

4. A VASBETON SZERKEZETEK ELEMEI ÉS AZOK ÁBRÁZOLÁSA

Elemeknek nevezzük azokat a szerkezeti egységeket, melyekre a bonyolultabb, összetett szerkezetek erőtanilag felbonthatók.

Az alapelemek a következők:

1. A lemez.
2. A gerenda.
3. Az oszlop.

További szerkezeti elemek:

4. A faltartó.
5. Az ívtartó.
6. A héj.

Az elemek rúd és felület jellegűek lehetnek. Rúd jellegűek azok az elemek, melyeknek a tengelyirányú méretei nagyobbak a keresztmetszeti méretekhez képest. Az oszlop, a gerenda és az ívtartók rúd jellegű elemek.

A felület jellegű elemek vastagsági mérete kicsi a hossz- és keresztmetszeti mérethez képest. A lemez, a faltartó és a héj felület jellegű elemek.

Az elemek készülhetnek monolitikusan és előre gyártva. Az elemek összeépíthetők. A rúd jellegű elemekből összeépített sarokmerv szerkezeteket rúdszerkezeteknek a felület jellegű elemekből összeépített szerkezeteket felület- vagy lemezszerkezeteknek nevezzük.

Továbbá épülnek szerkezetek kétféle jellegű elemek együttes alkalmazásával (pl. alulbordás vasbeton földém).

A vasbeton szerkezetek ábrázolása:

A vasbeton szerkezetek ábrázolását az MSZ 14753/1 számú szabvány írja elő.

A vasbeton tervek készítése során arra kell törekedni, hogy a terv egyértelmű, jól áttekinthető, az ábrázolt szerkezet kivitelezhető legyen. A terv egyértelműen közölje a szerkezet helyét, méretét, az acélbetétek számát, átmérőjét, alakját, helyét, anyagminőségét, továbbá a beton jellemzőit.

A vasbeton szerkezeteket általános terveken és részletterveken kell bemutatni.

Az általános terv a szerkezet egészét, a részletterveken ábrázolt elemek elhelyezkedését és egymáshoz való kapcsolatát mutatja be.

Általános tervek:

- alapozási terv,
- födémterv (zsaluzási terv).

Részlettervek:

- lemezterv,
- gerenda, oszlop, és keret terv,
- lépcső terv,
- koszorúgerenda terv,
- előre gyártott szerkezetek tervei.

A tervek kidolgozására vonatkozó előírásokat a "Segédlet" c. kiadvány tartalmazza, továbbá a megfelelő szerkezeti elem (lemez, gerenda stb.) tárgyalásánál közöljük.

Egy alulbordás vasbeton födém kivitelezési terveit az 1. sz. melléklet mutatja be.

A vasbeton széles körű alkalmazása során szerzett tapasztalatok, valamint az ezzel összefüggő kutatások eredményei alapján kialakultak olyan előírások, melyeket szerkesztési szabályoknak nevezünk, s ezeket a vasbeton szerkezeti elemek tervezése során be kell tartani.

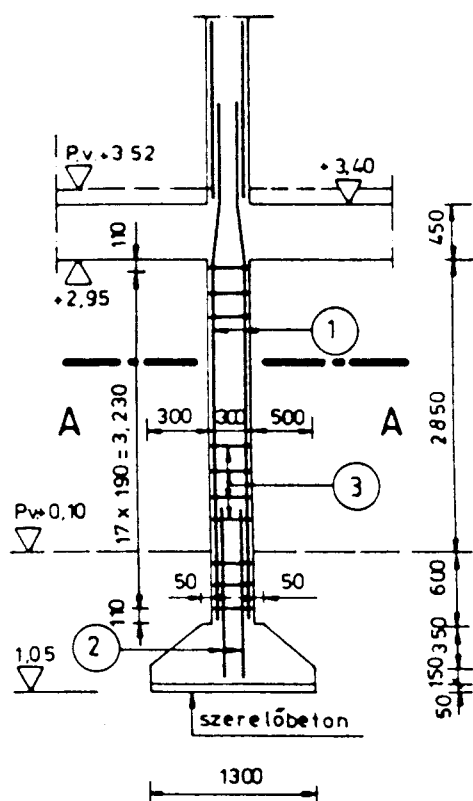
A szerkesztési szabályok előírják

- a vasbeton szerkezetek külső védelmét,
- az acélbetétek kialakítását,
- a vasbeton szerkezetek elemeinek tervezése során betartandó minimális méreteket, acélmennyiséget stb.,
- a csuklók,
- a mozgási hézagok kialakításának szabályait.

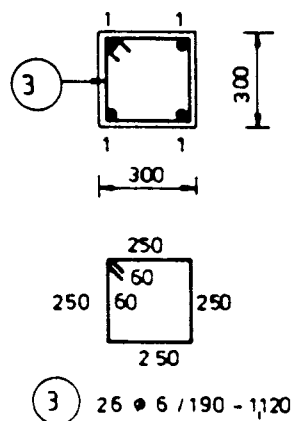
A szerkesztési szabályokat a "Segédlet" tartalmazza.

0₁ oszlop M 1.50

Készült: 1 db



A - A metszet M 1:20



Anyagminőségek:

Beton : C 12

Betonacél: B 38.24
B 60.40

B 60 40

I.sz. melléklet

Oszlop vb. terve

4.1 A VASBETON LEMEZ

A vasbeton lemez viszonylag vékony, síkbeli hajlított szerkezeti elem.

A lemez vasalásának kialakításánál a betonacél két típusát különböztetjük meg:

- főacélbetétet,
- elosztó acélbetétet.

A főacélbetétek mennyiségét erőtani számítással határozzák meg, az elosztó acélbetét mennyiségét a főacélbetétek ismeretében, azok %-ban, illetve szerkesztési szabályok alapján határozzuk meg. A főacélbetétek minimális keresztmetszeti területe a teljes beton keresztmetszet 0,3%-a.

(Ha a beton C 40-nél nagyobb szilárdságú 0,4%-a.)

Az elosztó acélbetétek keresztmetszeti területe legalább a főacélbetétek területének 20%-a legyen!

A főacélbetétek távolsága nem haladhatja meg a 200 mm-t, illetve a lemezvastagság kétszeresét.

Az elosztó acélbetétek max. távolsága 400 mm lehet.

A főacélbetéteket az elem húzott oldalán kell elhelyezni, ezért lényeges a szerkezet erőjátékának, igénybevételének ismerete.

4.1.1 Egyirányban teherviselő lemezek

4.1.1.1 Kéttámaszú lemez

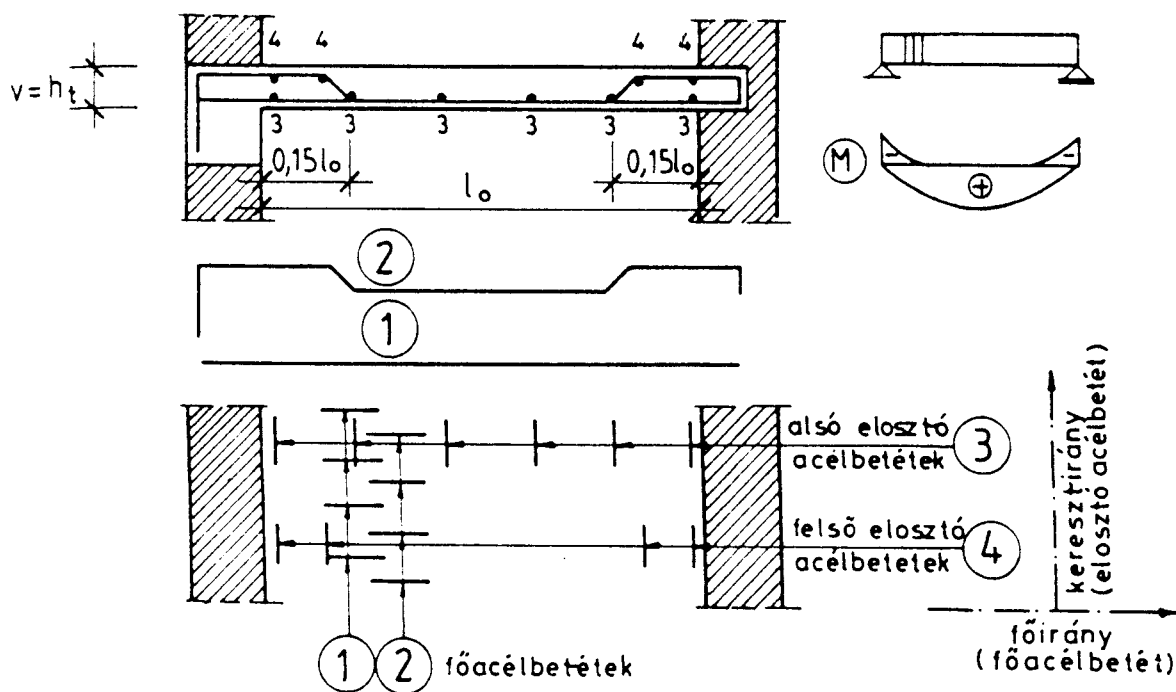
A kéttámaszú lemez erőtanilag kéttámaszú gerendatartónak felel meg, mert a gyakorlatban leginkább előforduló megoszló terhek esetén teherviselése túlnyomórészt egyirányú. Ezt az irányt a teherviselés főirányának nevezzük. A lemez vasalásának hagyományos kialakítása a 15. ábra szerint történhet.

A főacélbetéteket az alátámasztó falakra merőlegesen a lemez teherviselési főirányában helyezzük el.

A főacélbetétek egy részét, általában minden másodikat, a támasz közelében, attól 0,15 l_0 -ra felhajlítjuk. A felhajlított acélbetét veszi fel a részleges befogásból adódó, a lemez felső részén keletkező húzóerőket.

Az elosztó acélbetéteket a főacélbetétekre merőlegesen, keresztirányban helyezzük el.

Az elosztó acélbetéteknek kettős szerepük van. Egyrészt biztosítják a főacélbetétek egymástól való terv szerinti távolságát oly módon, hogy a fő- és elosztó acélbetétek keresztezési pontjaiban azokat kötöződróttal egymáshoz rögzí-



15. ábra
Kéttámaszú lemez vasalása

tik. Így az acélbetétek a betonozás alatt nem tudnak elmozdulni helyükről.

Másrészt az alátámasztással párhuzamosan keletkező nyomatékokat is felveszik. Különösen fontos az elosztóvasak szerepe koncentrált erővel terhelt lemezeknél, ahol a lemezek keresztirányában is számottevő nyomatékok keletkeznek (4.1.2 pont). Az elosztó acélbetétek teherelosztó szerepe az, hogy koncentrált erő esetén a terhet nagyobb szélességgel rendelkező lemezsávra hárítják. Az elosztó acélbetétek veszik fel a hőmérsékletváltozásból, vagy a beton zsugorodásából származó hosszirányú erőket, ill. nyomatékokat is.

A 16. ábra egy konzollemez vasalását mutatja. A q terhelés hatására a lemez felső részében keletkeznek húzófeszültségek, ezért a főacélbetétek a felső oldalra kerülnek.

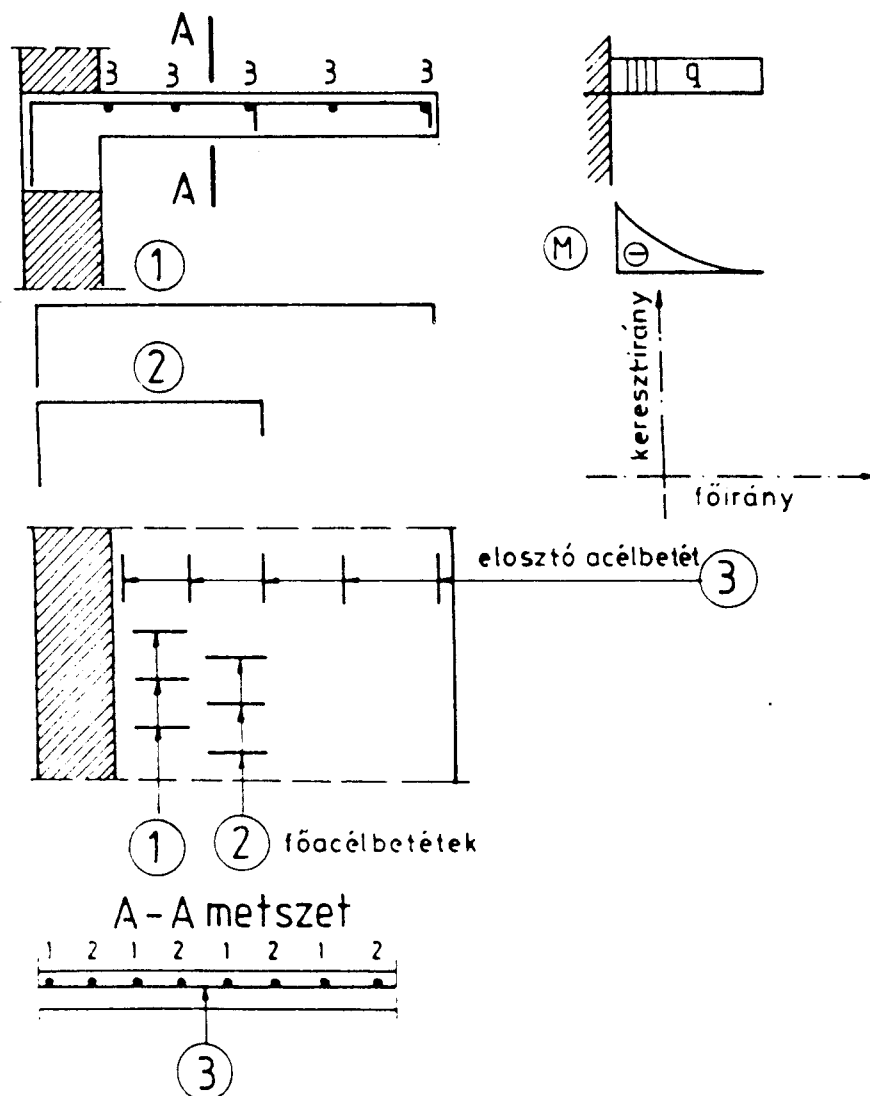
4.1.1.2 Többtámaszú lemez

Többtámaszú lemezvasalást alakítunk ki, ha a lemez három vagy háromnál több gerendára, falra támaszkodik fel.

Az alátámasztás módja nem közömbös a lemezre nézve. A falra való felfekvés függőleges értelemben mozdulatlan alátámasztásnak tekinthető.

Ha a lemez vasbeton, vagy acélgerendákra támaszkodik, terhelés hatására azok lehajolhatnak. Támaszsüllyedés miatt a támaszoknál pozitív nyomaték is felléphet. Ezt a vasbetétek vezetésénél figyelembe kell venni.

A többtámaszú lemez vasvezetését a nyomatékra alapján tervezzük, mivel a nyomatékábrából egyértelműen megállapít-

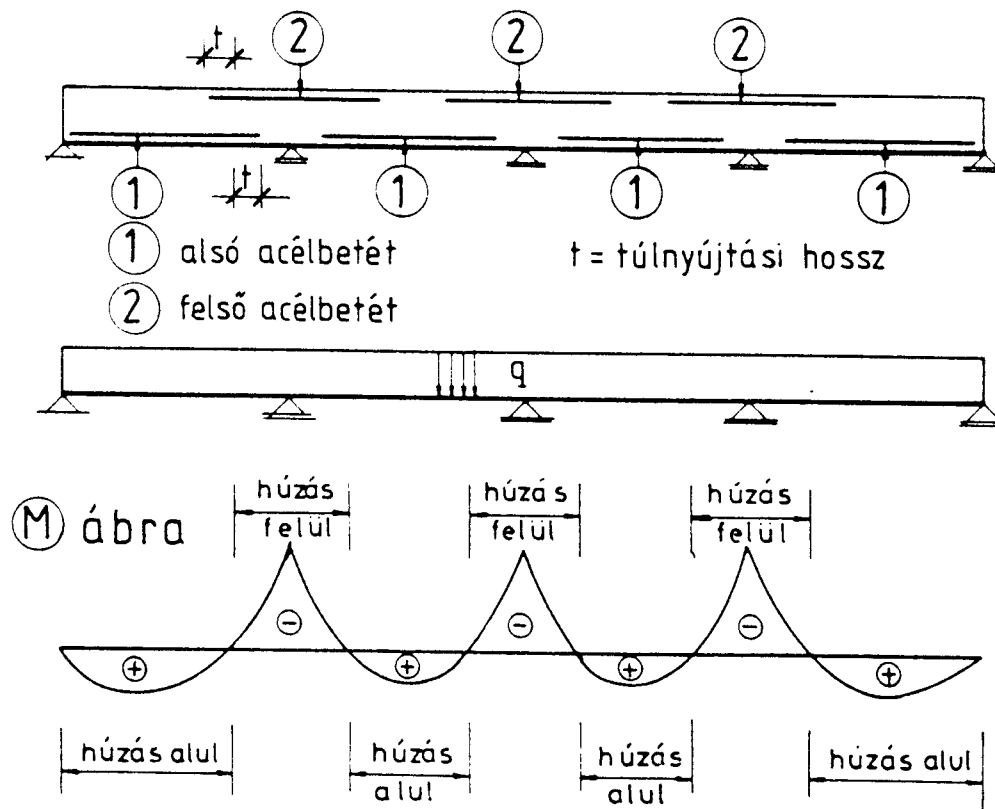


16. ábra
Konzollelemez vasalása

hatók a lemez húzott szakaszai. Alapelve az, hogy a számítás-
sal meghatározott főacélbetéteket mindig a húzott oldalon
kell elhelyezni. Többtámaszú lemez vaselrendezésének elvét
a 17. ábra szemlélteti.

A 18/a és 18/b ábra többtámaszú lemez vasvezetésének
hagyományos és korszerűbb megoldását szemlélteti.

A 18/a ábrán bemutatott többtámaszú vasbetonlemez 1,
3 és 5 jelű főacélbetétei csak pozitív nyomatékra dolgoznak,
a 2, 4 és 6 jelű főacélbetétek pozitív és negatív nyomaték-
ra, a 7 jelű főacélbetét csak negatív nyomatékra dolgozik.
A 8, 9 jelű acélbetétek az elosztó acélbetétek (szerelő
acélbetétek). Ez a vasvezetés nagyobb terhelésű lemezeknél
jól bevált, mert a mozdónkénti vasvezetéssel gazdaságosan
követhető a vasszükséglet.

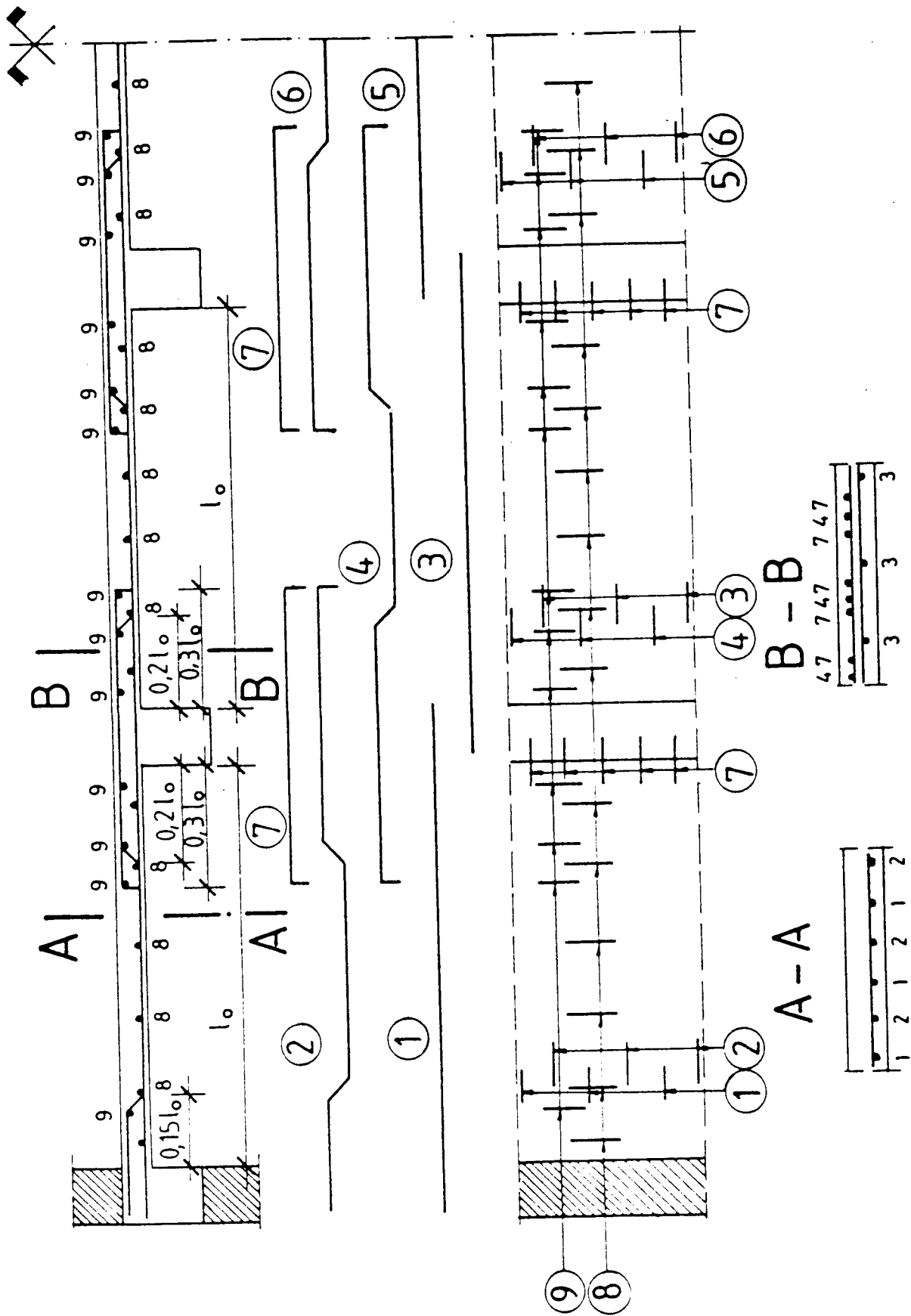


17. ábra
A többtámaszú lemezek vasvezetésének elve

Az egyforma alakú vasak miatt a vasbetétek leszabása és méretre hajlítása gyorsan végezhető.

Alakjára nézve kevesebb acélbetét fajta alkalmazásával a 18/b ábra szerinti vasvezetés alakítható ki.

Az 1 jelű főacélbetétet több mezőn átvezethetjük. Ez az acélbetét csak pozitív nyomatékra dolgozik. A 2 és 2' jelű acélbetétek negatív nyomatékra dolgoznak. A 2 jelű acélbetét a gerenda szélétől egyik irányba $0,2 l_0$ -ra a másik irányban $0,3 l_0$ -ra vezetjük. A 4 és 5 jelű acélbetétek az alsó és felső elosztó acélbetétek.



18/a ábra
Többszámú lemez hagyományos, mezőnkénti vasalása

4.1.2 Kétirányban teherviselő lemez

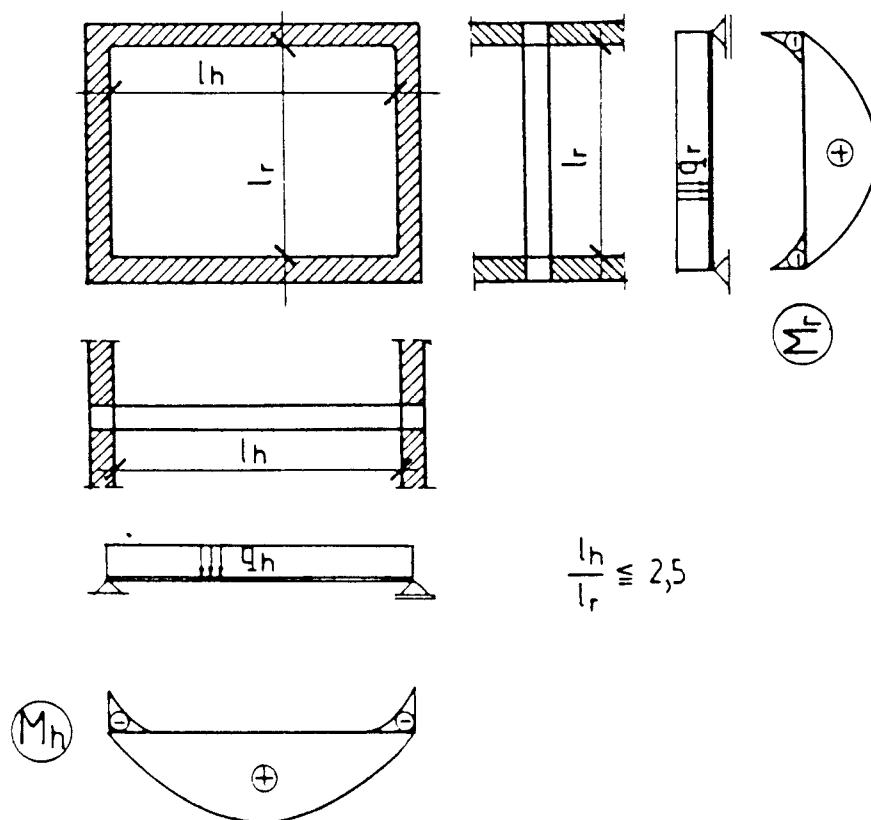
Egyenletesen megoszló erőkkkel terhelt, mind a négy szélén megtámasztott, sarkain felemelkedés ellen biztosított lemez - ha a nagyobb támaszköz nem nagyobb a kisebbik 2,5-szeresénél - kétirányban teherviselő lemezként számítható. Ez is lehet irányonként "kéttámaszú", ill. irányonként "többtámaszú".

A kétirányban teherviselő lemezben, mindkét irányban csak - számítással meghatározott - főacélbetéteket helyezünk. Az egymást keresztező főacélbetétek közül a rövidebb irányban dolgozó főacélbetétek kerülnek alulra.

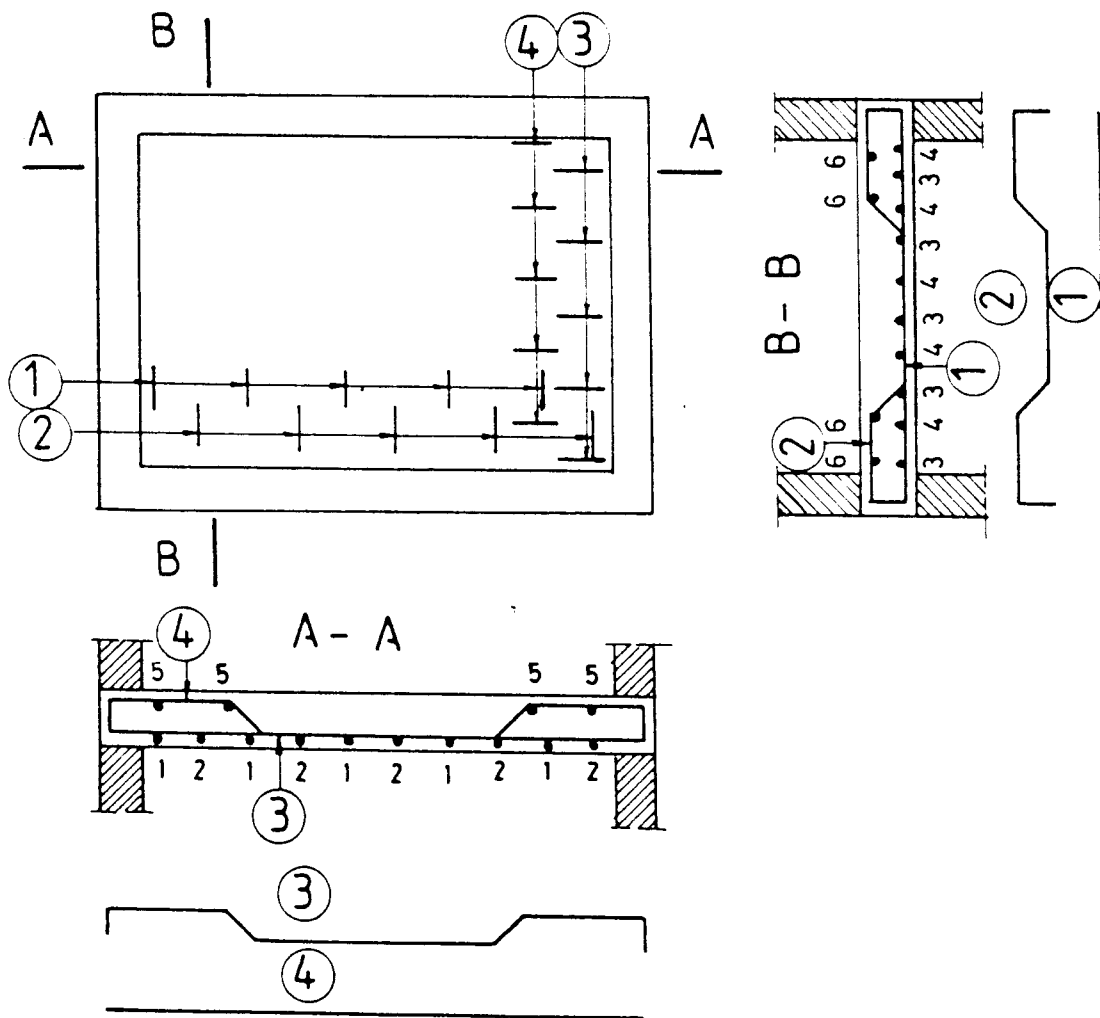
A támaszoknál ébredő negatív nyomaték miatt minden második acélbetétet felhajlítjuk.

A 19. ábra szemlélteti a kétirányban teherviselő egymezős (mindkét irányban "kéttámaszú") lemez igénybevételét, a 20. ábra a vasvezetését.

A főacélbetéteken kívül elosztó acélbetéteket is elhelyezünk a lemezben, ezek jele 5 és 6. Ezek a támaszok közelében, fölül helyezkednek el.



19. ábra
Kétirányban terhelő lemez nyomatékai



20. ábra
Kétirányban teherviselő lemez vasalása

4.1.3 Körlemez

Körlemezek kör alaprajzú építmények födémlemezeiként, gyárkémények, víz- és tv-tornyok alaplemezeinél kerülnek alkalmazásra. Ezek mindig kétirányban teherviselők (sugár- és gyűrűirányban).

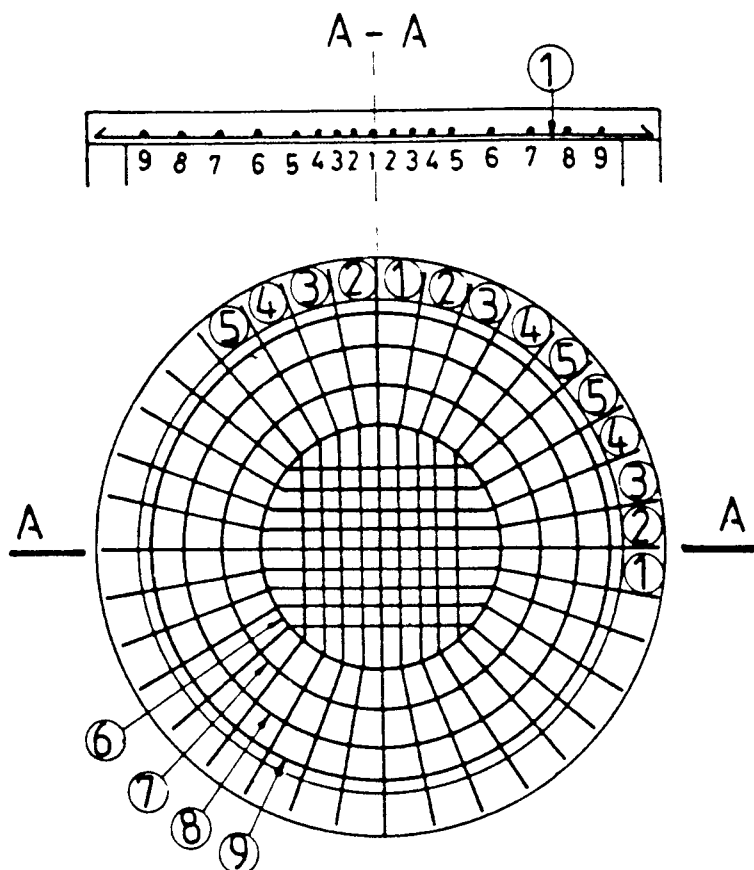
A körlemezekben sugárirányú (radiális) és gyűrűirányú (tangenciális) nyomatékok keletkeznek, ezért a körlemezekbe sugárirányú és gyűrűirányú acélbetéteket kell elhelyezni. Elosztó acélbetétek nincsenek. Vasvezetést a 21/a ábra szemlélteti.

A 21/a ábrán bemutatott vasvezetés x-x és y-y tengelye szimmetrikus elrendezésű.

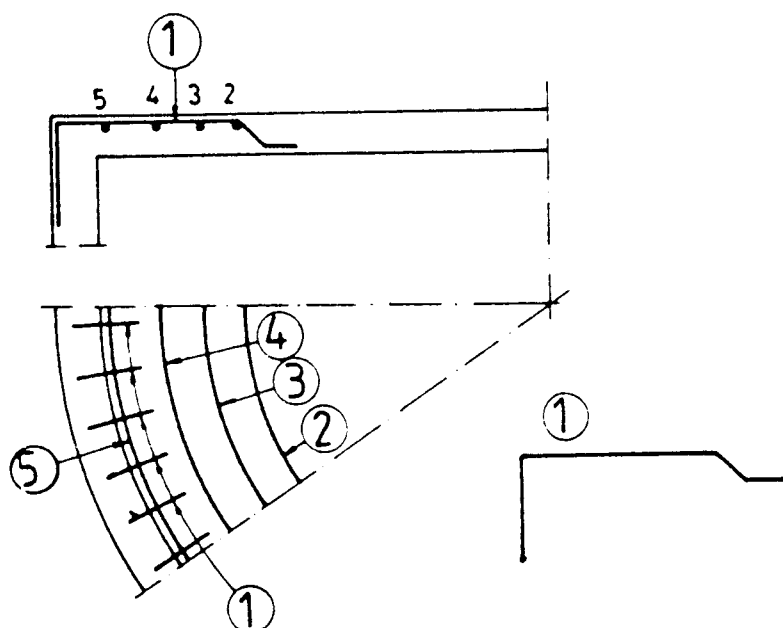
A vasbetétek leszabása és méretre hajlítása után először a sugárirányú egyenes acélbetéteket helyezik el (1, 2,

3, 4, 5) vigyázva arra, hogy az összes sugárirányú acélbetét egy síkba kerüljön.

Majd elhelyezik a 6, 7, 8, 9 jelű gyűrű alakú acélbetéteket, végül az egymást keresztező acélbetéteket egymáshoz kötik.



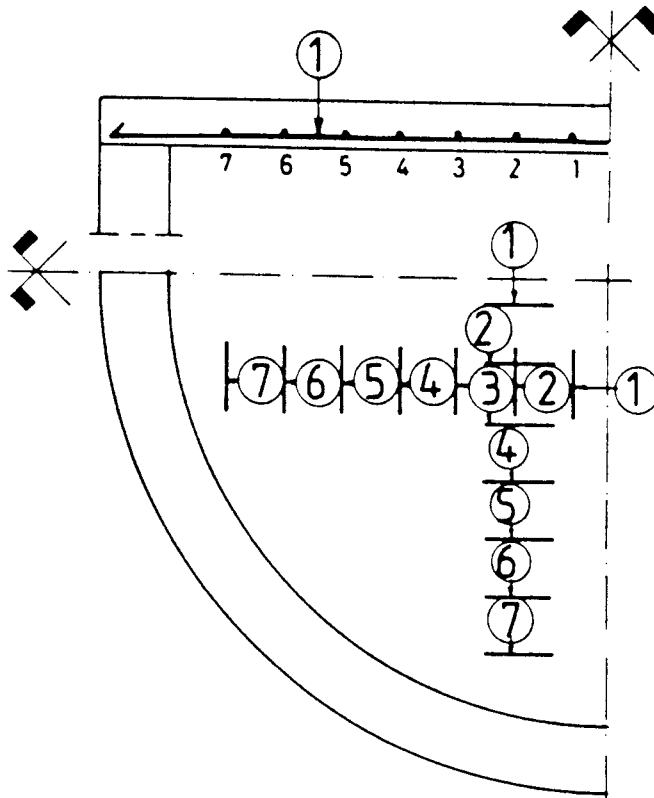
21/a ábra
Körlemez vasalása



21/b ábra
Körlemez támasznyomatékának felvétele

Ha a körlemez peremén befogási nyomaték is keletkezik, annak felvételét a felső oldalon elhelyezett sugár- és gyűrűirányú acélbetétekkel oldják meg (21/b ábra)

Kisebb, legfeljebb 3 m átmérőjű körlemezek a 22. ábra szerint hálósan is vasalhatók.



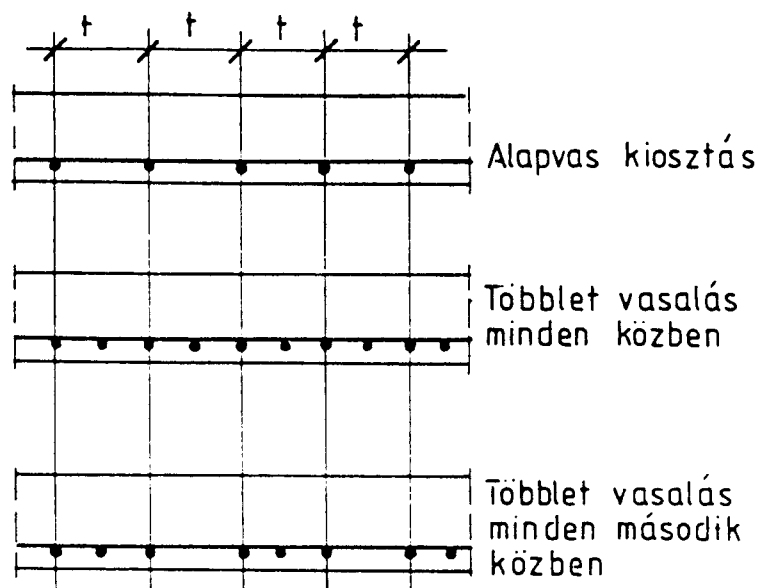
22. ábra
Kisebb körlemez hálós vasalása

4.1.4 A vasbeton lemezek tervezésének és építésének főbb szempontjai

A vasbeton lemezeknél a főacélbetéteket mindig a húzott oldalon kell vezetni. A vasbetétek egymástól mért tengelytávolsága a lemezvastagság kétszerese, de legfeljebb 400 mm legyen.

A kétirányban teherviselő lemezek főacélbetétei közül a kisebbik támaszköz irányában futó acélbetétet kell a külső oldalra helyezni.

A többtámaszú lemezek vasalásának egymástól való távolságát valamennyi (szélső, közbenső) mezőben azonosra, vagy a választott távolság egész számú többszörösére vesszük fel! A pótacélbetéteket (többszörösvasalás) az egymás melletti acélbetétek távolságának felében helyezzük el (23. ábra)!



23. ábra
A lemez vasalás kiosztásának
alapelve

A lemezvasalás tervezésének alapvető szempontja, hogy az áttekinthető, könnyen szerelhető legyen, valamint egy vasbeton lemezbe minél kevesebb betonacél-átmérőt alkalmazunk.

Többféle átmérőjű acélbetét együttes alkalmazása esetén előnyös az átmérőket úgy felvenni, hogy ne egymáshoz közeli átmérők legyenek, mert azok könnyen összeeszerelhetők. Pl. 6, 7, és 8 mm átmérőjű betonacél együttes alkalmazása nem szerencsés, előnyösebb pl. 6, 8 és 10 mm átmérőjű betonacélok választása.

A konzolok felső acélbetéteinek alátámasztása különösen fontos, mert a felső acélbetétek lefelé történő elmozdulása a nyomatékbitást nagymértékben csökkenti. Az összeszerelt vasvázon járni tilos! A betonozást a zsaluzatra helyezett zsámolyokról, ill. azokra fektetett járópallókról kell végezni. A zsámolyokat úgy kell kialakítani, hogy a felfektetett pallók alsó síkja és a vasváz között legalább 100 mm hézag legyen.

4.2 A VASBETON GERENDA

A vasbeton gerenda nyílások áthidalására, nagyobb tere lefedő lemez alátámasztására (pl. alulbordás vasbeton födém szolgáló rúdszerkezet).

Igénybevétele leggyakrabban összetett hajlítás, amelyhez csavarás is járulhat, továbbá külpontos nyomás. Keresztmetszete négyyszög vagy T, $\perp$, I stb. alakú lehet (24. ábra).

Tengelyvonala egyenes, törtvonalú vagy íves lehet.

Statikai szempontból határozott (kéttámaszú, kéttámaszú konzolos, és konzol) statikailag határozatlan (befogott kéttámaszú, többtámaszú stb.) lehet. Magassága lehet állandó vagy változó.

A lemezszerkezetekkel együtt készülő vasbeton gerendát bordának nevezzük (alulbordás, felülbordás födém).

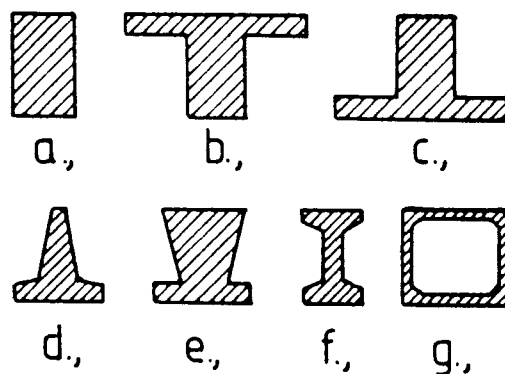
Egy vagy több gerendát alátámasztó gerendát mestergerendának, a mestergerendára felfekvő gerendát fióktartónak nevezzük. A vasbeton gerendák monolitikusan vagy előre gyártva készülhetnek. A gerendák vasalása főacélbetétekből, szerelő acélbetétekből és kengyelekből áll.

A főacélbetétek mennyiségét erőtani számítással határozzuk meg. A szerelő acélbetéteket a főacélbetétek átmérőjének és a gerenda méretének függvényében, a kengyelek méretét, osztástávolságát szerkesztési szabályok alapján, illetve erőtani számítással határozzuk meg.

A hajlított gerenda húzott acélbetéteinek minimális keresztmetszeti területe C 40-nél alacsonyabb beton szilárdsági osztály esetén a teljes beton keresztmetszeti terület 0,3%-a (C 40-nél nagyobb szilárdsági osztály esetén 0,4%-a).

A kengyelek minimális keresztmetszeti területe a megfelelő beton keresztmetszeti terület 0,1%-a (de ha b/h_t nagyobb mint 2 akkor 0,05%-a). Itt a megfelelő keresztmetszet $b \cdot t_k$, vagy $b \cdot 1,0$ m fajlagos km. terület.

A további részleteket lásd a "Segédletben".



24. ábra

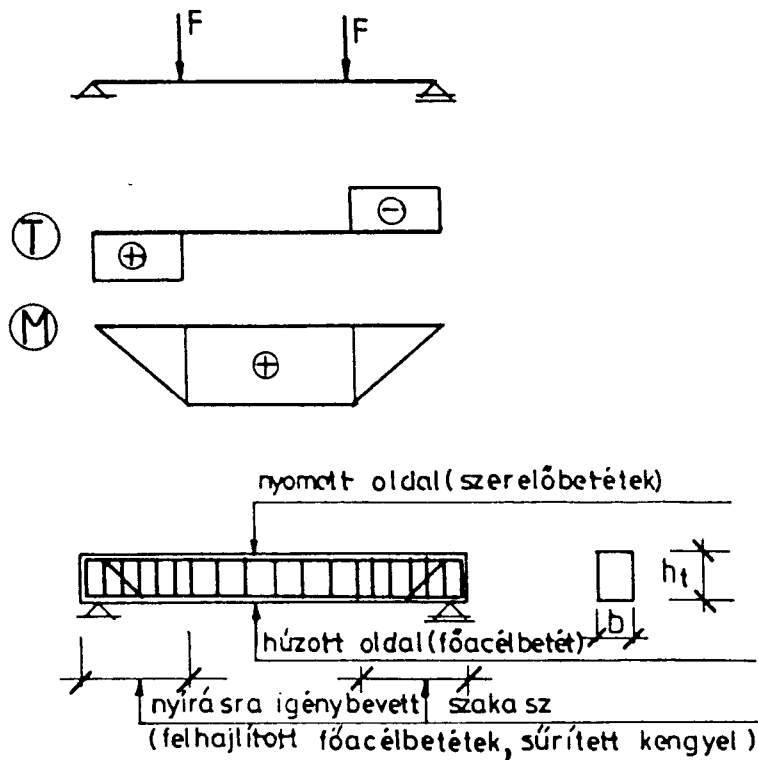
A vasbeton gerenda keresztmetszeti alakja

4.2.1 Kéttámaszú gerenda

A gerenda vasalását az igénybevételi ábrák (T, M) alapján tervezhetjük meg (25. ábra).

