ $h = 47{,}4\,cm$

$x = 0{,}227 \cdot 47{,}4 = 10{,}75\,cm$

ocel 10400 $c = 1{,}85$

$w = 7{,}36$ $F_a = 29{,}06\,cm^2$

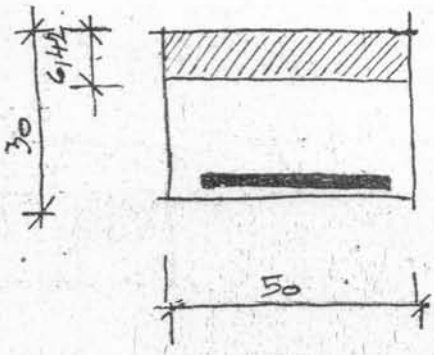
$x_0 = \frac{7235}{438} = 16{,}55$

$J_{x_0} = 150200 + 3100 = 153300\,cm^4$

		F	a	Fa	σ	e^2	Fe^2	J_0
F_b	$10{,}75 \cdot 30$	322	5,38	1735	11,17	125	40200	3100
F_v	$\frac{29{,}06}{1{,}85} \cdot 7{,}36$	116	47,4	5500	30,85	950	110000	
		438		7235			150200	3100

$$y = \frac{5}{384} \cdot \frac{60{,}20 \cdot 420^4}{285000 \cdot 153300} = 0{,}557\,cm < \frac{420}{200} = 2{,}1\,cm$$

Skutečný průhyb na konstrukci vlivem montážního postupu



B25 $\nu = \frac{29{,}06 \cdot 100}{27{,}4 \cdot 50} = 2{,}12\ \%$

$h = 27{,}4 \qquad \mu = 0{,}235$

$x = 0{,}235 \cdot 27{,}4 = 6{,}42\ cm$

ocel 10400 $\quad c = 1{,}85$

$n = 7{,}36 \qquad F_a = 29{,}06\ cm^2$

$x_0 = \frac{4210}{437} = 9{,}65\ cm$

$J_{x_0} = 49800 + 1100 = 50900\ cm^4$

		F	a	F.a	e	e^2	Fe^2	J_0
F_b	6,42 · 50	321	3,21	1030	6,44	41,5	13300	1100
F_v	$\frac{29{,}06}{1{,}85} \cdot 7{,}36$	116	27,4	3180	17,75	315,0	36500	
		437		4210			49800	

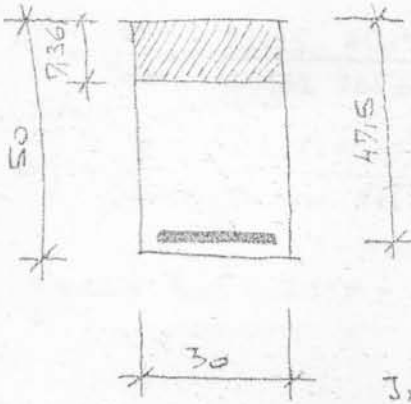
$$y_1 = \frac{5 \cdot 25{,}05 \cdot 420^4}{384 \cdot 285000 \cdot 50900} = 0{,}696\ cm$$

$$\Delta y = \frac{5}{384} \cdot \frac{(60{,}20 - 25{,}05) \cdot 420^4}{285000 \cdot 153300} = 0{,}325\ cm$$

$$y_{max} = 0{,}696 + 0{,}325 = 1{,}021\ cm < 2{,}1\ cm$$

Průvlak P 301

Pro průřez v poli rozhoduje provozní stav (St. v. I str 49) 3015 + 1010 kg/m'



B250 $\nu = 1{,}39\%$

$y = 0{,}155$ $h = 47{,}5$ cm

$x = 0{,}155 \cdot 47{,}5 = 7{,}36$ cm

ocel 10400 $c = 1{,}85$

$u = 7{,}36$ $F_a = 19{,}82$ cm²

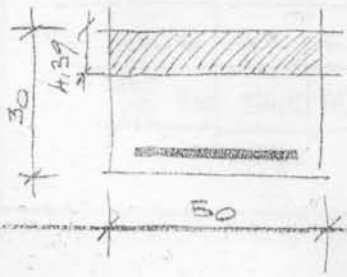
$x_0 = \frac{\cancel{46743}\ 4563}{\cancel{556}\ 299{,}9} = \cancel{8{,}27}$ 15,2 cm

$J_{x_0} = 95400 + 1000 = 96400$ cm⁴

		F	a	Fa	c	c²	Fc²	J_0
F_b	7,36 · 30	221	3,68	813	9,85	61,7	13600	1000
F_v	19,82 · 1,85 · 7,36	78,9	47,5	3750	32,3	1040	81800	
		~~556~~ 299,9		~~46743~~ 4563			95400	1000

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{40{,}25 \cdot 450^4}{285000 \cdot 96400} = 0{,}78 \text{ cm} < \frac{450}{200} = 2{,}25 \text{ cm}$$

Skutečný průhyb na konstrukci vlivem mandátního postupu ($\varrho = 25{,}15$ kg/cm') (St. v. I. str 47)



B250 $\nu = \frac{19{,}82 \cdot 100}{27{,}5 \cdot 50} = 1{,}44\%$

$h = 27{,}5$ cm $y = 0{,}160$

$x = 0{,}160 \cdot 27{,}5 = 4{,}39$ cm

ocel 10400 $c = 1{,}85$

$u = 7{,}36$ $F_a = 19{,}82$ cm²

		F	a	Fa	c	c^2	Fc^2	J_o
F_b	4,39·50	220	2,19	482	6,69	44,70	9830	352
F_v	$\frac{19,82}{1,85}$·7,36	78,9	27,5	2170	18,62	347	27400	
		298,9		2652			37230	

$$x_o = \frac{2652}{298,9} = 8,88\ cm$$

$$J_{xo} = 37230 + 352 = 37582\ cm^4$$

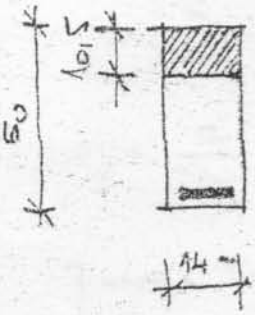
$$y_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{25,15 \cdot 450^4}{37582 \cdot 285000} = 1,05\ cm < 2,25\ cm$$

$$\Delta y = \frac{5}{384} \cdot \frac{(40,25-25,15)450^4}{96400 \cdot 285000} = 0,294\ cm$$

$$y_{max} = 1,05 + 0,294 = 1,344\ cm < 2,25\ cm$$

Průvlak P 401

Pro průřez v poli rozhoduje provozní stav (Sb. v. I. str 55) 1830 + 472 kg/m'



B 250 $\nu = 1,98\ \%$

$\mu = 0,220$ $h = 47,6\ cm$

$x = 0,220 \cdot 47,6 = 10,5\ cm$

ocel 10400 $c = 1,85$

$u = 7,36$ $F_a = 13,17\ cm^2$

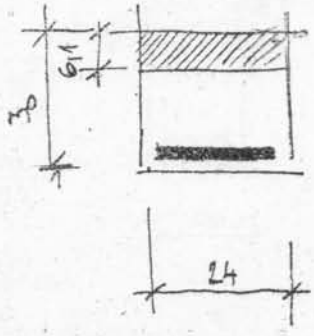
$$x_o = \frac{3372}{201,5} = 18,9\ cm$$

$$J_{xo} = 72500 + 1350 = 73850\ cm^4$$

		F	a	F.a	c	c^2	Fc^2	J_o
F_b	10,5·14	147	5,25	772	13,75	189	27800	1350
F_v	$\frac{13,17}{1,85}$·7,36	54,5	47,6	2600	28,7	820	44700	
		201,5		3372			72500	

$$y = \frac{5}{384} \cdot \frac{23{,}02 \cdot 460^4}{73850 \cdot 285000} = 0{,}640 \text{ cm} < \frac{460}{200} = 2{,}3 \text{ cm}$$

Stuhčený průhyb na konstrukci vlivem montážního postupu (q 13,20 kp/cm') (Sh. v. 1. str 53)



B 250 $\nu = \frac{13{,}17 \cdot 100}{27{,}6 \cdot 24} = 1{,}99\%$

$h = 27{,}6$ $\mu = 0{,}221$

$x = 27{,}6 \cdot 0{,}221 = 6{,}1$ cm

ocel 10400 $c = 1{,}85$

$n = 7{,}36$ $F_a = 13{,}17$ cm²

$x_0 = \frac{1952}{200{,}5} = 9{,}77$ cm

$J_{x0} = 23910 + 454 = 24364$ cm⁴

		F	a	F.a.	e	e²	F.e²	J_0
F6	6,1.24	146	3,05	447	6,72	45	6569	454
Fv	13,17 / 1,85 · 7,36	54,5	27,6	1505	17,83	318	17350	
		200,5		1952			23910	

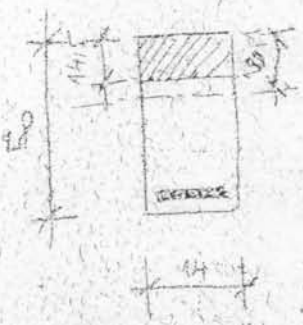
$$y_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{13{,}20 \cdot 460^4}{24364 \cdot 285000} = 1{,}11 \text{ cm}$$

$$\Delta y = \frac{5}{384} \cdot \frac{(23{,}02 - 13{,}20)\, 460^4}{73850 \cdot 285000} = 0{,}262 \text{ cm}$$

$$y_{max} = 1{,}11 + 0{,}262 = 1{,}372 \text{ cm} < 2{,}3 \text{ cm}$$

Průvlak P 402

Pro průřez v poli rozhoduje provozní stav
(25,50 + 4,72 kp/cm²) (St. v. I. str 64)



B 250 $\nu = 2{,}74\%$ $F_a = 18{,}68\ cm^2$

$\mu = 0{,}304$ $h = 47{,}6\ cm$ $n = 7{,}36$

$x = 0{,}304 \cdot 47{,}6 = 14{,}5\ cm$

ocel 10400 $c = 1{,}85$

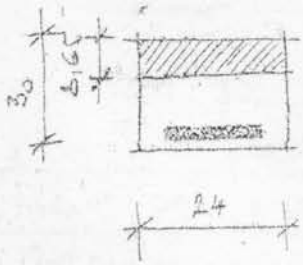
$x_0 = \frac{5010}{277{,}3} = 18{,}1\ cm$

$J_{x_0} = 88600 + 3560 = 92\,160\ cm^4$

		F	a	F·a	e	e²	Fe²	J_0
F_b	14,5·14	203	7,25	1470	10,85	118	24 000	3560
F_v	18,68 / 1,85 · 2,36	74,3	47,6	3540	29,5	870	64 600	
		277,3		5010			88600 =	3560

$$y = \frac{5}{384} \cdot \frac{30{,}22 \cdot 4804}{92\,160 \cdot 285\,000} = 0{,}67\ cm < 2{,}3\ cm$$

Skutečný průhyb na konstrukci vlivem montážního postupu ($q = 13{,}20$ kp/cm') (St. v. I. str 53)



B 250 $\nu = \frac{18{,}68 \cdot 100}{27{,}6 \cdot 24} = 2{,}82\%$

$h = 27{,}6\ cm$ $\mu = 0{,}313$

$x = 0{,}313 \cdot 27{,}6 = 8{,}65\ cm$

ocel 10400 $c = 1{,}85$

$n = 7{,}36$ $F_a = 18{,}68\ cm^2$

		F	a	F·a	e	e^2	$F e^2$	I_o
F_b	3,65·24	88	4,33	900	6,12	37,5	7800	762
F_v	$\frac{18,68}{1,85}$ · 7,36	74,3	27,6	2050	17,15	2940	21800	
		282,3		2950			29600	762

$$x_o = \frac{2950}{282,3} = 10,45 \text{ cm}$$

$$J_{x_o} = 29600 + 762 = 37362 \text{ cm}^4$$

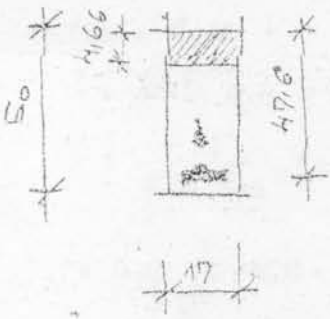
$$f_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{13,20 \cdot 460^4}{37362 \cdot 285000} = 0,723 \text{ cm}$$

$$\Delta f = \frac{5}{384} \cdot \frac{(30,22 - 13,20) \cdot 460^4}{92160 \cdot 285000} = 0,379 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 0,723 + 0,379 = 1,102 \text{ cm} < 2,3 \text{ cm}$$

Průvlak P 501

zatížení 7,29 kp/cm²



B 250 $\nu = 0,85\%$

$\xi = 0,098$ $h = 47,6$ cm

$x = 0,098 \cdot 47,6 = 4,66$ cm

ocel 10400 $\sigma = 1,85$

$n = 7,36$ $F_a = 7,09$ cm

$$x_o = \frac{1525}{107,5} = 14,2 \text{ cm}$$

$$J_{x_o} = 42650 + 1440 = 42790 \text{ cm}^4$$

		F	a	F·a	e	e^2	$F \cdot e^2$	I_o
F_b	4,66·17	79,3	2,33	185	11,87	141	11050	140
F_v	$\frac{7,09}{1,85}$ · 7,36	28,2	47,6	1340	33,4	1120	31600	
		107,5		1525			42650	140

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{7,29 \cdot 591^4}{42790 \cdot 285000} = 0,96 \text{ cm} < \frac{591}{300} = 1,97 \text{ cm}$$

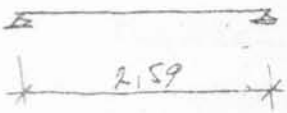
LODŽIOVÁ STĚNA O 101

Výroba panelu se provádí na ležato. Montážní háky se umístí v kratších stranách desky z důvodu dokončovacích prací.

Váha stěny $G = 2{,}59 \cdot 1{,}45 \cdot 0{,}08 \cdot 2500 = 750$ kp

Zatížení na 1m $\frac{750}{2{,}59}$ ..... 290 kp/m'

$G \cdot n = 290 \cdot 1{,}5 = 435$ kp/m



$M = \frac{1}{8} \cdot 435 \cdot 2{,}59^2 = 366$ kpm

$M_m = 366 \cdot 1{,}4 = 512$ kpm

$b = 140$ cm $\quad d = 8$ cm $\quad h = 8 - 1{,}5 = 6{,}5$ cm

$\alpha = 0{,}340 \quad \mu = 0{,}39\,\% \quad F_a = 0{,}0039 \cdot 6{,}5 \cdot 140 = 3{,}55$ cm²

Navrženo 7 ϕ Al 8 – 10210 c = 1,15 B 170

$M_a = 9{,}31$ t $\quad F_a = 4{,}05$

$h = 8 - 1 - 0{,}4 = 6{,}6$ cm

$\nu = \frac{4{,}05}{6{,}6 \cdot 140} \cdot 100 = 0{,}44\,\% \quad \delta = 0{,}965$

$r = 6{,}6 \cdot 0{,}965 = 6{,}37$ cm

$M_m = 9{,}31 \cdot 0{,}0637 = 0{,}591$ tm

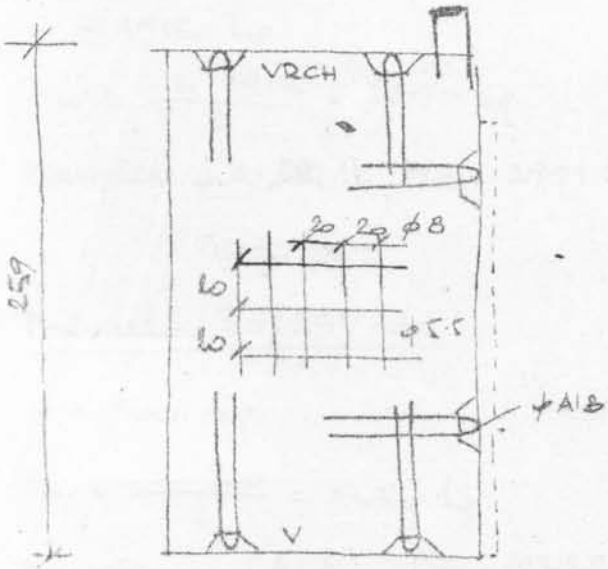
$s = \frac{591}{366} = 1{,}62 > 1{,}4$

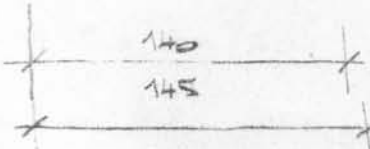
V případě, že se prvek bude vyrábět s jednostrannou armaturou, oproti původnímu návrhu s armaturou uprostřed stěny, je nutné provádět označení prvku nápisem „VRCH".

Montážní háky

$$P_m = \frac{3 \cdot 656}{2} = 983 \text{ kp}$$

Navržen ϕA18 $\quad N_a = 1{,}329$ t





pro variantu keramick. obvod. pláště

pro variantu plynoříl. obvod. pláště

NÁVRH MONTÁŽNÍCH HÁKŮ

Průvlaky 30/50/630

$G = 2360$ kp

$P_m = \frac{3 \cdot 2360}{2} = 3540$ kp

Mavržen ϕ Al 14 $M_a = 4072$ kp (10210 c = 1,15)

Průvlaky 30/50/510 (30/50/430)

$G = 1915$ kp

$P_m = \frac{3 \cdot 1915}{2} = 2870$ kp

Mavržen ϕ Al 12 $M_a = 2991$ kp (10210 c = 1,15)

Průvlaky 30/25/480

$G = 900$ kp

$P_m = \frac{3 \cdot 900}{2} = 1350$ kp

Mavržen ϕ Al 8 $M_a = 1329$ kp (10210 c = 1,15)

Průvlaky 50/30/604

$G = 2260$ kp

$P_m = \frac{3 \cdot 2260}{2} = 3390$ kp

Mavržen ϕ Al 14 $M_a = 4072$ kp (10210 c = 1,15)

Příčníc 40/60 / 230

$G = 1380$ kp

$P_m = \frac{3 \cdot 1380}{2} = 2070$ kp

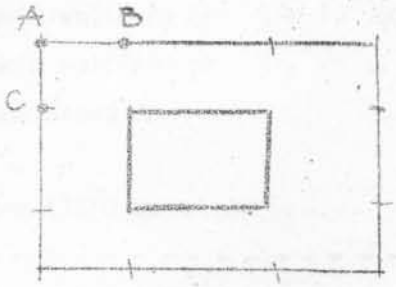
Navržen z konstrukčních důvodů
pro připevnění montážních prostředků
φA/12 $M_a = 2991$ kp (10210 c = 1,15)

Část III.