A nyomatékábrából megállapítható, hogy a gerenda alsó szálában ébrednek húzások, ezért az erőtani számítás során meghatározott főacélbetéteket a gerenda alsó oldalán kell elhelyezni.

A főacélbetétek legalább $1/3$ -át, de legalább kettőt támasztól támaszig kell vezetni, és a támaszvonal mögött le kell horgonyozni. A többi acélbetétet a gerenda nyírt szakaszán felhajlítjuk. Az acélbetétek felhajlított ferde szakaszai a nyírásból származó ferde húzófeszültségeket veszik



25. ábra
Kéttámaszú gerenda igénybevételei

fel. A ferde szakaszt követő felső vízszintes részük részt vesz a támaszoknál a részleges befogásokból eredő negatív hajlítónyomaték okozta húzás felvételében.

A felső egyenes acélbetéteket szerelő acélbetéteknek nevezzük. Rendeltetésük a vasváz merevítése, negatív nyomaték okozta húzás felvétele, a beton zsugorodásából származó nyomóerők felvétele. A szerelő acélbetétek, ha erőtanilag szükséges, nyomott acélbetétként is számításba vehetők.

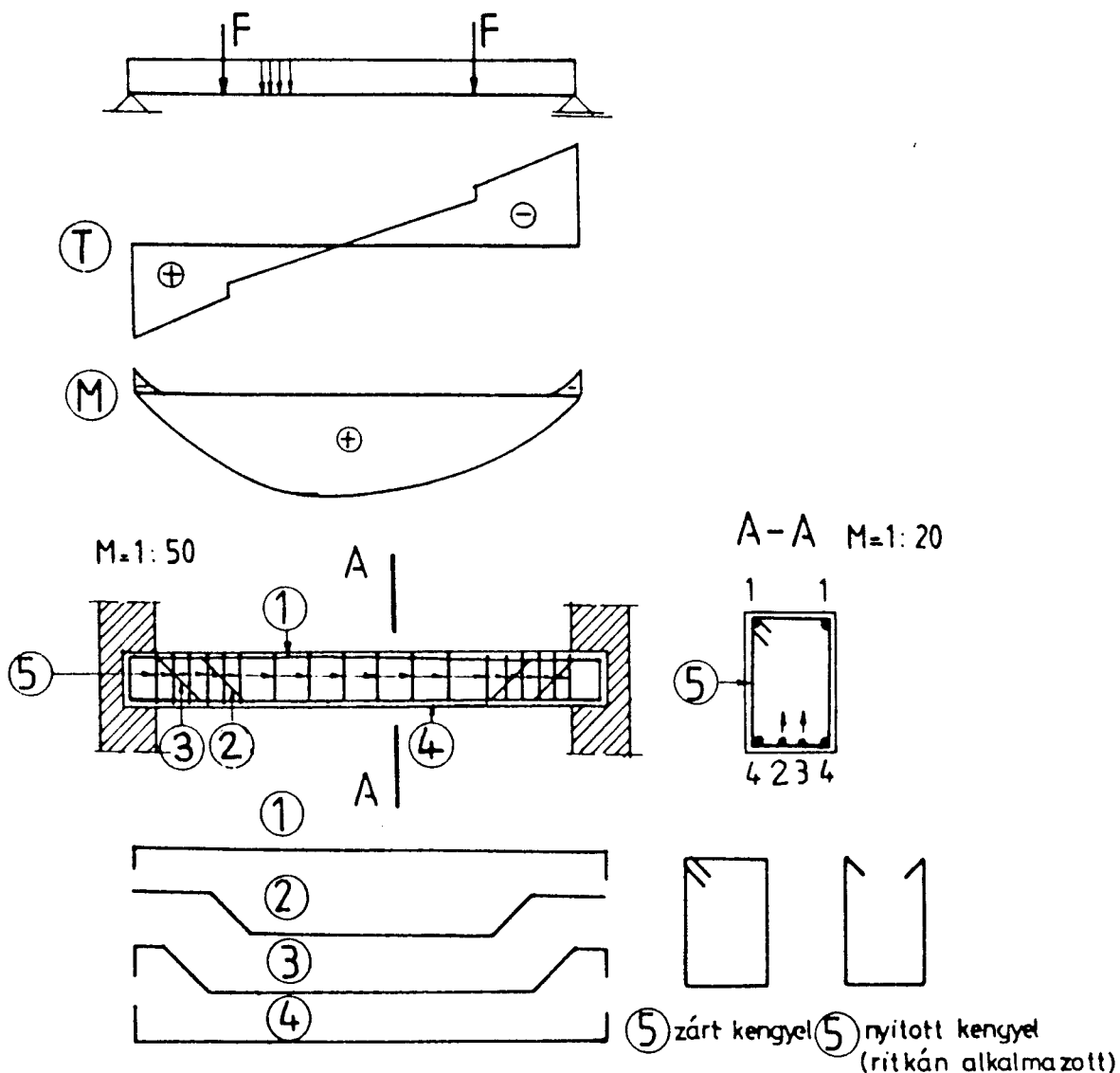
A kengyeleknek kettős szerepük van. Egyrészt a fő- és szerelőacélbetétek helyzetét rögzítik, a vasvázat merevítik. Másrészt a felhajlított acélbetétekhez hasonlóan részt vesznek a nyírásból származó ferde húzóerők felvételében.

A kengyelek lehetnek felül nyitottak vagy zártak. Felül zárt kengyelt kell alkalmazni, ha a két szerelőacélbetét mellett kívül további acélbetétek vannak. Két felső acélbetét esetén is zárt kengyelt alkalmazunk, ha ezeket nyomott acélbetétként számításba vesszük. Csavarás és nyírás esetén csak zárt kengyeleket szabad alkalmazni (speciálisan lehorgonyzott kampókkal 1. MSZ 15022/7). A gerendát az alábbiak szerint kell ábrázolni:

A gerenda helyét az adott szerkezetben továbbá szélességét, magasságát, zsaluzási szintjét, megtámasztását a zsaluzási terven adjuk meg.

A gerenda vasszerelését a gerenda részlettervén adjuk meg. (26. ábra).

Részletterven a gerendát oldalnézetben, $M = 1:50$ léptékben rajzoljuk meg. Az acélbetéteket egyrészt röntgenkép-



26. ábra
Kéttámaszú gerenda vasvezetése

szerűen az oldalnézetben rajzoljuk meg, másrészt az oldalnézet alatt, avval vetületi összefüggésben, valamennyi eltérő alakú acélbetétet külön-külön kirajzolunk.

Továbbá megrajzoljuk a gerenda keresztmetszetét $M = 1:20$ -as léptékben. A metszetet a $+M_{\max}$ helyén vegyük fel.

A metszetben adjuk meg az acélbetétek helyét, a kengyel alakját (zárt vagy nyitott). A metszettel vetületi összefüggésben kirajzoljuk a kengyelt. A 26. ábrán bemutatott gerenda vasvezetését a következők szerint alakítottuk ki:

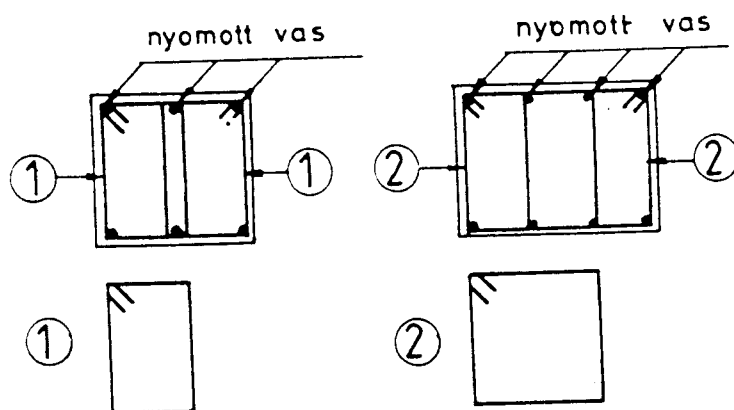
Az 1 jelű acélbetétek a szerelő acélbetétek, a negatív nyomaték felvételében részt vesznek. A 2 és 3 jelű felhajlított főacélbetétek az alsó egyenes szakaszon pozitív nyomatéokra, a ferde szakaszon nyírásra, a felső egyenes szakaszon negatív nyomatéokra dolgoznak. A 4 jelű acélbetétekből,

az egyenes főacélbetétekből 2 darabot kell elhelyezni a kengyelek sarkaiban. Ezeket támsztól támaszig, illetve azon túl a koszorúba lehorgonyozva vezettük.

Az 5 jelű acélbetéteket, a kengyeleket a nyírásra vasalható szakaszon sűrítve, azokon túl a szerkesztési szabálynak megfelelően helyeztük el.

A kengyelek minimális távolsága 100 mm-nél kisebb nem lehet, mert a sűrű kengyelezés miatt betonozáskor nem tudják a merülővibrátort a betonba beengedni. Ha a számítás során a kengyeltávolság 100 mm-nél kisebbre adódna, akkor nem két-, hanem négyszárú ún. kettős kengyelezést célszerű alkalmazni, mert ezáltal a kengyeltávolság növekszik.

Kettős kengyelezést kell alkalmazni akkor is, ha a gerendában kettőnél több nyomott acélbetét van, mert csak így tudjuk megakadályozni a nyomott acélbetétek esetleges kihajlását. A kettős kengyelezést a 27. ábra szemlélteti.



27. ábra
Kettős kengyelezés

Az ábrán látható, hogy minden keresztmetszetben két kengyel helyezkedik el, így négy kengyelszár vesz részt a nyíróerők felvételében. Megjegyezzük, hogy igen fontos a kengyelek maximális t_{kmax} távolságára vonatkozó

$$t_{kmax} = h_t,$$

$$t_{kmax} = 1,5 b_g,$$

$$t_{kmax} = 400 \text{ mm korlátok betartása.}$$

4.2.2 Többszármű gerenda

Többszármű vasbeton gerenda vasalását úgy kell kialakítani, hogy az alkalmas legyen a pozitív és negatív mezőnyomatékok, valamint a negatív támasznyomatékok, továbbá a nyíróerők felvételére.

A vasalás - hasonlóan a kétszármű gerendához - főacélbetétekből, szerelő acélbetétekből és kengyelekből áll.

A főacélbetétek lehetnek egyenesek, vagy felhajlítottak. A többszármű gerendában nyírt pótacélbetéteket is találunk.

A gerenda vasvezetésének megtervezéséhez ismerni kell a jellemző keresztmetszetek ($+M_{max}$; $-M_{max}$) acélszükségletét. Az acélszükséglet ismeretében a nyíróerő burkoló ábra és a nyomatékburkoló ábra elkészítésével igazoljuk, hogy a tartó teljes hosszában megfelel az igénybevételeknek.

A 28. ábrán egy négytármű gerenda vasvezetését mutatjuk be.

A gerenda vasalása szerelő acélbetétekből (jelük 1) főacélbetétekből (jelük 2, 3, 4, 5, 6) nyírt pótacélbetétekből (jele 7) és kengyelekből (jelük 9) áll.

A nyomatékábrából megállapítható, hogy a gerenda melyik szakaszán keletkezik húzás alul, illetve felül. A $+M_{max}$ -ra betett acélbetéteket a támaszok közelében 2 db acélbetét kivételével felhajlítottuk és ezek az acélbetétek a szerelő acélbetétekkel együtt veszik fel a negatív nyomatékból eredő húzóerőket. Az 1 jelű szerelő acélbetétekből két darabot kell elhelyezni a kengyel felső sarkaiban, és végig kell vezetni a gerenda teljes hosszán.

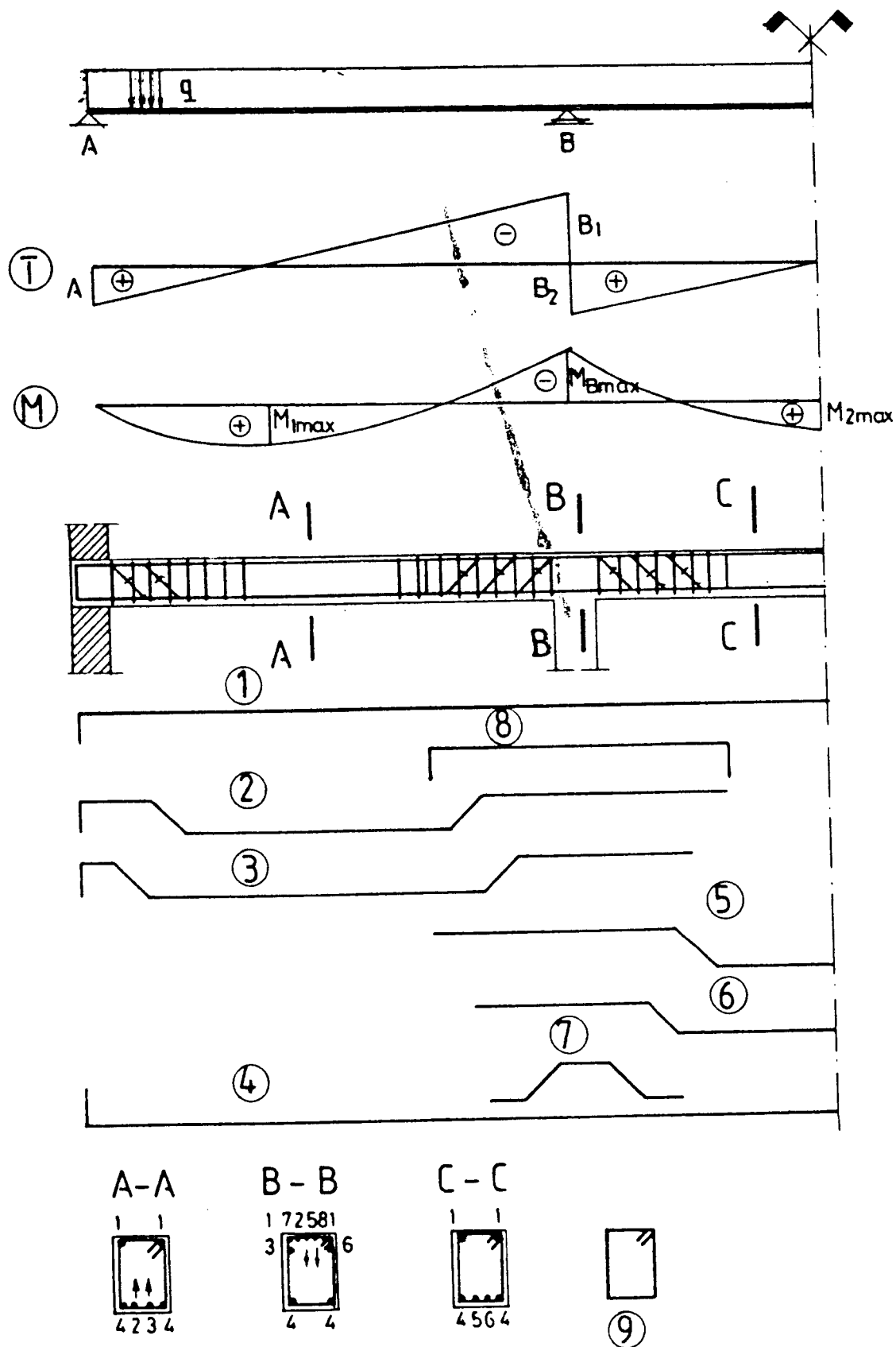
A 2 és 3 jelű felhajlított acélbetétek több feladatot látnak el. Az alsó egyenes szakaszaik a szélső nyílás pozitív mezőnyomatékait viselik, a felső egyenes szakaszaik a 3 jelű támasz környezetében fellépő negatív nyomaték viselésében vesznek részt, a ferde 45°-os szakaszaik a nyíróerők okozta ferde húzóerő felvételében vesznek részt.

Az 5 és 6 jelű felhajlított acélbetétek szerepe megegyezik a 2 és 3 jelű acélbetétekkel kapcsolatban elmondottakkal, azzal az eltéréssel, hogy az alsó egyenes szakaszaik a középső mező pozitív nyomatékának viselésében vesznek részt.

A 4 jelű acélbetétekből legalább 2 darabot kell elhelyezni a kengyelek alsó sarkaiban és végig kell vezetni a gerenda teljes hosszában (lásd a 4.2.1 pont elejét: legalább 1/3....).

A 7 jelű nyírt pótacélbetét a "B" támasz környezetében a nyíróerők okozta ferde húzóerők felvételében vesz részt.

Ha a támasznyomatékok felvételére a támaszt megelőző és követő mezőből felhajlított, valamint a felső szerelő



28. ábra
Többszármű gerenda vasvezetése

acélbetétek együttes mennyisége nem elegendő, a hiányt a 8 jelű acélbetétekkel pótoljuk.

A 9 jelű kengyelek szerepe a vasszerelés merevítése, ill. ha szükséges a nyíróerők okozta ferde húzóerők felvétele.

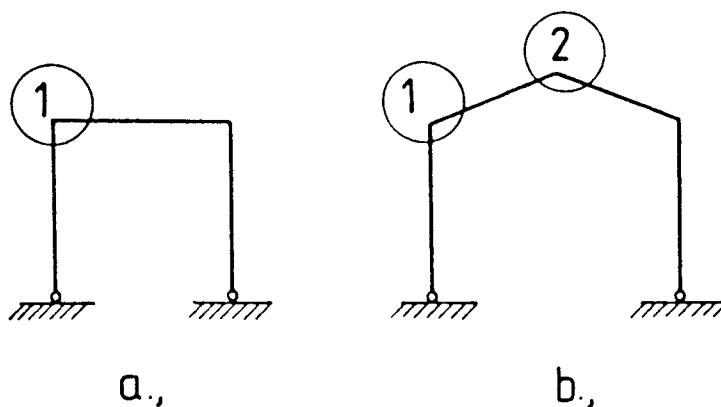
A felhajlított főacélbetétek ferde szakaszai és a kengyelek együtt is, de külön-külön is felvehetik a nyíróerők okozta ferde húzóerőket.

Csak a kengyelek veszik fel a nyíróerőket, ha a főacélbetéteket nem tudjuk felhajtani (pl. koncentrált erővel terhelt mestergerenda, vagy a gerenda rövid konzolra fekszik fel).

4.2.3 Törttengelyű gerenda

Az előző pontban ismertetett egyenes tengelyű gerendák mellett gyakran törttengelyű gerendákat is kell tervezni.

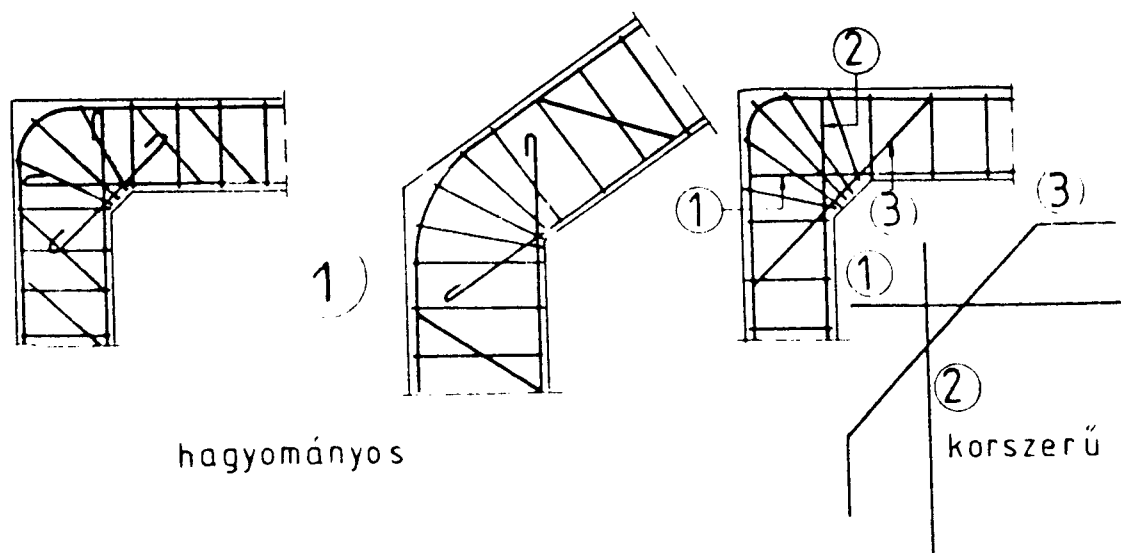
Törttengelyű gerendák statikai vázlatát mutatjuk be a 29. ábrán.



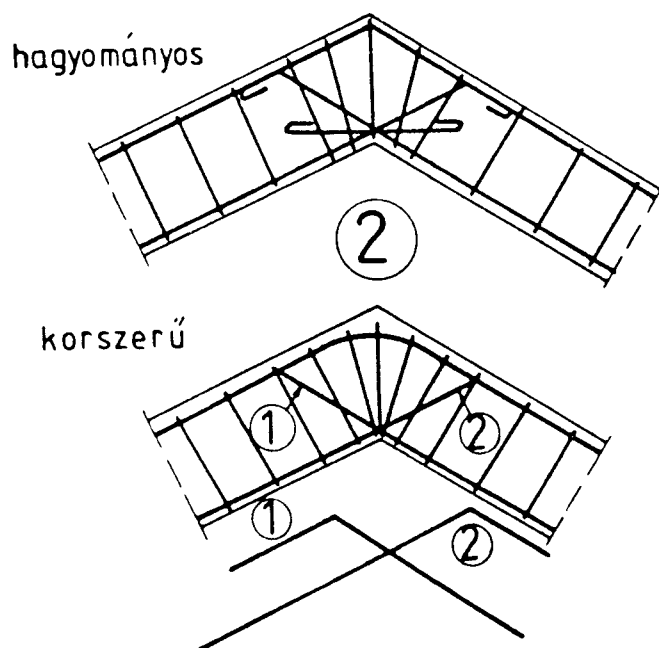
29. ábra
Törttengelyű gerendák

Az a) és b) ábrákon a jellemző töréspontokat sorszámmal láttuk el és a töréspontok környezetében az acélbetétek vezetését a 30. és a 31. ábrán mutatjuk be. Az acélbetétek vasvezetésének elvi szempontjai az alábbiak:

- a betonkontúrt az acélbetétekkel mindenütt követni kell,
- az acélbetéteket a töréspont homorú oldalán egyenes vonalban tovább kell vezetni a túlnyújtásnak megfelelő hosszra,



30. ábra
Keretsarok vasalása



31. ábra
Felső keretsarok vasalása

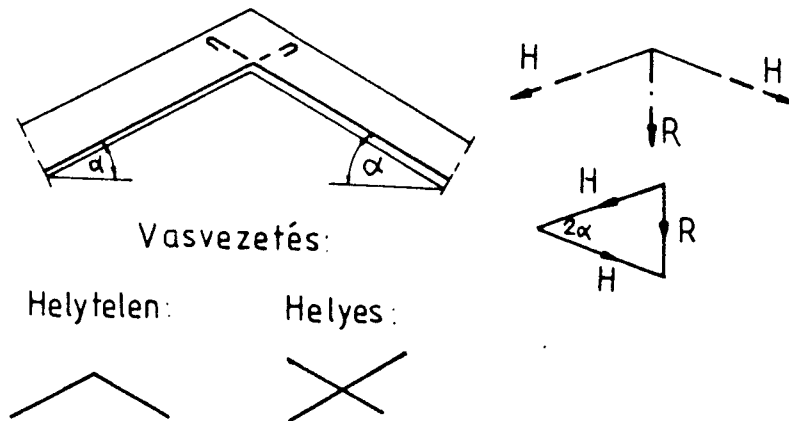
- a töréspontoknál változó szárhosszúságú kengyelekkel legyező alakban a húzott és nyomott oldalon elhelyezett acélbetéteket össze kell kapcsolni,
- kiékelések vagy lesarkítások vonalát a kengyelsarokba helyezett egyenes acélbetétekkel kell követni.

Rámutatunk arra, hogy a korszerű vaskialakítás kerüli a kampókat (ez periodikus acélbetétekkel a jobb tapadás miatt lehetséges).

A 30. ábrán az 1 jelű sarokpont vasvezetését mutatjuk be. A korszerű változat egyben arra az esetre is példa, amikor a keretsarok belül húzott.

A 31. ábrán a 2 jelű sarokpont vaselrendezése látható.

Az acélbetétek vezetésénél fontos alapelv, hogy az acélbetéteket a gerendák töréspontjainak homorú oldalán ne poligon vonalban vezessük, mert az acélbetét a húzóerő hatására ki akar egyenesedni, ezáltal lerepesztheti a betont. (32. ábra.)



32. ábra
A gerenda töréspont acélbetéteiben
működő erő

A lerepesztő erő:

$$R = 2 \cdot H \cdot \sin \alpha,$$

ahol H az acélbetétben lévő húzóerő. A lerepesztő hatás elkerülhető, ha az acélbetéteket a szaggatott vonalak szerint, egymást keresztezve törés nélkül továbbvezetjük. Ha az acélbetétek homorú görbületét vagy iránytörését valamilyen okból nem lehet elkerülni, a húzott acélbetéteket kengyelekkel a betonba kell horgonyozni. A kengyelek keresztmetszetét számítással kell meghatározni.

4.2.4 A vasbeton gerendák tervezésének és építésének főbb szempontjai

A tervezés alkalmával az erőtani számítások megkezdése előtt meg kell becsülni a gerenda méreteit, hogy a számításokba az önsúlyt figyelembe vehessük.

A gerenda h_t magassági méretét az alábbiak szerint vehetjük fel:

- kéttámaszú gerende: $h_t = \frac{1}{10} \rightarrow \frac{1}{13}$

- többtámaszú gerenda: $h_r = \frac{1}{13} \rightarrow \frac{1}{15}$

ahol l a gerenda támaszköze (10. ábra).

A gerenda b szélességét a már megbecsült h_t magasság függvényében határozhatjuk meg az alábbi módon:

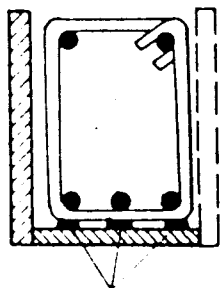
$$b = \frac{h_t}{2} \rightarrow \frac{h_t}{4}$$

A gerenda vasalásának megtervezésénél, ha kétféle főacélátmérő (ennél többet ne alkalmazzunk) alkalmazása elkerülhetetlen, ne egymást követő átmérőket válasszunk! Két sorban elhelyezett főacélbetétek esetén a nagyobb átmérőjű főacélbetéteket mindig az alsó sorba helyezzük!

Ha a munkahelyen sok azonos méretű kéttámaszú gerenda fordul elő, azok vasvázat célszerű előreszerelni és egyben a zsaluzatba helyezni. A vasvázat merevre kell készíteni, hogy a vasalás a beemelés során ne deformálódjon.

Nagyobb méretű kéttámaszú vagy többtámaszú gerendák vasszerelését a helyszínen célszerű készíteni.

A vasszerelés oldalról történhet. A 33. ábrán szaggatott vonallal jelölt oldalzsaluzatot csak a vasszerelés befejezése után helyezzük el.



beton fedést biztosító pogácsák

33. ábra
Gerenda vasalása a zsaluzatban

A betontakarás biztosítására beton pogácsákat vagy műanyag tárcsákat helyezünk el.

A gerendák betonozását a lehetőséghez mérten folyamatosan végezzük! Ha ez nem lehetséges a munkahézagokat a legkevéssé igénybe vett helyeken pl. a nyomatéki zéruspontok környezetében alakítsuk ki!

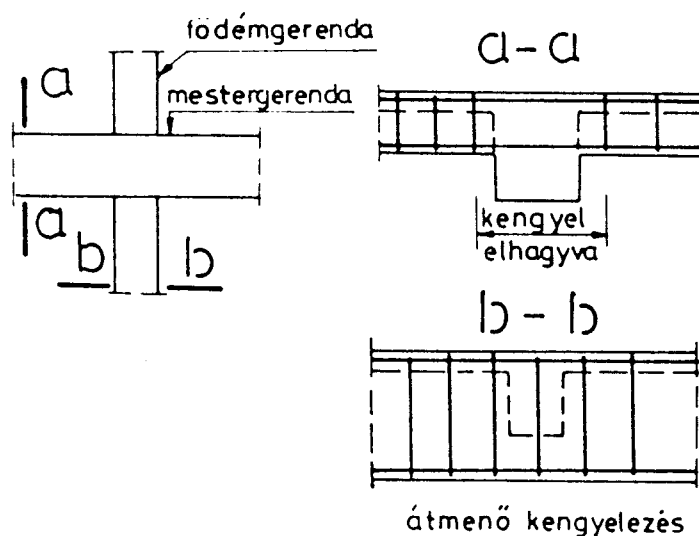
A betonozás megkezdése előtt el kell helyezni a korlátoszlopok bekötő elemeit, az elektromos vezetékek védőcsöveit, dobózáit, a csatlakozó vasbeton szerkezetek tüskéit stb.

Egy síkban lévő gerendák keresztezése esetén mindig a magasabb rendű elem kengyeleit kell átvezetni. Pl. fiók- és mestergerenda keresztezése esetén a mestergerenda kengyeleit kell megszakítás nélkül átvezetni a 34. ábra szerint.

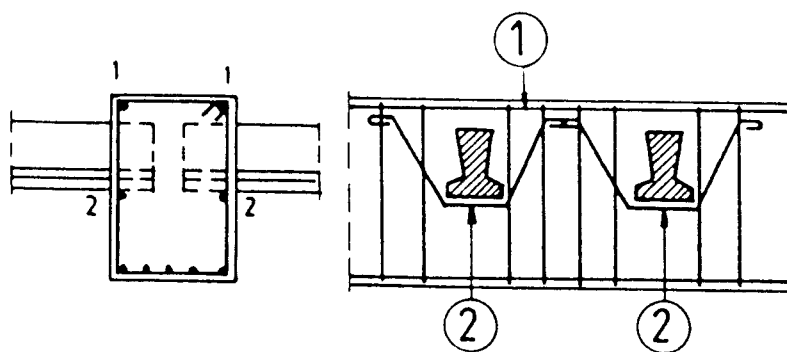
Előre gyártott födémgerendák és monolit gerendák kapcsolatát a 35. ábra szerint kell kialakítani.

A kapcsolat lényege, hogy a gerendák felett az 1. jelű szerelő acélbetétek megszakítás nélkül átvezethetők legyenek.

Ezért a monolit gerenda felső síkja 30-50 mm-rel magasabbra kerül az előre gyártott gerendák felső síkjánál. Bajuszvasakat kell elhelyezni olyan helyeken, ahol nagy koncentrált terhek adódnak át. A gerendák alá célszerű ezért a 2. jelű bajuszvasakat elhelyezni, melyek az átadódó terhelést elosztják. A kengyelek kiosztásánál ügyeljünk arra, hogy a kengyelek az előre gyártott gerendákat közrefogják.



34. ábra
Főtartó és fióktartó csatlakozása

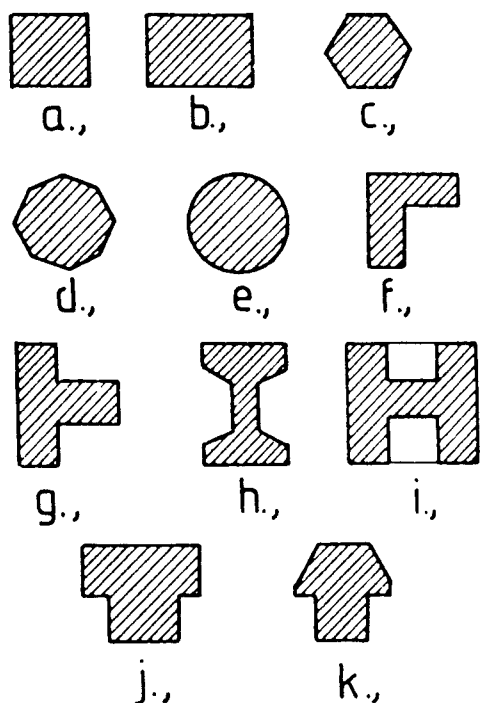


35. ábra
Előre gyártott és monolit gerenda kapcsolata

4.3 A VASBETON OSZLOP

A vasbeton oszlop feladata, hogy a hozzá csatlakozó szerkezetek - lemezek, gerendák stb. - terheit az alaptest közbeiktatásával a talajra továbbítsa. Az oszlopok általában függőleges helyzetűek és egyenes tengelyűek.

A vasbeton oszlop keresztmetszete négyzet, téglalap, kör, sokszög vagy összetett alakzat (36. ábra).



36. ábra
Vasbeton oszlop
keresztmetszetei

A vasbeton oszlopok igénybevételére központos vagy külpontos nyomás. Központos nyomás esetén az erő hatásvonala és az oszlopkeresztmetszet teherbírási középpontja egybeesik. Ha az erő támadáspontja nem esik egybe a keresztmetszet teherbírási középpontjával, vagy az oszlopra központos erőn kívül el nem hanyagolható nagyságú nyomaték is hat, akkor az igénybevétel külpontos nyomás.

Az oszlopok vasalása hosszacélbetétekből és kengyelekből áll. A minimális vasalás követelménye: a hosszacélbetétek keresztmetszeti területe a teljes betonkeresztmetszet területének legalább a 0,6%-a legyen, (ill. C 40-nél magasabb beton szilárdsági jel esetén min 0,8%).

A hosszirányú acélbetétek fajlagos keresztmetszete a toldási helyeken se legyen több 8%-nál.

A nyomásra számításba vett hosszacélbetétek nem lehetnek vékonyabbak 10 mm-nél.

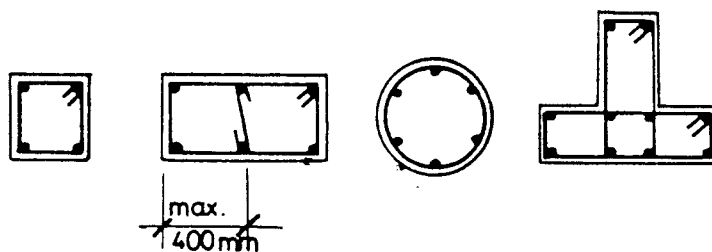
A négyszög keresztmetszetű oszlopok sarkaiba legalább 1-1 db, a kör keresztmetszetű oszlopba legalább 6 db acélbetétet kell elhelyezni.

A kengyelek átmérője legalább 6 (5) mm legyen. A kengyelek egymástól való távolsága nem lehet nagyobb a nyomásra számításba vett legvékonyabb hosszacélbetét átmérőjének 12-szeresénél.

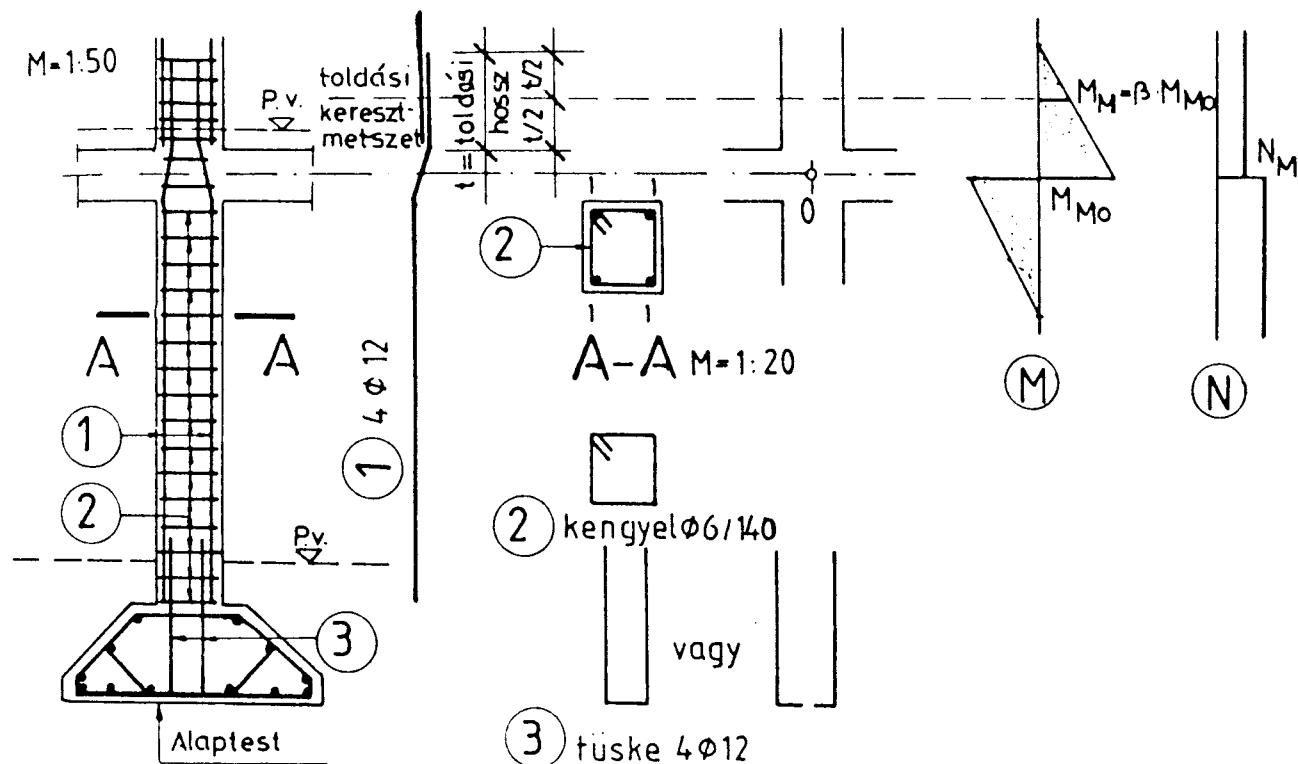
A 400 mm-nél szélesebb oldallapok mentén közbenső hosszacélbetéteket kell elhelyezni (37. ábra).

A kengyelezés csavarvonalban is készülhet. A kengyel menetmagassága nem lehet nagyobb a betonmagátmérő ötödénél, de legfeljebb 100 mm legyen.

A vasbeton oszlop teherbíró képessége acélköpennyel is fokozható. Az acélköpeny falvastagsága min. 2,5 mm legyen. Egy vasbeton oszlop vasalási rendszerét mutatja be a 38. ábra.



37. ábra
Vasbeton oszlop vasalási elrendezések



38. ábra
Vasbeton oszlop szokásos vasalása

Az oszlop vasalása 4 db 1 jelű főacélbetétből és 2 jelű kengyelből áll. A 3 jelű tűske az alaptest és az oszlop kapcsolatát biztosítja.

Az ábrázolt oszlop egy többszintes épület földszinti oszloprészét mutatja be. Az oszlop vasalása szintenként külön-külön készül, ahogy azt az 1 jelű acélbetét kialakításánál megfigyelhetjük. Szintenként a toldást az alsó oszloptag hosszacélbetéteinek túlnyúlásával biztosítjuk.

A vasalási terven az oszlopot oldalnézetben, $M = 1:50$ léptékben ábrázoljuk. Az oldalnézetbe valamennyi acélbetétet berajzoljuk. A hosszacélbetétet a nézetrajz mellett, azzal vetületi összefüggésben is megrajzoljuk.

Az oszlopról $M = 1:20$ -as léptékben metszet is készül. A metszettel vetületi összefüggésben rajzoljuk meg a kengyelt.

4.3.1 Az oszlopok csatlakozása az alaptesthez és gerendához

Az oszlopok és a hozzájuk csatlakozó szerkezetek megfelelő kapcsolatát biztosítani kell.

Az acélbetétek kialakításánál lényeges, hogy az acélbetétek kellő mértékben bekössenek a csatlakozó szerkezetbe. A megfelelő bekötés biztosítására a csatlakozó szerkezetekből a toldási hosszak megfelelően tüskéket nyújtunk az oszlopba. A toldási hossz az l lehorgonyzási hossz (lásd "Segédlet") segítségével számítható.

(A "Segédlet"-beli l érték húzásra kihasznált kampózatlan acélbetétre vonatkozik. Egy keresztmetszetben a húzott acélbetéteknek legfeljebb a fele, a nyomott acélbetéteknek mindegyike toldható. A nyomott l hossz 60%-a a húzotténak. Mivel oszlop esetén minden szinten, minden acélbetétet toldani kell a húzott acélbetétek l lehorgonyzási hosszát 50%-kal, (1,5 l) meg kell növelni ahhoz, hogy egy keresztmetszetben a húzott acélbetéteknek a fele legyen csak toldva. Ugyanakkor a 38. ábrán az $\textcircled{M}$ ábránál szereplő

$\beta < 1$ tényező azt fejezi ki, hogy az acélbetét a tényleges toldási keresztmetszetben nincs húzásra kihasználva, így az 1,5 l érték redukálható. Végül is tájékoztatásul a $t \cong 1$ érték adható meg a húzott acél közelítő toldási hosszára.)

Az oszlop és a vasbeton alaptest csatlakozásának néhány változatát mutatjuk be a 39. ábrán.

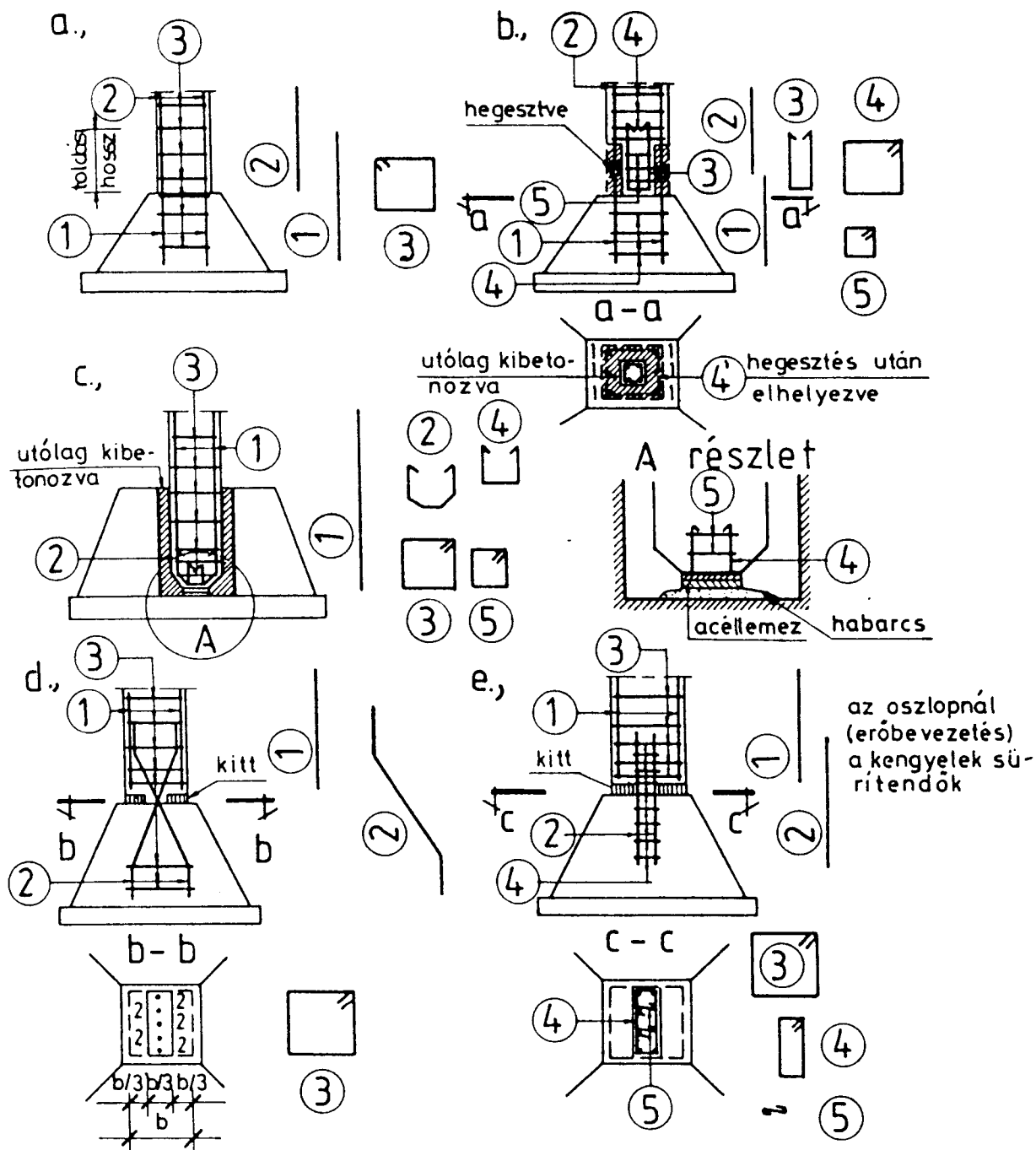
Az "a" jelű ábra az alaptest és oszlop nyomatékbíró kapcsolatát mutatja be.