10 listů

Objekt 16 n.p.

Stanovení osových sil v pilířích a ve schodišťovém jádře



Osové síly pilířů ve střeše – vl.váha pilíře 1310 kg

Pilíř A – koncovým krajním průvlakem A_2^{max} 10 100

1 310

Σ 11 410 kg

Pilíř B – koncovým vnitřním průvlakem A_1^{max} 13 550

1 310

Σ 14 860 kg

Pilíř C – koncovým krajním průvlakem A_1^{max} 7 900

– středním krajním průvlakem A2 = 8 410

1 310

Σ 17 620 kg

Osové síly pilířů v podlaží

Pilíř A – koncovým krajním průvlakem A_1^{max} 11 445

1 310

Σ 12 755 kg

Pilíř B – koncovým vnitřním průvlakem A_2^{max} 15 040

1 310

Σ 16 350 kg

Pilíř C – koncovým krajním průvlakem	A_1^{max}	7 280
středním krajním průvlakem		9 660
		1 310
		18 250 kg

Osová síla jádra schodiště

Zatížení střechou a pergolou		188,78 +
Zatížení podlažím		
4 x koncovým vnitřním pr	4 x 10 500	42 000
4 x středním vnitřním pr	4 x 5530	21 300
monolitická deska D2		20 500
		83 800
vl.váha pro tl.20 cm		30 000
osová síla v jádře při tl.stěn 20 cm		113 800 kg

Odpočet užitného:

Plocha podesty a schodiště:

F = 5,9 . 4,4 – 1,6 . 3,46 = 26,0 – 5,6 =

= 20,4 m2

Odpočet užitného

20 %	0,2 . 300 . 20,4	= 1225 kg
40 %	0,4 . 300 . 20,4	= 2450 kg
50 %	0,5 . 300 . 20,5	= 3060 kg

S reakcemi průvlaků

20 %	4 . 482 + 4 . 228 + 1225	= 4 055
40 %	4 . 965 + 4 . 456 + 2450	= 8 130
50 %	4 . 1200 + 4 . 560 + 3060	= 10 100

Odpočet užitného zatížení .

Zatěžovací šířky:

Koncový krajní		3,45 m
Koncový vnitřní		6,30 m
Střední krajní	- podl.	3,45 m
	- balkon	0,90 m
Střední vnitřní		3,15 m

Na 1 m²

Koncový

	krajní	vnitřní
20 %	103	189
40 %	205	378
50 %	255	472

Střední

	krajní		
	podl.	balkon	vnitřní
20 %	102	90	95
40 %	205	180	190
50 %	255	225	233

Reakce trámů (délky: koncový 510 cm, střední 480 cm, balkon 420

	koncový		střední krajní			Střed.
	krajní	vnitřní	podlaha	balkon	celkem	vnitř.
20 %	262	482	245	190	435	228
40 %	524	965	490	380	870	456
50 %	650	1200	612	473	1085	560

Odpočet u pilířů a jádra

	A	B	C
20 %	262	482	697
40 %	524	965	1394
50 %	650	1200	1735

Přehled zatížení pilířů

	A		B		C		pilíře
Střecha	6,57		7,40		8,80		
16.n.p.	11,41	6,57	14,86	7,40	17,62	8,80	
15.n.p.	12,76	17,98	16,35	22,26	18,25	26,42	
14.n.p.	12,76	30,74	16,35	38,13	18,25	44,67	
13.n.p.	12,50	43,24	15,87	53,52	17,55	62,22	Pilíř
12.n.p.	12,24	55,48	15,39	68,67	16,86	76,08	normální
11.n.p.	12,11	67,59	15,15	83,82	16,52	95,60	40/60
10.n.p.	12,11	79,70	15,15	98,97	16,52	112,12	s výztuží
9.n.p.	12,11	91,81	15,15	114,12	16,52	128,64	0,6 %
8.n.p.	12,11	103,92	15,15	129,27	16,52	145,16	
7.n.p.	12,11	116,03	15,15	144,42	16,52	161,68	
6.n.p.	12,11	128,14	15,15	159,57	16,52	178,20	
5.n.p.	12,11	140,25	15,15	174,72	16,52	194,72	
4.n.p.	12,11	152,36	15,15	189,87	16,52	211,24	
3.n.p.	12,11	164,47	15,15	205,02	16,52	227,76	Pilíř 40/60
2.n.p.	12,11	176,58	15,15	220,17	16,52	244,28	s výztuží 2,5 %
1.n.p.	12,11	188,69	15,15	235,32	16,52	260,80	B 330
1.p.p.		200,80		250,47		277,32	Pilíř 50/70

Únosnost prefabrikovaných pilířů dle V-OS je pro normální Pdov = 225,ot, zesílený Pdov = 291, ot z B 330

Monolitický pilíř v 1.NP a1.PP dle výpočtu pro prefabrikovaný rozhoduje malá exentricita ve směru Y

Osová síla ve schodišťovém jádře

tl.20 cm

střecha	188,78	
16.NP	113,8	188,78
15.NP	113,8	302,58
14.NP	109,74	416,38
13.NP	105,67	526,12
12.NP	103,7	531,79
11.NP	103,7	735,49
10.NP	103,7	839,19
9.NP	103,7	942,89
8.NP	103,7	1046,59
7.NP	103,7	1150,29
6.NP	103,7	1253,99
5.NP	103,7	1357,69
4.NP	103,7	1461,39
3.NP	103,7	1565,09
2.NP	103,7	1668,79
1.NP	103,7	1772,49
1.PP		1876,19

Dla tab. na str. 91 vyhoví jádro z bet.250, μ = 3%

Pdov = 1945 t > 1876 t

při e = 150

Posouzení smyku v nadedveř.otvorech

I PP Tmax = 5,614 - 19,4 = 109 t

výška nadpraží v = 280 - 207 = 73 cm

J_x = 12,895

$$\tau = \frac{109 \cdot 2,59}{12,895} = 21,9 \text{ t/m}'$$

$$\tau_{1,1} = \frac{21900 \cdot 2,8}{73\ (20+20)} = 21,0 \text{ kg} > 20 \text{ kg/cm2}$$

Nutný beton 330

I.NP Tmax = 101, ot

$$\tau = \frac{101 \cdot 2,59}{12,895} = 20,3 \text{ t/m}'$$

τ_{1-1} = - - - = 19,5 kg/cm2

Návrh beton 330

Závěr.schod.jádro a pilíře v I.PP a I.NP se provedou z bet.330

16. podlaží

Deska nad suterénem

Zatížení:	váha desky 13,25	201,6 kg/m2
		325,0
		526,6 kg/m2
	nahodilé	500
		1 027 kg/m2

PRUH I–III

$l = 290 + 15 = 305$ m

$M_I = M_1 = \frac{1}{10}\ 1027 \cdot 3{,}05^2 = 955$ kgm $=$

$= M_{IV} = M_6$ $\qquad M_m = 1815$

$M_{II} \div V = M_{2-6} = \frac{1}{12}\ 1027 \cdot 3{,}05^2 =$

$= 795$ kgm $\qquad M_m = 1510$

h = 11,4 = 0,268 1815

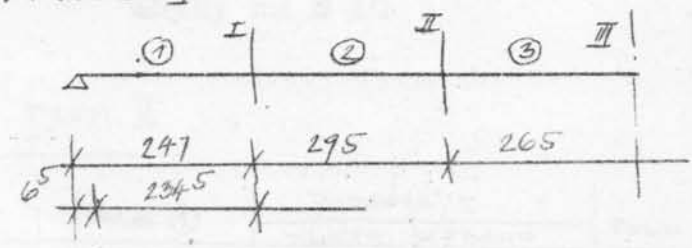
Fa = 0,168 = 7,15 cm2

h2 = 11,4 = 0,288 1510

Fa = 0,157 = 6,10 cm2

$241 \doteq 0{,}8 \cdot 295{,}5 = 236$ cm

V PRUHU I ÷ III

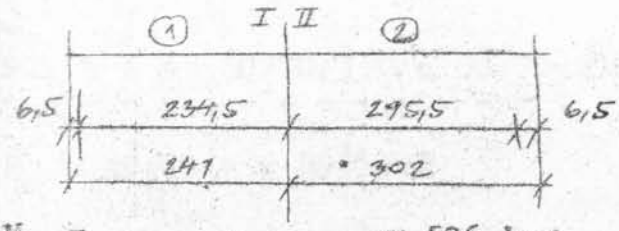


$M_I = M_1 = \frac{1}{10}\ 1027 \cdot 2{,}41^2 = 596$ kgm $\qquad$ Mm = 1135

$M_{II} = M_2 = \frac{1}{12} 1027 \cdot 2{,}95^2 = 745$ –"– $\qquad$ Mm = 1420

$M_{III} = M_3 = \frac{1}{12} 1027 \cdot 2{,}65^2 = 600$ –"– $\qquad$ Mm = 1140

PRUH II



$M_1 =$ = 596 kgm Mm = 1135

$M_I = \frac{1}{8}\ 1027 \cdot 2{,}41^2 = 746$ kgm Mm = 1135

$M_2 = \frac{1}{10}\ 1027 \cdot 302^2 = 940$ kgm Mm = 1785

$M_{II} = \frac{1}{8}\ 1027 \cdot 302^2 = 1175$ kgm Mm = 2235

Dimensování:

h = 11,4 cm

PRUH I–III

	POLE 1	PODPORA I VLEVO	PODPORA I VPRAVO	POLE 2	PODPORA II VLEVO	PODPORA II VPRAVO	POLE 3	PODPORA III
Mm	1135	1135	1420	1420	1420	1140	1140	1140
α	0,339	–	0,303	–	–	0,338	–	–
β	0,131	–	0,148	–)	–	0,131	–	–
F_a	4,41	4,41	5,57	5,57	5,57	4,41	4,41	441
	2,5Ø8	1,72	5Ø10	5Ø10	5Ø10		2,5Ø8	---
	+2,5Ø10	2,85					2,5Ø10	
	5Ø	4,57	5,69				5Ø	5Ø

ohyby na Ø 10

PRUH II

	POLE 1	PODPORA I VLEVO	PODPORA I VPRAVO	POLE 2
Mm	1135	1420	2235	1785
α	0,339	0,303	0,242	0,270
β	0,131	0,148	0,188	0,167
F_a	4,41	5,57	8,9	7,05
	7,5Ø8	9,33		7,5Ø10
		3,64	5,69	
		5Ø8	5Ø10	

P i l í ř 50/70/350 a 50/70/230

$F_b = 49 . 69 = 2\ 890$ cm2

$\mathcal{H}_c = 215$ kg/cm2

$\mathcal{H}_a = 255$ kg/cm2

$i = \frac{49}{12} = 14,15$ cm

$\lambda = \frac{350}{14,15} = 31,05 < 50$

Vzpěr není nutno uvažovati.

Dovolené zatížení pro centrický tlak

1/ $\mu = 0,6\ \% \rightarrow 17,4$ cm2

6 Ø A II 16 — 17,49 cm2
40,23 t

$$Pdov = \frac{2890 . 0,215 + 40,23}{2,2} = 292\ t$$

2/ $\mu = 2,5\ \% \rightarrow 72,2$ cm2

10 Ø A II 25 — 71,19 cm2
163,74 t

$$Pdov = \frac{\overset{784,74}{621,0 + 163,74}}{2,2} = 357,0\ t$$

Dovolené zatížení pro malou exentricitu ve směru x (e = 1 cm)

1/ μ = 0,6 %

$$Pdov = \frac{641.23.20,7}{2,2.22,7} = \underline{278\ t}$$

2/ μ = 2,5 %

$$Pdov = \frac{784.74.20,2}{2,2.21,2} = \underline{340\ t}$$

Ve směru y (e = 2 cm)

3/ μ = 0,6 %

$$Pdov = \frac{641.23.30,7}{2,2.32,7} = \underline{278\ t}$$

4/ μ = 2,5 %

$$Pdov = \frac{784.74.30,2}{2,2.32,2} = \underline{335\ t}$$

Stejně armované budou pilíře 50/70/230 pro suterén. Způsob armování stejný jako u S21, S22.

Část IV.

13 listů

Montovaná konstrukce výtahu

Podesta v posledním n.p. se provede stejně jako v podlažích ostatních. Na podestách až k vnějšímu líci schodišťového jádra se uloží pásy z tvrdé pryže (napětí v tlaku 33,0 kg/cm2) na které se položí trámy výtahu TV1 a TV2. Trámy se zajistí proti převržení vyzděním obou nosných zdí střechy strojovny. Poté se na maltové lože uloží desky strojovny DV1 a 2 x DV2. Tyto prvky strojovny výtahu se provedou jako staveništní prefabrikáty.

V ý p o č e t :

DV 1

Zatížení: (od jednoho výtahu)

4 . R1	4 . 1200	4.800 kg
R3+Q	1400+0,9.0,75.400	1.670 kg
4.R4	4.200	800 kg
		7.270 kg

Na ploše čisté šachty:

vl.váha desky 0,2.2500 — 500 kg/m2

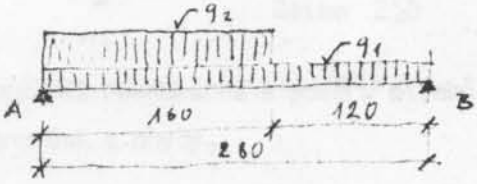
nahodilé — 500 "

91 = 1.000 kg/m2

rovnoměrné z výtahů

$\frac{2.7270}{1,5.3,06}$ = 3,17 t/m2 — 92 = 3.700 kg/m2

Schema



$$A = \frac{1}{2}\ 1000.2,8 + \frac{3170.1,6(1,2+0,8)}{2,8} =$$

$$= 1400 + 3620 = 5020\ \text{kg/m}'$$

mxmxmxmxm

$$B = 1400 + \frac{3170.1,6.0,8}{2,8} =$$

$$= 1400 + 1450 = 2850\ \text{kg/m}'$$

mxmxmxmxm

$Tx = Q = 5020 - (1000 + 3170) \times$

$$\times \frac{5020}{4170} = 1{,}20 \text{ m}$$

$$Mx = 5020 \cdot 1{,}2 - 4170 \frac{1{,}2^2}{2} =$$

$= 6020 - 3000 = 3020$ kg/m

Dimenzování

$Mm = 1{,}9 . 3020 = 5700$ kg/m

Oslabené otvory

čistá šachta	306 cm	
otvory (40+15+15) .2	140 cm	44%
beton	166 cm	56%

$$h = 17{,}3 = 0{,}172 \sqrt{\frac{5700}{0{,}56}}$$

$\varrho = 0{,}156$; $r = 15{,}7$ cm

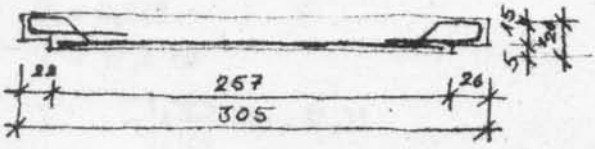
$$Na = \frac{5{,}7}{0{,}157} = 36{,}3 \text{ t}$$

8 ø A III 12 38,5 t

Beton 250

Výztuž rozdělit rovnoměrně v poměru otvorů a plného betonu. Polovinu výztuže provést s ohyby.

Příčný řez



Smyk v uložení

$A = 5020$

$r = 0{,}95 . 13{,}3 = 12{,}6$

$$\tau = \frac{5020}{100 . 12{,}0} = 4{,}0 \text{ kg/cm2} < 8{,}0 \text{ kg/m2}$$

DV 2

Zatížení $q = 1000$ kg/m2

$M_n = \frac{1}{8}\ 1000 \cdot 2{,}8^2 = 980$ kgm

$M_m = 1870$ kgm

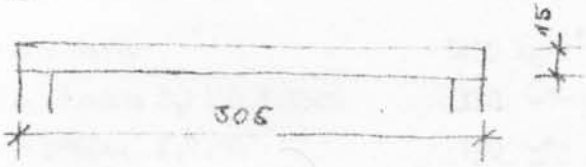
$h = 13 = 0{,}300 \sqrt{1870}$

$F_a = 0{,}150 \sqrt{1870} = 6{,}5$ cm2

5 Ø A III 10 7,26 cm2

Beton 250

Příčný řez



Deska DV 3

Zatížení: $Q = 1000$ kg/m²

na pruh 52 cm široký

$Š1 = 52+30 = 82$ cm

$g1 = 0{,}82 \cdot 1000 = 820$ kg/m²

$M = \frac{1}{8}\ 820 \cdot 2{,}8^2 = 802$ kgm

$M_m = 1{,}9 \cdot 802 = 1525$ kgm

$h = 13 = 0{,}240 \sqrt{\frac{1525}{0{,}52}}$

$\varrho = 0{,}229$

$r = 12{,}4$ cm

$N = \frac{1{,}525}{0{,}124} = 12{,}3$ t

5 Ø A III 10 13,10 t

na pruhu 30 cm

$Š2 = 30 + 30 = 60$ cm

$g2 = 0{,}6 \cdot 1000 = 600$ kg/m²

$M = \frac{1}{8}\ 600 \cdot 2{,}8^2 = 589$ kgm

$Mm = 1{,}9 \cdot 589 = 1120$ kgm

$h = 13 = 0{,}212 \sqrt{\frac{1120}{0{,}3}}$

$\rho = 0{,}200$

$r = 12{,}2$ cm

$Na = \frac{1{,}12}{0{,}122} = 9{,}2$ t

4 Ø A III 10 10,48 t

TV 1

Zatížení:

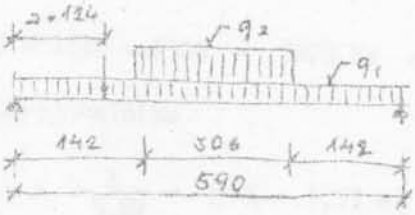
mimo šachtu 1000 kg/m2

- z desky 1400 kg/m²
- vl.váha 0,21.0,7.2500 370 "
- příčka 2,1.90 190 "

g1 . 1.960 kg/m²

- od výtahů (3,6m) g2 = 3.620 kg/m²

Schema



$A = B = \frac{1}{2}\ (1960 \cdot 5{,}9 + 3620 \cdot 3{,}06) = 11{,}3$ t

$Mmax = 11{,}3 \cdot 2{,}95 - 1960\ \frac{2{,}95^2}{2} - 3170\ \frac{1{,}53^2}{2} =$

$= 33{,}3 - 8{,}52 - 3{,}71 = 21{,}07$ tm

$Mm = 40{,}0$ tm

$h = 75 - 2 - 2 - 1 = 70 = 0{,}160 \sqrt{\frac{40.000}{0{,}21}}$

$r = 0{,}143 \sqrt{\cdots} = 62{,}5$ cm

$Na = \frac{40{,}0}{0{,}625} = 64{,}0$ t

4 Ø A III 20 53,47 t
2 Ø A III 14 13,10 t
66,57 t

V místě e (oslabení pro schodnici)

$$Ma = 1{,}24 \cdot 11{,}3 - 1960 \frac{1{,}24^2}{2} =$$

$$= 14{,}0 - 1{,}51 = 12{,}49 \text{ tm}$$

$$Mm = 23{,}7 \text{ tm}$$

$$h = 55-3 = 52 = 0{,}155 \sqrt{\frac{23700}{0{,}21}}$$

$$r = 0{,}737 \sqrt{\cdots} = 46 \text{ cm}$$

$$Na = \frac{23{,}7}{0{,}46} = 51{,}5 \text{ t}$$

3 Ø A III 20	40,10 t
2 Ø A III 14	13,10 t
	53,20 t

Smyk

$$\tau = \frac{11300}{21 \cdot 46} = 11{,}7 \text{ kg/cm2} \qquad 8{,}0 \text{ kg/cm2}$$

$$Tt = \frac{2{,}06 \cdot 46}{1{,}9 \cdot 15} = 4{,}3 \text{ t}$$

$$11300 - 1130 - 4300 = 5870 \text{ kg} = T_v$$

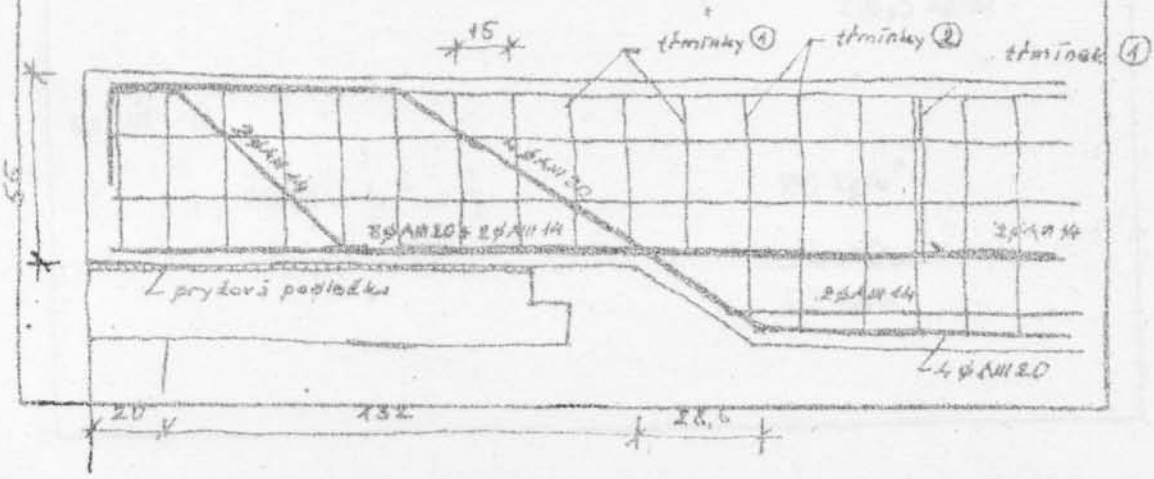
Zákl. trojúhelníku

$$\frac{2{,}95}{11{,}3} = \frac{x}{5{,}87} \; ; \; X = 1{,}53 \text{ m}$$

$$Uo = \frac{1}{2} \; 5{,}87 \cdot 1{,}53 = 450 \text{ tcm}$$

$$Na = \frac{450}{46} \cdot \frac{1}{2} = 6{,}9 \text{ t}$$

Provedou se dvojpy 2 Ø A III 14 13,10 t



TV 2

Zatížení

– parapet	0,375 . 0,3 . 1450	163 kg/m²
– luxfery	1,8 . 100	180 –"–
– vl.váha		312 –"–
		655 kg/m²
– z desky		1400 –"–
		2055 kg/m²

$$A = B = \frac{1}{2}\,(2055 \cdot 5{,}9 + 1450 \cdot 3{,}06) = 8{,}3\ t$$

$$M_{max} = 8{,}3 \cdot 2{,}95 - 2055\,\frac{2{,}95^2}{2} - 1{,}45\,\frac{1{,}53^2}{2} = 13{,}85\ tm$$

$$M_m = 26{,}31\ tm$$

$$h = 46{,}8 = 0{,}144\sqrt{\frac{2630{,}00}{1{,}28}}$$

$$r = 0{,}126\sqrt{\cdots} = 43{,}8$$

$$N_o = \frac{26{,}3}{1{,}428} = 60{,}0\ t$$

V S T U P

3 ø AIII 20 . . 40,10 t

2 ø AIII 18 . . 21,66 t

51,76 t

$$\tau = \frac{8300}{25 \cdot 43{,}8} = 7{,}57 < 8{,}0\ kg/cm^2$$

Konstr. chyby 2 ø AIII 18

Třmínky ø AI 8 po 15 cm

Deska nad vstupem

Skladba střechy a zatížení

Hurdis SHK 110	8 cm	62,5 kg/m2
Tuvorit	5 cm	16,0 –"–
lepenka		5,– –"–
škvároboton	0÷7 = 3,5 cm	49,– –"–
potěr 1 cm		23,– –"–
omítka	1,5 cm	35,– –"–
oplechování		20,– –"–
		216,5 kg/m2
sníh		75,– –"–
		286,5 kg/m2

Na ME 14

286,5 . 1,15 . $\frac{1}{2}$	165 kg/m²
vl.v.	12 –"–
	177 kg/m

$M = \frac{1}{8} \; 177 \cdot 6{,}0^2 = 796$ kgm

$W = 70{,}2$ cm3

$\sigma = \frac{79600}{70{,}2} = 1130$ kg/cm2 $<$ 1400 kg/m2

Na IE 16

286,5 - 1,15 — 330 kg/m

vl.v. — 16 — " —

346 kg/m

$M = \frac{1}{8} \; 346 \cdot 6{,}0^2 = 1560$ kgm

$W = 109$ cm3

$\sigma = \frac{156000}{109} = 1430$; rozdíl cca 2%

Návrh podpěrných manesmanek

Váha desky

A1; A4 = $\frac{1}{2}$ 177.6 = 530 kg

A2; A3 = $\frac{1}{2}$ 346.6 = 1040 kg

1570 kg

Q/2 = 3140 kg

Q = 6280 kg

Svislá síla na 1 trubku 1570 kg

Osová síla

$tg\alpha = \frac{115}{377} = 0{,}305$

$\cos\alpha = 0{,}9565$

$P = \frac{1570}{\cos\alpha} = 1640$ kg

$$\lambda = \frac{370}{2,58} = 146 \rightarrow C = 3,01$$

$$\sigma_1 = 3,01 \cdot \frac{1640}{6,88} = 720 \text{ kg/cm2}$$

Moment od větru

$$V1 = 0,2 \cdot 4,6 \cdot 60 = 55 \text{ kg}$$

$$V2 = 0,075 \cdot 7,6 \cdot 60 = 34,2 \text{ kg}$$

$$M = 55,0 \cdot 3,8 + 34,2 \cdot 1,9 =$$

$$= 209 + 65 = 274 \text{ kgm}$$

Na 1 profil

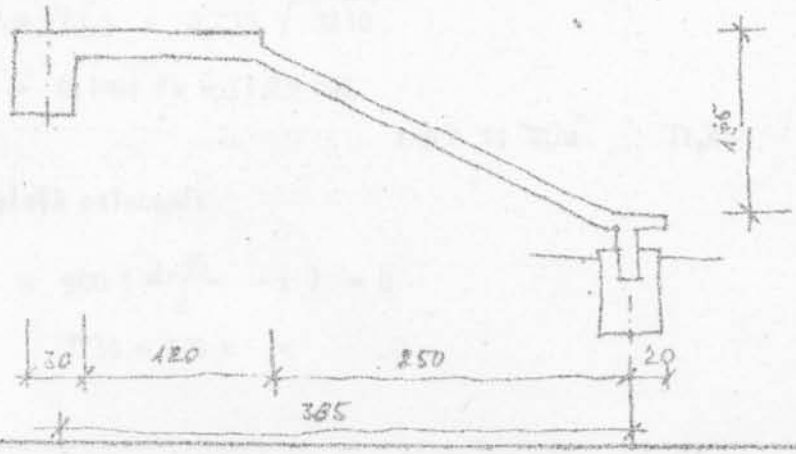
$$M^f = \frac{27400}{4} = 6850 \text{ kgcm}$$