A kapcsolatot az 1 jelű, az alaptestbe bebetonozott tüske biztosítja.

A "b" jelű ábrán előre gyártott vasbeton oszlopnak az alaptesthez való nyomatékbíró kapcsolata látható. Az alaptestből az 1 jelű tüskék állnak ki, melyeket az oszlop 2 jelű hosszacélbetéteivel összehegesztenek. Az oszlopkeresztmetszetet alul az A-A metszeten látható módon le kell szűkíteni, hogy a hegesztés elvégezhető legyen. A hegesztés után kell elhelyezni a 4 jelű kengyeleket, majd ki kell bebetonozni a vonalazással jelölt részt.

A "c" jelű ábrán előre gyártott vasbeton oszlop kehelyalapa történő befogását mutatjuk be.

A "d" és "e" jelű ábrán az oszlop és alaptest csuklós kapcsolatát láthatjuk. Az oszlop keresztmetszetét a csukló helyén $1/3 b$ értékre kell csökkenteni. A b méret az oszlopnak az elfordulási síkjába eső mérete. A 2 jelű acélbetéteket méretezni kell. Ezen acélbetétek a csuklóban fellépő horizontális és vertikális erők felvételére elegendő keresztmetszettel rendelkezzenek. A csukló melletti hézagot rugalmas anyaggal kell kitölteni (kitt).



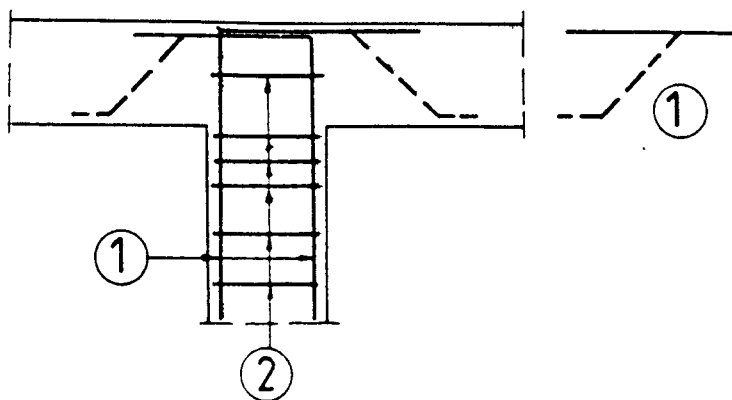
39. ábra
Oszlop és alaptest kapcsolata

Az oszlopok és gerendák kapcsolatát mutatja be a következő néhány ábra:

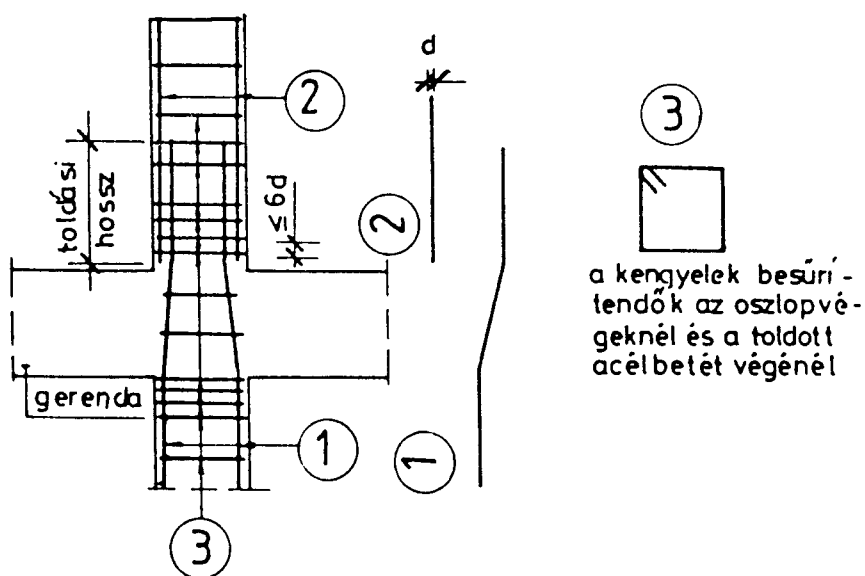
A 40. ábrán oszlop és tetőgerenda kapcsolata látható. Az oszlopok hosszirányú acélbetéteinek felső végét a gerendába behajlítjuk, vagy a folyamatos vagy a szaggatott vonal szerint vezetve. Az utóbbi előnyösebb, mert az acélbetét vége a nyomott zónába kerül.

A 41. ábra oszlop és közbenső gerenda kapcsolatát szemlélteti.

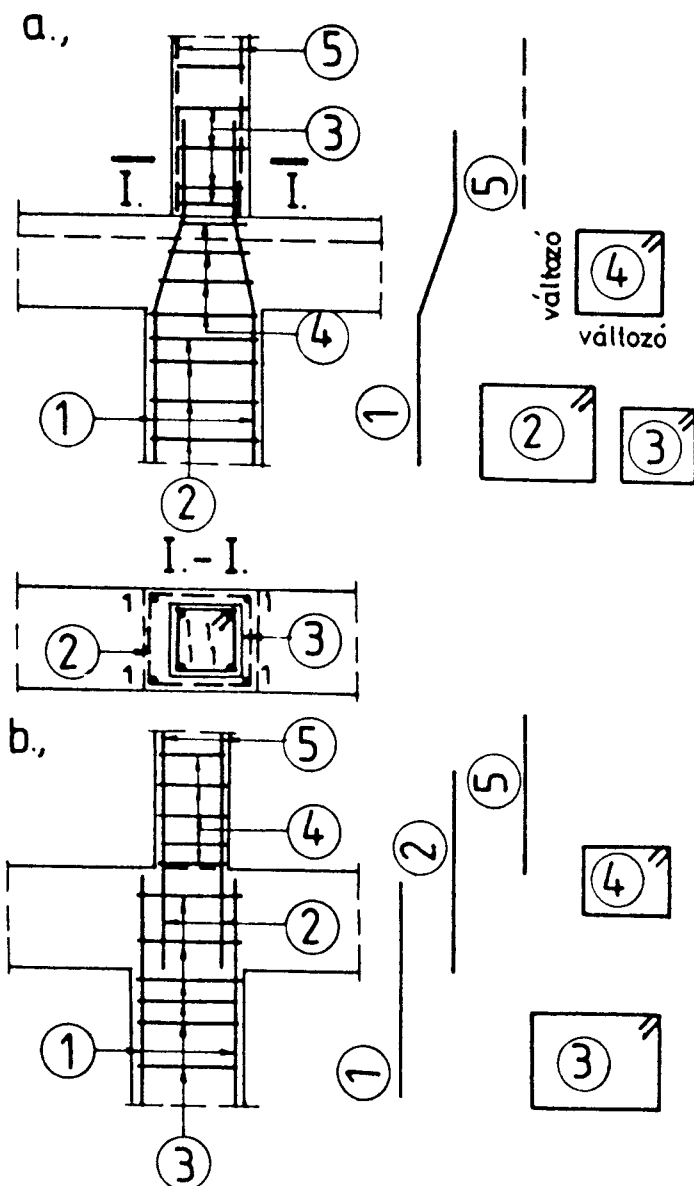
Abban az esetben, ha a gerenda feletti oszlopkeresztmet-
szet kisebb mint az oszlop alatti keresztmetszet a 42. ábra
szerinti megoldások egyikét alkalmazzuk.



40. ábra
Oszlop és tetőgerenda kapcsolata



41. ábra
Állandó keresztmetszetű oszlop és közbülső
gerenda kapcsolata



42. ábra
Változó keresztmetszetű oszlop
és gerenda kapcsolata

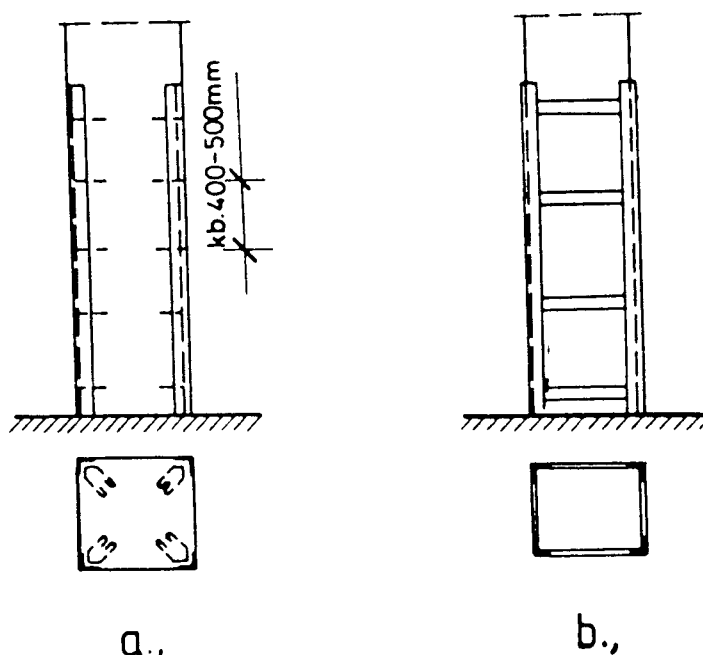
4.3.2 Vasbeton oszlopok tervezésének és kivitelezésének főbb szempontjai

Egy építményen belül az oszlopok keresztmetszeti méretét lehetőleg azonosra vegyük fel. A nagyobb terhelésű oszlopok teherbírását a betonacél-keresztmetszet növelésével biztosíthatjuk.

Ha a terhelés nagymértékben eltér, és ha azonos keresztmetszetű oszlopok tervezése nehézségbe ütközik, arra kell

törekedni, hogy minél több oszlop készüljön azonos keresztmetszettel.

Az ipari épületek vasbeton oszlopainak éleit a padlószinttől mért 2,0 m magasságig élvédő szögacélokkal kell védeni. Az élvédő szögacélok általában 60. 60. 6 mm szelvényű L szögacélból készülnek, és elhelyezhetők az oszlop betonozása előtt a zsaluzatba a 43/a ábra, vagy az oszlop ki-zsaluzása után utólag a 43/b ábra szerint.



43. ábra
Oszlopél védő szögacél

A betonozás előtt az oszlopba kerülő vezetékeket, szerelvényeket stb. el kell helyezni, hogy az utólagos vésést elkerüljük.

Ha az oszlopon átmenő kábelek is vannak, azok helyén legcélszerűbb a kábel méretének megfelelő keresztmetszetű acélcsövet bebetonozni.

Az oszlop és alaptest találkozásánál 50 mm-es padka kialakításával biztosítjuk, hogy az oszlop zsaluzata fel tudjon feküdni.

Az oszlopok betonozása során ügyelni kell arra, hogy a beton két méternél nagyobb magasságról ne essen a zsaluzatba, mert akkor a beton szétosztályozódik.

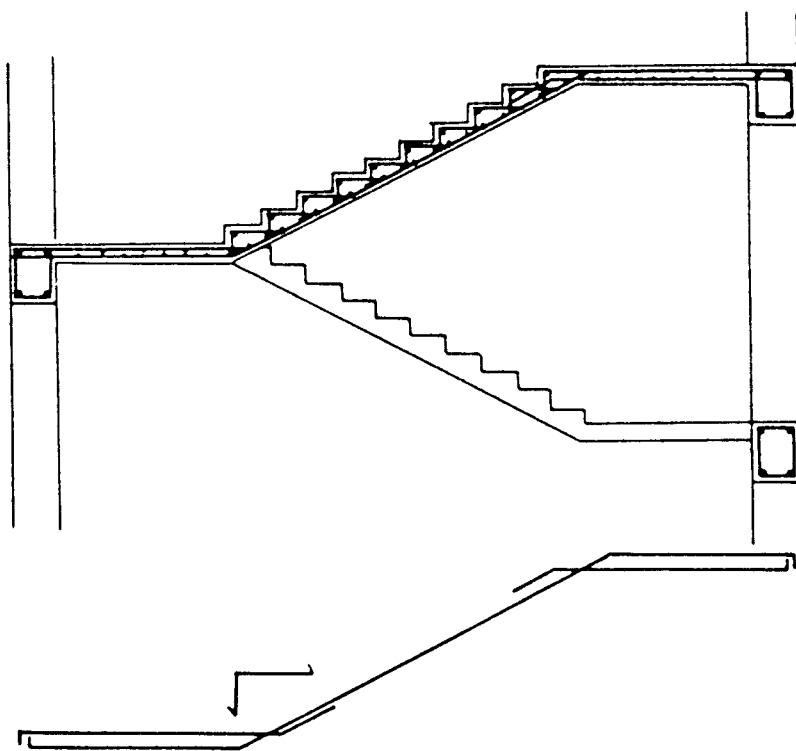
Ezért a zsaluzaton függőleges irányban két méter távolságonként betonozó ablakokat alakítsunk ki! A zsaluzat alján pedig tisztítónyílást kell kialakítani, melyet a zsaluzatba hulló szennyező anyagok eltávolítása után, a betonozás előtt gondosan le kell zárni.

4.4 VASBETON LÉPCSŐK

4.4.1 Monolit vasbeton lépcsők

A monolitikus vasbeton lépcsők általában vasbeton lemez szerkezetűek, amelyek az egyszerű, törvonalú kialakításától, gerendákkal gyámoltított többtámaszú lemezekig igen sokfélék lehetnek a mai gyakorlatban. Ennek az az oka, hogy a lépcsők néha jelentős, hangsúlyos terekben helyezkednek el (pl. reprezentatív épületekben), néha egészen alárendelt jelentőségű szerkezetek.

A vasbeton lépcsőt koszorúba vagy gerendákba kell bevezetni úgy, mint a lemezfödémeket (44. ábra).

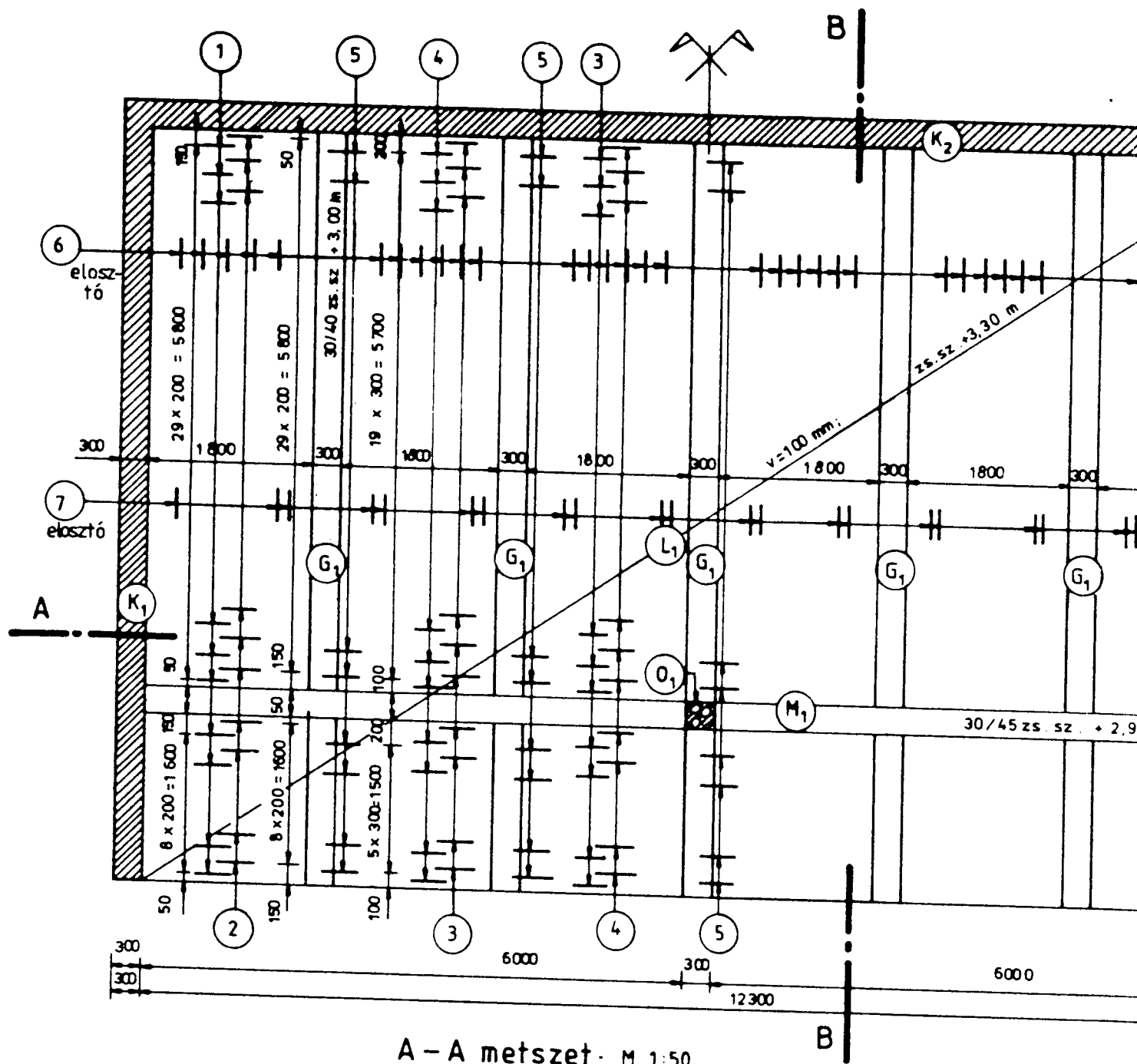


44. ábra
Monolit vasbeton lépcső

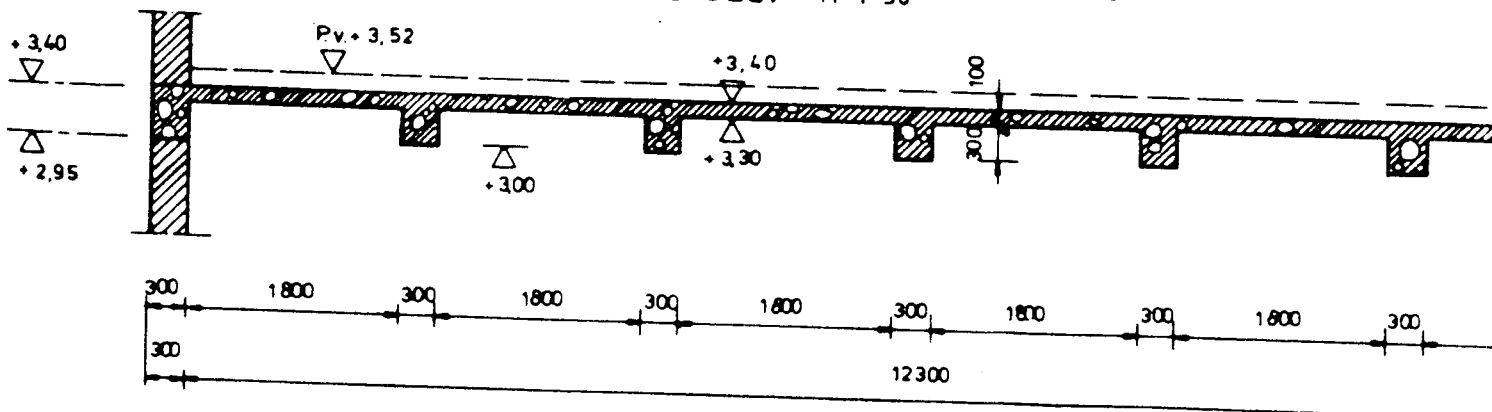
Törvonalú alakja miatt az alulról nézve homorú törésknél az alsó húzott vasakat mindig keresztbe kell vezetni és a lemez nyomott övében a vasakat le kell horgonyozni. Vasalása egyebekben a lemezek vasalásával azonos. A lépcsőfokokat annak ellenére, hogy hosszirányú teherhordás esetén nem vesznek részt a teherviselésben, esetenként mégis be kell vasalni. Vasalását a lépcsőfokok fellépése és belépése irányában vezetett kengyelszerű vassal és a lépcső éle mentén elhelyezett hosszvassal kell készíteni. Erre azért

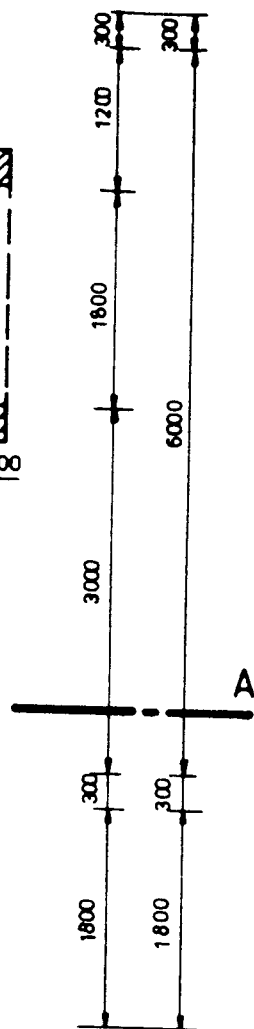
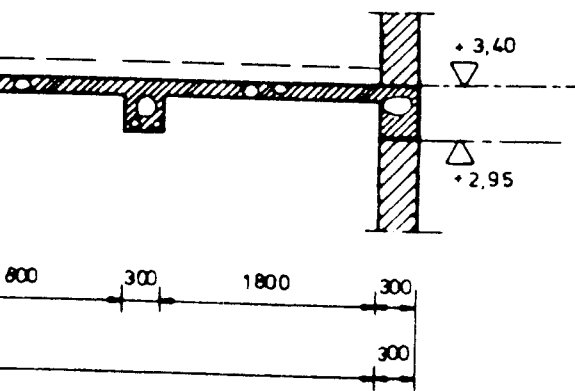
van szükség, mert az erő bevezetését a lépcsőfok végzi, így jelentős ütésszerű igénybevételek érhetik. A vasalás növeli a fokok teherbírását, ezenkívül a fok megsérülése esetén a javítást szolgáló új betonréteget a vasalás összekapcsolja a meglévővel.

A lépcsőknél egyre kedveltebb az áttört jellegű lépcső, ahol a lépcső járófelülete megmarad, de homloklapja áttört, átlátást biztosít, megjelenése könnyed.

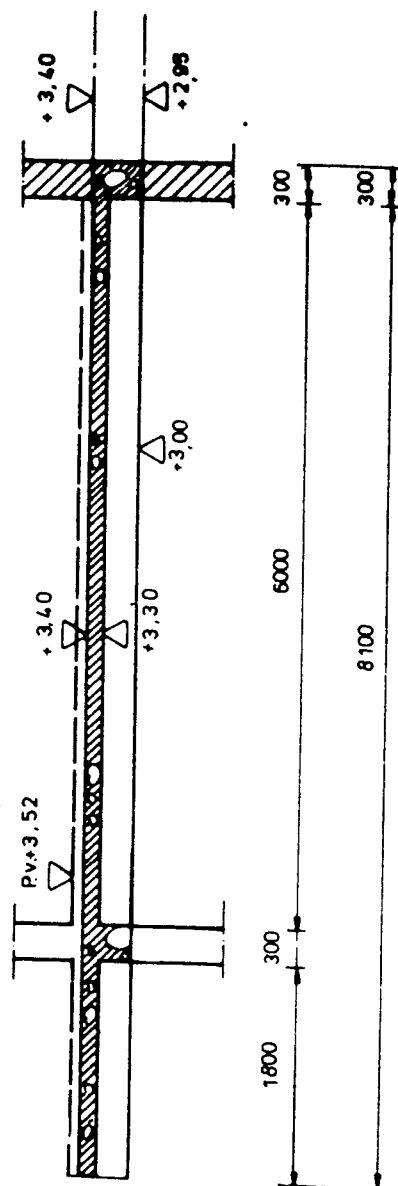


A-A metszet M 1:50





B - B metszet



Hasznos terhelés : 2 kN/m^2

Anyagminőség: Beton : C 12

Betonacél : B 60 40

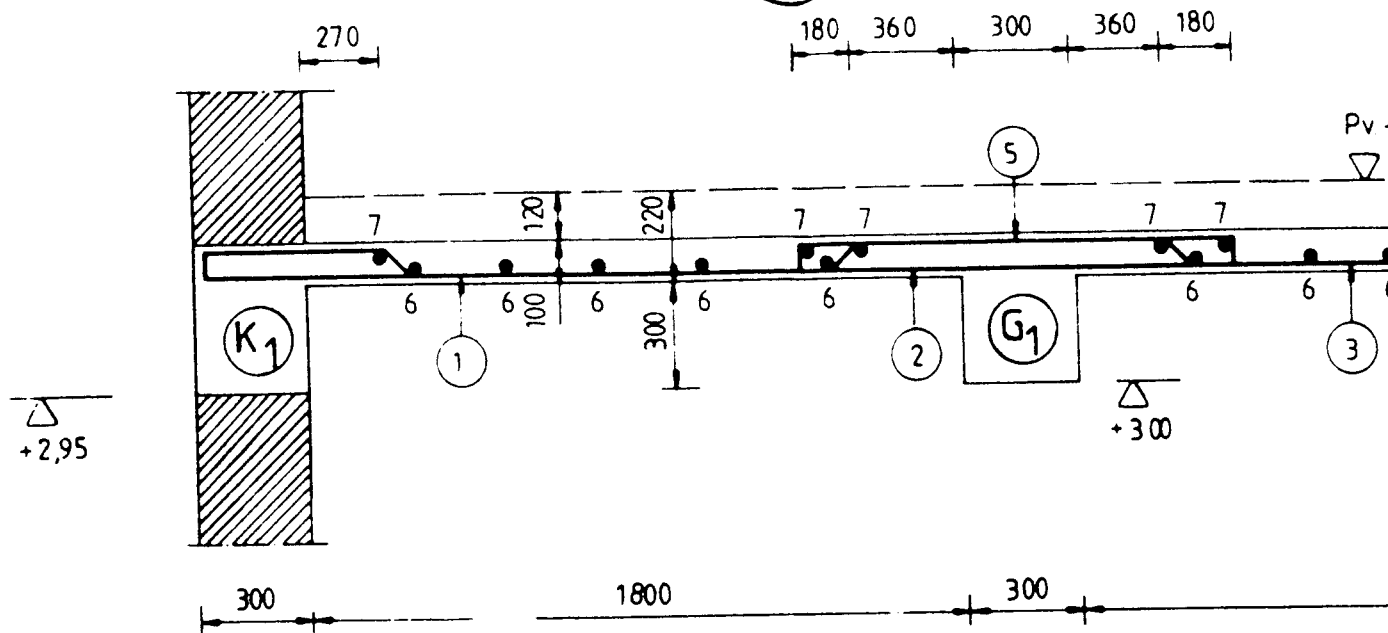
Tégla és habarcsminőségeket lásd az E 3 sz. terven

I.sz. melléklet
A földem zsaruzási terve

L_1

lemez

Készül: 1 db,



⑤ $5 \times 29 \phi 8 / 30 - 1,54$

80 | 1380 | 80

① $2 \times 39 \phi 10 / 20 - 3,140$

80 | 450 | 85 | 1160 | 85 | 70 | 1200 | 80

③ $4 \times 39 \phi 8 / 20$

80 | 1200 | 70 | 85

② $2 \times 39 \phi 10 / 20 - 2,380$

2380

④ $4 \times 39 \phi 8 / 20$

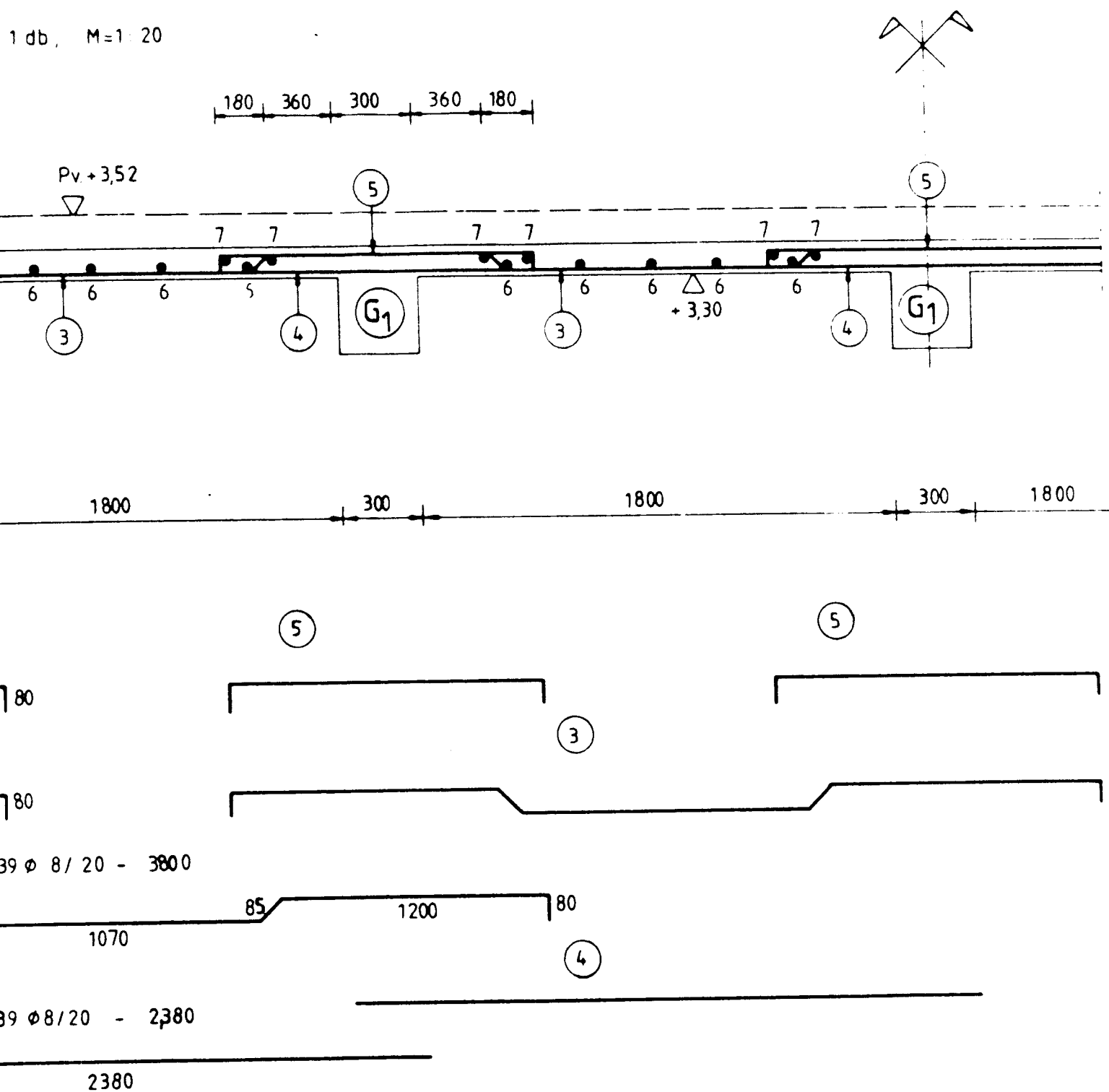
⑥ $\phi 6 - 8,360$

8360 alsó elosztó vas

⑦ $\phi 6 - 8,360$

8360 felső elosztó vas

1 db, M=1:20



Anyagminőségek: Beton: C 12
Betonacél: B 38.24
B 60.40

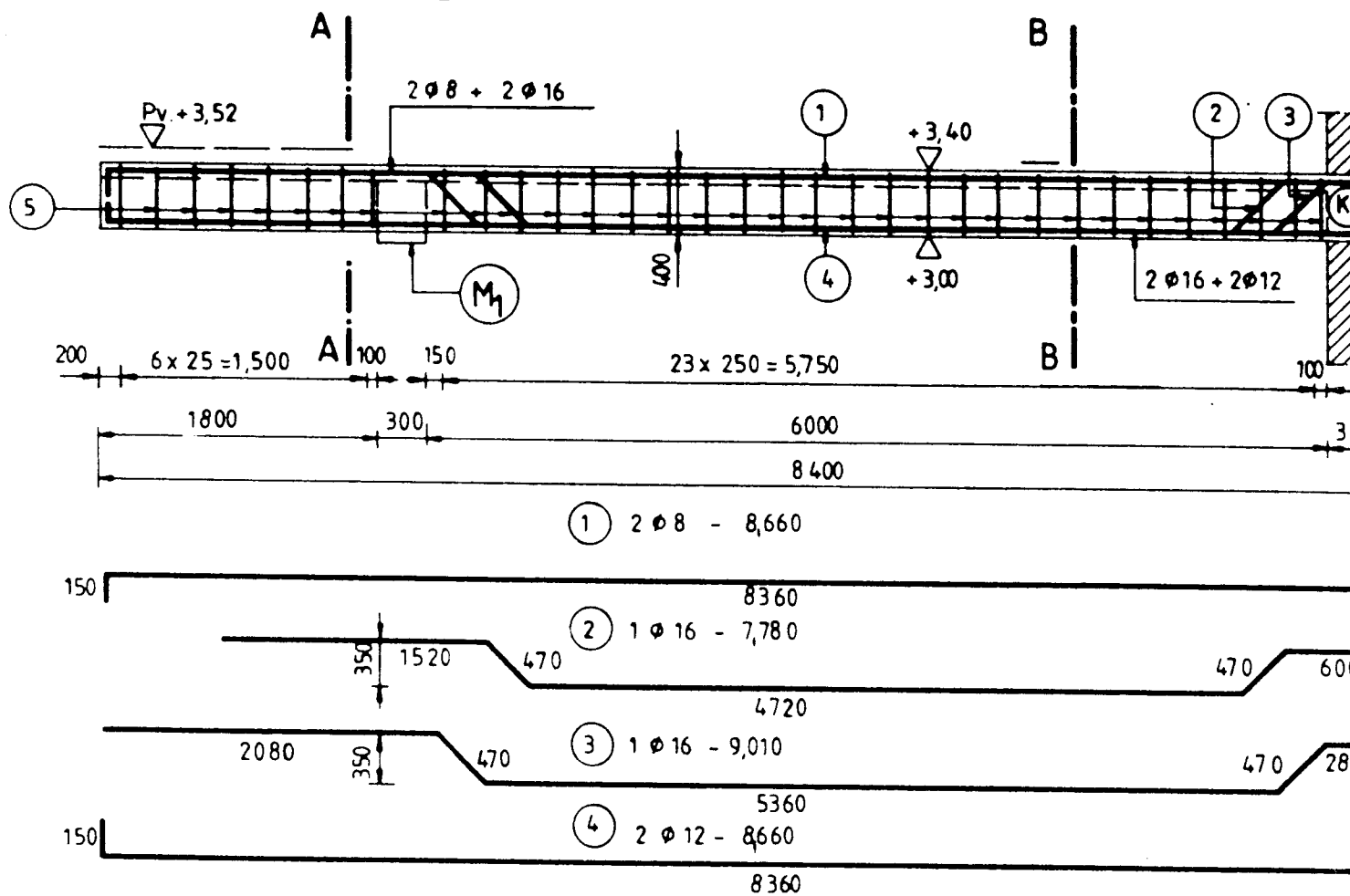
I.sz. melléklet
Lemez vb. terve

2/a melléklet

- 79 - 80 -

G₁ gerenda,

Készül: 5 db ; M=1:50



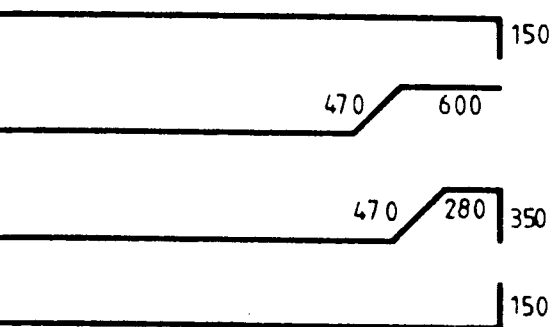
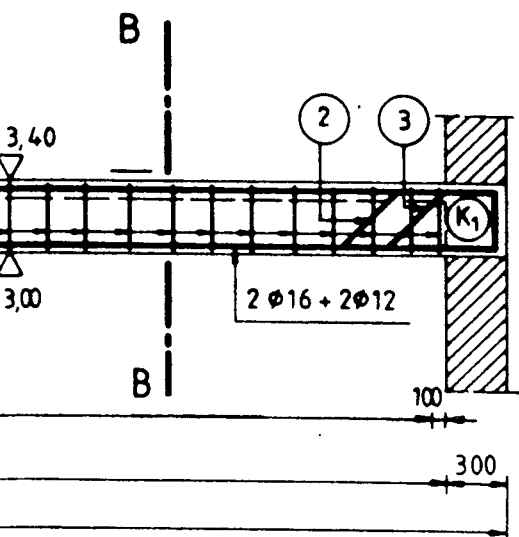
Anyagminőségek: Beton C 12

Betonacél B 38.24

3/a melléklet

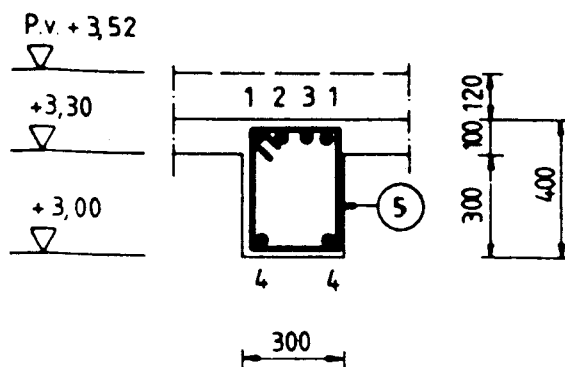
- 81 - 82 -

db ; M=1:50



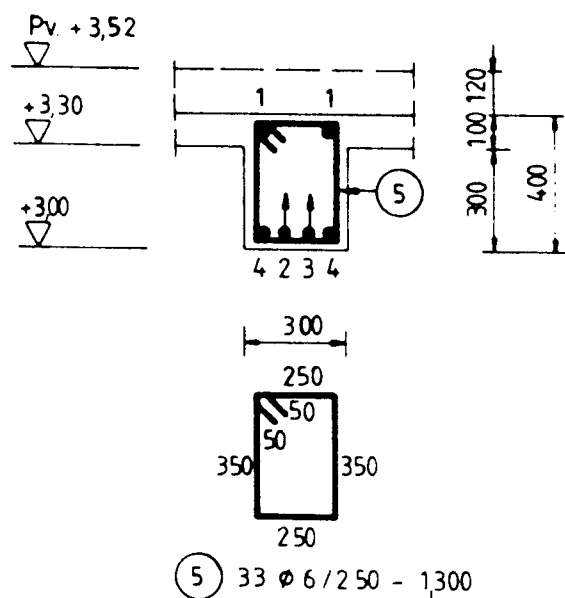
A - A metszet

M=1:20



B - B metszet

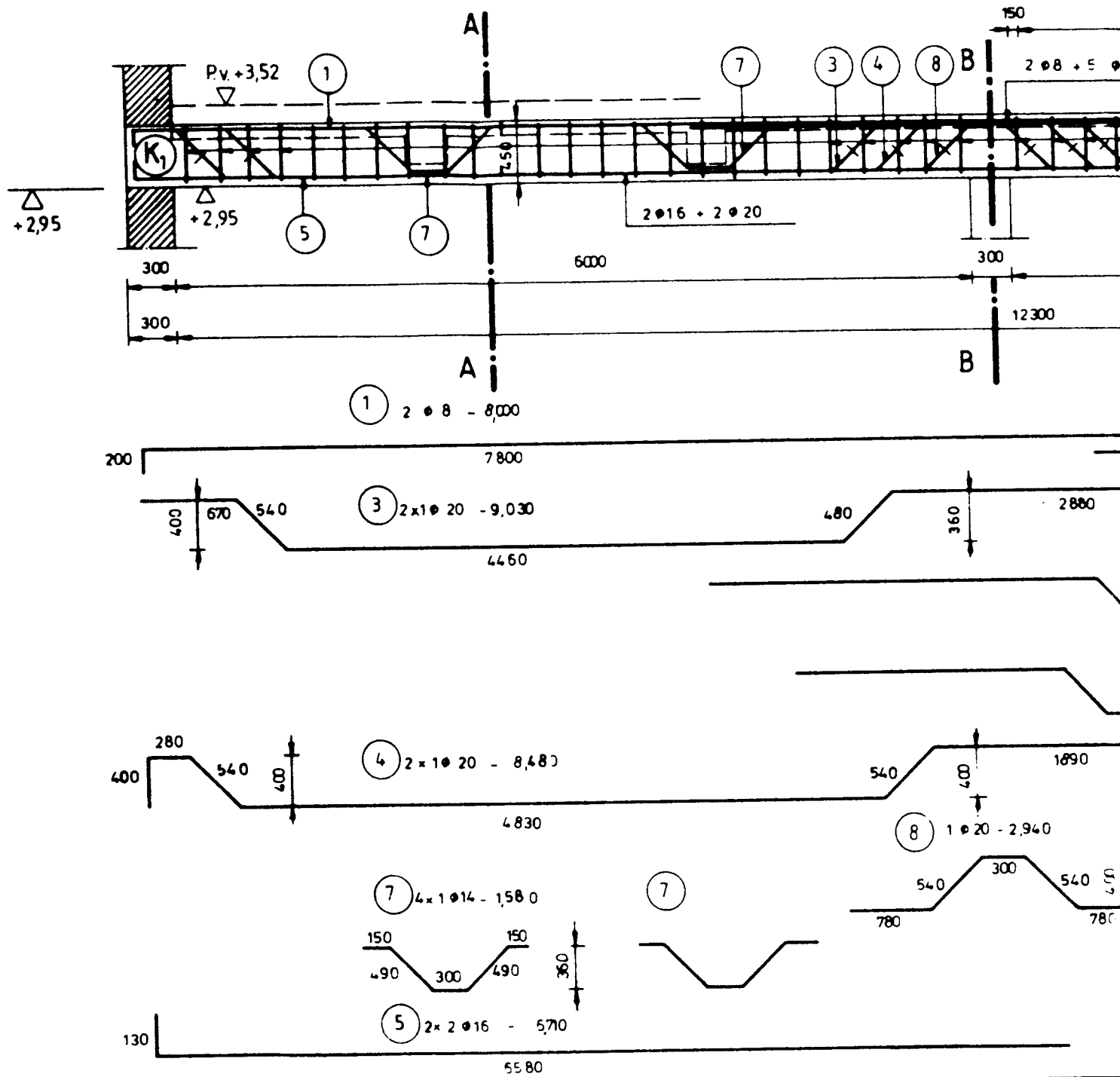
M=1:20



I.sz. melléklet

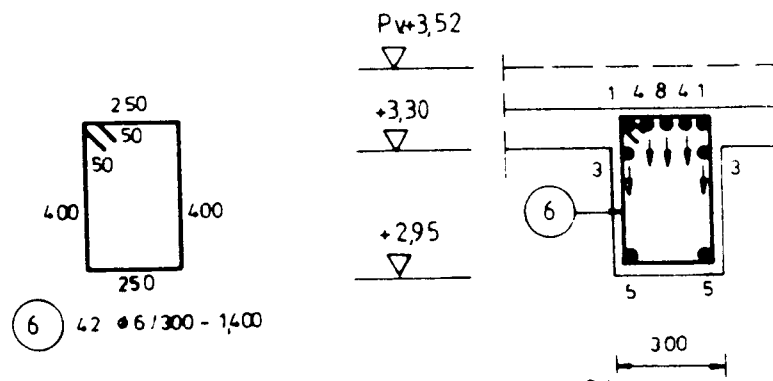
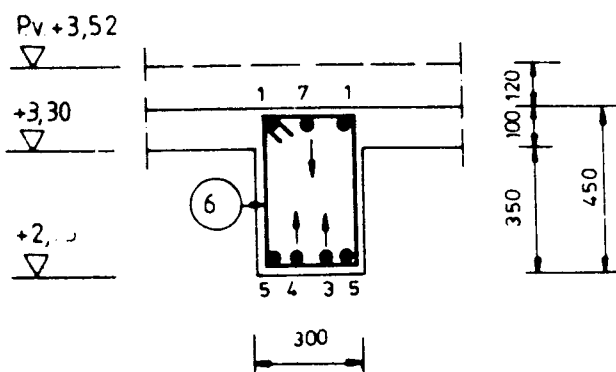
Fiókgerenda vb. terve

3/a melléklet

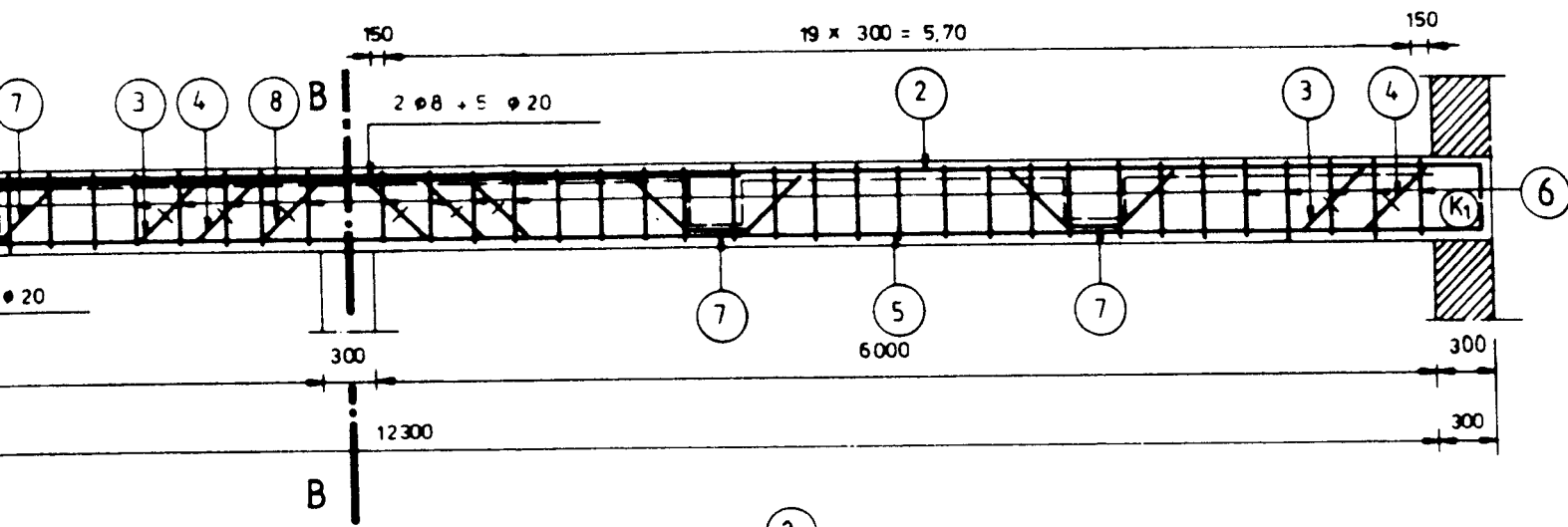


A - A metszet M = 1 20

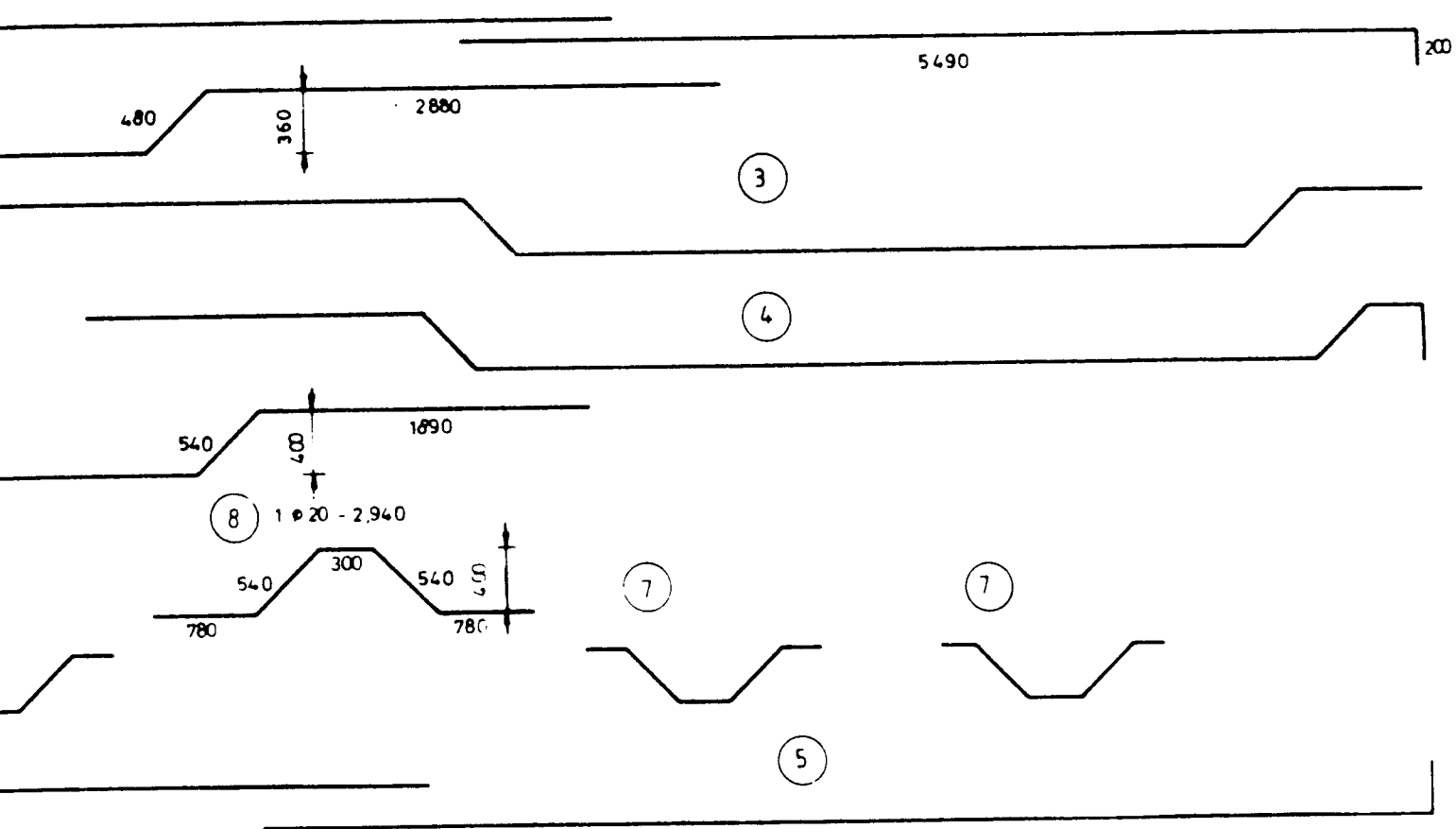
B - B metszet



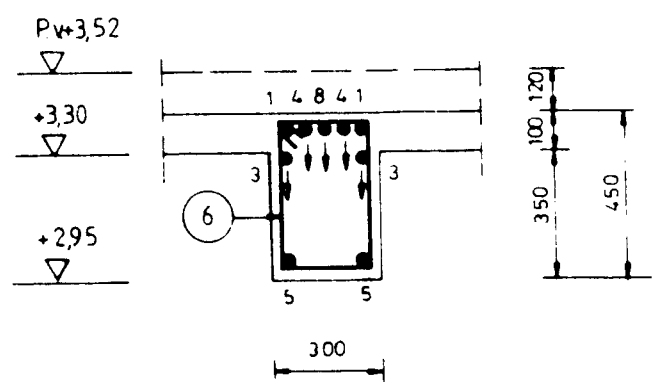
(M₁) gerenda, Készül. 1 db; M = 1.50



② 208 - 5,690



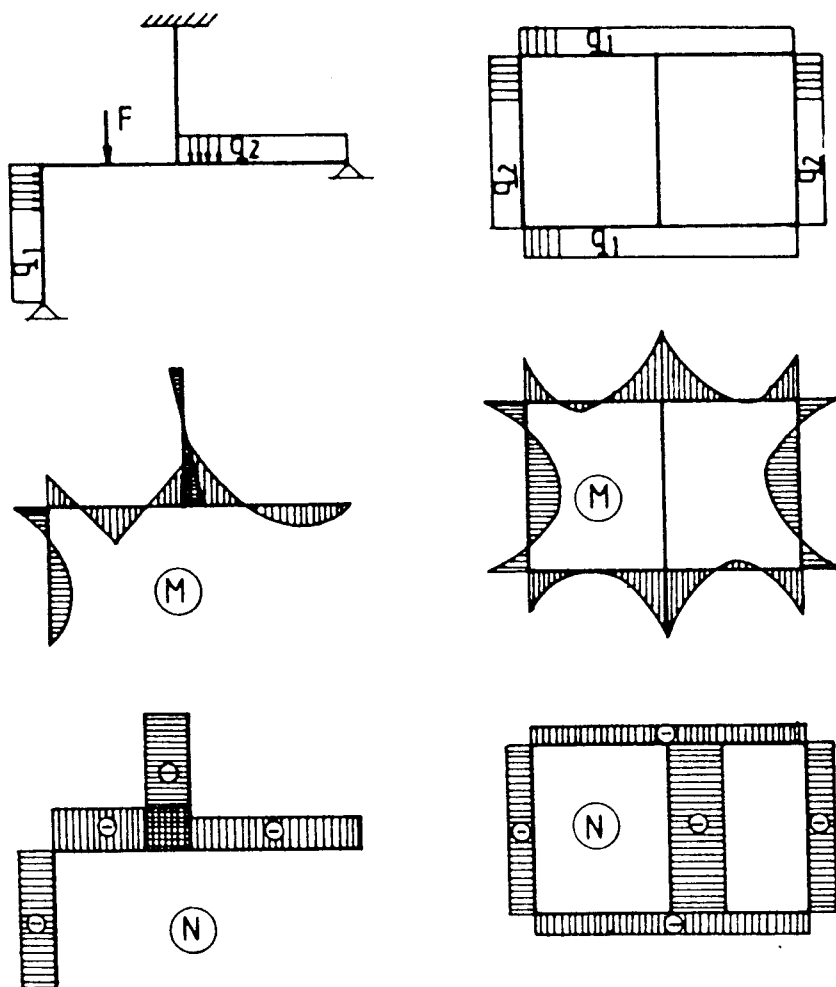
B - B metszet M=1 20



I.sz. melléklet
Mestergerenda vb. terve

9. KÜLPONTOS NYOMÁSRA IGÉNYBEVETT SZERKEZETI ELEM ERŐTANI TERVEZÉSE

Mind a magas, mind a mélyépítésben használt rúdszerkezetek döntő többsége külpontos nyomásra, illetve húzásra van igénybe véve. A 142. ábrán egy magasépítésben előforduló fix csomópontú keret és egy a mélyépítésben használatos zárt keret igénybevételi ábrái jól szemléltetik a külpontos nyomásra igénybe vett szerkezeti elemek gyakoriságát.



142. ábra
Külpontosan nyomott rúdszerkezetek

9.1 A KÜLPONTOSAN NYOMOTT SZERKEZETI ELEMekkel VÉGZETT KÍSÉRLETEK TAPASZTALATAI

A külpontosan nyomott elemek törésjellegének kialakulása a vasalás kialakításától és döntően a teher külpontoságának mértékétől függ. A külpontosság szempontjából lehetséges esetek a következők:

1. A külpontosság igen kicsi. Az egész keresztmetszet nyomott (143 a-b ábrák) és a központosan nyomott oszlopnál tapasztalható felületi elváltozások észlelhetők. A terhelő erőre merőleges repedések nem jelentkeznek.

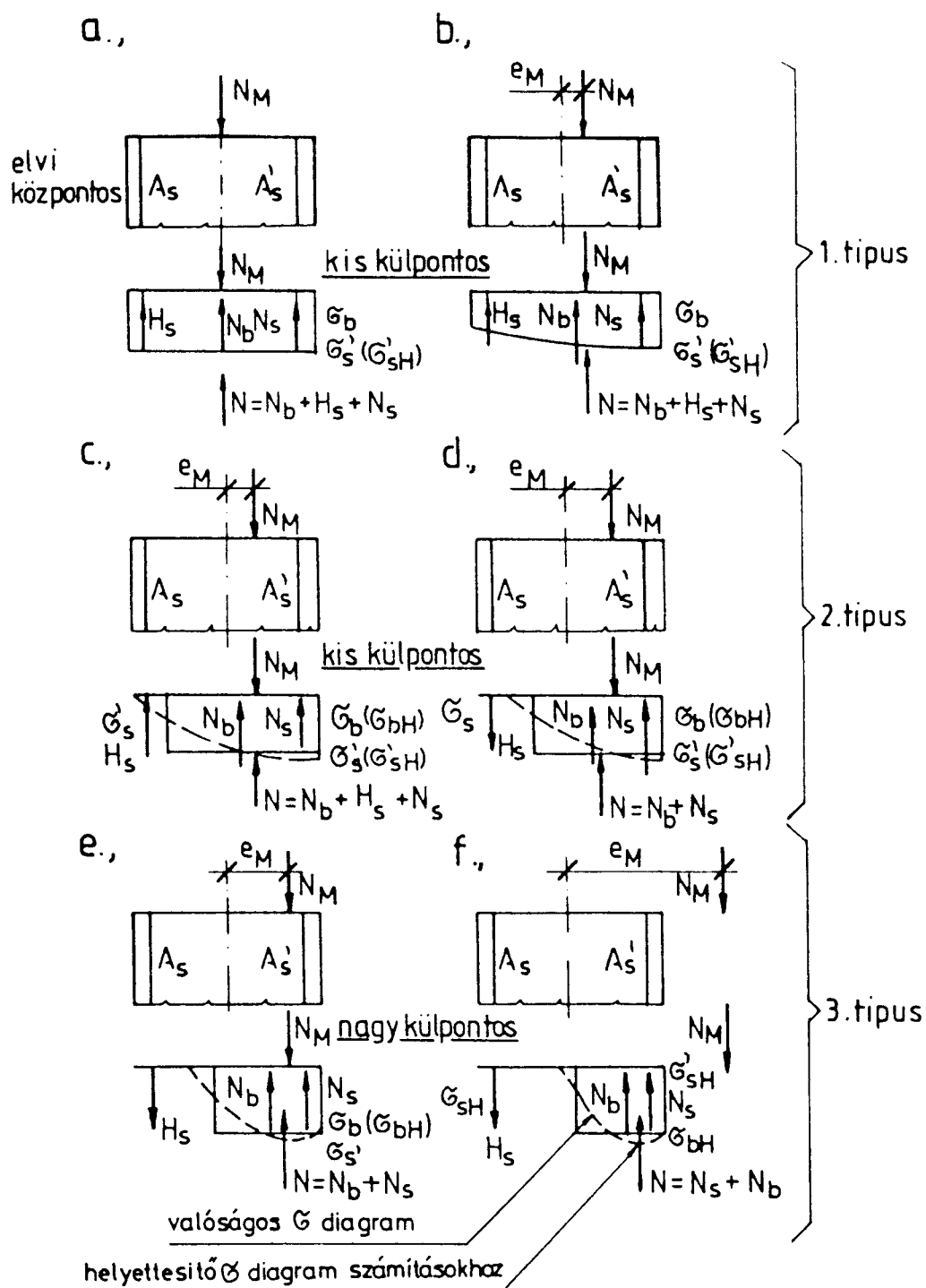
2. Kis külpontosságú terhelő erő. (143 c-d ábrák.) A törésig való terhelés folyamatában az első repedések általában merőlegesek a terhelő erőre, de a törést megelőzően már jelentkeznek a hosszirányú repedések az erősebben nyomott oldalon. A törés általában az erővel átellenes oldalon elhelyezett betonacélok megfolyása nélkül, a nagyobb nyomófeszültséggel igénybe vett másik oldalon, a beton összemorzsolódása révén áll elő. A terhelő erőre merőleges repedések sokkal rövidebbek mint a nagy külpontosság esetén keletkező repedések.

3. Nagy külpontosságú terhelő erő. (143 e-f. ábrák.) A törés jelensége a hajlított gerenda töréséhez hasonló. Nem túlvasalt tartó esetén a húzott betonacél megfolyik és a nyomott beton összemorzsolódik. A húzott részen az erő irányára merőleges repedések jelennek meg.

9.1.1 A nyomott — hajlított keresztmetszet törési állapotának jellemzése a feszültségek vizsgálatával

A vasbeton rúd feszültségeinek megoszlását a törési határállapotban alakhelyesen a 143. ábrán tüntettük fel. Az "a" ábra szerinti egyenletes feszültségeloszlás a központosan nyomott rúdra jellemző. Ha a külpontosság elegendően kicsiny, akkor a keresztmetszet mindkét szélén nyomófeszültség keletkezik. Értéke az erősebben nyomott szélén esetleg eléri a nyomó határfeszültséget ("b" ábra).

A külpontosság növelésekor a keresztmetszet egyik szélén a feszültség zérussá válik ("c" ábra). Ha a külpontosság tovább nő a keresztmetszet egyik szélén húzófeszültség



143. ábra

Nyomott hajlított keresztmetszet feszültségmegoszlásának különböző típusai

keletkezik. Ezen az oldalon a betonacéloknak kismértékű húzás keletkezik ("d" ábra). A külpontosság további növelésekor a beton húzószilárdsága kimerül és az egyik szélén megreped a keresztmetszet. A nyomóerő még a keresztmetszeten belül hat. A nyomott részen a feszültségmegoszlás a hajlított tartónak megfelelő görbe szerinti. A tartó túlvasalt

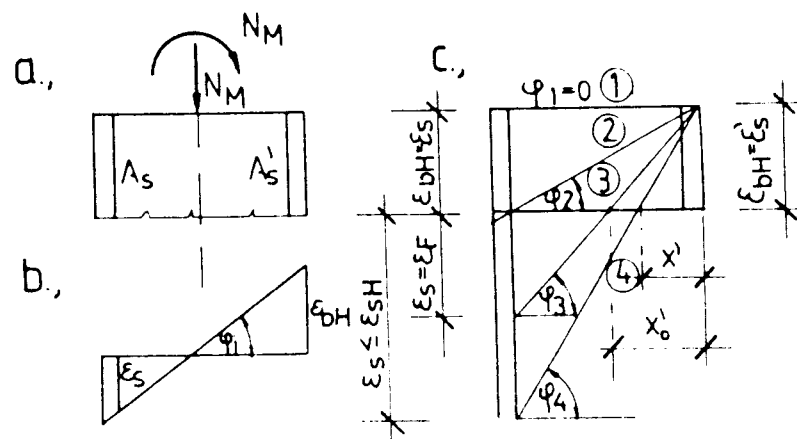
jellegű, azaz a húzott betonacélok nem folynak meg ("e" ábra). A "b, c, d" ábra szerinti igénybevétel kis külpon-
tosságú nyomás, az "e" ábra átmenet a nagy külpontosságú
nyomás felé. Az "f" ábra a nagy külpontosságú nyomás ese-
tét tünteti fel. A húzott oldal erősen berepedt, a betonacé-
lok megfolynak és a betonban törési összenyomódás lép fel.
(Az ábrán a ϵ_{bt} stb. törési paraméterek helyett a ϵ_{bH} stb.
határfeszültségek szerepelnek.)

9.1.2 A nyomott — hajlított keresztmetszet törési állapotának jellemzése az alakváltozások vizsgálatával

A nyomott - hajlított keresztmetszet $M_M = N_M \cdot e_M$
nyomatéki igénybevétele és a keletkező φ fajlagos elfordu-
lás közötti kapcsolatot vizsgálva megállapították, hogy a
nyomott szélső szál ϵ_{bt} törési összenyomódása állandó. Az
elvégzett vizsgálatok szerint ϵ_{bt} független a normálerő
külpontosságától, a fajlagos elfordulástól és a vasalás
mértékétől.

Törés állapotában az egységnyi hosszra vonatkozó φ
fajlagos elfordulás a mértékadó külpontosságtól és a nyomó-
erő nagyságától függ. Az ϵ_{bt} törési összenyomódás és a φ
fajlagos elfordulás határozza meg a vasbeton keresztmet-
szet feszültségi állapotát.

Ennek alapján a 144. ábrában bemutatjuk a törési ál-
lapotnak megfelelő elfordulások és összenyomódások össze-
sítő rendszerét. Az egyik szélső szálban azt az állapotot

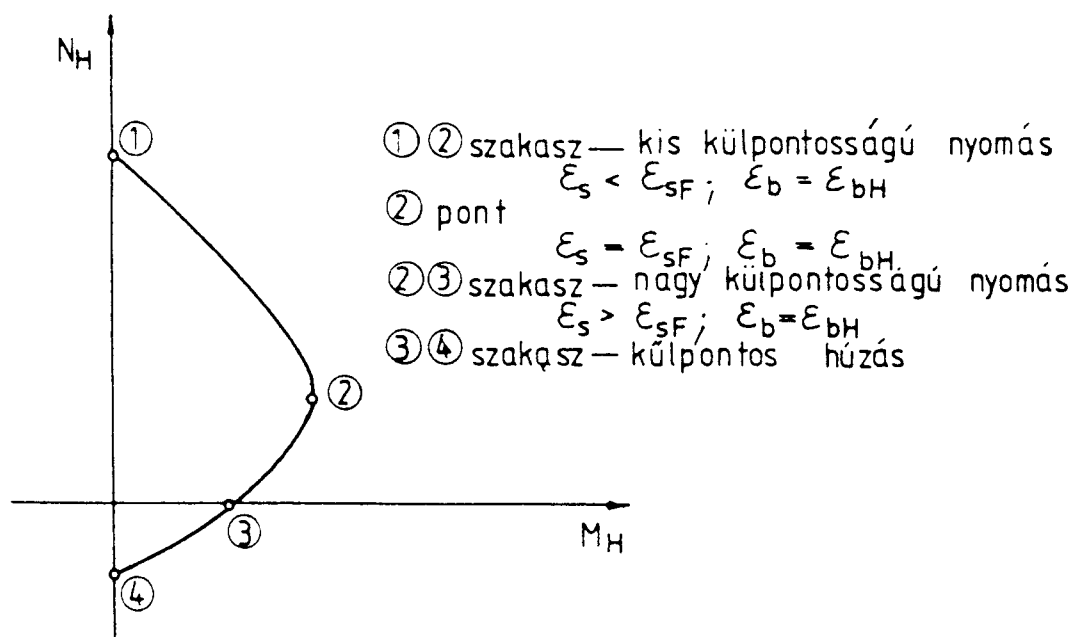


144. ábra

A törési állapotot jellemző keresztmetszet-elfordulások ki-
alakulásának lehetőségei

antettük fel, amikor a külpontosság nagyságától függetlenül a beton ϵ_{bH} törési határösszenyomódást szenved. A másik szélső szálban a külpontosság mértékétől függően változó mértékű összenyomódások vagy nyúlások jöhetnek létre.

Az ① az elvi központos nyomás esete, amikor a fajlagos elfordulás zérus. Az ① és ② keresztmetszeti elfordulások tartományában minden acélbetét nyomást kap. A ③ eset a kis és nagy külpontosságú nyomás átmenetéhez tartozó fajlagos elfordulást ábrázolja. Ebben az esetben a húzott acélbetétek éppen megfolyznak a beton összemorzsolódása közben. A ② és ④ keresztmetszeti elfordulások tartományában az acélbetét húzást szenved. A ④ eset a tiszta hajlítás esetét ábrázolja. Az ① ② tartomány a kis külpontosságú nyomás, a ② ③ pedig a nagy külpontosságú nyomás eseteit tartalmazza. A nyomott - hajlított keresztmetszet törési alakváltozási jellemzése a 145. ábrában foglalható össze.



A keresztmetszet $N_H - M_H$ határigénybevétel párja alkotta diagram (teherbírási vonal) jellegzetes tartományai.

145. ábra

A keresztmetszet $N_H - M_H$ határigénybevételi párja alkotta diagram (teherbírási vonal) jellegzetes tartományai

9.2 A MÉRTÉKADÓ KÜLPONTOSSÁG SZÁMÍTÁSA

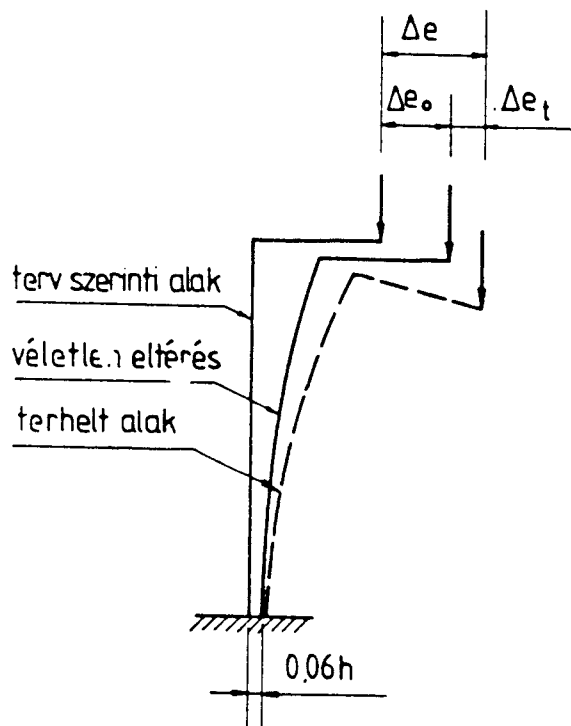
Központosan nyomott rúd gyakorlatilag még olyan esetben sem fordul elő, amikor a statikai vázban ingaoszlopot veszünk fel. Ha a hajlított rudat nyomóerő is terheli a legnagyobb karcsúság függvényében három eset lehetséges:

a) $\frac{l_0}{h} > 50$

A mértékadó igénybevétel számítását a másodrendű elmélettel kell elvégezni a véletlen (kezdeti) eltérések (Δe_0) figyelembevételével.

b) $\frac{l_0}{h} \leq 50$

A másodrendű hatásokat szabad közelítően az elsőrendű elmélettel számított nyomóerő elméleti külpontosságának növelésével (Δe) számításba venni. Minden rudat - még a terv szerint központosan nyomottat is - külpontosan nyomott rúdnak kell tekinteni, a rúd Δe_0 kezdeti és a nyomóerőnek az alakváltozásokból származó Δe_t külpontosságai miatt. (146. ábra.)



146. ábra
 Δe értelmezése

$$\frac{l_0}{h} \leq 25$$

Ha a feltétel teljesül és a mértékadó nyomóerőnek a külpontosság növekmények nélküli támadáspontja a keresztmetszet befoglaló határvonalán belül esik (kis külpontoságú és központos nyomás) a teherbírás igazolását az MSZ 15022/1-86 3.2.3.5 szakasz szerinti egyszerűsített eljárással is el szabad végezni. (Lásd még a jegyzet 6. fejezetét!) A vizsgálatnál keresztmetszetként csak azt a részkeresztmetszetet szabad figyelembe venni, amelynek teherbírási középpontja a nyomóerő támadáspontjával egybeesik. A teherbírasi követelmények kielégítése igazoltnak tekinthető, ha a mértékadó külpontossággal számított hajlítónyomaték - nyomóerő pár hatása nem kedvezőtlenebb a határigénybevétel párénál.

A mértékadó külpontosság értéke három részkülpontoságból tevődik össze:

1. Az elméleti külpontosság:

$$e_0 = \frac{M_M}{N_M}.$$

Ez a névleges külpontosság a mértékadó nyomatékból és a normálerőből számítható (mégpedig a Mechanika I. és II. c. tárgyakban tanult módon).

2. A keresztmetszet véletlen geometriai és szilárdsági eltéréseiből, valamint a tényleges szilárdsági tengely és az elméleti tengely véletlen kezdeti eltéréséből feltételezett növekmény:

$$e_0 = 0,06 h + \frac{l_0}{300},$$

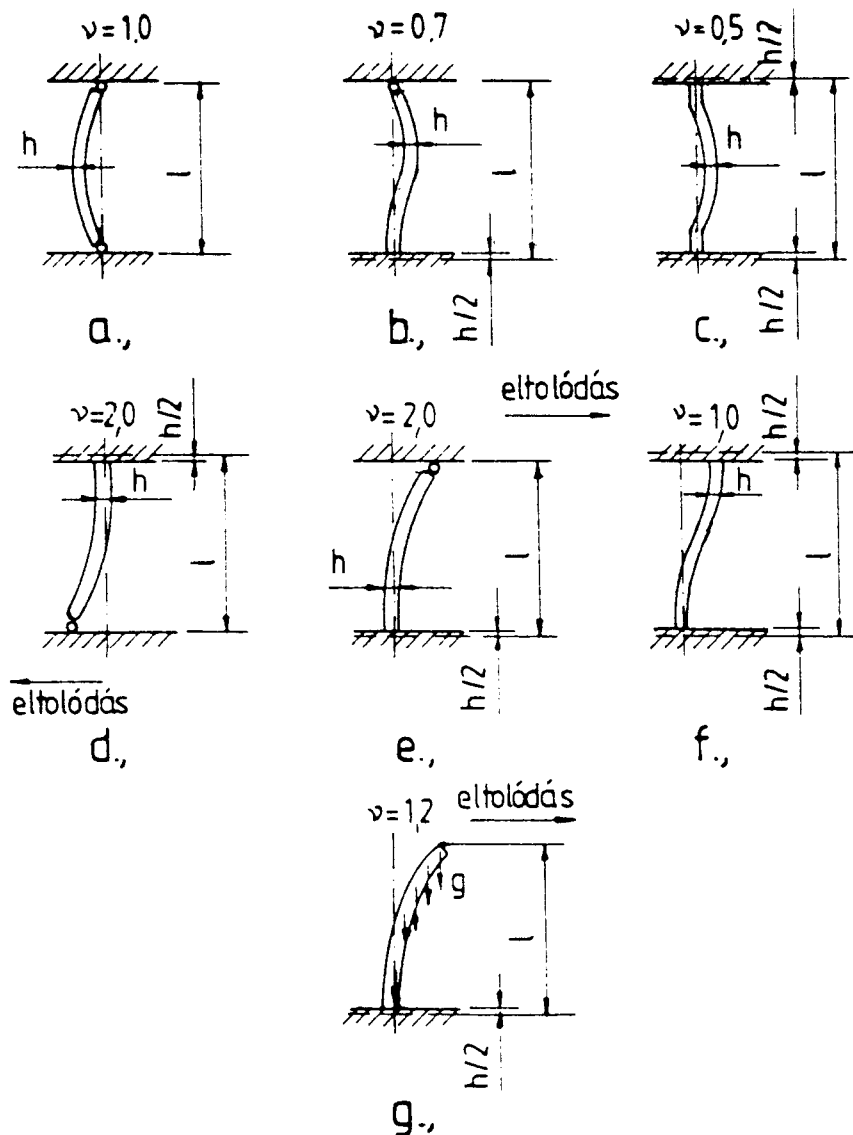
ahol

l_0 = a rúdnek a rugalmas stabilitáselmélet szerinti helyettesítő kihajlási hossza,

$$l_0 = \nu \cdot l,$$

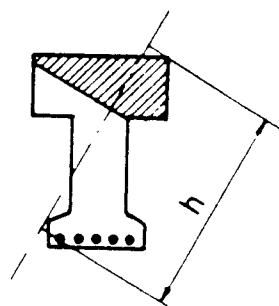
ν = a 147. ábra szerinti érték (Lásd még az 54. ábrával kapcsolatban írtakat!).

l = a rúd hálózati hossza,



147. ábra
 ν értelmezése

h - a rúdkeresztmetszet hasznos magassága a vizsgálat síkjában, azaz a keresztmetszetnek a legszélső húzott vagy gyengébben nyomott acélbetétől a nyomott beton erősebben nyomott szélső száláig mért magassága. (148. ábra.)



148. ábra
 h értelmezése

3. Az igénybevételekből származó külpontosságnövekmény:

$$\Delta e_t = \frac{4}{h} \left(\frac{l_0}{100} \right)^2$$

Az $\frac{\Delta e}{h} = \frac{\Delta e_o + \Delta e_t}{h}$ fajlagos külpontosság növekményeket az $\frac{l_0}{h}$ függvényében 3. táblázat tartalmazza.

3. táblázat

A külpontosság e/h értékei

$\frac{l_0}{h}$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	$\Delta e/h$									
0	0,050	0,064	0,068	0,074	0,080	0,087	0,094	0,103	0,112	0,122
10	0,133	0,145	0,158	0,171	0,185	0,200	0,216	0,232	0,250	0,268
20	0,287	0,306	0,327	0,348	0,370	0,393	0,417	0,442	0,467	0,493
30	0,520	0,548	0,576	0,606	0,636	0,667	0,698	0,731	0,764	0,798
40	0,833	0,869	0,906	0,943	0,981	1,020	0,060	1,100	1,142	1,194
50	1,227									

Azokban a keresztmetszetekben, ahol sem a rúd kezdeti görbeségéből, sem pedig az igénybevételekből elmozdulás nem származik a külpontosságnövekmény

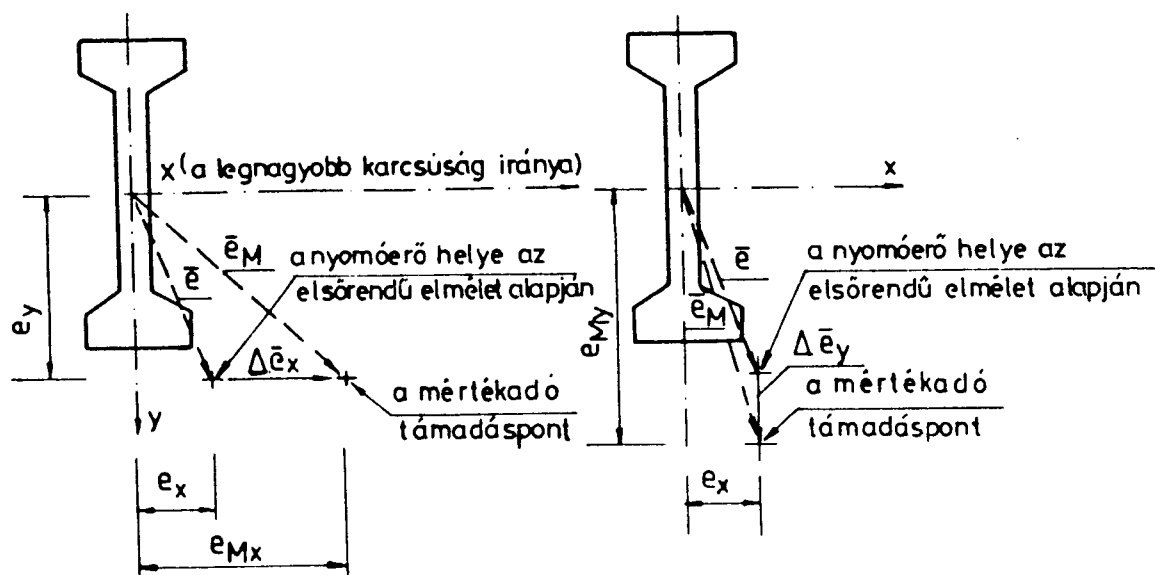
$$\Delta e_{01} = 0,06 h.$$

A mértékadó külpontosság általános esetben:

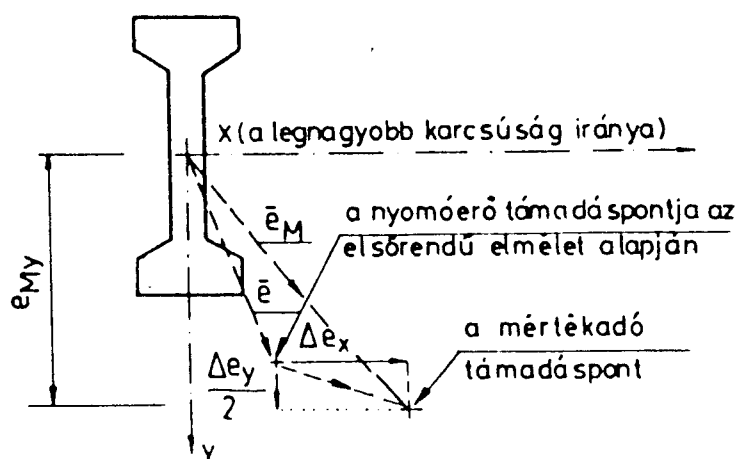
$$e_M = e_o + \Delta e_o + \Delta e_t = e_o + \Delta e.$$

A mértékadó külpontosság a 149. vagy 150. ábra szerint veendő figyelembe.

A 149. ábra szerinti eljárás esetén a teherbírás ellenőrzése során két vizsgálatot kell elvégezni. A nyomóerőnek először az $\bar{e}_M = \bar{e} + \Delta \bar{e}_x$, másodszor az $\bar{e}_M = \bar{e} + \Delta \bar{e}_y$ mértékadó külpontosságával.



149. ábra
 e_M értelmezése



150. ábra
 e_M értelmezése

A 150. ábra szerinti eljárás esetén csak egy vizsgálatot kell elvégezni, de egyidejűleg növelni kell az elméleti külpontosságot a legnagyobb karcsúsághoz meghatározott külpontosság növekménnyel és az arra merőleges irányhoz meghatározott növekmény felével. Ha a nyomóerő külpontossága a legnagyobb karcsúság irányába esik, akkor az arra merőleges irányú külpontosság növekmény figyelmen kívül hagyható.

A külpontosan nyomott rúdra vonatkozó bármely irányú vizsgálat elvégezhető az egyszerűsített eljárással, ha annak alkalmazási feltételei teljesülnek, abban az esetben is ha a többi vizsgálatot pontosabb eljárással végzik el.

9.3 IGÉNYBEVÉTEL KOMBINÁCIÓK

Külpontos normálerővel igénybe vett rúdnál a hajlítás vizsgált síkjához és értelméhez a következő igénybevétel-kombinációkat kell megvizsgálni:

- a) legnagyobb hajlítónyomaték és az egyidejű legnagyobb normálerő,
- b) legnagyobb hajlítónyomaték és az egyidejű legkisebb normálerő
- c) legnagyobb normálerő és az egyidejű legnagyobb hajlítónyomaték,
- d) legnagyobb normálerő és az egyidejű legkisebb hajlítónyomaték.

A keresztmetszet teherbírási középpontjára redukált normálerő esetében ezen utolsó kombináció elhagyható (l. még a 162. ábrát).

9.4 NÉGYSZÖGKERESZTMETSZET KIS KÜLPONTOSSÁGÚ NYOMÁSA

9.4.1 Ellenőrzés

A semleges tengely helyének meghatározása nyomatéki tétel segítségével történik. A belső erők nyomatékait a kis külpontosságú nyomóerő hatásvonalára írjuk fel. A nyomott A_s acélbetéteknel az acél nyomó határfeszültségével számolhatunk. A húzott acélbetétek (A_s) általában nem folynak meg. A számításba vehető feszültség:

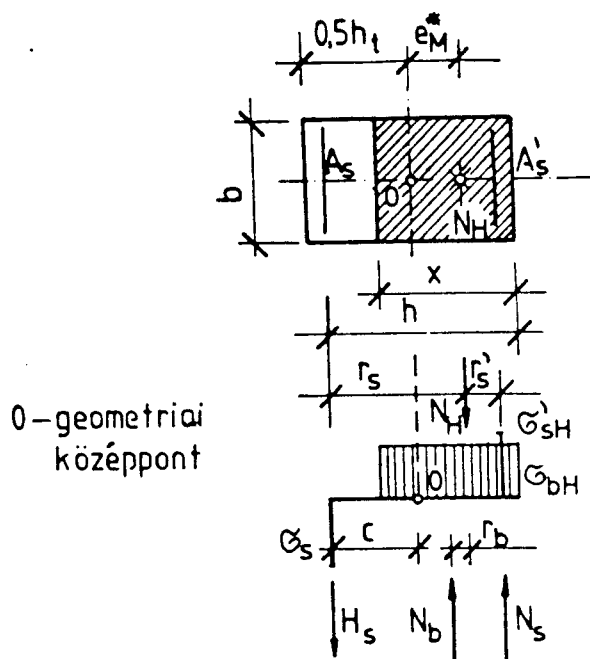
$$\sigma_s = \frac{412}{\xi} - 515 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

A képlet használható tetszőleges helyzetű acélbetétben keletkező feszültség meghatározására.

Megjegyzések:

1. A nyomott acélbetétek figyelembevételénél kellő óvatossággal kell eljárni:

1.1 A nyomott acélbetétek figyelembe vett keresztmetszete nem lehet nagyobb, mint a teljes betonkeresztmetszet 5%-a.



151. ábra
Határerő kimutatása kis
kültpontosságú nyomás esetén

1.2 A nyomott acélbetétekben számításba vett N_s erő nem lehet nagyobb, mint a betonban egyidejűleg számításba vett N_b nyomóerő.

Az 1. pont alól csak az 5.3.4 fejezetben tárgyalt kibetonozott acélcső a kivétel.

2. A 4.3 pontban tárgyalt minimális vasalási követelmények kiegészített alakja:

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_t} \geq \mu_{\min} = 0,003$$

C 30-ig,

$$\mu \geq \mu_{\min} = 0,004$$

C 40-től felfelé,

$$\mu' = \frac{A_s'}{b \cdot h_t} \geq \mu'_{\min} = \mu_{\min},$$

$$\mu + \mu' \geq 2\mu_{\min}.$$

Vö. MSZ 15022/7-86 3.2 pont.

3. Nagykültpontos tartományban, a tiszta hajlítás közelében a húzott acélbetét szakadási vizsgálatát x ismeretében a 7.2.3 fejezet 6. számpéldájában és a 8.2.2 fejezet 3. számpéldájában (komplex tervezés) bemutatott módon el kell végezni (különösen vékony, széles pilléreknél).

$$-H_s \cdot r_s + N_b \cdot r_b - N_s \cdot r_s' = 0,$$

$$H_s = A_s \cdot \sigma_s, \quad N_b = b \cdot x \cdot \sigma_{bH}, \quad N_s = A_s' \cdot \sigma_{sH},$$

a fentiek részletesebb alakja:

$$-A_s \cdot \left(\frac{412}{x} \cdot h - 515 \right) \cdot r_s + b \cdot x \cdot \sigma_{bH} \cdot r_b - A_s' \cdot \sigma_{sH} \cdot r_s' = 0.$$

Az x értéke a harmadfokú egyenlet megoldásaként számolható. A nyomott zóna x magasságának ismeretében a határerő értéke vetületi tétel segítségével meghatározható.

$$N_H = N_b + N_s - H_s,$$

$$N_H = b \cdot x \cdot \sigma_{bH} + A'_s \cdot \sigma_{sH}' - A_s \cdot \left(\frac{412}{x} h - 515 \right).$$

Számpélda kis külpontosságú nyomásra történő ellenőrzésre.

Anyagminőségek:

Beton C 12 $\sigma_{bH} = 9 \text{ N/mm}^2$,

Beton-
acél B 38.24 $\sigma_{sH} = \sigma_{sH}' =$

$$= 210 \text{ N/mm}^2,$$

$$\xi_0 = 0,57.$$

A mértékadó külpontosság:

$$e_M = 140 \text{ mm}.$$

Betonacélok:

húzott $2\phi 18$ $A_s = 509 \text{ mm}^2$,

nyomott $2\phi 28$ $A'_s = 1232 \text{ mm}^2$,

kengyel $\phi 8$.

A mértékadó nyomóerő:

$$N_M = 750 \text{ kN}.$$

A keresztmetszet méretei:

$$h_t = 400 \text{ mm}, b = 300 \text{ mm}.$$

Az oszlop zárt térben vakolatlan kivitelben készül: C = 20 mm.

Meghatározandó a 152. ábrával megadott oszlopkeresztmetszet határereje.

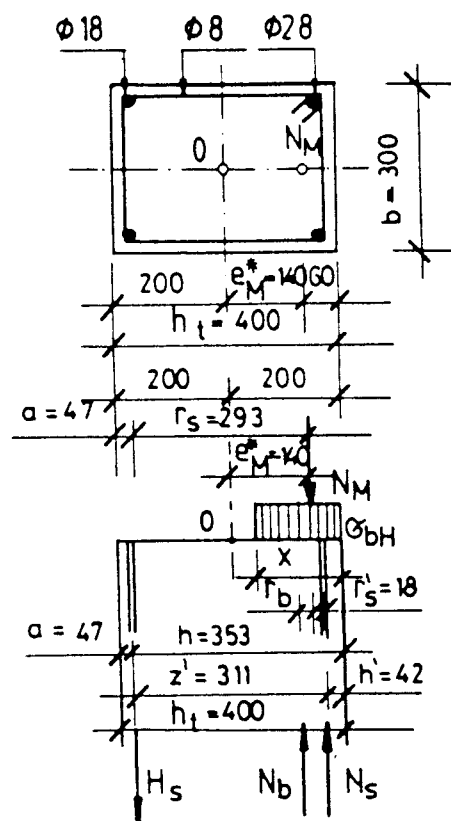
Mindenekelőtt a minimális vasalás meglétét ellenőriz-
zük:

$$\mu = \frac{509}{300 \cdot 400} = 0,00424 > \mu_{\min} = 0,003,$$

$$\mu' = \frac{1232}{300 \cdot 400} = 0,01027 > \mu'_{\min} = 0,003,$$

$$\mu + \mu' = 0,00424 + 0,01027 = 0,01451 > 2\mu_{\min} = 0,006.$$

A következő egyenletekben az e_M^* mértékadó külpontosság a keresztmetszet geometriai középpontjától számított.