$$\sigma_2 = \pm \frac{6850}{12,1} = \pm 568 \text{ kg/cm2}$$

Celkové napětí

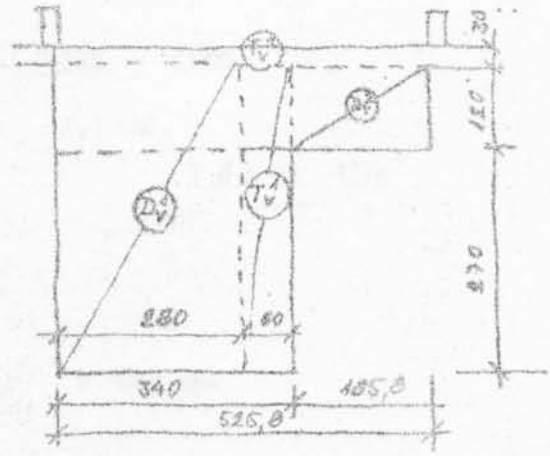
$$\sigma = 720+568 = 1288 < 1400 \text{ kg/cm2}$$

V S T U P N Í S C H O D I Š T Ě



Zatížení:

deska	$(0,15 + \frac{0,15}{2}) \cdot 2500$	563 kg/m2
úprava povrchu 1,5 cm		35 " "
		600 kg/m2
nahodilé		300 kg/m2
	q =	900 kg/m2



Dimenzování:

Deska D_V^1

$M = \frac{1}{8} \cdot 900 \cdot 3,85^2 = 1,69$ tm

$M_d = 1,9 \cdot 1,69 = 3,21$ tm

$h1 = 20 - 1 - 0,7 = 18,3 = 0,324 \sqrt{3210}$

$\beta = 0,139$; Fa = 7,88 cm2

7 Ø A 11 10/m 7,97 cm2

$h2 = 13,3 = 0,235 \sqrt{3210}$

$\beta = 0,198$; Fa = 11,25 cm2

7 Ø A 11 12/m 11,48

V místě oslabení:

$Tx = 900 \left(\frac{3,85}{2} - x \right) = 0$

$1730 - 900\,x = 0$

$x1 = 1{,}925$ m

$x2 = 1{,}35$ m

$M_{bx} = \frac{1}{2}\ 900 \cdot 1{,}35\ (3{,}85 - 1{,}35) = 1{,}52$ tm

$M_M = 2{,}88$ tm

Tlustší část desky lze dimenzovat na menší moment než uprostřed desky

$h = 18{,}3$ cm $= 0{,}340 \sqrt{2880}$

$\beta = 0{,}132$; Fa $7{,}1$ cm2

7 Ø A II 10/m'

Deska D2

$M = \frac{1}{2}\ 900 \cdot 1{,}2^2 = 648$ kgm

$M_M = 1{,}23$ tm

$h = 18{,}4 = 0{,}525 \sqrt{1230}$

$r = 0{,}987\ h = 18{,}1$ cm

$N_a = \frac{1{,}23}{0{,}181} = 6{,}8$ t

5 Ø A II/m' 8,38 t

Příčně (⊥ na skrytý trámek T1) uvažuji opět vyztužení 5 Ø A II 8

Skrytý trámek T1

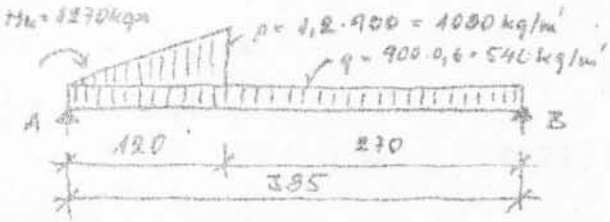
Kroucení:

Uvažuji ve styku mezi D2 a T1
(vetknutí na konci ztužidla neuvažuji)

$M_k = 684 \cdot 1{,}85 = 1270$ kgm

$\tau = 2{,}5\ \frac{127000}{30^2 \cdot 50} = 7{,}05$ kg/cm2 $< 8{,}0$ kg/cm2

Zatěž. schema TV



Reakce:

– od kroutícího momentu

$A_k = \frac{1,27}{3,85} = -0,33$ t; $B = \qquad = +0,33$ t

– od trojúhel. zatíž. p

$A_p = \frac{1}{2} \; 1,2 \cdot 1,080 \cdot \frac{3,85 \cdot 0,8}{3,85} = 0,583$ t ; $B = \frac{1}{2} \cdot 1,08 \; \frac{0,8}{3,85} = 0,135$ t

– od rovnměr. q

$A_g = \frac{1}{2} \; 540 \cdot 3,85 \quad 1,040$ t ; $B_q = \qquad = 1,040$ t

$\Sigma A = +1,223$ ↓ $\qquad \Sigma B = +1,505$ t

Ohyb. moment

X: $T_x = B - gx = 1,505 - 0,540 \cdot x = 0$

$x = \frac{1505}{0,540} = 2,79$ m

$M_k^x = 1270 \cdot \frac{2,79}{3,85} = 920$ kgm

$M_p^x = B_x = 135 \cdot 2,79 = 377$ mkg

$M_g^x = 1040 \cdot 2,79 - \frac{540 \cdot 2,79^2}{2} =$

$= 2,9 - 2,11 = 0,79 = 790$ kgm

$M_x = 2067$ kgm

$M_A = 1,9 \cdot 2,067 = 3,81$ tm

$h1 = 12{,}20 = 0{,}153 \sqrt{3810}$

$r = 0{,}125 \sqrt{\cdots} = 10{,}0$ cm

$Na1 = \frac{3{,}81}{0{,}10} = 38{,}1$

6 Ø A 11 16 40,23

$h2 = 17{,}2 = 0{,}217 \sqrt{3810}$

$r = 0{,}201 \sqrt{\cdots} = 16$ cm

$Na = \frac{3{,}81}{0{,}16} = 23{,}8$ +

4 Ø A 11 16 ··· 26,82 t

Trám 7)

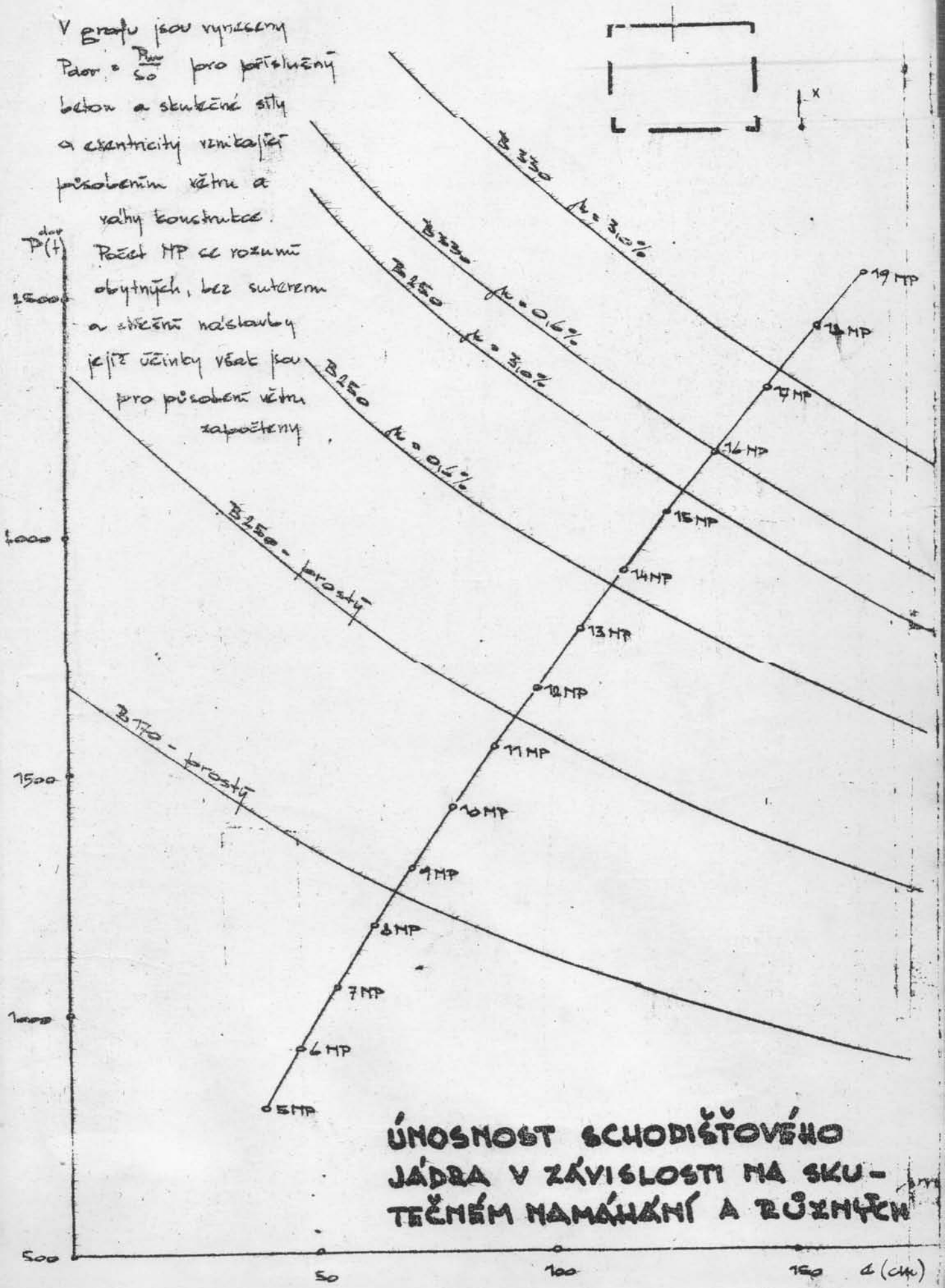
Tento trám se vyrabuje konstrukční výztuží na ohyb a výztuží na kroucení také konstrukční