152. ábra
Ellenőrzés kis külpon-
tosságú nyomásra

$$a = 20 + 8 + 0,5 \cdot 18 + 10 = 47 \text{ mm},$$

$$h' = 20 + 9 + 0,5 \cdot 28 = 42 \text{ mm},$$

$$h = 400 - 47 = 353 \text{ mm},$$

$$z' = 353 - 42 = 311 \text{ mm},$$

$$r_s = e_M^* + 0,5 \cdot h_t - a = 140 + 0,5 \cdot 400 - 47 = 393 \text{ mm},$$

$$r_s' = 0,5 \cdot h_t - e_M^* - h' = 0,5 \cdot 400 - 140 - 42 = 18 \text{ mm},$$

$$r_b = 0,5 \cdot x - 0,5 \cdot h_t + e_M^* = 0,5 \cdot x - 200 + 140 = \\ = 0,5 \cdot x - 60,$$

Nyomatéki egyensúlyi egyenletet írunk fel az N_M erő támadáspontjára:

$$- H \cdot r_s + N_b \cdot r_b - N_s \cdot r_s' = 0.$$

Tételezzük fel, hogy a húzott oldali betonacél megfolyik ($\sigma_s = \sigma_{sH}$):

$$- A_s \cdot \sigma_{sH} \cdot r_s + b \cdot x \cdot \sigma_{bH} \cdot r_b - A_s' \cdot \sigma_{sH}' \cdot r_s' = 0,$$

$$- 509 \cdot 210 \cdot 293 + 300 \cdot x \cdot 9 \cdot (0,4 \cdot x - 60) - 1232 \cdot 210 \cdot 18 = 0.$$

$$x^2 - 120 \cdot x - 26648,689 = 0,$$

$$x = 233,92 \text{ mm} > x_0 = \xi_0 \cdot h = 0,57 \cdot 353 = 201,21 \text{ mm}.$$

Tehát a betonacélban keletkező feszültség kisebb lesz mint σ_{sH} , ezért:

$$\sigma_s = \left(\frac{412}{x} \cdot h - 515 \right) [\text{N/mm}^2]$$

A nyomatéki egyensúlyi egyenlet a következőképpen módosul:

$$- 509 \cdot \left(\frac{412}{x} \cdot 353 - 515 \right) \cdot 293 + 300 \cdot x \cdot 9 \cdot (0,5 \cdot x - 60) - 1232 \cdot 210 \cdot 18 = 0.$$

$$x^3 - 120 \cdot x^2 + 56893,004 \cdot x - 15066,584 \cdot 10^3 = 0.$$

A harmadik egyenletet egy közelítő módszerrel - a Newton-szabállyal - oldjuk meg. Keressük az $f(x)$ függvény zérushelyét:

$$f(x) = x^3 - 120 \cdot x^2 + 56893,004 \cdot x - 16066,584 \cdot 10^3,$$

$$f'(x) = 3 \cdot x^2 - 240 \cdot x + 56893,004.$$

Első próbálkozásként legyen $x_1 = 200$ mm,

$$f(x_1) = -14879,836 \cdot 10^2$$

$$f'(x_1) = 128893,$$

$$\Delta x_1 = -11,544 \text{ mm},$$

$$\Delta x_1 = \frac{f(x_1)}{f'(x_1)} = \frac{-14879,836 \cdot 10^2}{128893} =$$

$$x_2 = x_1 - \Delta x_1 = 200 - (-11,544) = 211,544 \text{ mm},$$

$$f(x_2) = 65462,282,$$

$$f'(x_2) = 140375,04,$$

$$\Delta x_2 = \frac{f(x_2)}{f'(x_2)} = \frac{65462,282}{140375,04} = 0,466 \text{ mm},$$

$$x_3 = x_2 - \Delta x_2 = 211,544 - 0,466 = 211,077 \text{ mm} = x,$$

A húzott acélbetét valóban nem folyik meg:

$$x = 211,077 \text{ mm} > x_0 = \xi_0 \cdot h = 0,57 \cdot 353 = 201,21 \text{ mm}.$$

Mivel

$$\xi' = \frac{x}{h} = \frac{211,077}{42} = 5,026 > \xi_0' = 1,35 \text{ (Lásd 7.2.3 fejezet)}$$

a nyomott acélbetétek valóban megfolyynak, amint azt a levezetés eleve feltételezte (kiskülpontos nyomásnál ez mindig így van).

Az x ismeretében a határerő:

$$N_H = N_b + N_s - H_s = b \cdot x \cdot \sigma_{bH} + A_s' \cdot \sigma_{sH}' - A_s \cdot \left(\frac{412}{x} \cdot h - 515 \right) =$$

$$= 300 \cdot 211,077 \cdot 9 + 1232 \cdot 210 = 509 \cdot \left(\frac{412}{211,077} \cdot 353 - 515 \right) =$$

$$= 569907 + 258720 - 88575,518 = 740052,38 \text{ N} =$$

$$= 740,052 \text{ kN} < N_M = 750 \text{ kN}.$$

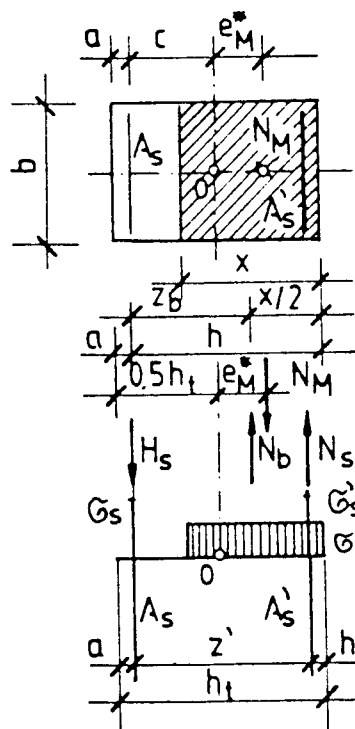
Tehát az oszlop teherbírása megfelelő.

Mivel az $N_b = 569,907$ kN erő nagyobb, mint a nyomott acélbetétek $N_s = 258,720$ kN ereje a számítást $N_s = N_b$ alapulvételével nem kell megismételni.

9.4.2 Kötött tervezés

A keresztmetszet méreteit felvesszük. Általános esetben a feladatot általában próbálgatással oldhatjuk meg. A nyomott betonacél-keresztmetszetet felvesszük. A semleges tengely helyét a húzott betonacélok súlyvonalára felírt nyomatéki egyensúlyi egyenletből határozhatjuk meg (153. ábra).

$$M_s = N_M(e_M^* + c) = N_b z_b + N_s z',$$



0 geometriai középpont

$$N_M(e_M^* + c) =$$

$$= b \cdot x \cdot \sigma_{bH} \cdot (h - \frac{x}{2}) + A_s' \cdot \sigma_{sH}' \cdot z'.$$

A húzott betonacél általában nem folyik meg, ezért redukció szükséges:

$$\sigma_s = (\frac{412}{x} \cdot h - 515) [\text{Nmm}^{-2}]$$

A húzott betonacél-keresztmetszet vetületi tételből számítható:

$$N_M = N_b + N_s - H_s =$$

$$= b \cdot x \cdot \sigma_{bH} - A_s' \cdot \sigma_{sH}' - A_s \cdot \sigma_s,$$

$$A_s = \frac{b \cdot x \cdot \sigma_{bH}}{\sigma_s} + \frac{A_s' \cdot \sigma_{sH}'}{\sigma_s} - \frac{N_M}{\sigma_s}.$$

153. ábra
Betonacél-szükséglet meghatározása kis külpontos-ságú nyomás esetén

Ha nyomott betonacélt nem alkalmazunk próbálgatásra természetesen nincs szükség. Megjegyezzük, hogy $M_s > M_0 = b \cdot x_0 \cdot (h - \frac{x_0}{2}) \cdot \sigma_{bH}$ esetén mindig kell nyomott vasalás ($A_s' \neq 0$).

Szám példa kis külpontosságú nyomásra történő kötött tervezésre.

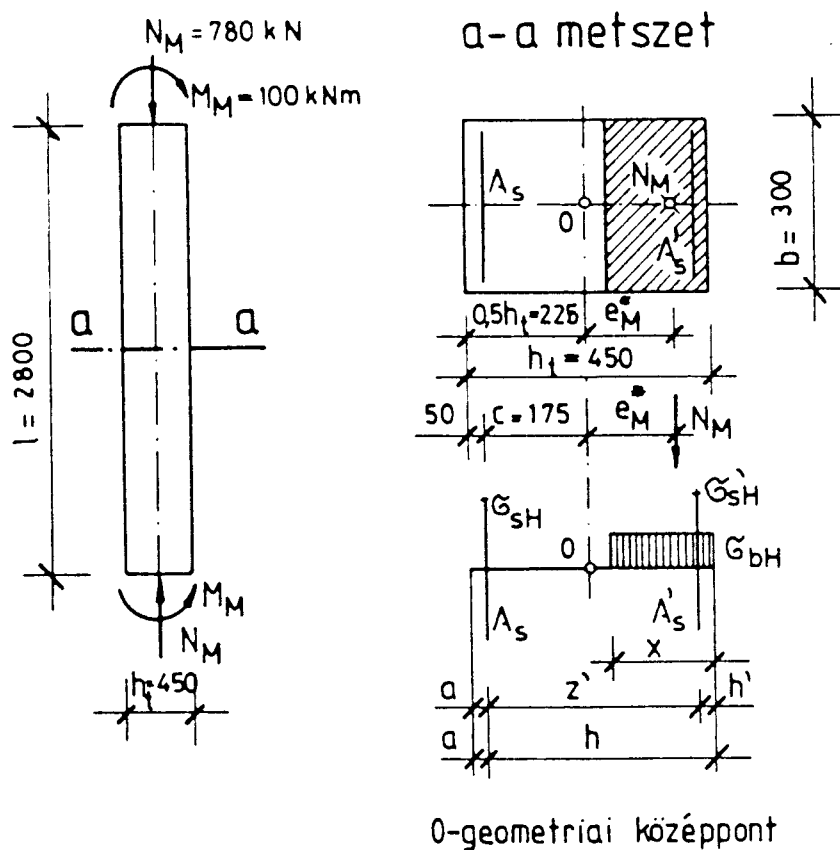
anyagminőségek: Beton C 12 $\sigma_{bH} = 9 \text{ N/mm}^2$,
 Betonacél B 75.50 $\sigma_{sH} = 420 \text{ N/mm}^2 = \sigma_{sH}'$,
 $\xi_0 = 0,44$.

Az oszlop mindkét végén csuklós: $\nu = 1$.

Az oszlop szabadban, vakolatlan kivitelben készül.

Betontakarás: $20 + 5 = 25 \text{ mm}$.

Meghatározandó a 154. ábrán vázolt oszlop vasalása.



154. ábra

Kötött tervezés kis külpontosságú nyomásra

Legyen: $A_s' = 628 \text{ mm}^2$, $2\phi 20$,

kengyelátmérő: 8 mm,

húzott acélbetét átmérője: 14 mm,

A minimális vasalás:

$$\mu' = \frac{628}{300 \cdot 450} = 0,00465 > \mu'_{\min} = 0,003.$$

Az e_M^* mértékadó külpontosságot ismét a keresztmetszet geometriai középpontjától számítjuk.

A mértékadó külpontosság az a - a keresztmetszetben:

$$e_M^* = \frac{M_M}{N_M} + \left[0,06 \cdot h + \frac{l_0}{300} \right] + \frac{4}{h} \cdot \left(\frac{l_0}{100} \right)^2$$

$$h' = 25 + 8 + 10 = 43 \text{ mm}, \quad a = 26 + 8 + 0,5 \cdot 14 + 10 = 50 \text{ mm},$$

$$h = h_t - a = 450 - 50 = 400 \text{ mm}, \quad x_0 = \xi_0 \cdot h = 0,44 \cdot 400 = 176 \text{ mm},$$

$$z' = h - h' = 400 - 43 = 357 \text{ mm},$$

$$l_0 = \nu \cdot l = 1,2800 = 2800 \text{ mm}.$$

$$\begin{aligned} e_M^* &= \frac{100 \cdot 10^6}{780 \cdot 10^3} + \left[0,06 \cdot 400 + \frac{2800}{300} \right] + \frac{4}{400} \left(\frac{2800}{100} \right)^2 = \\ &= 128,205 + 33,333 + 7,84 = 169,378 \text{ mm}. \end{aligned}$$

Nyomatéki egyensúlyi egyenlet az A_s betonacélok súlyvonalára:

$$\begin{aligned} M_s &= N_M (e_M^* + c) = 780 \cdot 10^3 \cdot (169,378 + 175) = \\ &= 2,686148 \cdot 10^8 \text{ Nmm}, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_0 &= b \cdot x_0 \cdot \sigma_{bH} \cdot (h - 0,5 \cdot x_0) = 300 \cdot 176 \cdot 9 \cdot (400 - 0,5 \cdot 176) = \\ &= 1,4826 \cdot 10^8 \text{ Nmm} < M_s \end{aligned}$$

ezért a feladat nyomott vasalás nélkül nem lett volna megoldható.

$$M_s = b \cdot x \cdot \sigma_{bH} \cdot (h - 0,5 \cdot x) + A_s' \cdot \sigma_{sH}' \cdot z',$$

$$2686,148 \cdot 10^5 = 300 \cdot x \cdot 9 \cdot (400 - 0,5 \cdot x) + 628 \cdot 420 \cdot 357,$$

$$x^2 - 800 \cdot x + 129,225 \cdot 10^3 = 0,$$

$$x = 224,573 \text{ mm} > x_0 = \xi_0 \cdot h = 0,44 \cdot 400 = 176 \text{ mm}.$$

A redukált acélfeszültség:

$$\sigma_s = \frac{412}{224,573} \cdot 400 - 515 = 218,835 \text{ N/mm}^2.$$

$$N_b = b \cdot x \cdot \sigma_{bH} = 606,4 \text{ kN} > N_s = A_s' \cdot \sigma_{sH}' = 263,8 \text{ kN}$$

A húzott betonacél-keresztmetszet:

$$A_s = \frac{b \cdot x \cdot \sigma_{bH}}{\sigma_s} + \frac{A_s' \cdot \sigma_{sH}'}{\sigma_s} - \frac{N_M}{\sigma_s} = \frac{300 \cdot 224,573 \cdot 9}{218,835} + \frac{628,420}{218,835} - \frac{780 \cdot 10^3}{218,835} = 2770,78 + 1205,29 - 3564,32 = \underline{411,75 \text{ mm}^2}.$$

Alkalmazunk: 3 $\phi 14$, $A_s = 462 \text{ mm}^2$.

A minimális vasalás:

$$\mu = \frac{462}{300 \cdot 450} = 0,00342 > \mu_{\min} = 0,003.$$

$$\mu + \mu' = 0,00342 + 0,00465 = 0,00807 > 2 \mu_{\min} = 0,006.$$

9.5 NÉGYSZÖGKERESZTMETSZET NAGY KÜLPONTOSSÁGÚ NYOMÁSA

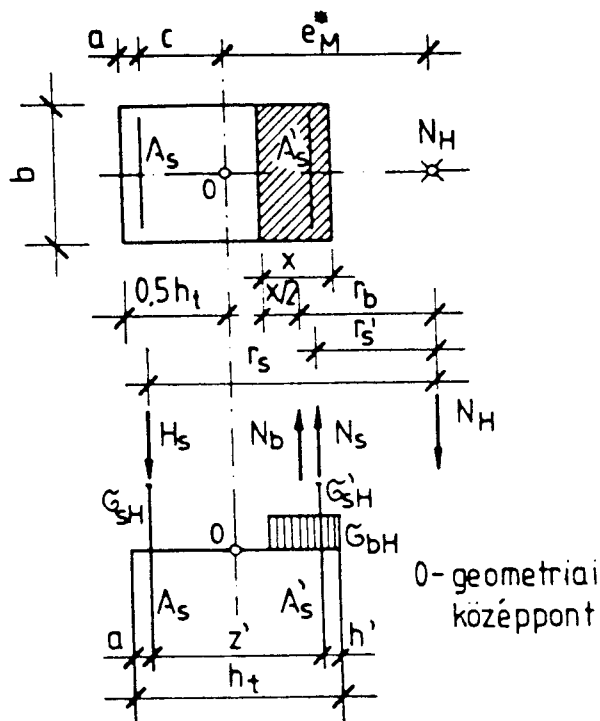
9.5.1 Ellenőrzés

A semleges tengely helyének meghatározásakor a belső erők nyomatékait a nagy külpontosságú nyomóerő hatásvonalára írjuk fel (155. ábra).

$$H_s \cdot r_s - N_b \cdot r_b - N_s' \cdot \underline{r_s'} = 0,$$

$$A_s \cdot \sigma_{sH} \cdot r_s - b \cdot x \cdot \sigma_{bH} \cdot r_b - A_s' \cdot \sigma_{sH}' \cdot r_s' = 0.$$

A másodfokú egyenletből x értéke meghatározható. A határerő vetületi tétel segítségével számítható:



155. ábra
Határerő kimutatása nagy
külpontosságú nyomás
esetén

$$N_H = N_b + N_s - H_s,$$

$$N_H = b \cdot x \cdot \sigma_{bH} + A_s' \cdot \sigma_{sH}' - A_s \cdot \sigma_{sH}.$$

A fenti egyenletekben eleve feltételeztük, hogy mind a nyomott, mind a húzott acélbetétek megfolynak, továbbá azt is, hogy $N_s \approx N_b$. Ezen feltételeseink helyességét később ellenőrizzük.

Szám példa nagy külpontosságú nyomásra történő ellenőrzésre.

Anyagminőségek:

Beton C 16 $\sigma_{bH} =$

$$= 11,5 \text{ N/mm}^2$$

Betonacél B 50.36 $\sigma_{sH} = \sigma_{sH}' =$

$$= 310 \text{ N/mm}^2,$$

$$\xi_0 = 0,50.$$

Igénybevételek: $M_M = 90 \text{ kNm},$

$N_M = 450 \text{ kN}.$

Az oszlop mindkét végén csuklós: $\nu = 1$. Vakolt kivitelű, szabadon álló szerkezet. Betontakarás: $c = 20 \text{ mm}$.
Betonacélok: húzott : 2 $\phi 28$, $A_s = 1232 \text{ mm}^2$,
nyomott : 3 $\phi 25$, $A_s' = 1473 \text{ mm}^2$,
kengyel : $\phi 8$.

Meghatározandó a 156. ábrán vázolt oszlop határereje. A mértékadó külpontosság számítása.

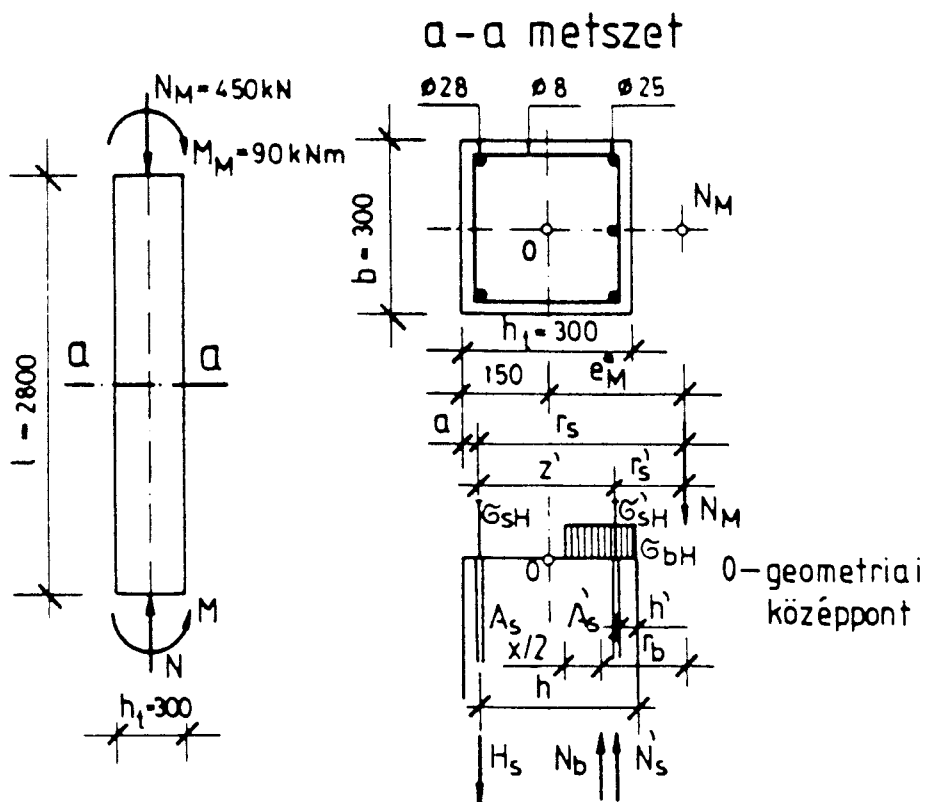
$$l_0 = \nu \cdot l = 1,2800 = 2800 \text{ mm},$$

$$a = 20 + 8 + 0,5 \cdot 28 + 10 = 47 \text{ mm},$$

$$h' = 20 + 8 + 0,5 \cdot 25 = 40,5 \text{ mm},$$

$$h = 300 - 47 = 253 \text{ mm},$$

$$z' = 253 - 40,5 = 212,5 \text{ mm},$$



156. ábra
Ellenőrzés nagy külpontosságú nyomás esetén

$$e_M^* = \frac{M_M}{N_M} + \left[0,06 \cdot h + \frac{l_0}{300} \right] + \frac{4}{h} \cdot \left(\frac{l_0}{100} \right)^2 = \frac{90 \cdot 10^6}{450 \cdot 10^3} +$$

$$+ \left[0,06 \cdot 253 + \frac{2800}{300} \right] + \frac{4}{253} \cdot \left(\frac{2800}{100} \right)^2 = 200 + 24,51 + 12,39 =$$

$$= 236,91 \text{ mm.}$$

Az N_M erő támadáspontjának távolsága a jellemző keresztmetszeti pontoktól:

$$r_s = e_M^* + 0,5 \cdot h_t - a = 236,91 + 0,5 \cdot 300 - 47 = 339,91 \text{ mm,}$$

$$r_s' = r_s - z' = 339,91 - 212,5 = 127,41 \text{ mm,}$$

$$r_b = r_s - (h - 0,5 \cdot x) = 339,91 - (253 - 0,5 \cdot x) = 0,5 \cdot x + 86,91.$$

A semleges tengely helyének meghatározása:

$$1232 \cdot 310 \cdot 339,91 - 300 \cdot x \cdot 11,5 \cdot (0,5 \cdot x + 86,91) -$$

$$- 143 \cdot 310 \cdot 127,41 = 0.$$

$$x^2 + 173,82 \cdot x + 336,965 \cdot 10^2 = 0,$$

$$x = 116,19 \text{ mm} < x_0 = \xi_0 \cdot h = 0,5 \cdot 253 = 126,5 \text{ mm},$$

tehát a húzott acélbetétek valóban megfolynak.

$$\xi' = \frac{x}{h} = \frac{116,19}{40,5} = 2,886 > \xi_0' = 2,01,$$

tehát a nyomott acélbetétek is megfolynak.

A határerő értéke:

$$N_H = 300 \cdot 116,19 \cdot 11,5 + 1473 \cdot 310 = 475565 \text{ N},$$

$$N_b = 300 \cdot 116,19 \cdot 11,5 = 400855,5 \text{ N} < N_s = 1473 \cdot 310 = 456630 \text{ N}.$$

Mivel $N_b < N_s$, a számítást $N_s = N_b = b \cdot x \cdot \sigma_{bH}$ alapulvételével kellene ismételni. Mivel azonban

$$\begin{aligned} N_H^* &= N_b + N_s - H_s = 400855,5 + 400855,5 - 1232 \cdot 310 = \\ &= 419791 < N_M = 450 \text{ kN} \text{ már innen is látható, hogy az osz-} \\ &\text{lop teherbírása nem megfelelő.} \end{aligned}$$

9.5.2 Kötött tervezés

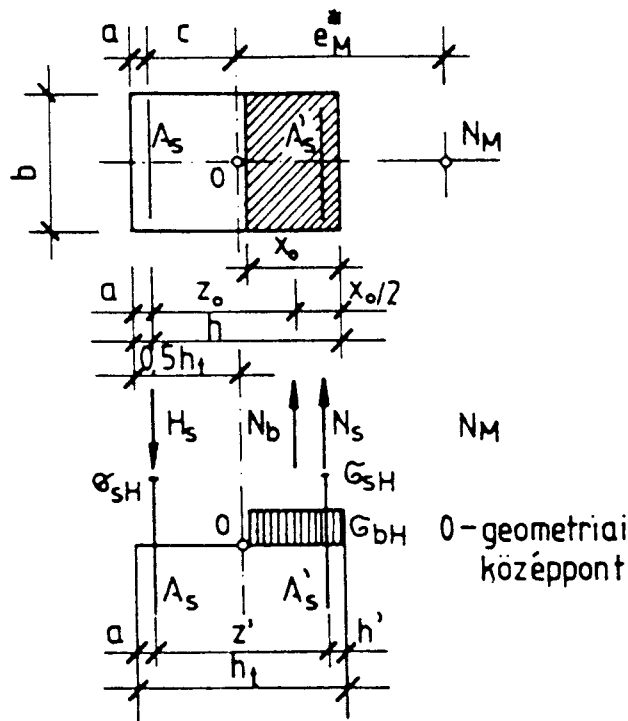
A keresztmetszet méreteit felvesszük. Első feladatunk annak az eldöntése, hogy szükség van-e nyomott betonacélra. Képezzük a külpontosan ható nyomóerő és a keresztmetszet teljes kihasználtságához tartozó belső nyomóerő nyomatékát a húzott betonacélok feltételezett súlyvonalára (157. ábra).

$$M_s = M_M (e_M^* + c),$$

$$M_o = N_b \cdot z_o = b \cdot x_o \cdot \sigma_{bH} \cdot \left(h - \frac{x_o}{2}\right), \text{ ahol } x_o = \xi_o \cdot h.$$

Ha $M_s > M_o$, akkor nyomott betonacélra is szükség van. Nyomott betonacéllal a két nyomaték különbségét vesszük fel:

$$\Delta M = M_s - M_o.$$



157. ábra
Betonacél-szükséglet meghatározása
nagy külpontosságú nyomás esetén

A nyomott betonacél-keresztmetszet a következő összefüggésből számítható:

$$\Delta M = A_s' \cdot \sigma_{sH}' \cdot z', \quad A_s' = \frac{\Delta M}{\sigma_{sH}'},$$

A húzott betonacél-keresztmetszet vetületi egyensúlyi egyenletéből adódik:

$$H_s = N_b + N_s - N_M,$$

$$A_s \cdot \sigma_{sH} = b \cdot x_0 \cdot \sigma_{bH} + A_s' \cdot \sigma_{sH}' - N_M,$$

$$A_s = \frac{b \cdot x_0 \cdot \sigma_{bH}}{\sigma_{sH}} + \frac{A_s' \cdot \sigma_{sH}'}{\sigma_{sH}} - \frac{N_M}{\sigma_{sH}}.$$

Ha $A_s < 0$, tehát ha a húzott betonacél-szükségletre negatív szám jön ki, akkor ez azt jelenti, hogy az A_s acélbetét nem húzott, hanem nyomott. Abban az esetben, amikor $M_s < M_0$, tehát nyomott vasra nincs szükség, és A_s is negatív, a keresztmetszet túlméretezett, ezért célszerű a méretek csökkentése. Célszerű a betonkeresztmetszetet nyomott acélbetétekkel megtervezni. Gazdaságossági megfontolásokkal

előre eldönthetjük, hogy a nyomott acélbetétekre az M_0 nyomatékhoz mekkora igénybevétel jusson.

$$N_s = N_M(e_M^* + c) = k \cdot M_0 = k \cdot b \cdot x_0 \cdot \sigma_{bH}(h - \frac{x_0}{2}), \text{ ahol } k = 1-2,$$

$$\frac{M_s}{k \cdot \sigma_{bH}} \geq b \cdot x_0 \cdot (h - \frac{x_0}{2}).$$

A "b" értékét felvéve "h" az egyenlőtlenségből számítható.

Szám példa nagy külpontosságú nyomásra történő kötött tervezéshez.

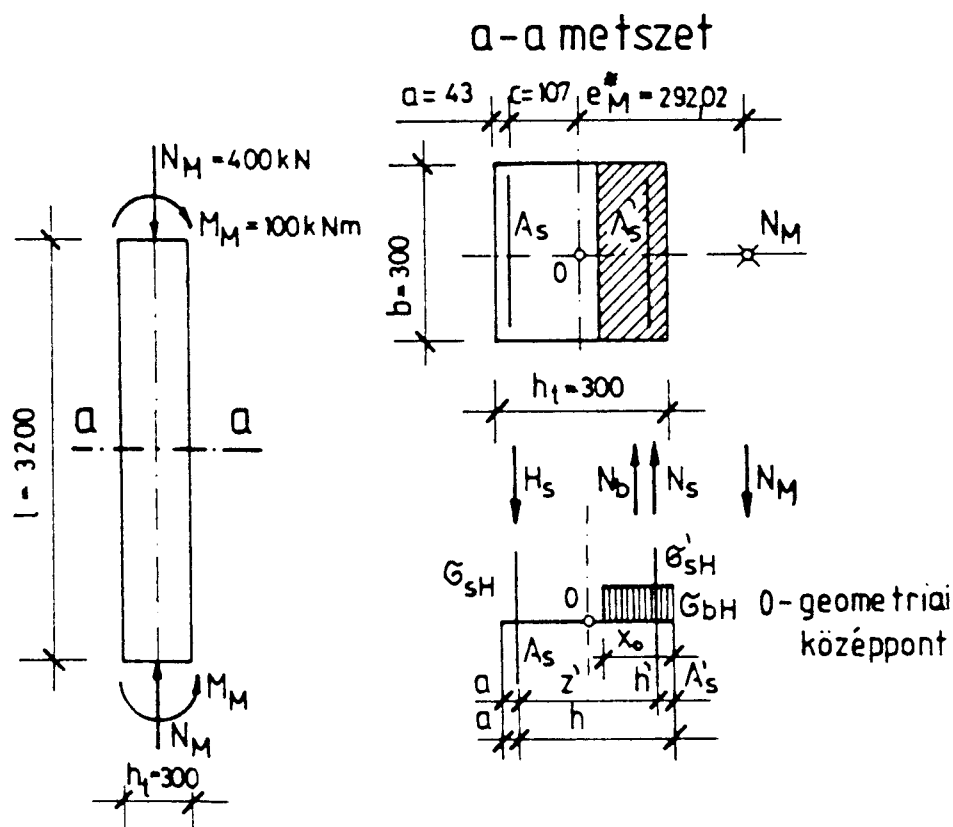
Anyagminőségek: Beton C 25 $\sigma_{bH} = 17,5 \text{ N/mm}^2$,
 Betonacél B 60.30 $\sigma_{sH} = 350 \text{ N/mm}^2 = \sigma_{sH}'$,
 $\xi_0 = 0,48$.

Igénybevételek: $M_M = 100 \text{ kNm}$,

$N_M = 400 \text{ kN}$.

Az oszlop mindkét végén csuklós: $\nu = 1$. Vakolt kívülről, zárt térben álló szerkezet. Betontakarás: 15 mm.

Meghatározandó a 158. ábrán vázolt oszlop vasalása.



158. ábra

Nagy külpontosságú nyomásra igénybe vett oszlop tervezése

Legyen: Nyomott betonacél: $\emptyset$ 12. Húzott betonacél: $\emptyset$ 20
 pengyel: $\emptyset$ 8,
 A mértékadó külpontosság számítása:

$$l_o = \nu \cdot l = 1.3200 = 3200 \text{ mm},$$

$$a = 15 + 8 + 0.5 \cdot 20 + 10 = 43 \text{ mm},$$

$$a' = 15 + 8 + 0.5 \cdot 12 = 29 \text{ mm},$$

$$h = 300 - 43 = 257 \text{ mm},$$

$$h' = 257 - 29 = 228 \text{ mm},$$

$$e_M^* = \frac{M_{T1}}{N_M} + \left[0.06 \cdot h + \frac{l_o}{300} \right] + \frac{4}{h} \left(\frac{l_o}{100} \right)^2 = \frac{100 \cdot 10^6}{400 \cdot 10^3} +$$

$$+ \left[0.06 \cdot 257 + \frac{3200}{300} \right] + \frac{4}{257} \cdot \left(\frac{3200}{100} \right)^2 = 250 + 26.08 + 15.93 =$$

$$= 292.02 \text{ mm}.$$

Nyomatéki egyensúlyi egyenlet az A_s betonacélok súlyvonalára:

$$M_s = N_M \cdot (e_M^* + c) = 400 \cdot 10^3 (292.02 + 107) = 1596.08 \cdot 10^5 \text{ Nmm},$$

$$x_o = \xi_o \cdot h = 0.48 \cdot 257 = 123.36 \text{ mm},$$

$$M_o = b \cdot x_o \cdot \sigma_{bh} \cdot (h - 0.5 \cdot x_o) = 300 \cdot 123.36 \cdot 17.5 \cdot (257 - 0.5 \cdot 123.36) =$$

$$= 1264.97 \cdot 10^5 \text{ Nmm},$$

$$\Delta M = M_s - M_o = 1596.08 \cdot 10^5 - 1264.97 \cdot 10^5 = 331.11 \cdot 10^5 \text{ Nmm},$$

A nyomott betonacél-keresztmetszet:

$$A_s' = \frac{\Delta M}{z' \cdot \sigma_{sh}} = \frac{331.11 \cdot 10^5}{228 \cdot 350} = 414.92 \text{ mm}^2.$$

Alkalmazunk: 4 $\emptyset$ 12, $A_s' = 452 \text{ mm}^2$.

A húzott betonacél-keresztmetszet:

$$A_s = \frac{b \cdot x_0 \cdot \sigma_{bH}}{\sigma_{sH}} + \frac{A_s' \cdot \sigma_{sH}'}{\sigma_{sH}} - \frac{N_M}{\sigma_{sH}} = \frac{300 \cdot 123,36 \cdot 17,5}{350} +$$

$$+ \frac{452 \cdot 350}{350} - \frac{400 \cdot 10^3}{350} = 1850,4 + 452 - 1142,85 = 1159,54 \text{ mm}^2.$$

Alkalmazunk: 4 $\phi 20$, $A_s = 1257 \text{ mm}^2$.

9.6 A KERESZTMETSZET TEHERBÍRÁSI VONALA

Az oszlop keresztmetszet törési határfeltételét jól jellemezhetjük a teherbírasi vonallal. A teherbírasi vonal a tönkremenetelt akadályozó normálerők és hajlítónyomatékok közötti összefüggést mutatja meg. Külponatosan ható normálerő esetén a határnyomatékot úgy kapjuk, hogy a határnormálerőt szorozzuk a mértékadó külponatossággal.

9.6.1 A teherbírasi vonal jellegzetességei

A teherbírasi vonal egyik legnagyobb előnye, hogy szemléletessé tehető vele az a jelenség, hogy bizonyos normálerő tartományban a nyomatéki teherbírasi nagyobb mint a tiszta hajlításinak megfelelő nyomaték.

A teherbírasi vonal $N = 0 \leq N = N_0$ normálerő tartományához tartozó területrészt befeszülési tartománynak nevezzük. Ebben a tartományban a nyomatéki teherbírasi nagyobb az M_{Hh} hajlítónyomatéknál. Befeszülési tartománya csak olyan anyagoknak van, melyeknél a szilárdság húzásra és nyomásra különbözik. Ilyen a (vas)beton. A maximális nyomatékhoz tartozó normálerőt optimálisnak nevezzük. A befeszülési tartomány nagysága a keresztmetszet geometriai adataiból és a vasalás mértékétől függ. A tiszta hajlítás állapotában a betonkeresztmetszet nincs teljesen kihasználva. Ez a magyarázata annak, hogy a normálerő működésekor a nyomatéki teherbírasi megnőhet. Ugyanis a normálerő eddig ki nem használt újabb területrészeket von be a teherviselésbe. Ezért a befeszülési tartomány növelése céljából arra kell törekedni, hogy a tiszta hajlítás esetéhez tartozó nyomott öv magasság minél kisebb legyen (de a húzott acélbetét szakadási veszélyére tekintettel kell lenni). Ezt legegyszerűbben szimmetrikus vasalással érhetjük el.

Túlvasalt keresztmetszet esetén - azaz amikor $x_{hajl} > x_0$ - a keresztmetszetnek nincs befeszülési tartománya (160. ábra).

10. VASBETON SZERKEZETEK ALKAKVÁLTOZÁSÁNAK VIZSGÁLATA

Az építményeken működő állandó és esetleges terhek hatására a szerkezetek alakváltozást végeznek. A hőmérsékletváltozás és a zsugorodás hosszváltozást, esetleg meggörbülést okoz. A szerkezetek alakváltozása általában lehet pillanatnyi rugalmas és időben változó tartós jellegű (viszkózus). A pillanatnyi rugalmas alakváltozás közben a teher és az alakváltozás között egyértelmű összefüggés áll fenn.

Az időben változó tartós jellegű (viszkózus) alakváltozás jellegzetes formái a kúszás és az ernyedés. Kúszás esetén az erő változatlan szinten tartása mellett nő az alakváltozás. Ernyedés (relaxáció) esetén az idő folyamán a feszültség csökken hosszváltozás nélkül. A rugalmas alakváltozás alakulása, nagysága számítással vagy kísérlettel viszonylag egyszerűen követhető. A tartós jellegű (viszkózus) alakváltozás kialakulása lassú, növekedése évekig elhúzódhat, laboratóriumi vizsgálatokkal való meghatározása éppen ezért nehézségekbe ütközik.

Az alakváltozások ellenőrzésének célja:

- Az építmény rendeltetésszerű használatának biztosítása, pl. a tervezett vízelvezetést ne veszélyeztesse a túl nagy alakváltozás, a keletkező alakváltozások ne gátolják az építményben lévő gépek és berendezések működését.
- A csatlakozó épületszerkezetek (válaszfalak, burkolatok, nyílászárók) károsodásának elkerülése.
- A megfelelő esztétikai megjelenés biztosítása.
- Az esetleg szükséges túlemelés mértékének meghatározása.
- A zavaró vagy veszélyes lengések, a kellemetlen élet-tani hatás elkerülése.
- A tartószerkezeti elemek összeépíthetőségének biztosítása.

Az alakváltozással kapcsolatos épületkárok az állékonyságot általában nem, de a használhatóságot annál inkább veszélyeztetik.

Az alakváltozások határértékeit az MSZ 15021/2-86 szabványelőírás és a Segédlet táblázatos formában adja meg. E vizsgálatnál az állandó terheken kívül az esetleges terhek

alapértékének csak a tartós részét kell számításba venni és a tervezett túlemelések kedvező hatását figyelembe szabad venni. (Ezek a határértékek csak az esztétikai és élet-tani kedvezőtlen hatás elkerülését biztosítják, a többi szempontnak megfelelő határértékeket pontosabb vizsgálat-tal kell meghatározni.)

A tartószerkezetek merevségét a tervezőnek úgy kell megállapítani, hogy a megfelelő teherbírás mellett az eszté-tikailag, funkcionálisan és fiziológiailag támasztott köve-telményeket kielégítse. Ez a gyakorlatban úgy jelentkezik, hogy a szerkezetek alakváltozásait (lehajlás, elfordulás, kigörbülés, lengés, rezgés stb.) korlátozzuk. Hídyszerkeze-teknél a funkcionális, lakó- és középületeknél általában az esztétikai, magas házaknál pedig a fiziológiai (pl. len-gés okozta rosszullét) korlátok kerülnek előtérbe.

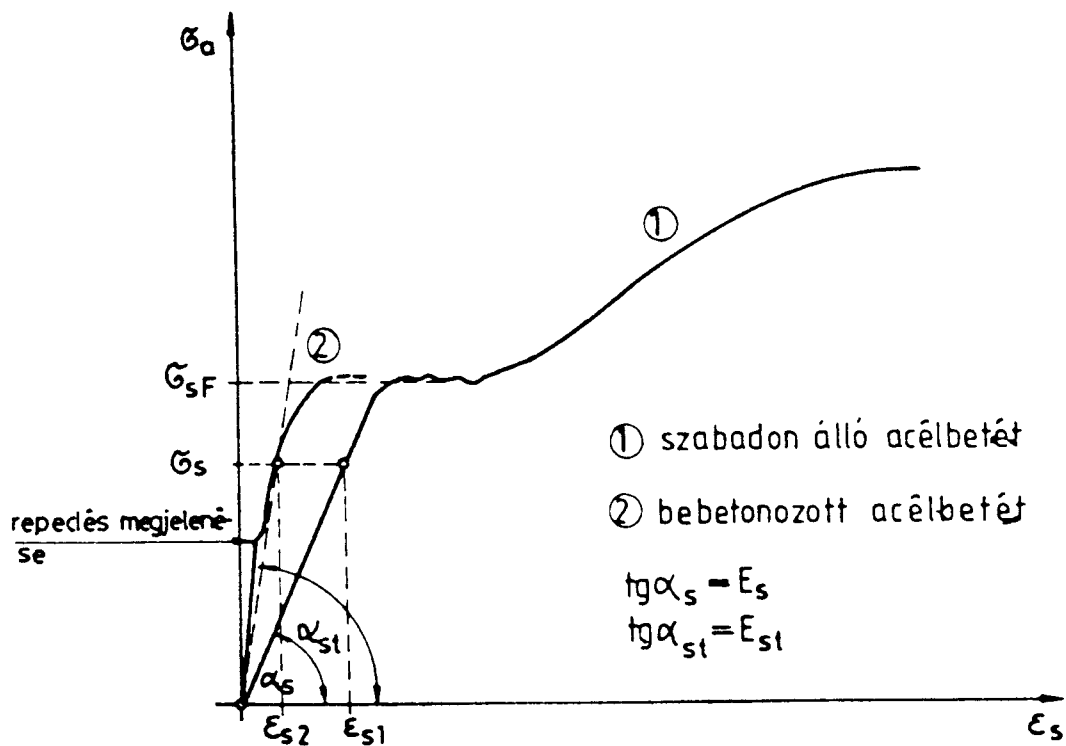
10.1 A VASBETONSZERKEZETEK ALAKVÁLTOZÁSAIVAL KAPCSOLATOS KÍSÉRLETI TAPASZTALATOK

A vasbeton tartó alakváltozásának nagysága az igénybe-vétel fajtája mellett elsősorban attól függ, hogy az adott szerkezeti elem milyen feszültségi állapotban van. A külön-böző feszültségi állapotokban a tartó merevségi állapota jelentősen változik, így az alakváltozások nagysága is nagy mértékben eltérhet egymástól. Az alakváltozást befolyásolja még az acélbetétek mennyisége és felületi kiképzése.

10.1.1 A húzott betonkeresztmetszeti rész hatása az alakváltozásra

A húzott betonkeresztmetszeti rész alakváltozást csök-kentő hatású. Amíg a tartó repedésmentes, tehát I. feszült-ségi állapotban van, a teljes keresztmetszet részt vesz a teherviselésben.

A repedések megjelenése után a tartó II. feszültségi állapotba kerül. A húzott beton nem játszik lényeges szere-pet a teherbírásban, de az alakváltozások csökkentéséhez hozzájárul. A kísérletek azt bizonyítják, hogy a betonnal körülvelt próbapálca alakváltozása kisebb a szabadon állóé-nál (169. ábra), tehát a berepedt húzott rész is részt vesz az alakváltozások csökkentésében. Adott σ_s feszültség-szint mellett a fajlagos megnyúlásokra felírható, hogy



169. ábra
Szabadon álló és bebetonozott acélbetétek
 $\sigma - \varepsilon$ diagramjai

$$\varepsilon_{s2} < \varepsilon_{s1},$$

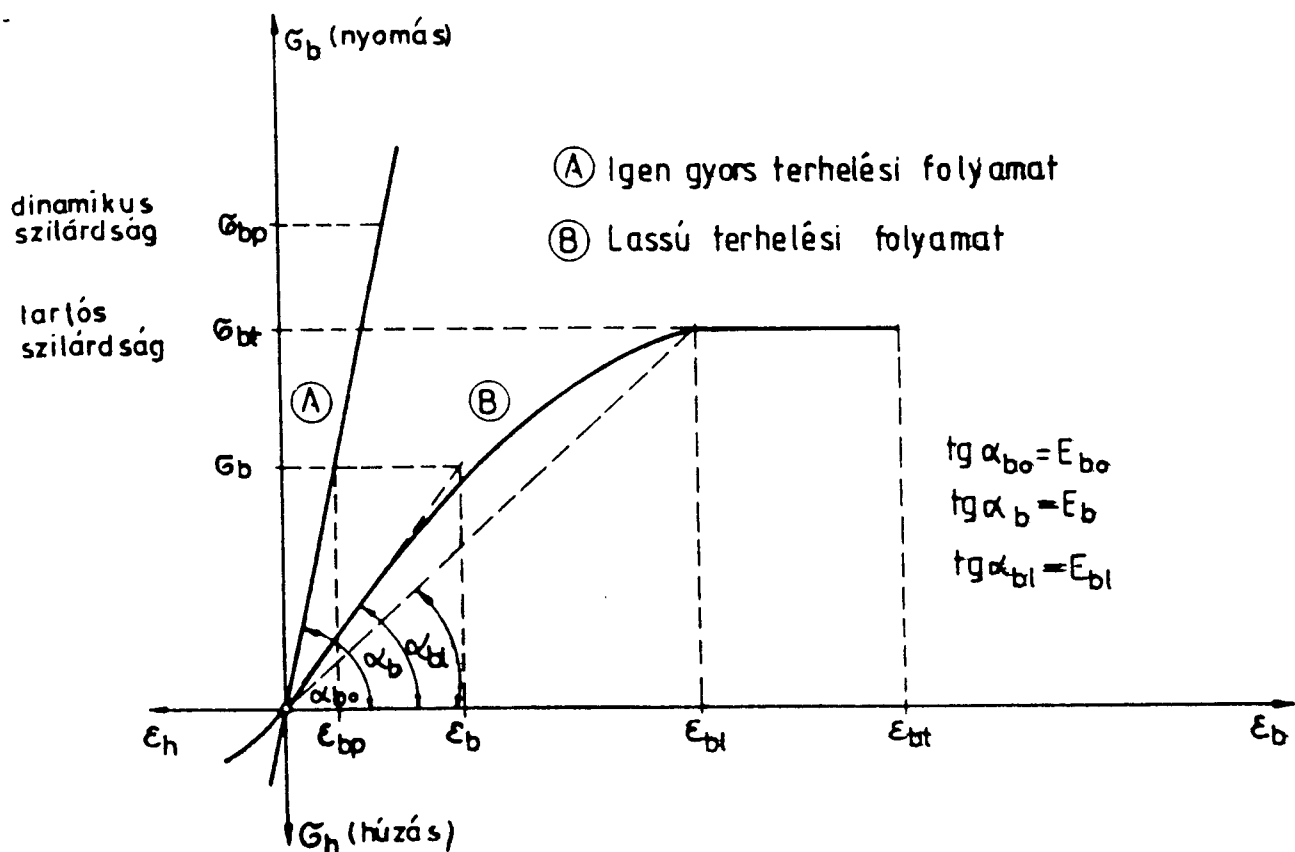
azaz a két eset rugalmassági modulusa különbözik

$$E_{st} > E_s, \quad \psi = \frac{E_{st}}{E_s} \geq 1.$$

A merevségnövelő hatás (így E_{st}) annál nagyobb, minél kisebb igénybevétel működik, minél nagyobb a repesztő teherbírási, minél ritkábban ismétlődik az igénybevétel és minél kisebb a tartós teher aránya a teljes teherhez képest. (lásd ψ képletét a 11.1.3 fejezetben).

10.1.2 A terhelési folyamat gyorsaságának hatása

A beton feszültség-nyúlás diagramjának alakja függ, a terhelési folyamat sebességétől. Ha a terhelés nagyon gyorsan adódik át, akkor a beton megközelítőleg rugalmasan viselkedik. Ebben az esetben valamely σ_b feszültségi értékhez tartozó alakváltozás a következő alakban adható meg.



170. ábra

A terhelési folyamat gyorsaságának hatása a beton alakváltozására

$\varepsilon_b(p) = \frac{\sigma_b}{E_{bo}}$, ahol E_{bo} = a pillanatnyi vagy dinamikus rugalmassági modulus.

Ha a terhelés lassan adódik át az alakváltozás lényegesen nagyobb lesz (170. ábra):

$$\varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_b}.$$

Az E_b rugalmassági modulus függ a tartós szilárdságnak megfelelő törési összenyomódástól, a tartósan és rövididejűen működő terhek arányától, a beton szilárdságától és a terhelési folyamat idejétől.

10.2 AZ ALAKVÁLTOZÁS VIZSGÁLAT ALAPELVEI

10.2.1 A mértékadó igénybevételek meghatározása

Az alakváltozások vizsgálatához az igénybevételeket a terhek és hatások alapértékéből kell számolni (ezt a szabvány megengedi a terhek szélső értékéből számított igénybevételek redukciója révén is számítani, ti. azoknak a terhek alap- és szélsőértéke arányában történő redukálásával).

10.2.2 A mértékadó alakváltozások számítása

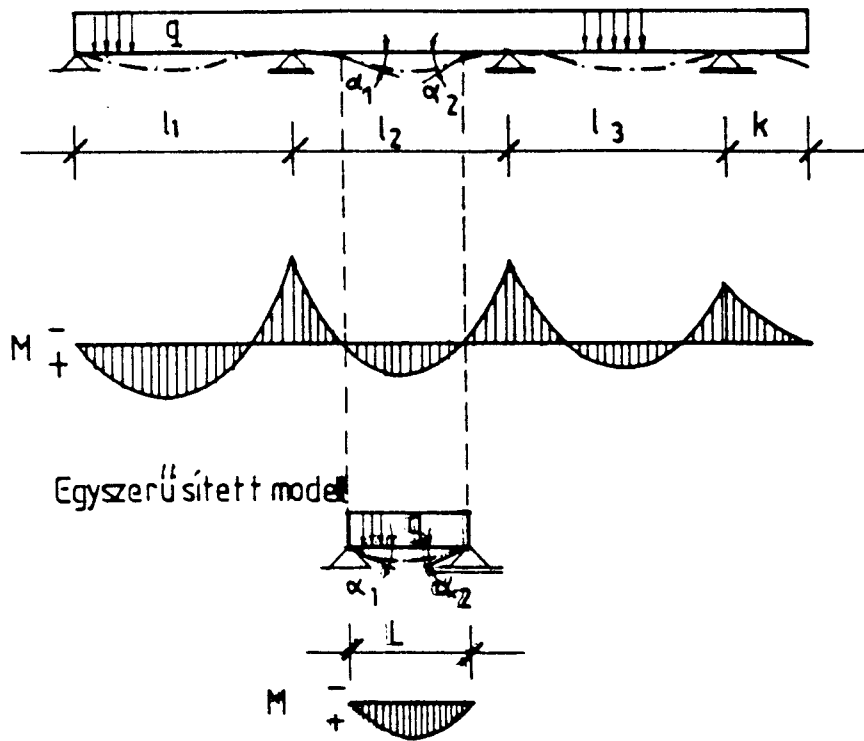
A jegyzet csak a hajlításból származó alakváltozások meghatározásával foglalkozik. A Mechanika c. tantárgy a lehajlások és az elfordulások számítását részletesen tárgyalta. Itt csak a vasbetonszerkezetekre vonatkozó sajátosságokra térünk ki:

- mind a beton, mind az acélbetét rugalmas állapotban van. Az eredetileg sík keresztmetszetek az alakváltozások után is síkok maradnak;
- a betonban csak akkor szabad húzófeszültséget feltételezni, ha a repedésmentesség biztosítva van;
- berepedt állapotban a repedések közötti betonöv az acélbetétek nyúlását csökkenti;
- a nyírásból származó alakváltozás elhanyagolható.

Többtámaszú tartók alakváltozás számításánál figyelembe vehető egyszerűsítések a következők:

Többtámaszú tartók közbenső szakaszain a tengelyvonalnak a nyomatéki nullpontoknál bekövetkező elfordulását közelítően a nyomatéki nullpontok közötti szakaszból, mint két-támaszú tartóból szabad számítani (171. ábra).

A közelítő számítás keretgerendáknál és mindkét végén befogott tartók esetén is alkalmazható.



171. ábra
Többszámú tartók alakváltozásainak
számításánál alkalmazott egyszerűsítések

10.2.2.1 A hajlítási merevség pontos számítása

a) Az I feszültségi állapot alapján

Amíg a tartón repedések nem jelentkeznek a hajlítási merevség a következő:

$$B_I = E_b \cdot I_{iI},$$

A képletben I_{iI} az A_{iI} ideális keresztmetszet inercianyomatéka az x_I semleges tengelyre. Részletezve lásd a 6. fejezetben (I. fesz. állapot).

$$A_{iI} = A_b + n \cdot (A_s + A_s'),$$

$$E_b = \frac{E_{bo}}{1 + \gamma_o \cdot k_1 \cdot k_2}, \quad n = \frac{E_s}{E_b}$$

E_{bo} = pillanatnyi rugalmassági modulus,

E_b = részlegesen tartós teher esetén a lassú alakváltozás hatását is figyelembe vevő rugalmassági modulus,

γ_o = a kúszási tényező közepes végértéke,

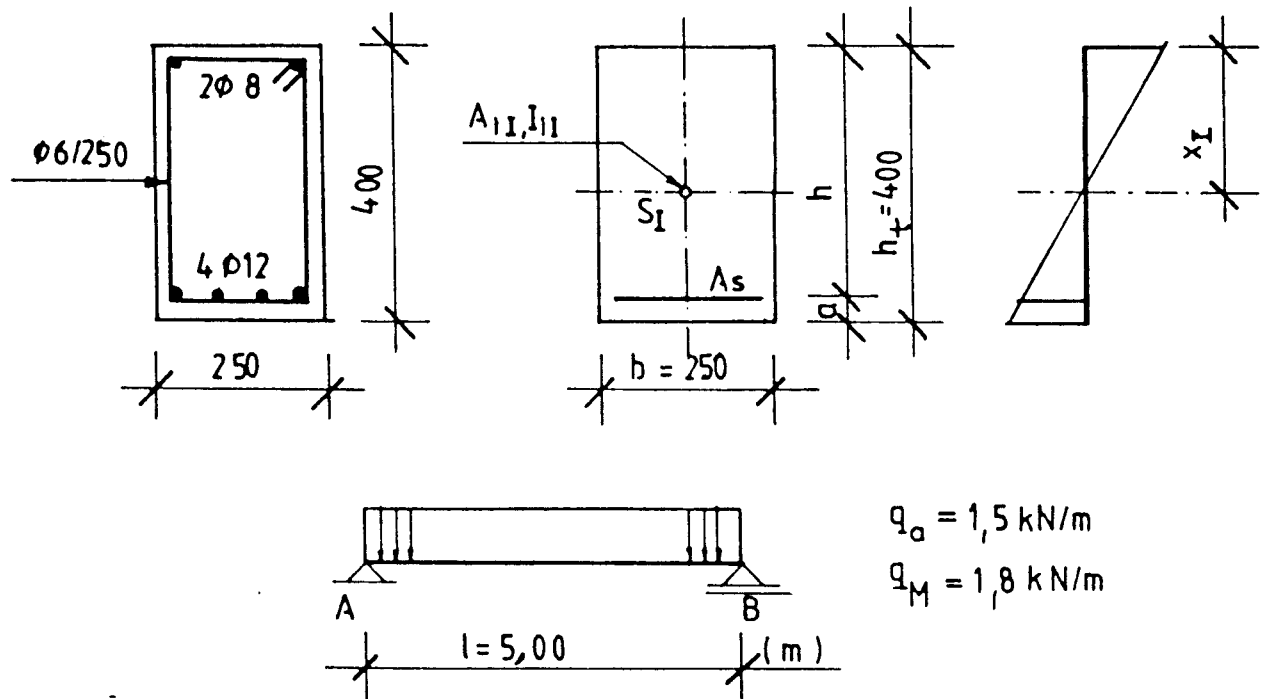
k_1 = a teher fajtájától függő állandó,

k_2 = a levegő relatív páratartalmától függő tényező.

A φ_0 , k_1 , k_2 tényezőket a Szabvány tartalmazza, lásd még itt a 3. fejezetben is.

Számpélda a hajlítási merevség és a mértékadó alakváltozások meghatározása I. feszültségi állapot alapján.

A geometriai adatok a 172. ábrán találhatóak.



172. ábra

A hajlítási merevség és az alakváltozások meghatározása I. feszültségi állapot alapján

Anyagminőségek Beton C 12 $\sigma_{bH} = 9 \text{ N/mm}^2$,
 $\sigma_{hH} = 0,9 \text{ N/mm}^2$,
 Betonacél B 50.36 $\sigma_{sH} = 310 \text{ N/mm}^2$

Húzott betonacél: $A_s = 452 \text{ mm}^2 - 4 \phi 12$,

Az acél rugalmassági modulusa: $E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$,

A beton rugalmassági modulusa: $E_{bo} = 25800 \text{ N/mm}^2$,

A kúszási tényező közepes végértéke: $\varphi_0 = 2,35$,

A lehajlás határértéke kéttámaszú tartó esetén:

$$f_H = \frac{1}{200} = \frac{5000}{200} = 25 \text{ mm.}$$

Az elfordulás határértéke: $\varphi_H = 1,5\%$,

A levegő relatív páratartalma: 40%, $k_2 = 1,3$.

Tartós jellegű teher: $k_1 = 1,0$.

Keresztmetszeti jellemzők számítása:

$$c = 20 \text{ mm}, \quad a = 20+8+0,5 \cdot 12 = 34 \text{ mm},$$

$$h = 400 - 34 = 366 \text{ mm},$$

$$E_b = \frac{E_{bo}}{1 + \varphi_o \cdot k_1 k_2} = \frac{25800}{1 + 2,35 \cdot 1 \cdot 1,3} = 6362 \text{ N/mm}^2,$$

$$n = \frac{E_s}{E_b} = \frac{206000}{6362} = 32,377,$$

$$A_b = 250 \cdot 400 = 100000 \text{ mm}^2,$$

$$A_{iI} = A_b + n \cdot A_s = 100000 + 32,377 \cdot 452 = 114,634 \text{ mm}^2,$$

$$x_I = \frac{250 \cdot 400 \cdot 200 + 32,377 \cdot 452 \cdot 366}{114634} = 221,19 \text{ mm},$$

$$I_{iI} = \frac{250 \cdot 400^3}{12} + 250 \cdot 400 \cdot 21,19^2 + 32,377 \cdot 452 \cdot (366 - 221,19)^2 =$$
$$= 1,685118 \cdot 10^9 \text{ mm}^4,$$

$$B_I = E_b \cdot I_{iI} = 6362 \cdot 1,685118 \cdot 10^9 = 1,072072 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2.$$

Ellenőrizzük a tartó repedésmentességét az acélbetétek elhanyagolásával:

$$I_b = \frac{250 \cdot 400^3}{12} = 1,33333 \cdot 10^9 \text{ mm}^4,$$

$$W_h = \frac{1333,33 \cdot 10^6}{200} = 6,66666 \cdot 10^6 \text{ mm},$$

$$M_{Hrep} = W_h \cdot \sigma_{hH} = 6,66666 \cdot 10^6 \cdot 0,9 = 6 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 6 \text{ kNm},$$

$$M_a = \frac{q_a \cdot l^2}{8} = \frac{1,5 \cdot 5^2}{8} = 4,6875 \text{ kNm},$$

tehát a rúd alakváltozását repedésmentes állapotban kell vizsgálni.

Az alakváltozások vizsgálata:

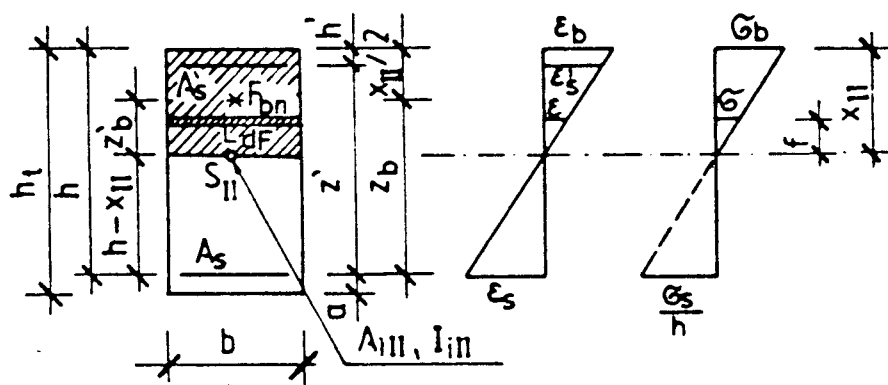
$$f_M = \frac{5 \cdot q_0 \cdot l^4}{384 \cdot B_I} = \frac{5 \cdot 1,5 \cdot 5000^4}{384 \cdot 1,072072 \cdot 10^{13}} = 1,138 \text{ mm} < f_H = 25 \text{ mm},$$

$$\varphi_M = \frac{q_a \cdot l^3}{24 \cdot B_I} = \frac{1,5 \cdot 5000^3}{24 \cdot 1,072072 \cdot 10^{13}} = 7,287 \cdot 10^{-4} \text{ rad} =$$

$$= 0,07287\% < \varphi_H = 1,5\%.$$

b) A II. feszültségi állapot alapján

A számítás feltételezi, hogy a tartó repedezett, azaz a mértékadó igénybevétel meghaladja a repesztő igénybevételt. A hajlítási merevséget az alábbiak szerint számolhatjuk:



173. ábra

A hajlítási merevség meghatározása II. feszültségi állapot alapján

$$N_b = \int_0^{x_{II}} \sigma \, dF = \int_0^{x_{II}} \varepsilon \cdot E_b \cdot dF = E_b \int_0^{x_{II}} \frac{\varepsilon_b}{x_{II}} \cdot f \, dF =$$

$$= E_b \cdot \frac{\varepsilon_b}{x_{II}} \cdot S_{bn},$$

$$\varepsilon : \varepsilon_b = f : x_{II}, \varepsilon = \frac{\varepsilon_b}{x_{II}} f, \int_0^{x_{II}} f \, dF = S_{bn},$$

$$N_s = \varepsilon_s' \cdot E_s \cdot A_s' = \frac{\varepsilon_b}{x_{II}} (x_{II} - h') \cdot E_s \cdot A_s' = E_s \frac{\varepsilon_b}{x_{II}} S_s',$$

$$\varepsilon_s' : \varepsilon_b = (x_{II} - h') : x_{II}, \quad \varepsilon_s' = \frac{\varepsilon_b}{x_{II}} (x_{II} - h'),$$

$$(x_{II} - h') \cdot A_s' = S_s',$$

$$H = \varepsilon_s \cdot A_s \cdot E_{sh} = \frac{\varepsilon_b}{x_{II}} (h - x_{II}) \cdot A_s \cdot \frac{E_s}{\psi} = \frac{\varepsilon_b}{x_{II}} \frac{E_s}{\psi} S_s,$$

$$E_{st} = \frac{E_s}{\psi}, \quad \varepsilon_s : \varepsilon_b = (h - x_{II}) : x_{II}, \quad \varepsilon_s = \frac{\varepsilon_b}{x_{II}} (h - x_{II}),$$

$$S_s = (h - x_{II}) \cdot A_s.$$

A vetületi egyensúlyi tétel felírásával a nyomott öv x_{II} magassága meghatározható:

$$N_b + N_s - H = 0,$$

$$E_b \frac{\varepsilon_b}{x_{II}} S_{bn} + E_s \frac{\varepsilon_b}{x_{II}} S_s' - E_{st} \frac{\varepsilon_b}{x_{II}} S_s = 0, \quad / \cdot \frac{x_{II}}{b}$$

$$E_b \cdot S_{bn} + E_s \cdot S_s' - E_{st} \cdot S_s = 0$$

A nyomott öv magasságának ismeretében a nyomatéki egyensúlyi egyenlet felhasználásával a következő összefüggést kapjuk:

$$M = N_b \cdot z_b' + N_s \cdot (x_{II} - h') + H(h - x_{II}),$$

$$M = E_b \frac{\varepsilon_b}{x_{II}} S_{bn} \cdot z_b' + E_s \frac{\varepsilon_b}{x_{II}} S_s' (x_{II} - h') + E_{st} \frac{\varepsilon_b}{x_{II}} S_s (h - x_{II}),$$

$$I_{bn} = S_{bn} \cdot z_b', \quad I_s' = S_s' \cdot (x_{II} - h'), \quad I_s = S_s (h - x_{II}),$$

$$M = \frac{\varepsilon_b}{x_{II}} (E_b \cdot I_{bn} + E_s \cdot I_s' + E_{st} \cdot I_s).$$

A görbület kifejezhető a következő összefüggéssel:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\varepsilon_b}{x_{II}} = \frac{M}{B_{II}},$$

A nyomatéki egyensúlyi egyenletet átrendezve:

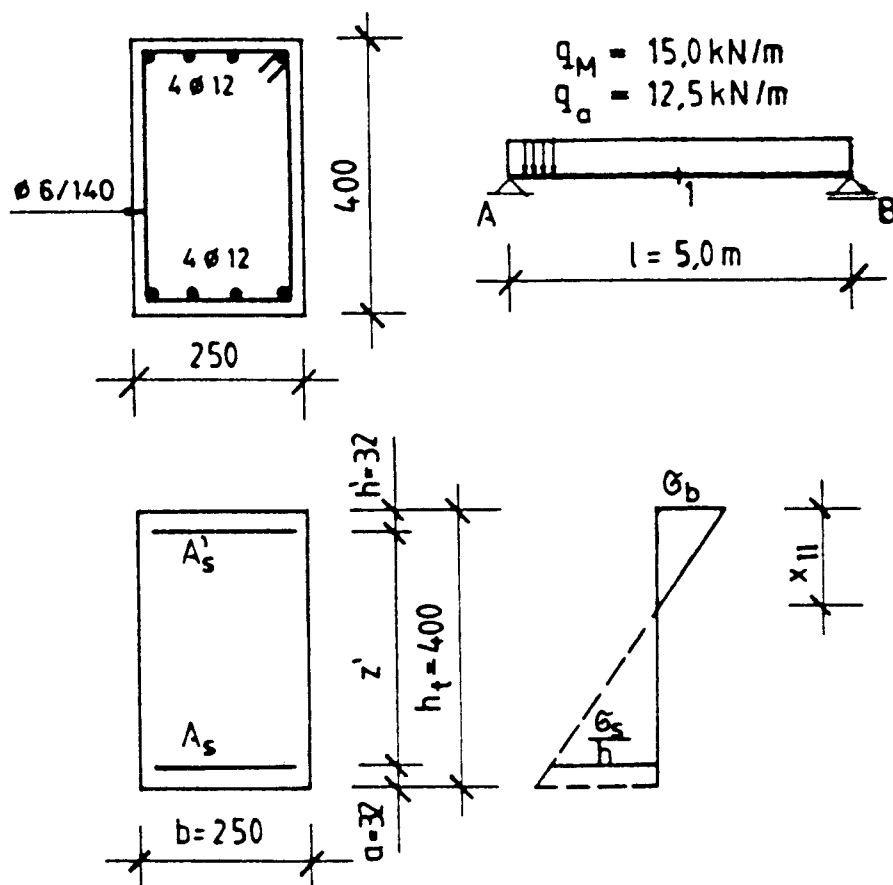
$$\frac{\varepsilon_b}{x_{II}} = \frac{M}{E_b \cdot I_{bn} + E_s \cdot I_s' + E_{st} \cdot I_s} = \frac{M}{B_{II}},$$

A hajlítási merevség tehát

$$B_{II} = E_b \cdot I_{bn} + E_s \cdot I_s' + E_{st} \cdot I_s.$$

Számpélda a hajlítási merevség és a mértékadó alakváltozások meghatározására a II. feszültségi állapot alapján.

A geometriai adatok a 174. ábrán találhatók.



174. ábra

A hajlítási merevség és az alakváltozások meghatározása II. feszültségi állapot alapján

Anyagminőségek: Beton C 12 $\sigma_{bH} = 9 \text{ kN/mm}^2$,
 $\sigma_{hH} = 0,9 \text{ N/mm}^2$,
 Betonacél B 50.36 $\sigma_{sH} = \sigma_{sH}' = 310 \text{ N/mm}^2$,
 $\alpha = 2$.

Zárt tér, vakolatlan.

Betonacél-keresztmetszet: $A_s = A_s' = 452 \text{ mm}^2$.

A lehajlás határértéke:

$$y_H = \frac{1}{200} = \frac{5000}{200} = 25 \text{ mm}.$$

Az elfordulás határértéke: $\varphi_H = 1,5\%$.

A kúszási tényező közepes végértéke: $\varphi_0 = 2,35$; $k_1 = 1$,
 $k_2 = 1,3$.

A pillanatnyi rugalmassági modulus: $E_{bo} = 25800 \text{ N/mm}^2$.

Az acél rugalmassági modulusa: $E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$.

A repesztőnyomaték az acélbetétek elhanyagolásával az előző számpélda alapján

$$M_{Hrep} = 6,00 \text{ kNm},$$

$$M_a = \frac{q_a \cdot l^2}{8} = \frac{12,5 \cdot 5^2}{8} = 39,0625 \text{ kNm} > M_{Hrep} = 6,00 \text{ kNm},$$

tehát az alakváltozást repedezett állapotban kell vizsgálni.

Geometriai jellemzők:

$$c = 20 \text{ mm},$$

$$a = 20 + 6 + 0,5 \cdot 12 = 32 \text{ mm} = h',$$

$$h = h_t - a = 400 - 32 = 368 \text{ mm}.$$

Rugalmassági modulusok:

$$E_b = \frac{E_{bo}}{1 + \varphi_0 \cdot k_1 \cdot k_2} = \frac{25800}{1 + 2,35 \cdot 1 \cdot 1,3} = 6362,51 \text{ Nmm}^2,$$

$$n = \frac{E_s}{E_b} = \frac{206000}{6362,51} = 32,377.$$

Az I feszültségi állapot segédmenyiségei:

$$A_b = 250 \cdot 400 = 100000 \text{ mm}^2,$$

$$A_{iI} = A_b + n \cdot (A_s + A_s') = 100000 + 32,377 \cdot (452 + 452) =$$

$$= 1,2926893 \cdot 10^5 \text{ mm}^2,$$

$$x_I = \frac{100000 \cdot 200 \cdot 32,377 \cdot 452 \cdot (368 + 32)}{129268,93} = 200 \text{ mm},$$

$$I_{iI} = \frac{250 \cdot 400^3}{12} + 2 \cdot 32,377 \cdot 452 \cdot (200 - 32)^2 = 2,1594195 \cdot 10^9 \text{ mm}^4.$$

σ_{bI} meghatározása:

$$\sigma_{bI} = \frac{M_a}{I_{iI}} y_a = \frac{39,0625 \cdot 10^6}{2,1594195 \cdot 10^9} \cdot 200 = 3,6178 \text{ N/mm}^2.$$

ψ meghatározása:

$$\psi = 1 - \frac{\alpha}{3} \frac{\sigma_{hH}}{\sigma_{bI}} = 1 - \frac{2}{3} \cdot \frac{0,9}{3,6178} = 0,834,$$

$$E_{st} = \frac{E_s}{\psi} = \frac{206000}{0,834} = 246956,03 \text{ N/mm}^2.$$

A nyomott betonöv magasságának számítása:

$$S_{bn} + n \cdot S_s' - \frac{n}{\psi} S_s = 0,$$

$$S_{bn} = 250 \cdot x_{II} \cdot 0,5 \cdot x_{II} = 250 \cdot x_{II}^2,$$

$$S_s' = A_s' \cdot (x_{II} - h') = 452 \cdot (x_{II} - 32) = 452 \cdot x_{II} - 14464,$$

$$S_s = A_s \cdot (h - x_{II}) = 452 \cdot (368 - x_{II}) = 166336 - 452 \cdot x_{II}.$$

Behelyettesítve és rendezve az egyenletet $x_{II} = 139,60 \text{ mm}$.

Az alakváltozási tényező számítása:

$$B_{II} = E_b \cdot I_{bn} + E_s' \cdot I_s' + E_{st} \cdot I_s,$$

$$I_{bn} = \frac{b \cdot x_{II}^3}{3} = \frac{250 \cdot 139,60^3}{3} = 2,2671226 \cdot 10^8 \text{ mm}^4,$$

$$I_{S'} = A_{S'} \cdot (x_{II} - h')^2 = 452 \cdot (139,60 - 32)^2 = 5,2331475 \cdot 10^6 \text{ mm}^4,$$

$$I_S = A_S \cdot (h - x_{II})^2 = 452 \cdot (368 - 139,60)^2 =$$

$$= 2,3579285 \cdot 10^7 \text{ mm}^4,$$

$$B_{II} = 6362,51 \cdot 2,2671226 \cdot 10^8 + 206000 \cdot 5,330475 \cdot 10^6 +$$

$$+ 246956,03 \cdot 2,3579285 \cdot 10^7 = 8,343534 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2.$$

Az alakváltozások:

$$f_M = \frac{5 \cdot q_a \cdot l^4}{384 \cdot B_{II}} = \frac{5 \cdot 12,5 \cdot 5000^4}{384 \cdot 8,343534 \cdot 10^{12}} = 12,192 \text{ mm} < f_H = 25 \text{ mm}.$$

$$\varphi_M = \frac{q_a \cdot l^3}{24 \cdot B_{II}} = \frac{12,5 \cdot 5000^3}{24 \cdot 8,343534 \cdot 10^{12}} = 7,803 \cdot 10^{-3} \text{ rad} =$$

$$= 0,7803\% < \varphi_H = 1,5\%, \text{ Megfelel.}$$

10.2.2.2 A hajlítási merevség közelítő számítása

A repedésmentes méretezett elem hajlítási merevségét szabad az acélbetét keresztmetszetek elhanyagolásával a teljes betonkeresztmetsz alapján számítani. A berepedt állapotban lévő elem hajlítási merevsége az alakváltozási tényező és a legnagyobb nyomatéki igénybevétel helyén lévő keresztmetszet tehetetlenségi nyomatékának szorzata (I_r megfelel I_{iIII} -nek az MSZ 15022/1 5.2.3 pontjában): $B_{II} =$
 $= E_b \cdot I_r,$

$$I_r = \frac{b \cdot h^3}{\alpha},$$

h = a húzott betonacélok súlyvonala és a nyomott szélső szál közötti távolság,

α = az MSZ 15022/1-86 táblázatos formában adja meg derékszögű négyszög-keresztmetszet és fejlemezés gerenda esetére n, n', μ, μ' függvényében. (α értékeit lásd a Segédletben!)

$$n = \frac{E_s}{\psi \cdot E_b}, \quad n' = \frac{E_s}{E_b}, \quad \mu = \frac{A_s}{b \cdot h}, \quad \mu' = \frac{A_{s'}}{b \cdot h}.$$

Szám példa a hajlítási merevség közelítő számítására

Az alapadatok megegyeznek a II. feszültségi állapot alapján vizsgált szám példa adataival.

$$n = \frac{E_s}{\psi \cdot E_b} = \frac{206000}{0,834 \cdot 6362,51} = 38,821,$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h} = \frac{452}{250 \cdot 368} = 4,913 \cdot 10^{-3},$$

$$n' = \frac{E_s}{E_b} = \frac{206000}{6362,51} = 32,377,$$

$$\mu' = \frac{A_{s'}}{b \cdot h} = \frac{452}{250 \cdot 368} = 4,913 \cdot 10^{-3},$$

α értéke a Segédlet táblázatából az $n \cdot \mu =$
 $= 38,821 \cdot 4,913 \cdot 10^{-3} = 0,19$, és $(n' - 1) \cdot \mu' =$
 $= (32,377 - 1) \cdot 4,913 \cdot 10^{-3} = 0,154$,

alapján: $\alpha = 9,734$.

$$I_r = \frac{b \cdot h^3}{\alpha} = \frac{250 \cdot 368^3}{9,734} = 1,279947 \cdot 10^9 \text{ mm}^4,$$

$$B_{II} = E_b \cdot I_r = 6362 \cdot 1,279947 \cdot 10^9 = 8,143025 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2,$$

$$y_M = \frac{5 \cdot 12,5 \cdot 500^4}{384 \cdot 8,143025 \cdot 10^{12}} = 12,492 \text{ mm} < y_H = 25 \text{ mm},$$

$$\varphi_M = \frac{12,5 \cdot 5000^3}{24 \cdot 8,375629 \cdot 10^{12}} = 7,995 \cdot 10^{-3} \text{ rad} =$$

$$= 0,7995\% < \varphi_H = 1,5\%. \text{ Megfelel.}$$

11. A VASBETON SZERKEZETEK VIZSGÁLATA A REPEDÉSEKKEL KAPCSOLATOS KÖVETELMÉNYEK SZEMPONTJÁBÓL

11.1 A REPEDÉSEK VIZSGÁLATA

A vasbeton szerkezet repedései károsak lehetnek az acélbetétten fellépő korrózió veszélye, a szerkezetek vízzárásának megszűnése, a kapcsolódó szerkezetek (szigetelés, burkolat) tönkremenetele és a kedvezőtlen esztétikai és pszichológiai hatás miatt.

11.1.1 A repedésekkel kapcsolatos kísérleti tapasztalatok

A repedéstágasságot befolyásoló tényezők.

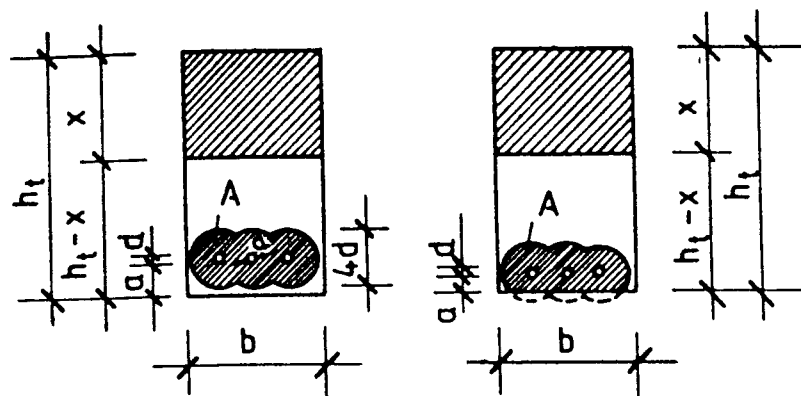
Az elvégezett kísérletek szerint a repedéstágasság nagyságában legfontosabb szerepet a húzott acélban ébredő feszültség játszik. Nagyobb feszültséghez nagyobb repedés-megnyílás tartozik.

Az acélbetét felületi kiképzése (sima, periodikus stb.) kihat az acél és a beton közötti tapadás mértékére. A sima acélbetét kevésbé képes elosztani a repedéseket és ilyenkor ezek megnyílása és egymástól mért távolsága nagyobb mint periodikus felület esetén.

A húzott acélbetét mennyiségének növelésével a repedéstágasság csökken. A tapasztalatok azt bizonyítják, hogy $\mu > 0,02$ (2%) értékű vashányad esetén a repedéstágasság nem csökken tovább. A betonacélok átmérőjének növelésekor a repedéstágasság nő. A beton szilárdságának hatása a repedések kialakulására nem jelentős. Fontos tényező viszont a betonfedés mértéke. A vizsgálatok szerint különösen fontos a húzott acélbetét környezete. A repedés megnyílása lineárisan nő az α tényező nagyságával. (175. ábra)

$$\alpha = \frac{b - (h_t - x)}{A} \quad \text{Az acélbetét körüli fellazulás mértéke } 4d.$$

$h_t - x$ = a húzott betonöv magassága. Igen fontos ismeret, hogy a húzott betonkeresztmetszet növekedésével nő a repedés mértéke.

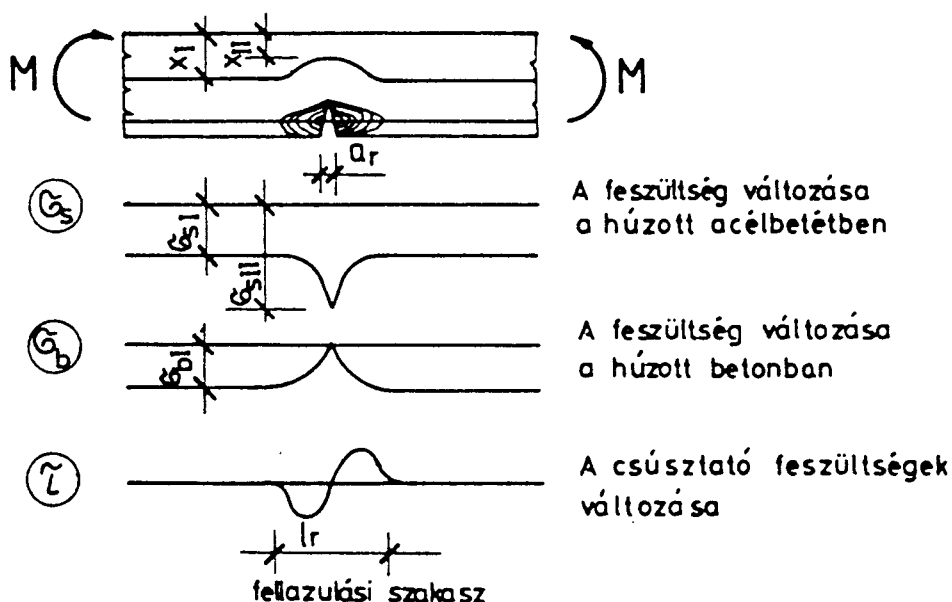


175. ábra

A húzott acélbetét környezetének hatása
a repedéstágasságra

A tartós teher növeli a repedés megnyílását. Hasonlóan hat a teher ismételt jellege. A repedésmegnyílás a rövid idejű teherhez képest 1,5-szörös is lehet.

A repedezettségi állapot vizsgálatával foglalkozó kísérletek alapján a következőket állapították meg (176. ábra).



176. ábra

Feszültségek alakulása a repedés környezetében

A repedés keresztmetszetében az acélbetétben feszültségcsúcs jelentkezik. A repedés keresztmetszetében II. feszültségi állapot van. Ha a repedések távol vannak egymástól az acélbetét mentén a repedéstől elegendő távolságban I. feszültségi állapot uralkodik.

A repedés keresztmetszetében a betonfeszültség zérus. A betonacél mentén haladva a betonfeszültség nő egészen az I. feszültségi állapot alapján számítható feszültségértékig.

A repedés megjelenése a húzott acél és a beton feszültségállapotát átrendezi. A repedéstől távolodva a húzott betonacélban a feszültség csökken, míg a betonban növekszik. A jelenség oka, hogy a beton és az acélbetétek között csúsztató feszültségek lépnek fel. A repedés két oldalán elhelyezkedő csúsztató feszültségek kiterjedésének hosszát fellazulási szakasznak (l_r) nevezzük. A beton és az acélbetétek közötti feszültségátrendeződés a beton maradandó roncsolódásával jár együtt, melynek mértéke a repedés keresztmetszetében a legnagyobb, ettől távolodva pedig egyre csökken, egészen a fellazulási hossz végéig, ahol általában megszűnik.

A teher szint növelésével a repedések száma és megnyílása nagyobb lesz. Amikor a fellazulási szakaszok összeérnek a húzott beton károsodása jelentősen nagyobb lesz az előző esetnél

11.1.2 A repedésmentesség vizsgálata

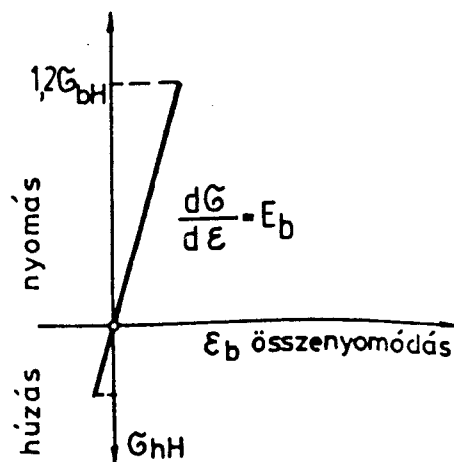
A repedésmentesség azoknál a szerkezeteknél követelmény, melyeknél a repedések keletkezése a szerkezet tönkremenetelét okozza, ill. használatát lehetetlenné teszik (pl. bizonyos víztartályok stb.).

Az MSZ 15022/1-86 szerint repedésmentesnek tekintendő az a szerkezet, amelynek betonjában a teherbírás ellenőrzésénél számításba veendő igénybevételekből az I. (rugalmas) feszültségi állapot feltételezésével nem keletkezik a beton σ_{bH} húzó határfeszültségét meghaladó feszültség.

Repedésmentességnél a mértékadó igénybevételeket a terhek szélső értékeiből kell meghatározni és az ellenőrzés során a hőmérsékletváltozásnak, a támaszmozgásoknak és a beton zsugorodásának hatását is számításba kell venni.

Repedési határállapotban a betonkeresztmetszet húzásra legjobban igénybe vett helyén a húzófeszültség értéke eléri a húzási határfeszültséget. A repesztő határigénybevétel számításak r a következő feltételezéseket tesszük:

A keresztmetszet I. feszültségi állapotban van és a feszültségmegoszlás lineáris. A számí-



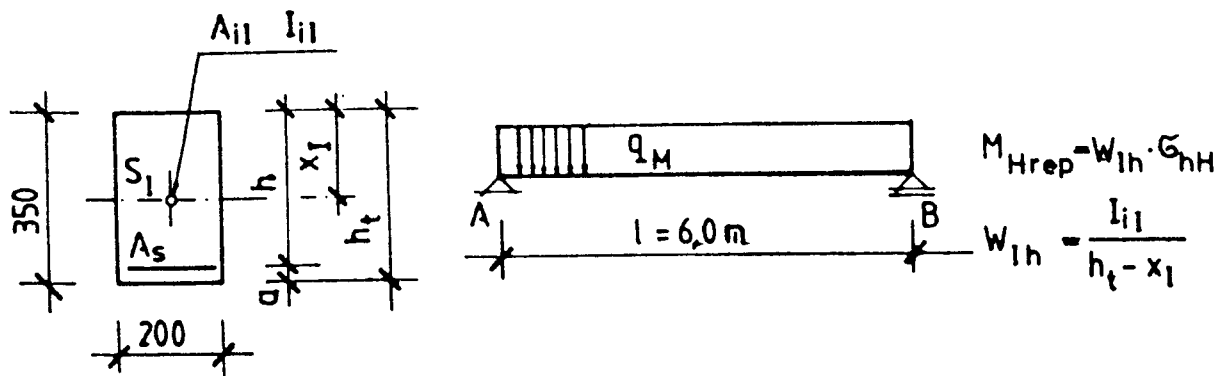
177. ábra
Beton feszültség - alakváltozás diagramja
I. feszültségi állapotban

tásnál a rugalmas testek szilárdságtanának képleteit alkalmazhatjuk.

A nyomott betonöv szélső szálában a feszültség nem lépheti túl a beton nyomási határfeszültségének 1,2-szere-sét.

Számpélda a repesztőnyomaték meghatározásához

A geometriai adatok a 178. ábrán találhatók. Zárt tér, vakolatlan szerkezet.



178. ábra

Hajlított gerenda repesztőnyomatékának meghatározása

Anyagminőségek: Beton: C 16 $\sigma_{hH} = 1,1 \text{ N/mm}^2$,

Betonacél: B 60.40,

Húzott betonacél: 4 $\varnothing 20$; $A_s = 1257 \text{ mm}^2$, Kengyel: $\varnothing 8$.

Rugalmassági modulusok:

beton: $E_{bo} = 27,4 \text{ kN/mm}^2$,

betonacél: $E_s = 206 \text{ kN/mm}^2$.

Kúszási tényező közepes végértéke: $\varphi_o = 2,1$,

Terhek: az állandó teher szélső értéke $g_M = 0,22 \text{ kN/m}$,

a hasznos teher szélső értéke $p_M = 1,32 \text{ kN/m}$.

A levegő relatív páratartalma 40% (száraz) tehát $k_2 = 1,3$,

A teher fajtája: tartós, tehát $k_1 = 1,0$.

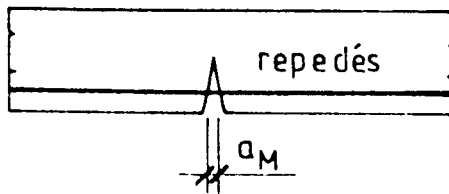
$C = 20 \text{ mm}$, $a = 20 + 8 + 0,5 \cdot 20 + 10 = 48 \text{ mm}$,

$h = 350 - 48 = 302 \text{ mm}$,

$$E_b = \frac{E_{bo}}{1 + \varphi_o \cdot k_1 \cdot k_2} = \frac{27400}{1 + 2,1 \cdot 1,0 \cdot 1,3} = 7345,84 \text{ N/mm}^2,$$

$$n = \frac{E_s}{E_b} = \frac{205000}{7345,84} = 28,04,$$

- a berepedt keresztmetszet a II. feszültségi állapotban van;
- a repedéstágasság a húzott öv felőli szélső acélbetétek súlyvonalában értendő (179. ábra);
- A repedések környezetében a húzott acélbetétek palástján a tapadófeszültség egyenletes és arányos a beton húzási határfeszültségével.