Závěr

První část stav.výpočtu je použita s doplňky z věžového domu V-OS. Autorem konstrukce a stat.výpočtu je Ing.Vl.Vrána. Vzhledem k tomu, že statický výpočet odpovídá konstrukci V-OS a prošel rozsáhlým oponentním řízením a byl Ing.Vránou konzultován s předními odborníky, nebylo účelné na něm nic měnit.
Ostatní části doplňují základní první část v dílčích konstrukcích případně v těch částech, kde došlo ke změnám.

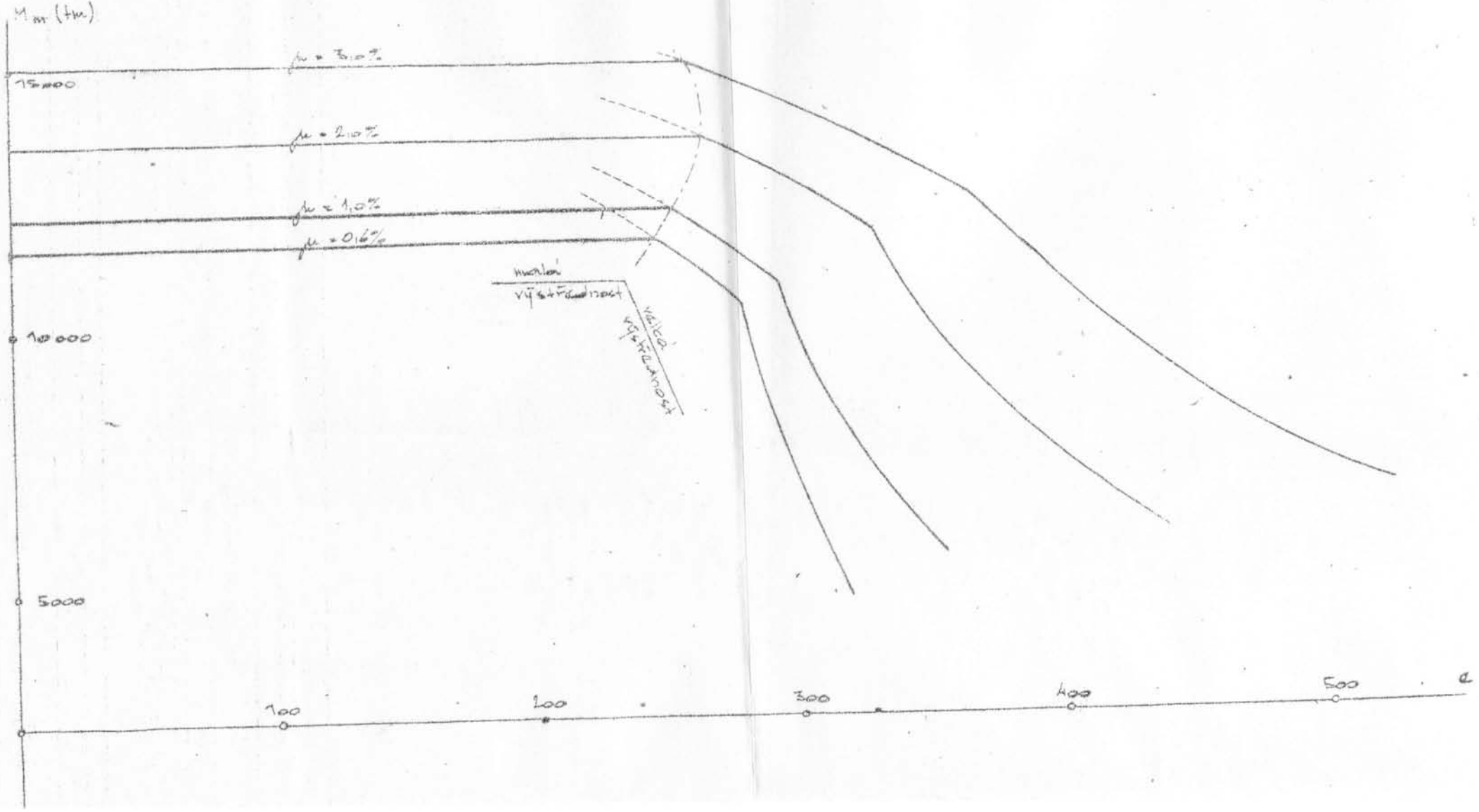
Ing.Skokan Josef

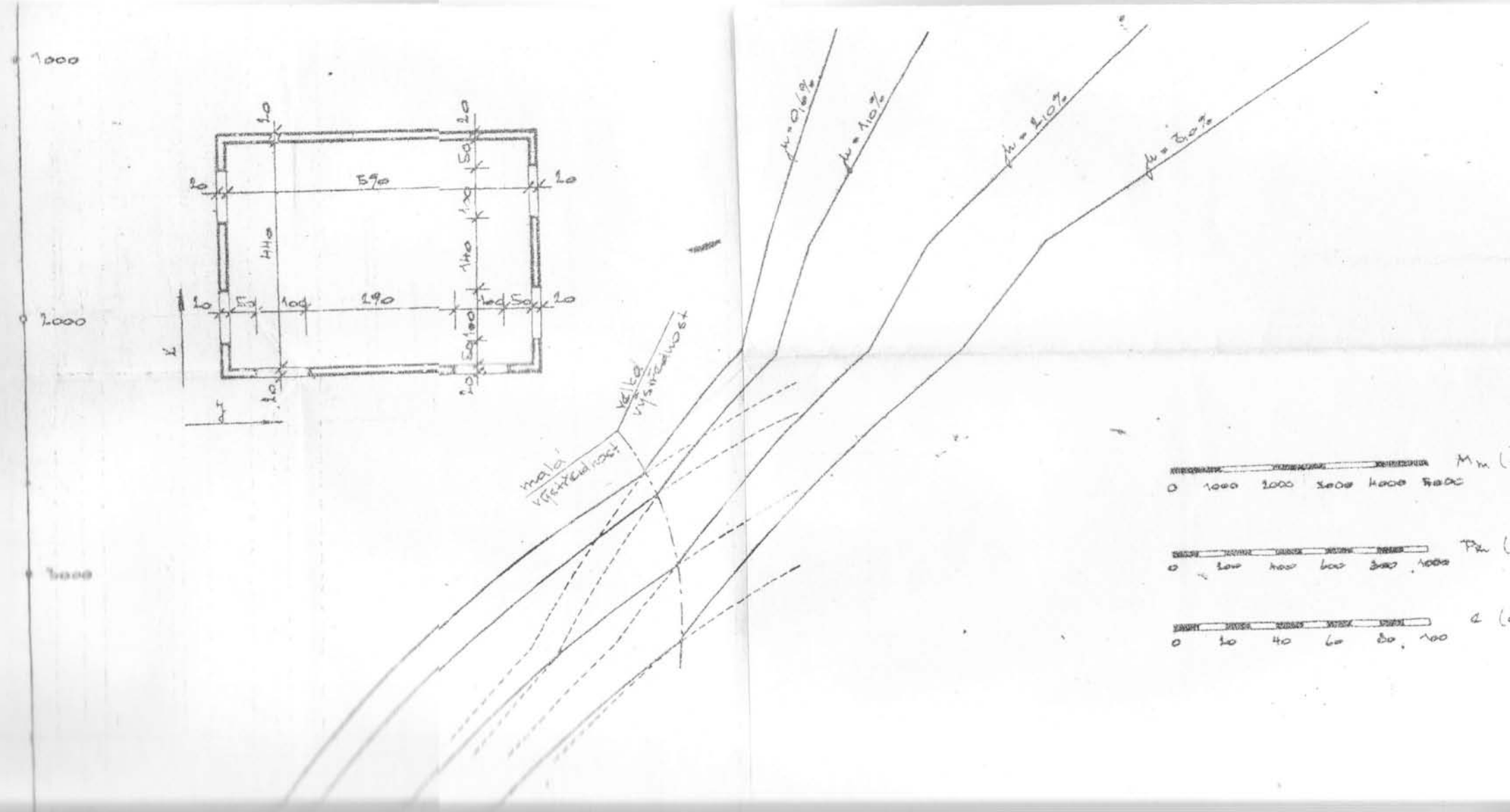
V grafu jsou vyneseny $P_{dov} = \frac{P_{uv}}{S_0}$ pro příslušný beton a skutečné síly a excentricity vznikající působením větru a váhy konstrukce. Počet NP se rozumí obytných, bez suterénu a střešní nástavby jejíž účinky však jsou pro působení větru započteny