Az axiális igénybevétellel terhelt szerkezet húzott tengelyében a mértékadó repedéstávolság az alábbi képletből számítható:

179. ábra
A mértékadó repedéstágasság értelmezése

$$a_M = \frac{1}{2} - \frac{\sigma_{sII}^2}{\sigma_{bI}} \cdot \frac{d}{\alpha} \cdot \frac{\psi}{E_s}.$$

A képletben:

- σ_{sII} : a húzott szélső acélbetétben a II. feszültségi állapotban számított feszültség,
- σ_{bI} : a beton húzott oldali szélső szálában az I. feszültségi állapot feltételezésével számított fiktív húzófeszültség. Megjegyezzük, hogy ebben az esetben a szabvány megengedi a húzási határfeszültség túllépését;
- d : a húzott acélbetét átmérője, különböző átmérőjű acélbetétek együttes alkalmazása esetén a d/α hányados a következő összefüggéssel helyettesítendő:

$$\frac{\sum d_i^2}{\sum d_i \cdot \alpha_i}$$

- a ψ tényező meghatározása:
- gyakran ismétlődő igénybevételnél $\psi = 1,0$
- általános esetben $\psi = 1 - \frac{\alpha}{3} \frac{\sigma_{sH}}{\sigma_{bI}} \geq 0,5$.
- α : a betonacél minőségétől függő tapadási tényező, melynek értéke 1 vagy 2. Hegesztett háló, vagy váz esetén a táblázati értéket $\Delta\alpha$ hozzáadásával növelhetjük:

$$\Delta\alpha = 0,1 \frac{d_k^2}{d \cdot s} \cdot \frac{\sigma_{sH}}{\sigma_{sH}} \leq 1,0.$$

A képletben: d_k - a keresztirányú acélbetét átmérője,
 s - a keresztirányú acélbetét osztásköze.

Szám példa mértékadó repedéstágasság meghatározásához

A geometriai adatok a 178. ábrán találhatók.

Az anyagminőségek, környezet és a betonacél-keresztmetszet megegyezik a repesztőnyomaték számításánál található szám példával.

Teher: tartós jellegű, alapértéke $q_a = 3,5 \text{ kN/m}$,

A nyomaték alapértéke:

$$M_a = \frac{q_a \cdot l^2}{8} = \frac{3,5 \cdot 6^2}{8} = 15,75 \text{ kNm}.$$

A repesztőnyomaték az előző szám példából

$$M_{Hrep} = 9,073 \text{ kNm} < M_a = 15,75 \text{ kNm},$$

tehát a tartó megreped.

Geometriai jellemzők:

$$c = 20 \text{ mm},$$

$$a = 20 + 8 + 0,5 \cdot 20 + 10 = 48 \text{ mm},$$

$$h = 350 - 48 = 302 \text{ mm}.$$

Az ideális keresztmetszet jellemzői:

$$A_{iI} = 200 \cdot 350 + 28,04 \cdot 1257 = 105246,27 \text{ mm}^2,$$

$$x_I = \frac{200 \cdot 350 \cdot 175 + 28,04 \cdot 1257 \cdot 302}{105246,28} = 217,531 \text{ mm},$$

$$\begin{aligned} I_{iI} &= \frac{200 \cdot 350^3}{12} + 200 \cdot 350 \cdot 42,531^2 + 28,04 \cdot 1257 \cdot 84,469^2 = \\ &= 1,0926853 \cdot 10^9 \text{ mm}^4. \end{aligned}$$

Az I. feszültségi állapot feltételezésével számított fiktív feszültség a szélső húzott betonszálnban ($y_h = 350 - 217,531 = 132,469 \text{ mm}$).

$$\sigma_{bI} = \frac{M_a}{I_{iI}} \cdot y_h = \frac{15,75 \cdot 10^6}{1,0926853 \cdot 10^9} \cdot 132,469 = 1,9094 \text{ N/mm}^2.$$

A ψ számítása:

$$\text{B 60. 40 esetén } \alpha = 2, \quad A_s = 4 \varnothing 20 = 1257 \text{ mm}^2,$$

$$\psi = 1 - \frac{\alpha}{3} \frac{\sigma_{hH}}{\sigma_{bI}} = 1 - \frac{2}{3} \cdot \frac{1,1}{1,9094} = 0,6159.$$

II. feszültségi állapot feltételezésével számított fesz. ség meghatározása a húzott szélső acélbetét tengelyében. Első lépés a nyomott betonöv magasságának számítása II. feszültségi állapotban:

$$S_{vn} - \frac{n}{\psi} \cdot S_s = 200 \cdot 0,5 \cdot x_{II}^2 - \frac{28,04}{0,6159} \cdot 1257 \cdot (302 - x_{II}) = 0.$$

$$x_{II} = 218,539 \text{ mm.}$$

Nyomaték a húzott betonacélok súlyvonalára: (ismeretlen: σ_{bII})

$$M_a = N_b \cdot \left(h - \frac{x_{II}}{3}\right) = \frac{b \cdot x_{II}}{2} \cdot \sigma_{bII} \cdot \left(h - \frac{x_{II}}{3}\right),$$

$$\sigma_{bII} = \frac{2 \cdot M_a}{b \cdot x_{II} \cdot \left(h - \frac{x_{II}}{3}\right)} = \frac{2 \cdot 15,75 \cdot 10^6}{200 \cdot 218,539 \cdot \left(302 - \frac{218,539}{3}\right)} =$$

$$= 3,145 \text{ N/mm}^2,$$

$$\sigma_{sII} = \frac{n}{\psi} \cdot \frac{\sigma_{bII}}{x_{II}} \cdot (h - x_{II}) = \frac{28,04}{0,6159} \cdot \frac{3,145}{218,539} \cdot (302 - 218,539) =$$

$$= 54,682 \text{ N/mm}^2,$$

A mértékadó repedéstágasság:

$$a_M = \frac{1}{2} \cdot \frac{\sigma_{sII}^2}{\sigma_{bI}} \cdot \frac{d}{\alpha} \cdot \frac{\psi}{E_s} = \frac{1}{2} \cdot \frac{54,682^2}{1,9094} \cdot \frac{20}{2} \cdot \frac{0,6159}{206000} =$$

$$= 0,0234 \text{ mm} < a_H = 0,4 \text{ mm.}$$

Átlagos légnedvességű közegben $a_H = 0,4 \text{ mm}$, tehát a tartó repedéstágassága megfelel.

11.1.4 A repedéstágasság határértéke

Repedéskorlátozási határállapotnak tekintendő az az állapot, amelyben a mértékadó repedéstágasság a szerkezet valamely helyén eléri az MSZ 15022/1-86 14. táblázatában közölt határértéket. A táblázat a számított repedéstágasság határértékét (a_H) közli mm-ben, a repedéskorlátozás célja függvényében. A legszigorúbb követelményeket vízzárás biztosítása esetén, talajjal, valamint agresszív gázokkal, folyadékokkal érintkező szerkezeteknél kell kielégíteni ($a_H = 0,1$ mm), míg átlagos légnedvességű közegben a repedéstágasság határértéke kisebb. ($a_H = 0,4$ mm.)

11.1.5 Egyszerűsített ellenőrzés derékszögű négyszög keresztmetszetű hajlított tartó esetére

Hajlított derékszögű négyszög keresztmetszetű tartó esetén az acélbetét tengelyében előírt repedéskorlátozási követelmény az MSZ 15022/1-86 szerint kielégítettnek tekinthető, ha a következő feltétel teljesül:

$$d \leq \frac{c \cdot \mu \cdot a_H}{1 + 60 \cdot \mu} \cdot 10^3.$$

A képletben: d - a húzott acélbetét átmérője.

- a_H - a húzott acélhányad a húzott hosszacélbetétek és a betonkeresztmetszet hányadosa

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_t}, \quad b - \text{a keresztmetszet szélessége,} \\ h_t - \text{a keresztmetszet teljes magassága,}$$

a_H - a repedéstágasság határértéke,

c - az MSZ 15022/1-86 15. táblázatában közölt tényező.

Értéke a betonacél minőségének függvényében 6,25 és 17 között változik.

Számpélda a pontos vizsgálat mellőzésének kimutatására

Vizsgáljuk meg a fejezetben közölt számpéldát, hogy a pontos vizsgálat elvégzése szükséges-e ($a_H = 0,4$ mm).

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_t} = \frac{1257}{200 \cdot 350} = 0,01796.$$

B 60.40 esetén $c = 15,$

$$\frac{c \cdot \mu \cdot a_H}{1 + 60 \cdot \mu} \cdot 10^3 = \frac{15 \cdot 0,01796 \cdot 0,4}{1 + 60 \cdot 0,01796} \cdot 10^3 = 51,85 \text{ mm} > d = 20 \text{ mm}.$$

Tehát a repedéskorlátozás pontosabb vizsgálata mellőzhető lett volna.

12. A VASBETON TARTÓSZERKEZETEK ALAPELEMEI

Minden épület és építmény vasbeton tartószerkezetei együttesen valamilyen rendszert alkotnak, mely felbontható alapelemekre. Az alapelemek attól függően, hogy vonallal vagy felülettel jellemezhetőek, a rúdszerkezetek, vagy a felületszerkezetek csoportjába sorolhatók.

12.1 RÚDSZERKEZETEK

A rúdszerkezetek közös jellemzője - mint ismeretes - az, hogy két méretük a harmadikhoz képest kicsiny. A rúdszerkezetet a legnagyobb méretének irányába eső tengelyvonalával jellemezzük.

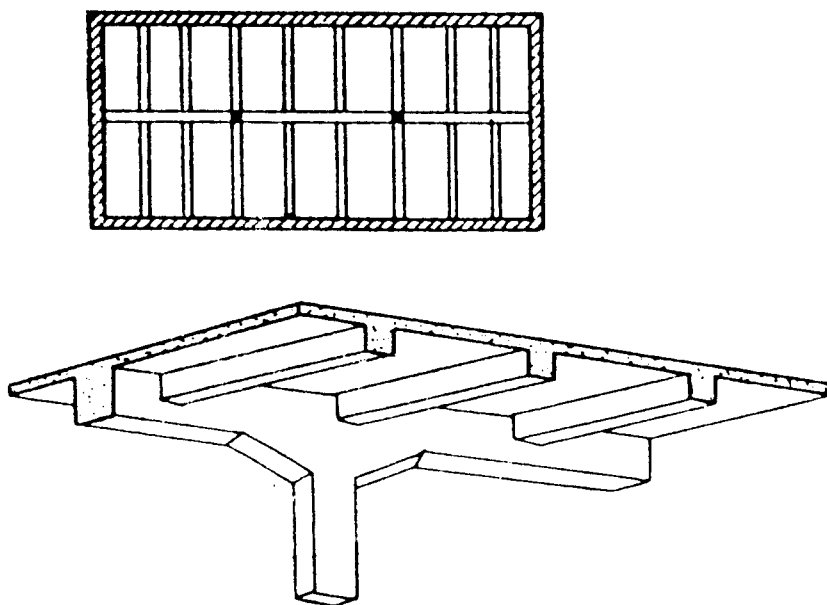
12.1.1 Egyszerű gerendatartók

A vasbetonépítés korai időszakában - nem ismerve még a vasbeton sok kedvező tulajdonságát - a vasbeton szerkezetek kialakítása tekintetében a faanyagú tartószerkezetek szokásos elrendezését utánozták. Tipikus példája ennek a lemez - fiókgerendás födészerkezet (180. ábra), melynek faanyagból készült megfelelőjét ősi idők óta alkalmazták. E rendszer előnye a lépcsőzetes egymásraépülés, valamint az elemek terheinek és igénybevételének egyszerű meghatározása.

Az egyszerű vasbeton gerendatartók igénybevételeit a Mechanika c. tárgybán megismert módon határozhatjuk meg, az erőtanit tervezést pedig - beleértve az acélbetétek vezetésének komplex tervezését is - a vasbeton szilárdságtan előző fejezetekben ismerttetett módszereivel végezhetjük el.

Az egyszerű vasbeton gerendák lehetnek:

- statikailag határozottak: konzol, kéttámaszú tartó,
- statikailag határozatlanok: többtámaszú tartók, befogott tartók stb.



180. ábra
Lemez - fiókgerendás vasbeton födém szerkezet

A statikailag határozatlan többszármazékos gerendák igénybevételeit a rugalmasságtan elvei szerint a Mechanika II. tárgyban tanult terhelési sémák alapján, a tartók mértékadó (szélső) igénybevételeit előállítva határozhatjuk meg.

Az MSZ 15022/1 - szabvány lehetővé teszi a számítás leegyszerűsítését, olyan többszármazékos tartóknál, ahol a szomszédos mezők támaszközei és mértékadó terhei közel egyenlők: arányuk 0,8 és 1,25 között van. Az ilyen egyenletesen megoszló teherrel terhelt tartóknál (ahol $p \leq 2g$) szabad az esetleges teher felét az egész tartó hossza mentén állandó teherként működtetni. A legnagyobb igénybevételeket - a mértékadó teherállásokat figyelmen kívül hagyva - egy helyettesítő teherből lehet számítani, amelyet mindenütt egyidejűleg veszünk figyelembe:

$q = g + p$ - konzolokon,

$q = g + 1,5 p$ - nyílásokban.

Részlegesen befogott tartó esetén:

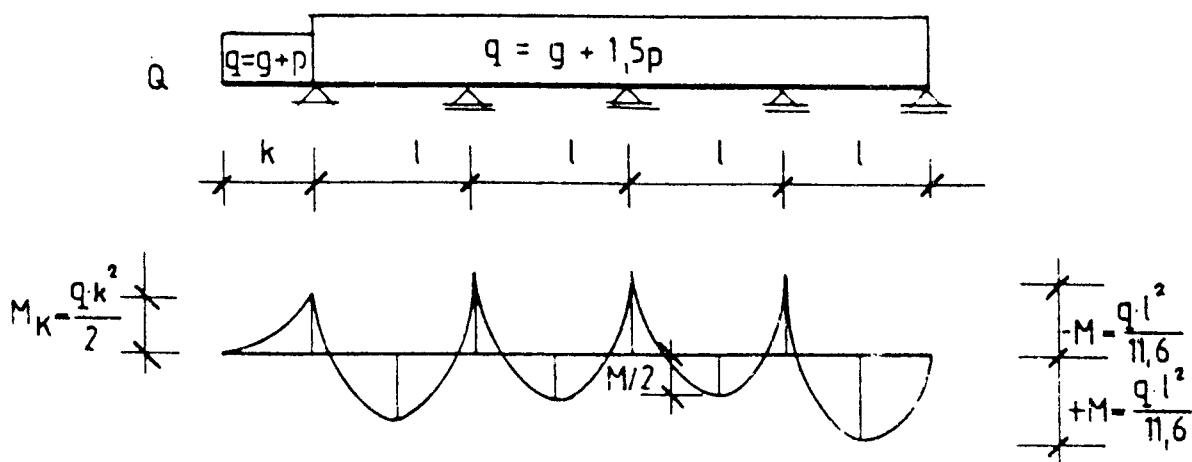
$q = g + 1,25 p$ - a nyílásokban.

A képlékeny viselkedés feltételezésével ebből a helyettesítő teherből számítható a támaszok negatív nyomatéka és a szélső mezők pozitív nyomatéki maximuma:

$$|M| = \frac{q \cdot l^2}{11,6}$$

A közbelső mezők nyomatéka $M/2$ értékű (181. ábra).

Statikailag határozatlan tartók igénybevételeit a Mechanika II. tárgyban megismert képlékenyságtan elvei szerint is meghatározhatjuk. E számítás szerint a tartó egyes keresztmetszeteinek megengedjük, hogy képlékeny határállapot



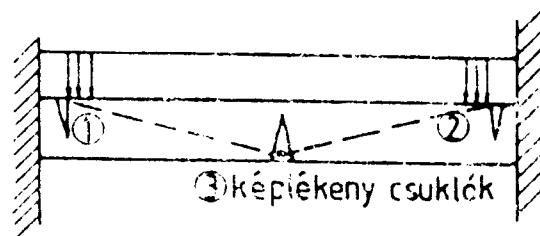
181. ábra

Többszármű tartó nyomatékainak közelítő számítása

potba kerüljenek, azaz kialakuljon az ún. képlékeny csukló.

Egy n -szeresen határozatlan tartó (vagy tartószakasz) teherbírése csak akkor merül ki, ha azon $n+1$ képlékeny csukló képződik. (182. ábra)

A képlékeny csuklók helyét a képlékeny méretezéskor szabadon választhatjuk meg, így a statikailag határozatlan mennyiségeket - bizonyos határok között - önkényesen vehetjük fel. Az igénybevételi ábrák szerkesztésekor az egyensúlyi feltételek kielégítésére kell figyelni.



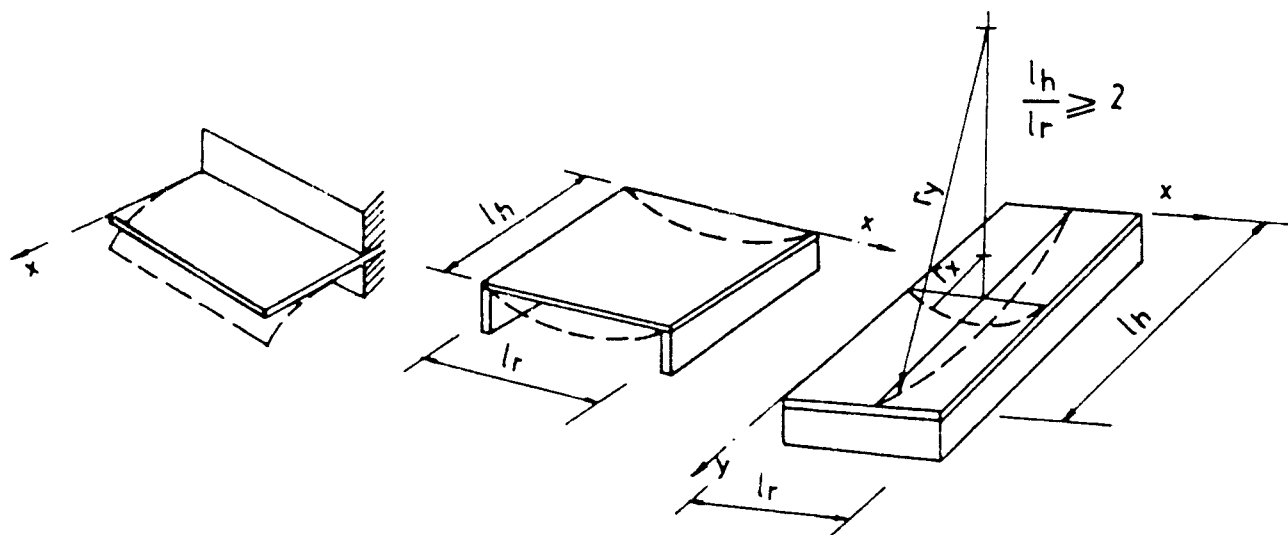
182. ábra

Két végén befogott tartó képlékeny csuklóinak kialakulása

12.1.2 Egyirányban teherviselő lemezek

A vasbeton lemez, melynek csak egyik mérete kicsiny a másik két méretéhez képest, - geometriai szempontból - a felületszerkezetek csoportjába sorolható. Ha azonban a lemez csak egyik, vagy csak a két szemben lévő oldala mentén van alátámasztva, vagy ha mind a négy oldalon alátámasztott, de a hosszabbik oldala több mint kétszer akkora, mint a rövidebb oldala (182. ábra) egyirányban teherviselő lemeznek nevezzük és a rúdszerkezetek csoportjába soroljuk. Az első két esetben ugyanis a támasszal, ill. támaszokkal párhuzamos irányban a lemez meggyömbült tengelyfelületének alkotói egyenesek maradnak, tehát ebben az irányban a haj-

lítónyomaték értéke elhanyagolható. A harmadik esetben a lemez mindkét irányban meggörbült, de a hosszabb támaszközhöz tartozó r_y görbületi sugár többszöröse a rövidebb támaszközhöz tartozó r_x görbületi sugárnak. Figyelembe véve a hajlító nyomaték és görbületi sugár közti $\frac{1}{r} = \frac{M}{E \cdot I}$ összefüggést, valamint azt, hogy $r_y \gg r_x$ tehát $\frac{1}{r_y} \ll \frac{1}{r_x}$,



183. ábra
Egy irányban teherviselő lemez

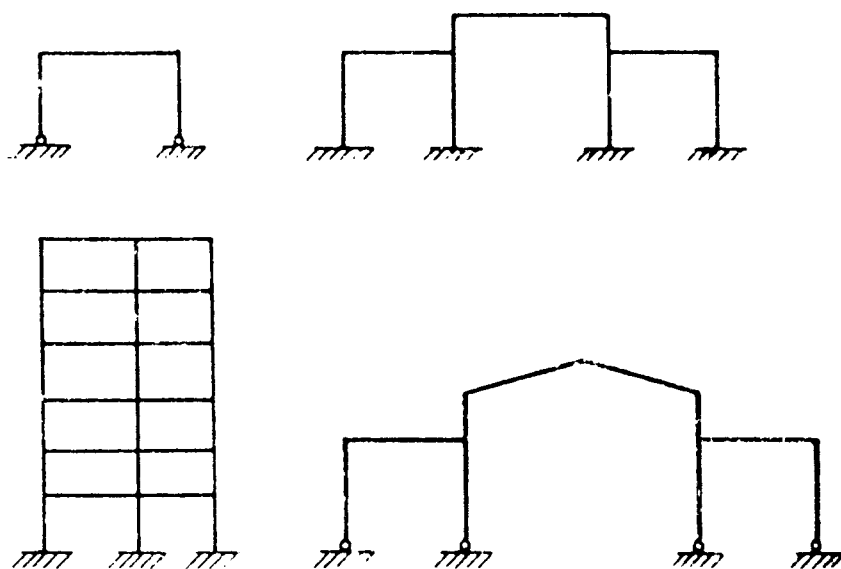
ezért $M_y \ll M_x$. Ebből következik, hogy a rövidebb támaszköz irányában működő (M_x) hajlítónyomatékhoz képest, a hosszabb támaszköz irányában működő (M_y) hajlítónyomaték nagysága elhanyagolható, a lemez egy irányban teherviselőnek tekinthető. Az egy irányban teherviselő lemezt pedig úgy tekinthetjük, mint egymás mellé helyezett egységnyi szélességű rúdelemek (gerendák) rendszerét, s ezért az erőtan vizsgálatot is elég az egységnyi szélességű gerendára korlátozni és a főacélbetétek keresztmetszeti területét ennek alapján meghatározni. A másik irányban működő, de a számítás során figyelmen kívül hagyott nyomatékokból, továbbá a hátránt irányú alakváltozásokból származó húzásokat a szerkesztési szabályokban előírt mennyiségű elosztó acélbetétekkel, valamint az ún. repedésgátló acélbetétekkel veszszük fel.

12.1.3 Kerettartók

A kerettartók a monolit vasbetonépítés jellegzetes szerkezetei, mert az oszlopok és gerendák találkozási pontjaiban - a csomópontokban - sarokmereven vannak összeépítve és ilyen kapcsolat kialakítására a vasbeton igen alkalmas szerkezeti anyag.

A keretek az épület funkciójának megfelelően lehetnek egy- vagy többszintesek, egy- vagy többnyílásúak, vízszintes, vagy ferde gerendázatúak.

Az alapokhoz csuklósan, vagy befogással csatlakozhatnak (184. ábra). A keretek statikai előnye az, hogy az oszlopokhoz sarokmereven kapcsolódó gerendákban kisebb nyomaték keletkezik, mintna szabadon felfekvő tartó lenne és ez lehetővé teszi, hogy kisebb gerendamérettel nagyobb fesz-távolságot hidaljunk át.

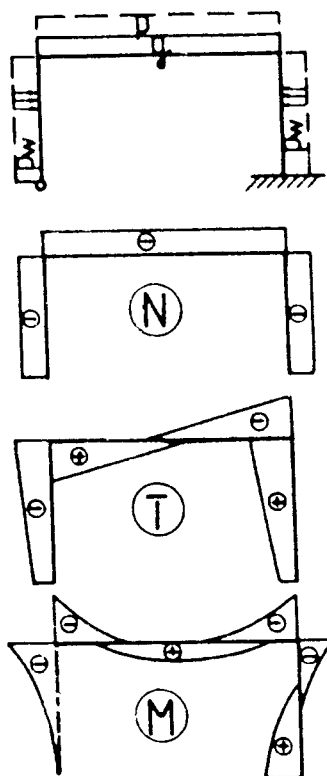


184. ábra
Keretalakzatok

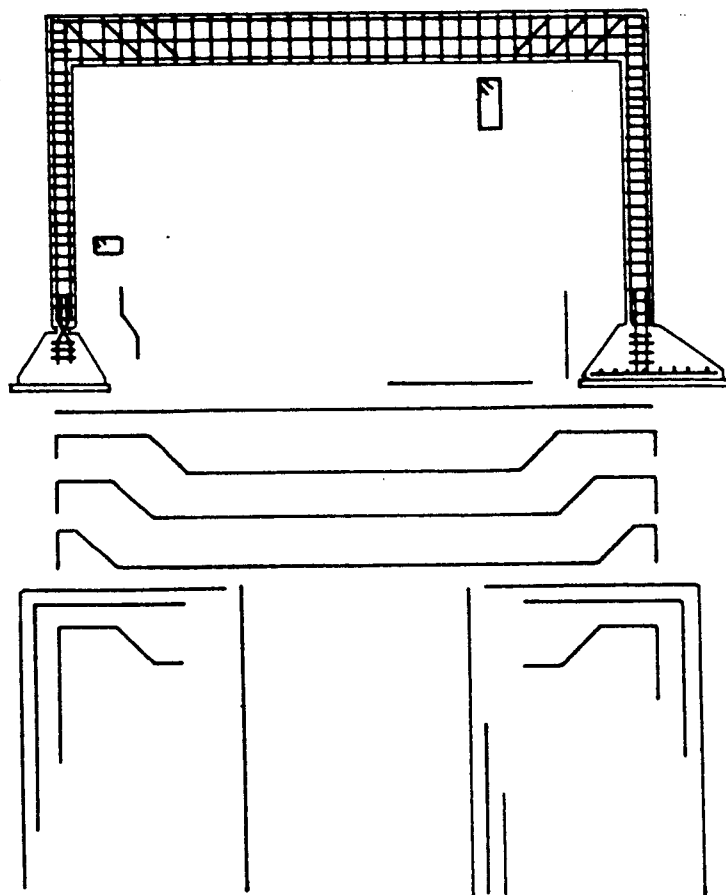
A 185. ábrán példaként egyik oldalon csuklósan megtámasztott, másik oldalon befogott keret statikai vázlatát tüntettük fel a ráható (g) teherrel, (p) függőleges- és (p_w) vízszintes esetleges teherrel.

A statikai vázlat alatt felrajzoltuk a keret alakos-lyes igénybevételi ábráit is.

Ugyanezen kerettartó vasalási sémáját a 186. ábrán figyelhetjük meg. A sarokmerev csomópontot úgy írjuk el, hogy a keretoszlopok vasalását átvezetjük a keretgerendába is. Nemcsak a keretgerenda, hanem a keretoszlop vasalása is igazodik a hajlító igénybevételek változásához.



185. ábra
Kerettartó
igénybevételei



186. ábra
Kerettartó
vasalása

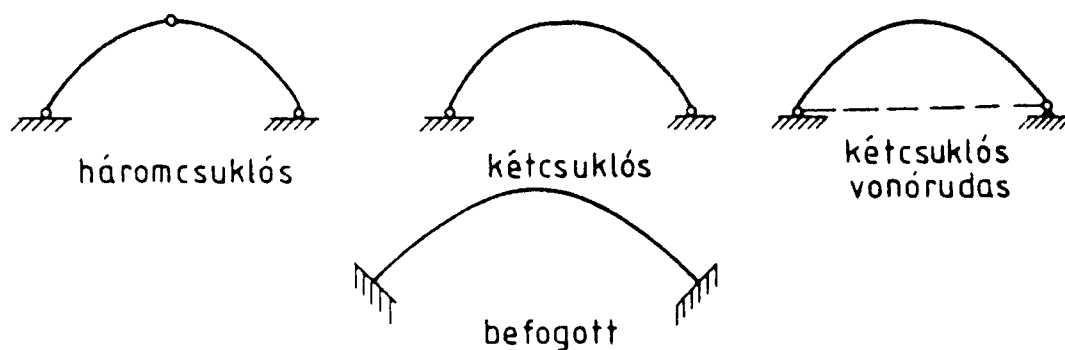
A bal oldali keretoszlop csuklósan csatlakozik az alaptesthez. Vasbeton csuklót úgy lehet kialakítani, hogy a keretoszlop az alaptesthez való csatlakozás helyén, hajlítónyomaték felvételére alkalmatlanná tesszük azáltal, hogy a keresztmetszet magasságát harmadára csökkentjük.

A jobb oldali keretoszlop be van fogva az alaptestbe. Befogás esetén az alaptestből az oszlopvég vasalásának megfelelő mennyiségű tüskézés áll ki, amelyet hegesztett vagy átfedéssel csatlakoztatunk az oszlopvasaláshoz.

12.1.4 Ívtartók

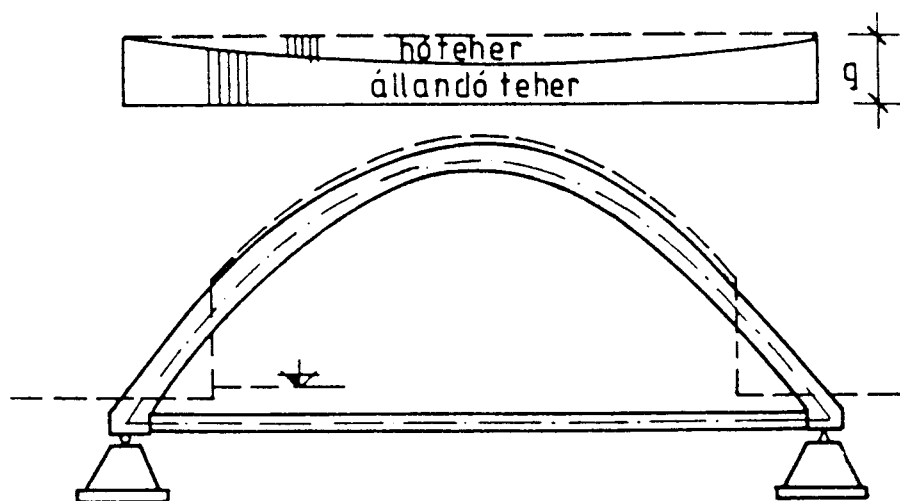
Mind a magasépítésben, mind a hídépítésben gyakran alkalmaznak vasbeton ívtartókat, nagy fesztávolságok áthidalására. Mint ismeretes, a vetületi tartó nyomatékábrája szerint alakított háromcsuklós, kétcsuklós, vagy befogott ívtartóban hajlítónyomaték és nyíróerő nem keletkezik. A vas-

beton szerkezetű ívtartó előnye a falazott és beton bolt-
övekkel szemben, hogy hajlítónyomaték felvételére is al-
kalmas s ezért szabadabban alakítható. Hátrányuk, hogy
- főként monolit szerkezetként - nehezen kivitelezhetők.
Az ívtartók leggyakrabban alkalmazott alakzatait a 187.
ábrán mutatjuk be.



187. ábra
ívtartó alakzatok

A 188. ábrán egy kétcsuklós vasbeton vonórudas ívtar-
tót láthatunk, mint a nagy terek lefedésére alkalmazott
egyik gyakori megoldást.



188. ábra
Kétcsuklós vonórudas vasbeton ívtartó

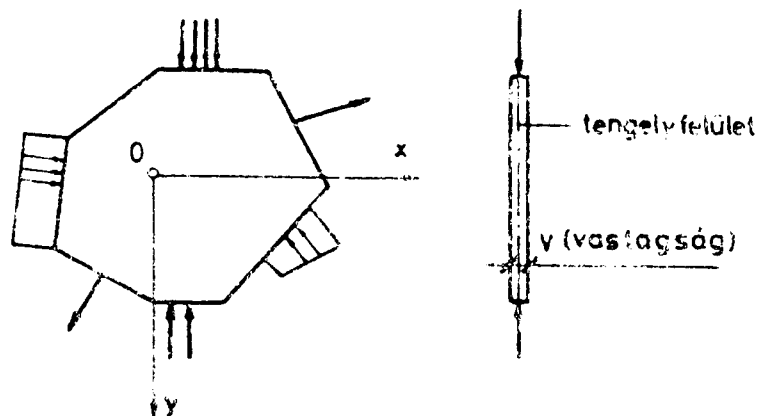
12.2 FELÜLETSZERKEZETEK

Amint azt az előzőekben már említettük, a vasbetonépítés kezdeti időszakában a vasbeton szerkezetekkel lényegében a faanyagú szerkezetek kialakítását utánozták. Bár a vasbetont azóta is alkalmazzuk rúdszerkezetek építésére, a szerkezeti anyag sajátosságainak legjobban a felületszerkezetek felelnek meg. Épületek és építmények teherhordó szerkezeteiként tárcsa-, lemez- és héjszerkezeteket, tehát felületszerkezeteket ma sem építhetnénk, ha nem állna rendelkezésünkre a vasbeton, ez a tetszés szerint formálható, bármely igénybevételnek ellenálló szerkezeti anyag.

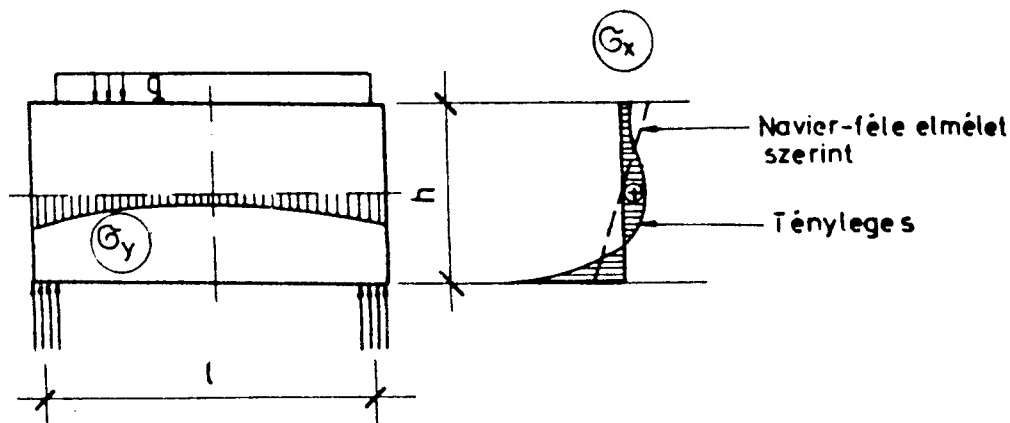
A rúdszerkezetek igénybevételeit - általában - elemi módszerekkel meg tudjuk határozni. Felületszerkezetek esetén ez csak különlegesen egyszerű esetekben lehetséges. A felületszerkezetek igénybevételeit általában parciális differenciálegyenletek megoldásaként, kétváltozós függvények formájában kapjuk. Bár az igénybevételek meghatározására vonatkozó parciális differenciálegyenleteket általában ismerjük, pontos (a kerületi feltételeket kielégítő, zárt alakú) megoldásuk általában olyan matematikai nehézségekbe ütközik, hogy ezekkel a jegyzet keretében nem foglalkozunk. Igyekszünk azonban a közelítő megoldások lehetőségeire rámutatni.

12.2.1 Tárcsák, faltartók

Tárcsáknak nevezzük az olyan sík felületszerkezetet, melynek egyik mérete - a vastagsága - a másik két méretéhez viszonyítva kicsi, a külső erők pedig a vastagság felezőpontján által alkotott tengelyfelület síkjában működnek (192. ábra).



192. ábra
Tárcsa, a ráható külső erőkkel



193. ábra
Kéttámaszú faltartó

A tárcsa leggyakrabban előforduló alkalmazási esete a két- vagy többtámaszú faltartó, mely abban különbözik a gerendatartótól, hogy a magasság (h) fesztávolság (l) hányadosa $\frac{1}{5}$ -nél nagyobb.

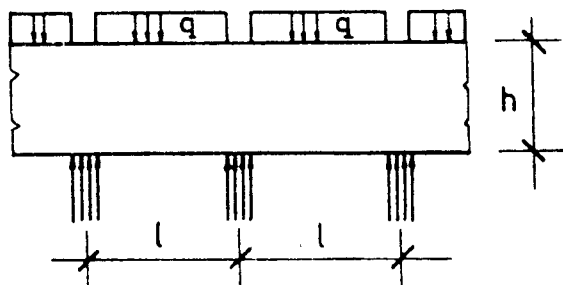
Ez esetben már nem érvényes a Bernoulli-féle feltevés, tehát az, hogy a keresztmetszetek az alakváltozás után is síkok maradnak, ezért nem érvényes a normálfeszültségek lineáris megoszlására vonatkozó Navier-féle elmélet sem (193. 194. ábra). A faltartóban a támaszköz irányába eső (σ_x) feszültségek megoszlása görbe vonal szerinti és az erre merőleges (σ_y) feszültségek nem hanyagolhatók el. E két normálfeszültség-összetevő a ($\tilde{\tau}$) nyírófeszültséggel síkbeli feszültségállapotot alkot (195. ábra). A három ismeretlen feszültségösszetevő meghatározása az irodalomban tárcsaegyenletként számon tartott,

$$\frac{\partial^4 F}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 F}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 F}{\partial y^4} = 0$$

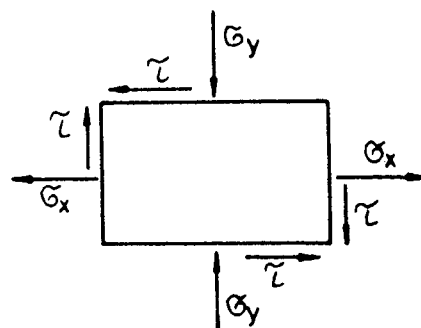
homogén, lineáris negyedrendű (ún. biharmonikus), parciális differenciálegyenlet megoldása útján történhet. E differenciálegyenletben az egyedüli ismeretlen az $F = F(x, y)$, ún. Airy-féle feszültségfüggvény, melyet ha sikerül az adott kerületi feltételek mellett meghatározni, a keresett feszültségkomponensek ennek második deriváltjaiként könnyen előállíthatók:

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2}, \quad \sigma_y = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2}, \quad \tau = - \frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y}.$$

A tárcsaegyenlet zárt alakban való megoldása azonban - általában - igen nagy matematikai nehézségekbe ütközik. Ezért közelítő megoldásokat keresünk.



194. ábra
Többtámaszú
faltartó

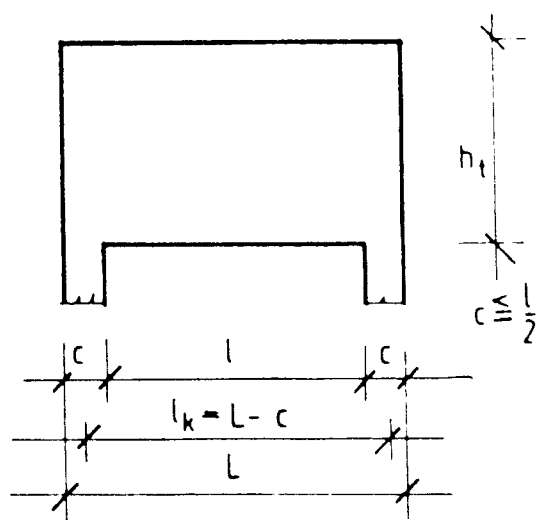


195. ábra
A faltartó feszültségi összetevői

A számos közelítő módszer közül megemlíti a differentiaegyenlettel való közelítést, melyet rácsmódszernek is neveznek. Ennek lényege, hogy a tárcsát felosztjuk Δx , ill. Δy távolságú hálózattal, majd e hálózat minden pontjára felírjuk a tárcsaegyenletnek megfelelő differenciaegyenletet. Így a hálózati pontok számával megegyező számú ismeretlen tartalmazó lineáris algebrai egyenletrendszerhez jutunk, mely számítógéppel megoldható. Az így meghatározott ismeretlenek a feszültségfüggvényeknek a rádspontokhoz tartozó közelítő pontosságú értékei.

Tovább növeli a tárcsa feladat megoldásának nehézségeit, ha a szerkezeten nyílások vannak (pl. ajtókkal, ablakokkal áttört falpanelok, vagy merevítőfalak), továbbá, ha a tárcsán repedések keletkezését is megengedjük, amint ez vasbeton szerkezetek esetén - egyes kivételektől eltekintve - elfogadott gyakorlat. Ezért a következőkben a faltartók méretezése során megengedett azon közelítő számításmódokat ismertetjük, melyeket a vonatkozó szabvány is tartalmaz:

Kéttámaszú, nyílás nélküli faltartók és olyan magas gerendatartók, amelyek paraméterei megfelelnek a 196. ábrán



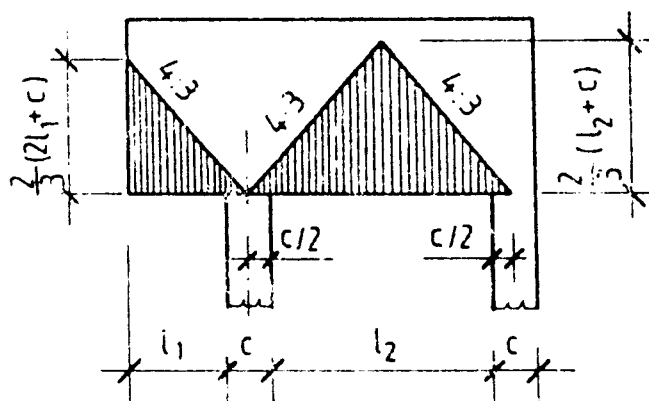
196. ábra
Kéttámaszú faltartó
főbb méretei

feltüntetettnek, a következő egyszerűsített módon méretezhetők, függetlenül attól, hogy a terhek a tartó felső vagy alsó szakaszán támadnak-e. Ha a faltartó h_t magassága $L/2$ -nél kisebb, akkor közönséges gerendatartóként méretezhető.

Ha a faltartó h_t magassága $L/2$ -nél nagyobb, akkor a húzott acélbetétek mennyiségének kiszámítására szolgáló "z" belső erőkar $z = 0,5 L$ érték és a h_t teljes magasságú közönséges gerendatartó belső erő-

karja közül a kisebbit. Ez esetben a faltartó hatásos magasságának $0,75 L$ és a h_t értékek közül a kisebbiket kell tekinteni. A húzott acélbetéteket $l_k/h_t \geq 1$ esetén a húzott oldalon $0,15-0,2 h$ hagasságú övben, míg $l_k/h_t < 1$ esetén a húzott oldalon $0,15-0,2 l_k$ magasságú övben kell elhelyezni. A húzott acélbetéteknek legalább a háromnegyed részét végig kell vezetni a támaszokig.

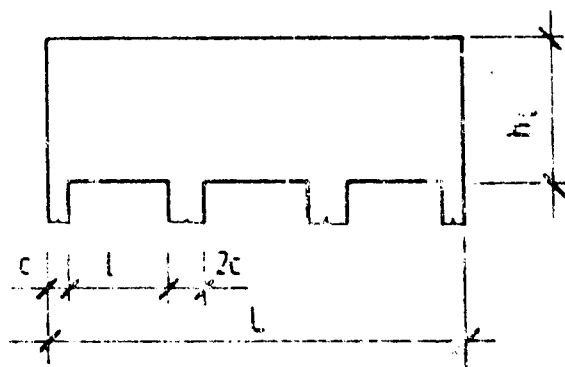
Ha a h_t magasság nagyobb $0,75 L$ -nél, akkor nem kell elvégezni a tartó nyírásvizsgálatát, hanem elegendő a 197. ábrán vonalzással jelölt falszakaszt és az arra jutó terheket függőleges kengyelezéssel felkötni a faltartó felső részére. Többtámaszú faltartók esetében (198. ábra) az alótámasztások merevségét (összenyomhatóságát, süllyedését stb.) általában figyelembe kell venni. A faltartó erőjátékának vizsgálatánál a nyírási alakváltozás nem hanyagolható el.



197. ábra
A faltartó felfüggesztésre kerülő tartományai

Ha a tartó h_t magassága eléri vagy meghaladja a tartó L teljes vízszintes hosszának értékét, akkor az oszlopokra jutó erők úgy határozhatók meg, mintha a faltartó végtelen merev lenne.