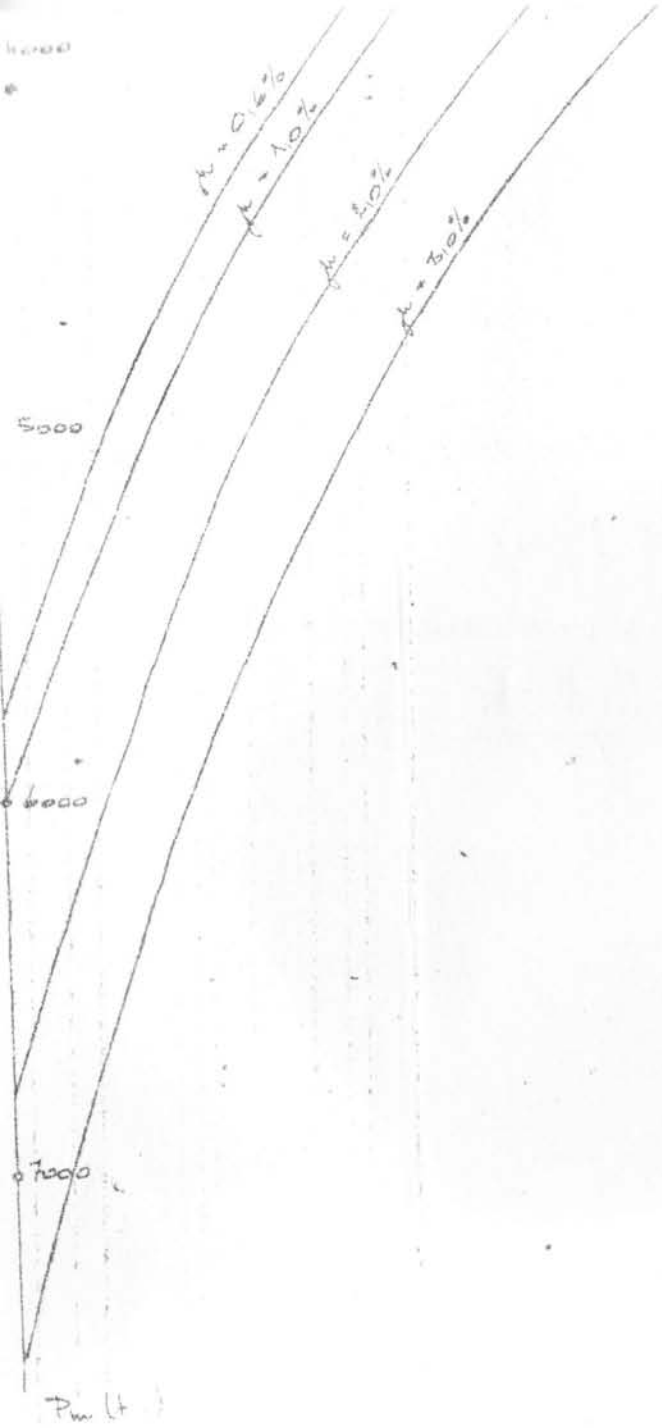


ÚNOSNOST SCHODIŠŤOVÉHO JÁDRA V ZÁVISLOSTI NA SKUTEČNÉM NAMÁHÁNÍ A RŮZNÝCH DRUHŮCH BETONU - směr x

TAB III

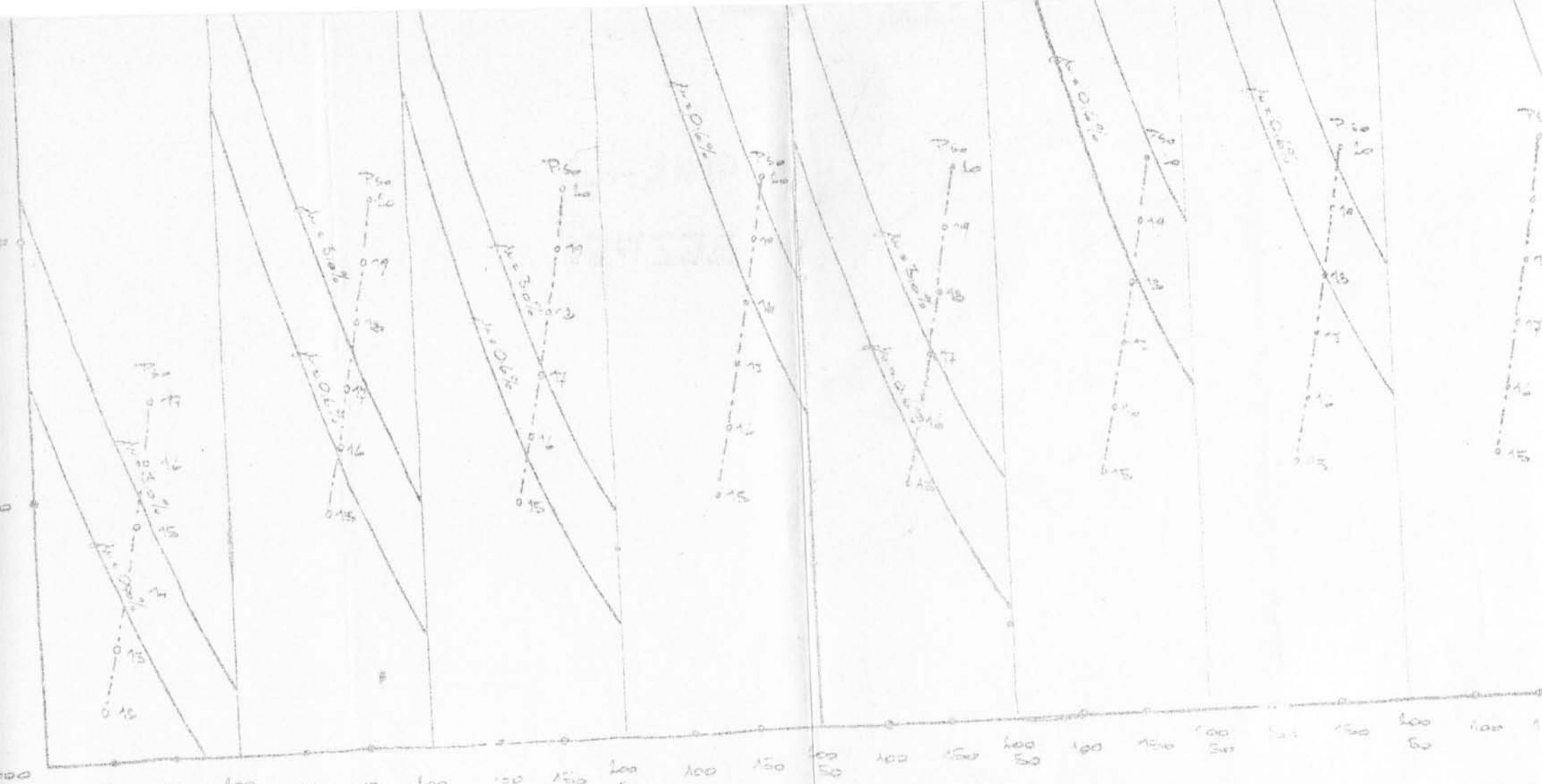

M_m (tm)
$\mu = 3{,}0\%$
$\mu = 2{,}0\%$
$\mu = 1{,}0\%$
$\mu = 0{,}6\%$
15 000
10 000
5000
malá výstřednost
velká výstřednost
100
200
300
400
500
e


1000
2000
3000
20
50
590
440
290
100
x
y
μ = 0,6‰
μ = 1,0‰
μ = 2,0‰
μ = 3,0‰
malá vzdálenost
velká vzdálenost
0 1000 2000 3000 4000 5000
0 200 400 600 800 1000
0 20 40 60 80 100



GRAF ÚNOSNOSTI PRŮŘEZU SCHODIŠŤOVÉHO JÁDRA PODLE STUPNĚ BEZPEČNOSTI - B 250

SMĚR x



osová síla ve schodišťovém rameni při $s_0 = 1,0$
počet podlaží se rovnou obvod. síla – účinky jsou
většinou pro extrém a pro sníženou výtahu
nad střechou, např. strojovna výtahu

ÚNOSNOST SCHODIŠŤOVÉHO JÁDRA PODLE STUPNĚ BEZPEČNOSTI – směr x

B 250		B 330		B 250		B 350	
H 20 cm	H 25 cm	H 20 cm	H 25 cm	H 20 cm	H 25 cm	H 20 cm	H 25 cm