Ez esetben, a véletlen jellegű mozgáskülönbségek miatt, a közbenső támaszt képező oszlopot 1,3-szoros, a szélső támaszt képező oszlopokat pedig 1,1-szeres erőre kell méretezni.



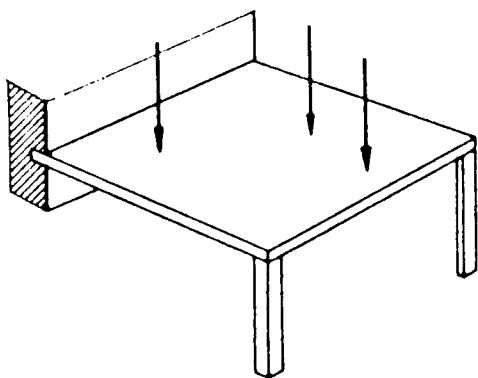
198. ábra
Többtámaszú faltartó főbb méretei

A többtámaszú faltartó alsó egyenes húzott acélbetéteit a támaszok felett át kell vezetni.

Ha a faltartó nyílásokkal számottevő mértékben át van törve, akkor pontosabb vizsgálatot kell végezni. Ha a faltartó támaszainak hossza nagyobb $1/2$ -nél, akkor a felfekvés vizsgálatánál csak $1/2$ értéket szabad számításba venni.

12.2.2 Kétirányban teherviselő lemezek

Lemezeknek nevezzük az olyan sík felületszerkezetet, melynek egyik mérete - a vastagsága - a másik két méretéhez viszonyítva kicsi, a külső erők pedig a vastagság felezőpontjai által alkotott tengelyfelület síkjára merőlegesen működnek (199. ábra).



199. ábra
A lemez

A lemez lehet egy irányban teherviselő, mely erőtan működés tekintetében a rúdszerkezetek csoportjába tartozik, s ezért ezzel ott foglalkoztunk (12.1.2 pont).

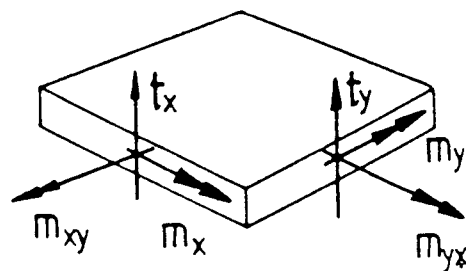
Ha a lemez legalább három oldalán megtámasztott és hosszabbik támaszköze nem nagyobb a rövidebb támaszköz kétszeresénél, úgy mindkét irányban számottevő görbülettel rendelkezik, s ezért mindkét irányban számottevő nagyságú igénybevételek keletkeznek benne.

A lemez igénybevételei a következők (200. ábra): az x , ill. y irányú

- hajlítónyomaték: m_x , ill. m_y ,
- hajlító-nyíróerő: t_x , ill. t_y ,
- csavarónyomaték: $m_{xy} = m_{yx}$.

Ez utóbbiakra tehát a reciprocitási tétel érvényes.

Az igénybevételeket azért jelöljük kis betűkkel, mert azok a lemez egységnyi hosszára vonatkoztatott, fajlagos értékek. Az öt ismeretlen igénybevétel meghatározása az irodalomban lemezegyenletként számon tartott:



200. ábra

A lemez igénybevételei

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = - \frac{q}{K}$$

inhomogén, lineáris negyedrendű, parciális differenciálegyenlet megoldása útján történhet. E differenciálegyenlet-

ben a $q = q(x, y)$ a teherfüggvény, a $K = \frac{E \cdot v^3}{12(1 - \mu^2)}$ a le-

mez hajlítási merevsége: (E: rugalmassági tényező, v: lemezvastagság, μ : Poisson-féle tényező), az egyedüli ismeretlen pedig a $w = w(x, y)$ lehajlásfüggvény, melyet ha sikerül az adott kerületi feltételek mellett meghatározni, a keresett igénybevételek ennek deriváltjaiként könnyen előállíthatók:

$$m_x = - K \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right),$$

$$m_y = - K \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right),$$

$$m_{xy} = m_{yx} = - K (1 - \mu) \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y},$$

$$t_x = - K \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right),$$

$$t_y = - K \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right).$$

Megjegyezzük, hogy a lemezegyenlet, az egyenestengelyű rudak differenciálegyenletét, mint speciális esetet is magában foglalja: Ebben az esetben ugyanis $\mu \approx 0$, $K = EI$ és a differenciálegyenlet:

$$\frac{d^4 w}{dx^4} = - \frac{q}{EI}.$$

Ezt a hiányos, negyedrendű, közönséges differenciálegyenletet pedig az egyenestengelyű rudak elméletéből jól ismerjük. A lemezegyenlet zárt alakban való megoldása jelentős matematikai nehézségekbe ütközik. Gyakorlati feladatok megoldását megkönnyíti, hogy a kör- és négyszög alakú lemezek igénybevételeire vonatkozóan a mérnöki segédkönyvek számos táblázatos feldolgozást tartalmaznak.

Tetszőleges alakú és megtámasztású lemez esetén jól használható a differentiaegyenlettel való közelítés, melyet a tárcsaegyenlet megoldásával kapcsolatban már említettünk. Az ismeretlenek most természetesen a lemez $w(x, y)$ lehajlásfüggvényének a rácspontokhoz tartozó ordinátái lesznek.

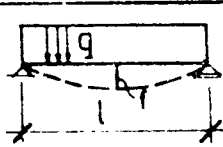
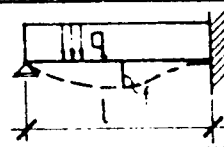
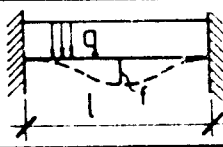
12.2.2.1 Kétirányban teherviselő lemezek számítása rugalmas (Marcus) módszerrel

Egyszerűsége miatt közismert az egyenletesen megoszló (q) teherrel terhelt, négyszög alaprajzú lemezek nyomatkainak közelítő számítására alkalmas Marcus-féle számítási eljárás, ezért a következőkben ezt ismertetjük:

Bevezetőül a 201. ábrán összefoglaltuk a különböző megtámasztott kéttámaszú tartók középső keresztmetszete lehajlásának, valamint a mező- és támasznyomatékok számítására vonatkozó összefüggéseket, mert ezekre a későbbiekben szükségünk lesz. Az eljárás alapelve az, hogy a két irányban teherviselő lemez támaszközeinek felében, mindkét irányban egy-egy egységnyi szélességű sávot kivágva képzelünk (202. ábra), melyek lehajlása nyilvánvalóan egyenlő:

$$f_x = f_y.$$

Célunk a teljes q egyenletesen megoszló teher x irányú q_x és y irányú q_y hányadának meghatározása. Természetesen $q_x + q_y = q$. Minthogy x és y irányban a megtámasztás módja különböző lehet, az egységnyi szélességű sávok lehajlása a támaszköz felében:

				
$f = c \cdot \frac{q l^4}{EJ}$	$c =$	$\frac{5}{384}$	$\frac{2}{384}$	$\frac{1}{384}$
$(+)M_{\max} = \alpha q l^2$	$\alpha =$	$\frac{1}{8}$	$\frac{9}{128}$	$\frac{1}{24}$
$(-)M_{\max} = \beta q l^2$	$\beta =$	0	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{12}$

201. ábra
Kéttámaszú tartók lehajlás és nyomaték tényezői

$$f_x = c_x \cdot \frac{q_x \cdot l^4}{EJ}, \quad f_y = c_y \cdot \frac{q_y \cdot l^4}{EJ}$$

melyeket, ha egyenlővé tesszük és egyszerűsítünk:

$$c_x \cdot q_x \cdot l_x^4 = c_y \cdot q_y \cdot l_y^4.$$

Ebből

$$q_x = \frac{c_y}{c_x} \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4} \cdot q_y$$

Bevezetve az $a = \frac{c_y}{c_x} \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4}$ jelölést:

$$q_x = a \cdot q_y.$$

Figyelembe véve, hogy
 $q = q_x + q_y,$

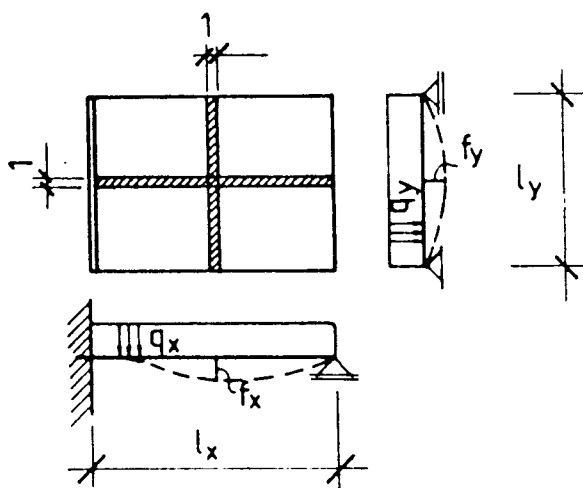
$$q = a \cdot q_y + q_y,$$

$$q = (1 + a) q_y,$$

tehát

$$q_y = \frac{1}{1 + a} q,$$

$$q_x = q - q_y = \frac{a}{1 + a} q,$$



202. ábra
 Egymást keresztező
 lemezsávok

A pozitív és negatív nyomatéki maximumokat pedig a

$$(+)\ m_x = \alpha_x \cdot q_x \cdot l_x^2, \quad (+)\ m_y = \alpha_y \cdot q_y \cdot l_y^2,$$

$$(-)\ m_x = \beta_x \cdot q_x \cdot l_x^2, \quad (-)\ m_y = \beta_y \cdot q_y \cdot l_y^2,$$

összefüggésekből határozhatjuk meg. Ezekhez az α ill. β értékeit a 201. ábra táblázatából vehetjük, s e tényezők attól függenek, hogy a lemez az x, ill. y irányban hogyan van megtámasztva. Megjegyezzük még, hogy az előzőekben ismertetett számítási módszerrel meghatározott hajlítónyomatékok a pontos értéknél mindig nagyobbak, mert a lemezben keletkező csavarónyomatékok csökkentő hatását nem vettük figyelembe.

A vízszintes kapcsolatok a nyíróerőket súrlódással tudják átadni. A függőleges terheket teljes mértékben képesek felvenni, mert a zsugorodási méretcsökkenés kis magasságuk miatt elenyésző. A falelemek közvetlenül a kapcsolati betonra ülnek fel, ezt a kivitelezés során a szintbeállító csavarok 24 - 48 órán belüli leengedésével kell biztosítani.

A kapcsolatok szilárdulási sebessége és a szerelési sebesség mindig összhangban legyen!

A kapcsolatok acélbetéteit és acél kapcsolóelemeit a korrozio ellen gondosan meg kell védeni. A védelmet elsősorban betöntakarással ajánlatos biztosítani, ha ez nem oldható meg, akkor a szabadon maradó acélbetét korrozioálló acélból készüljön! Mindenkor gondolni kell arra, hogy a kapcsolat karbantartása gyakorlatilag nem várható el, ezért kapcsolat tartóssága egyezzen meg a teljes tartószerkezet tartósságával.

A panelos építési módot hazánkban elsősorban a lakásépítés területén alkalmazzuk, de a panelos építés lehetőségei a szállodaépítésben is hasznosíthatók.

A panelos építési mód terjedését hazánkban is visszavetette néhány alapvető probléma. Az így épített épületek merevek, építészeti kialakításuk nem eléggé változatos, az építészeti - és egyedi igényeket csak a gazdaságosság terhére lehetne biztosítani. A szállítási és szervezési szempontok miatt csak tömörszerűen lehet, megfelelően előkészített területeken ilyen épületeket lakótelepszerűen építeni.

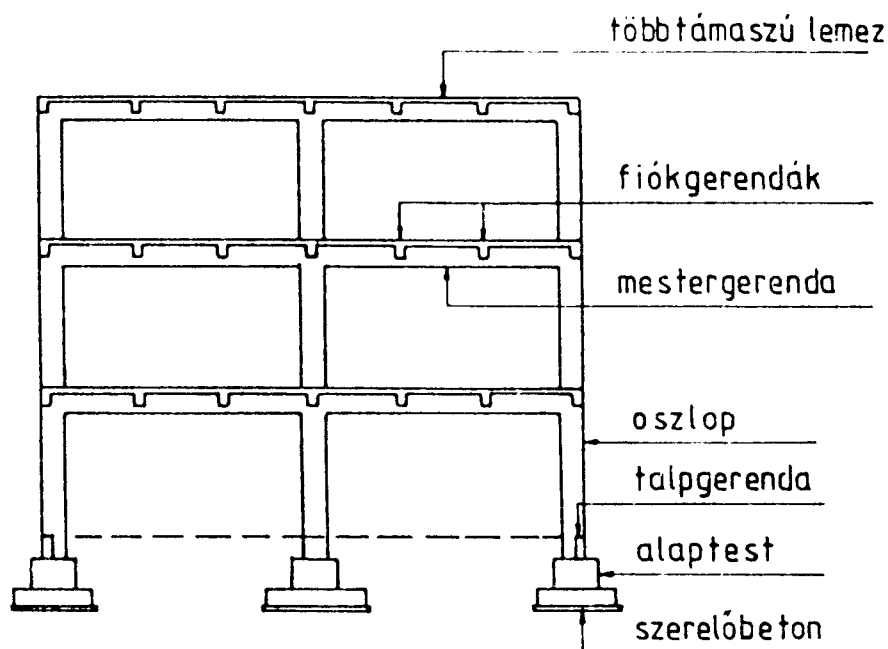
Az építési terület és a házgár rentábilis távolságát az utóbbi időben a jelentősen megemelkedett szállítási költségek lecsökkentették. Emiatt vált nálunk is a panelos építési mód gazdaságtalanná, lett fizetésektelen több nagyvállalat, és nagyságrendileg csökkent az így elkészült épületek száma.

13.2 VÁZAS RENDSZERŰ ÉPÜLETEK

Építéstechnológiai szempontból csoportosítva a vázas épületeket monolit és előregyártott szerkezetekre oszthatjuk.

13.2.1 Monolit vasbeton épületvázak

Hazai építési gyakorlatunkban elsősorban a korszerű zsaluzórendszerek elterjedése miatt - gyakoriak a monolit vasbeton vázas épületek. A hagyományos monolit vasbeton váz, amely oszlopokból, mestergerendákból, fiókgerendákból és többtámaszú vasbeton lemez födémből áll, (227. ábra) ritkán készül, mert sok és nehezen tipizálható zsaluzást igényel. E vázas megoldás alkalmazása nagyterhelésű és sok, nagyméretű födémáttörést igénylő funkciók (elsősorban ipari épületek) esetén indokolt.



227. ábra
Hagyományos monolit vasbeton vázas épület
metszete

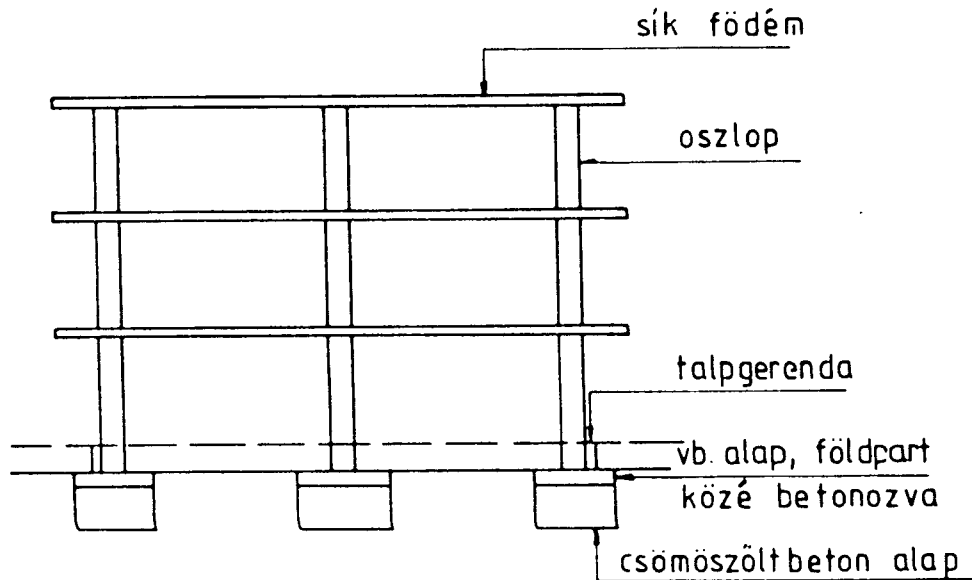
A gerendás födém kedvező nagy terhek esetén és azért, mert a lemezek szabadon kilyukaszthatók anélkül, hogy ez a teljes födémszerkezet teherbírását jelentősen befolyásolná.

A korszerű monolit vázagnál kivétel nélkül a zsaluzás kevés helyszíni munkát igénylő, tipizált rendszereit alkalmazzák. Ezeknél a zsaluzó rendszereknél egyszerű tagozatú, méretrendbe illeszkedő pillérek készülnek - esetleg előre gyártva - a födém sík zsaluzással készül, de megengedett az oszlopok között futó főtartók alkalmazása is. Ezek a zsaluzórendszerek nagy pontosságúak és vakolatmentes felületek készíthetők velük (228. ábra).

A tervezés kezdetétől alkalmazkodni kell a zsaluzórendszereknél szükséges térbeli méretrendhez, amely a

különböző zsaluzórendszereknél más és más lehet, ezért az alkalmazásra kerülő rendszert a kivitelező és tervező közösen választja ki a tervezés első fázisaiban. A vázas épületek általános felépítése a következő:

Az alapszerkezet a vázból pontszerűen érkező pillérterheket hordja. Ennek megfelelően síkalapok esetén általában pilléralapok, illetve mélyalapozás esetén cölöp (csoportok), kútalapok stb. kerülnek a pillérek alá. Ha a koncentráltan érkező pillérterheket a talajon el kell osztani, akkor gerendarács, lemez, vagy dobozszerű alépítményi szerkezet készülhet.



228. ábra

Korszerű zsaluzórendszerekkel készíthető épületváz: sík vasbeton lemezzel készült fej nélküli gombafödém

A vázas épületek jellegzetessége a talpgerendázat. A talpgerendák az alaptestek tetejére támaszkodó, közvetlenül a legalsó padlószint alatt lévő gerendák. Céljuk, hogy a padlóvonalban lévő vonalszerű terheket (falak, lépcsők stb.) a pilléralapokra vigyék át, továbbá, hogy az alapozás felső síkjában összefogják a tartószerkezeteket. A homlokzati térelhatároló szerkezet alatti talpgerenda egyúttal az épület lábazati lezárását is alkothatja. Általában célszerű a vázas épületeknél a pilléralapok közé eső terheket talpgerendákkal az alapokra átvinni, mert így az épület erőjtéka rendezett lesz, jól követhető, a statikai modellek a valóságos működéshez jól igazodnak.

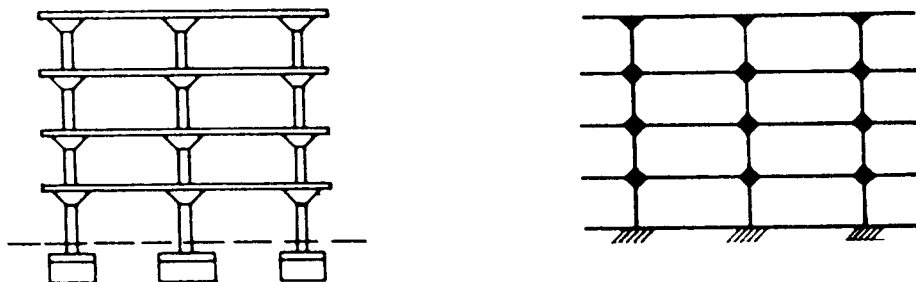
A vázas épületek alapszerkezeteit általában úgy alakítjuk ki, hogy pillérenként, egymástól függetlenül képesek legyenek függőleges mozgásra, hiszen a vázszerkezet kevésbé

érzékeny a süllyedéskülönbségekre, mert tartószerkezeti elemei viszonylag hajlékonyak. (Erre a süllyedésre a vázszerkezetet méretezni kell!)

A felmenő szerkezet a pillérekből, a födémekből és általában merevítő falakból áll. (Ezekhez kapcsolódó kiegészítő szerkezetek a lépcsők, felvonóaknak, erkélyek, konzolok stb.) Az épület tartószerkezeti modellje a térbeli merevség szempontjából kétféle lehet:

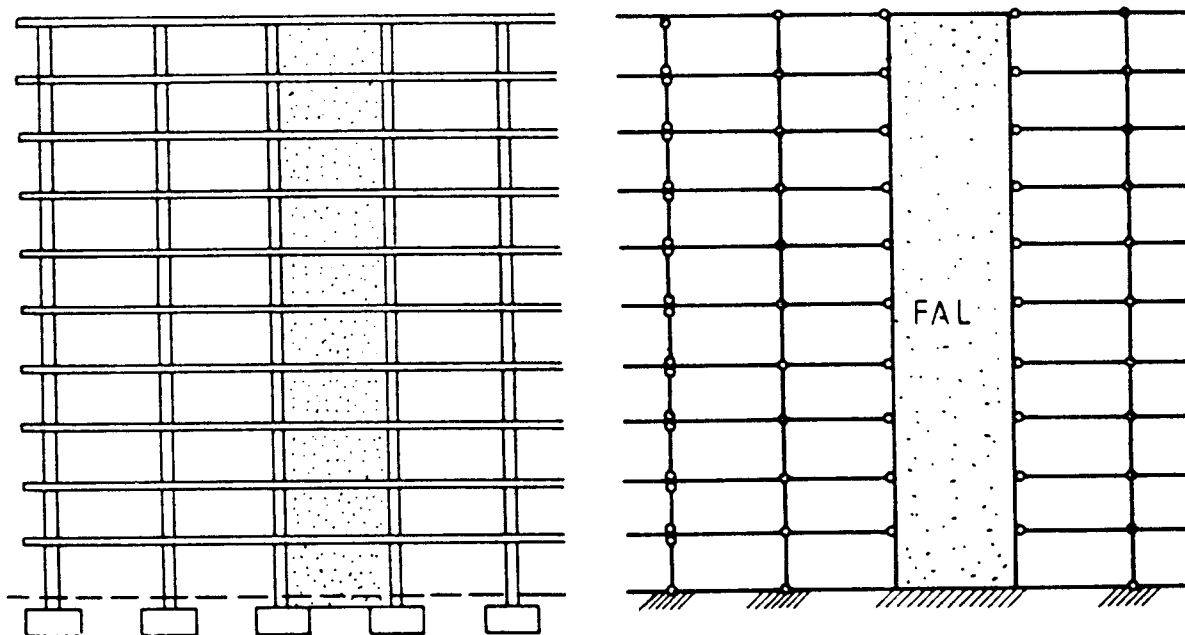
Az egyik esetben a felmenő szerkezet kilendülő térbeli keret az oszlopok és födém szerkezetek közötti sarokmerev kapcsolattal. Ez a merevítési mód 3-4 szintes épület esetén is már jelentős igénybevételeket jelent a szerkezetben (229. ábra).

A másik esetben a felmenő szerkezet térbeli merevségét merevítőfalakkal biztosítjuk, így az fix csomópontúnak tekinthető. Természetesen az oszlopok és födémek kapcsolatai itt is olyanok, hogy sarokmerevnek tekinthetjük azokat, de a váz önálló merevsége a merevítő falakhoz képest oly csekély, hogy számításakor a váz önálló merevségét felesleges figyelembe venni (230. ábra).



229. ábra

Vázszerkezet merevítése: térbeli keretváz



230. ábra

Vázszerkezete merevítése: csuklós rúdváz merevítőfallal

A tartószerkezeti modellt a födém mestergerendáinak iránya szerint is csoportosíthatjuk.

Hosszvázas épületnek tekintjük az olyan vázakat, ahol a mestergerendák (főtartók) az épület hossz tengelyével párhuzamosan helyezkednek el.

Harántvázas épületnél a mestergerendák (főtartók) az épület hossz tengelyére merőlegesek.

A földszintes vázak jellegzetes fajtái a csarnok szerkezetek. Jellemzői: a nagyobb belmagasság, nagy fesztáv, nem járható és kis önsúlyú tetőfödém. Két pillérsor által határolt csarnoksávot hajónak nevezzük. A csarnok lehet egy- és többhajós szerkezet; lehet daruzott és nem daruzott típus.

A többszintesen is építhető vasbeton vázak széles körű alkalmazását a korszerű zsaluzási rendszerek teszik lehetővé. A zsaluzórendszer alapvetően meghatározza a szerkezet részleteinek kialakítását, ezért ajánlatos az egyes zsaluzórendszer csoportoknál alkalmazható vázakat külön-külön ismertetni.

Természetesen a zsaluzórendszerek gyors fejlődése miatt csak az elveket célszerű rögzíteni.

Alagút zsaluzattal készülő vázas épületeknél a falszaluzat rendszerbe helyezett betétekkel a falszerkezeteket pillér méretűvé csökkentik (Például: Scan-Form zsaluzatrendszer). Ez a megoldás a következő szerkezeti kialakításokat teszi lehetővé:

a) a pillérek között egy irányban kialakított főtartók, amelyekre egy irányban teherhordó födémlemez támaszkodik, így a szerkezet vagy hosszváz, vagy harántváz kialakítású,

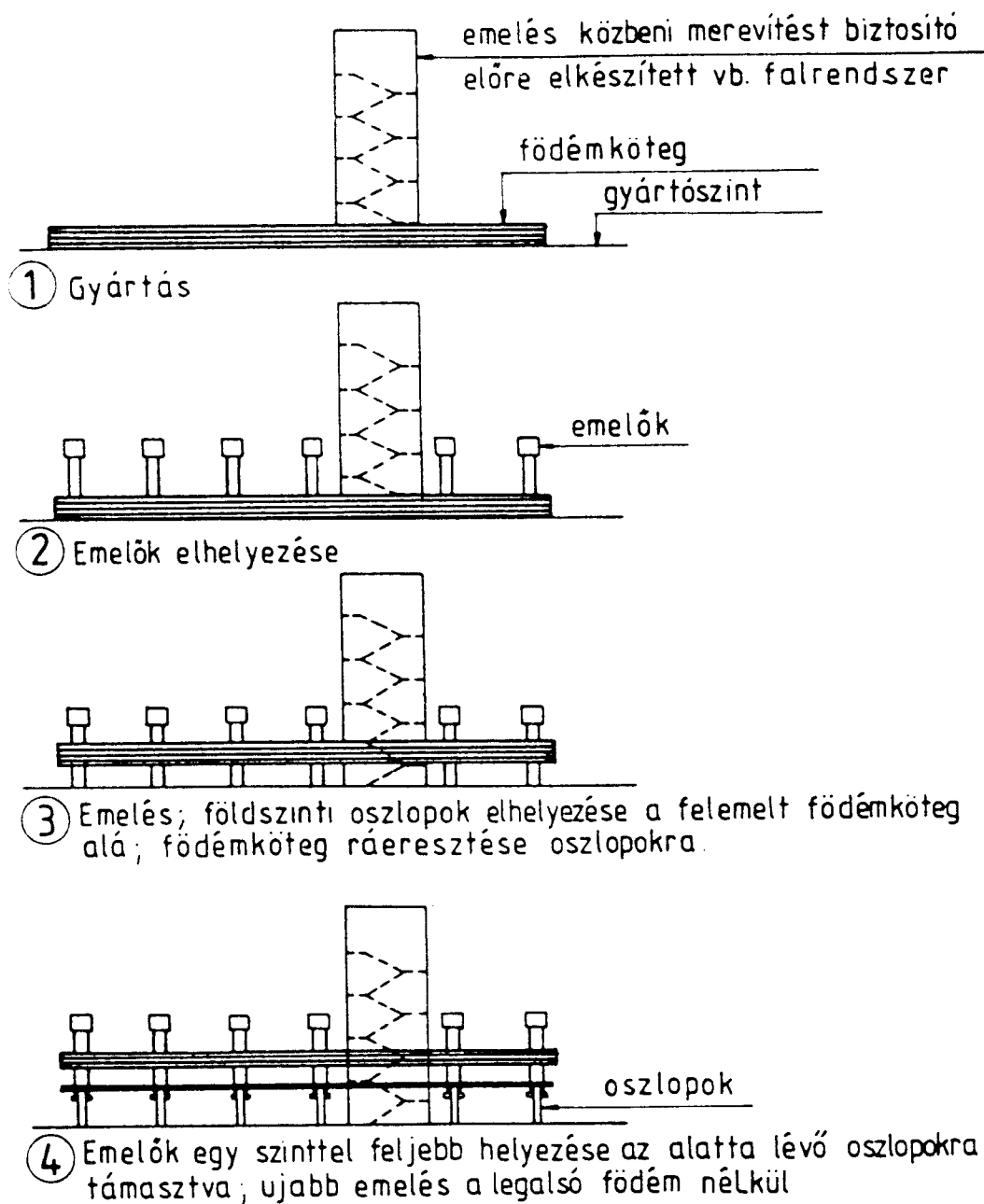
b) a pillérekre alul-felül sík lemez támaszkodik, amely fej nélküli gombafödém szerkezetet eredményez.

Nagy táblás zsaluzórendszerek összetartozó födémzsaluzó asztalokkal és pillérzsaluzó elemekkel készülnek (pl: Noe-rendszer). A szerkezet pillérekre támaszkodó, alul-felül sík lemezből áll, vagyis rejtett gombafejes váz készül.

13.2.2 Korszerű technológiával épülő, részben előregyártott épületvázak

Az épületvázak külön csoportját alkotják azok a technológiai megoldások, melyeknél a pillérek előregyártott elemek, és csak a födémek készülnek monolitikusan. Az ilyen megoldású vázak kétféle változatban készülnek:

a) Csoportos födémemelés rendszere szerint (lift-slab)
a födémekeket egy úgynevezett gyártószinten egymás tetejére rétegezve készítik (231. ábra).



231. ábra
Csoportos födémemeléssel készülő vázák
(lift - slab)

A födémgyártás mindig a födémekek végleges helye alatt, függőleges vetületi helyzetben történik. Ezután a födémekeket csak függőleges emeléssel a beépítés helyére emelik. Az emelő szerkezetek a véglegesen helyükre tett pilléreken helyezkednek el, azokra támaszkodva emelnek.

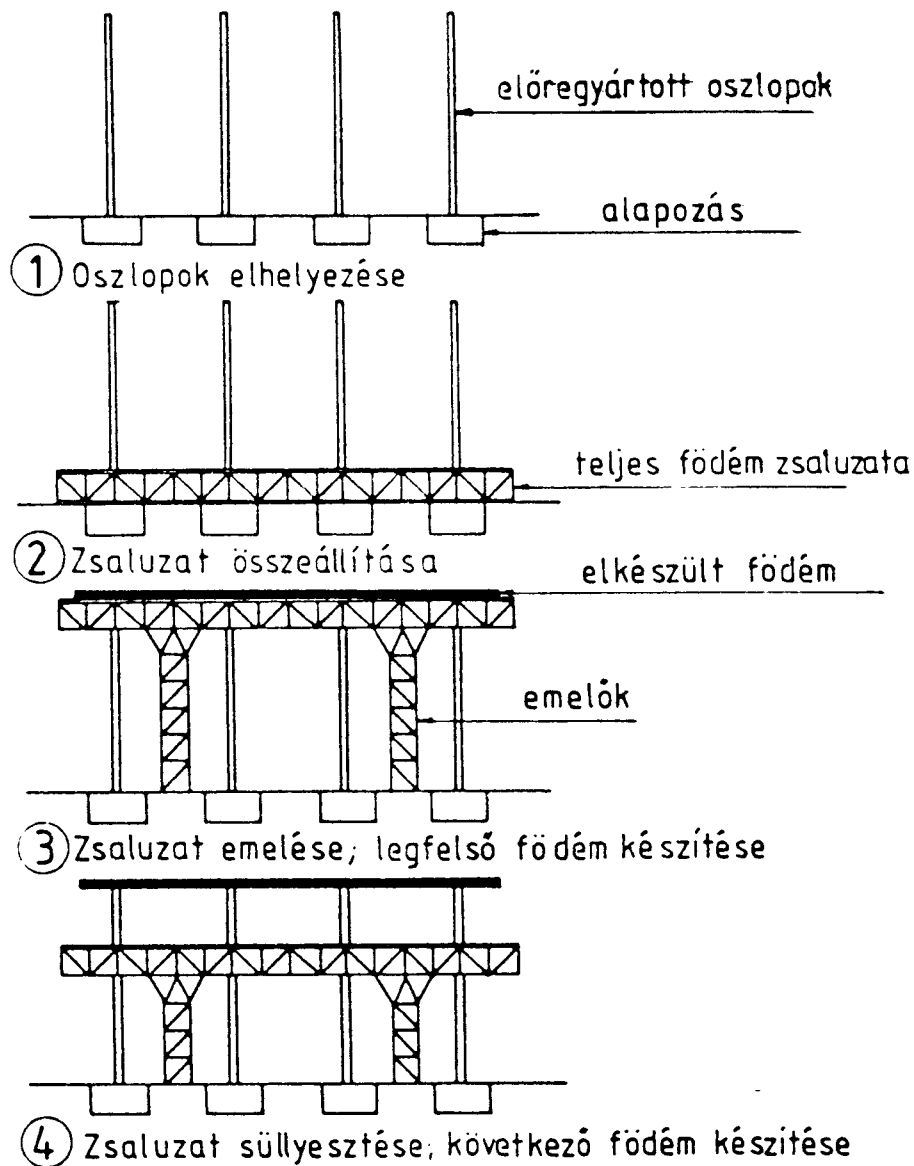
Ezzel a módszerrel alul-felül sík födémek készíthetők, így a tartószerkezet itt is fej nélküli gombafödém lesz. A födémlemez betétekkel kikönnyíthető, vagy kazettás lemezzé alakítható. Ez a födémgyártási módszer nem teszi lehetővé a lemezfödémeknél oly gyakran szükséges túlemelést.

b) Az emelőzsalus módszer esetében a teljes födémzsaluzatot emelőszerkezetekkel mozgatva mindig a gyártandó födém alá emelik. Ebből következik, hogy a födémeket fölül-ről lefelé kell készíteni. A már elkészült födémek alátámasztására el kell helyezni a teljes épület magasságú előre gyártott pillérek (232. ábra). A hazánkban kidolgozott emelőzsalus megoldásnál az emelőszerkezet a pillérektől független, mezőközépen elhelyezett emelőkkel mozgatja a födémzsaluzatot. A födém alul-felül sík lemez, esetleg kikönnyítéssel, vagy kazettabetétekkel készítve. Az így kialakult szerkezet fej nélküli gombafödémű váz.

A módszer alkalmas gombafej készítésére is, ezért elsősorban nagy fesztávok és nagy födémterhek esetén célszerű alkalmazni. A födémszerkezet túlemelése elvileg megoldható. Az épület teljes magasságában elkészült előregyártott pillérek ideiglenesen merevíteni kell, mert az emeletmagasságúra tervezett pillérek karcsúsága építés közben nem megfelelő.

A részben előregyártott épületvázak fő tartószerkezeti elemei (pillérek és födémek) korszerű technológiai rendszerek alkalmazásával viszonylag kevés helyszíni munkával készülnek. A kiegészítő szerkezetek (merevítőfalak, felvonóaknák, lépcsők, mellvédek stb.) kivitelezését úgy kell megoldani, hogy a vázszerkezethez hasonlóan kevés helyszíni munkát igényeljenek. Ezen a területen nehezebb a zsaluzatokat tipizálni, hiszen a kiegészítő elemek túlságosan változatosak.

A korszerű módszerekkel készült részben előregyártott épületvázak hazánkban a kísérleti próbálkozások után nem nagyon terjedtek el. Ezeket a típusokat olyan országokban fejlesztették ki, ahol magas technikai felkészültséggel, igen gyorsan, igen szűk építési területen kellett többszintes épületeket építeni. Ezeken a helyeken is elsősorban magas ráfordítási költségű irodákat építettek ezzel a módszerrel, ott, ahol a magas telekárak és a szűk városi környezet gazdaságossá tette ezt a viszonylag költségesebb technológiát.



232. ábra
Emelőzsalus rendszerrel készülő vasbeton váz

13.2.3 Előregyártott vasbeton vázas épületek

Az iparosított kivitelezésre való törekvés a vasbeton szerkezetek előregyártásában gyors fejlődést eredményezett a II. világháború után.

Hazánkban elsőként az ipari épületeknél térthódító előregyártás rövid időn belül olyan nagyelemes előregyártási eredményeket ért el, amelyek európai viszonylatban is kiemelkedőek voltak. Ez a nagyelemes előregyártás a beépítés közelében, helyszíni előregyártással valósult meg. Napjainkban a helyszíni előregyártás háttérbe szorult és inkább az üzemi előregyártás fejlődik.

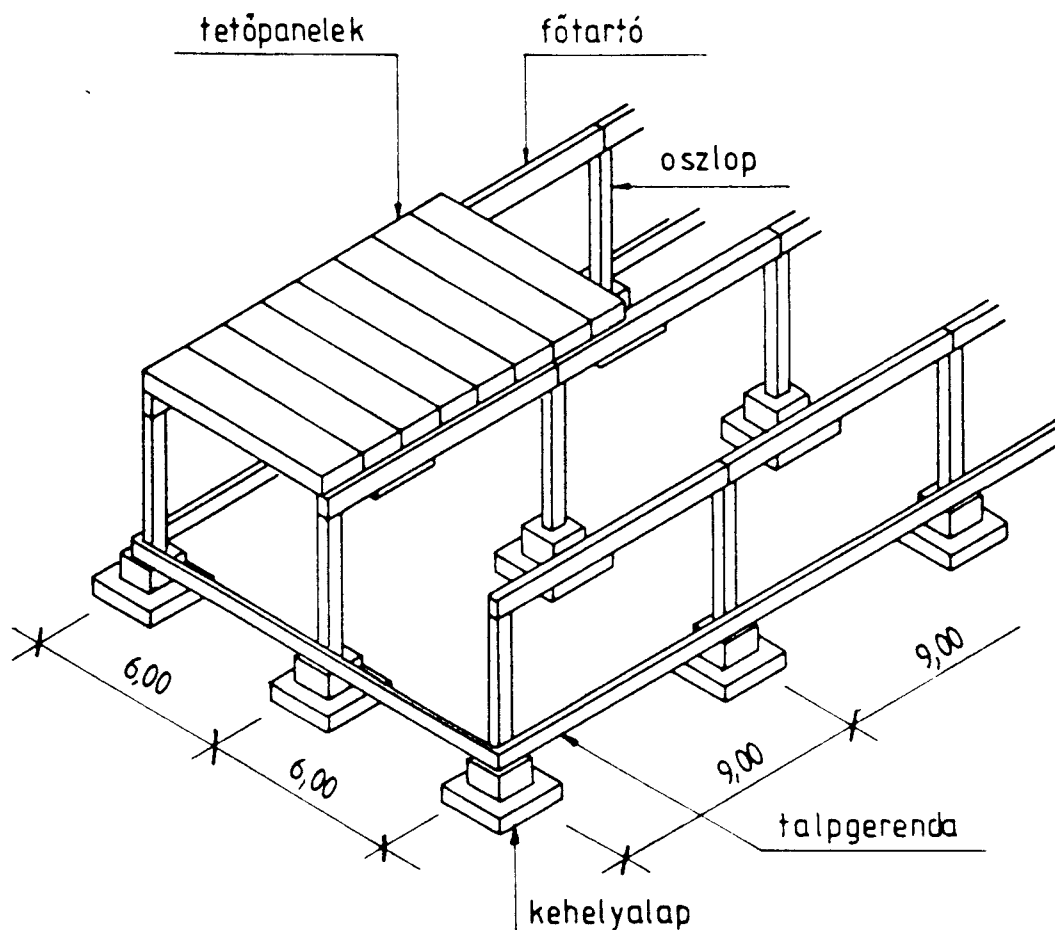
Az üzemi előregyártás a csarnokszerkezetek, földszintes és többszintes ipari kommunális épületvázak olyan választékát állítja elő, hogy megoldhatóvá vált előre gyártott építési rendszerek kidolgozása és gyártása.

Az előre gyártott vázak alapjai általában monolitikus szerkezetek. Síkalapozás esetén rendszerint pilléralapok készülnek, mélyalapozás esetén cölöpcsoportok, kutak résfalak stb. A közvetlenül talajjal találkozó szerkezet előre gyártása csak igen nehezen oldható meg. A földmunka utáni egyenletlenségeket általában monolitikus szerkezetekkel szokták kiegyenlíteni.

A teljes előregyártás és a felmenő szerkezetekkel való jobb kapcsolat érdekében kialakultak azok az üzemen előre gyártott vázak is, amelyekhez alapkelyhek és talpgerendák is készülnek (223. ábra).

Az előre gyártott kelyheket az alatta lévő monolitikus alapszerkezetre, vagy kavicságyra minden esetben megfelelő egyenletes felfekvést biztosító ágyazattal kell felültetni.

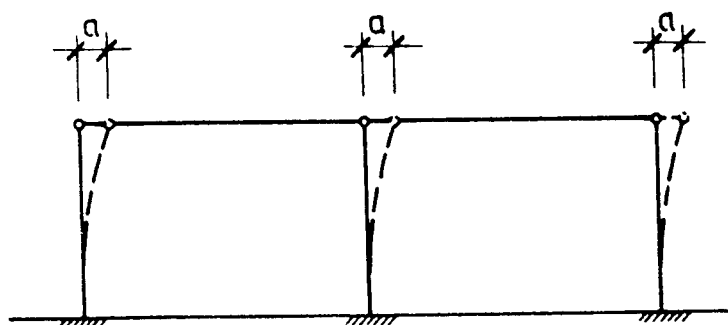
A talpgerendák a kelyhekre támaszkodnak. A kelyhekhez valamint egymáshoz monolitikus kapcsolattal célszerű a gerendákat összekötni, hiszen a körülbetonozás az acélbetétek egyetlen megnyugtató védelme talajban lévő, eltakart csomópontokban.



233. ábra
-Előregyártott csarnokszerkezet

A felmenő vázszerkezet eltérő jellegzetességeket mutat csarnokszerkezeteknél és az egy-, illetve többszintes vázszerkezeteknél.

A vasbeton csarnokszerkezetek vízszintes merevségét általában a függőleges tartószerkezet alsó befogása biztosítja (234. ábra).

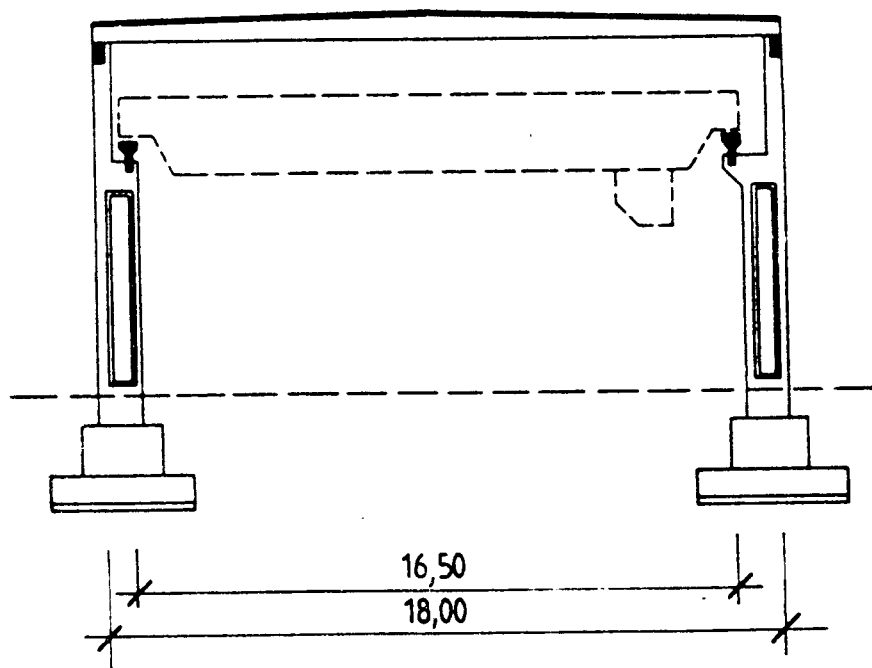


234. ábra
Vízszintes merevség modellje

Előfordul, hogy az oszlopok csak egyik irányban befogottak, másik irányban valamilyen merevítő szerkezet (rácszat, fal stb.) merevíti a csarnokot.

A daruzott csarnokok esetében a darupálya a vázszerkezet oszlopaíra, esetleg önálló, a váztól független oszloprendszerre támaszkodik. Az utóbbi megoldást csak kényszerhelyzetben használják.

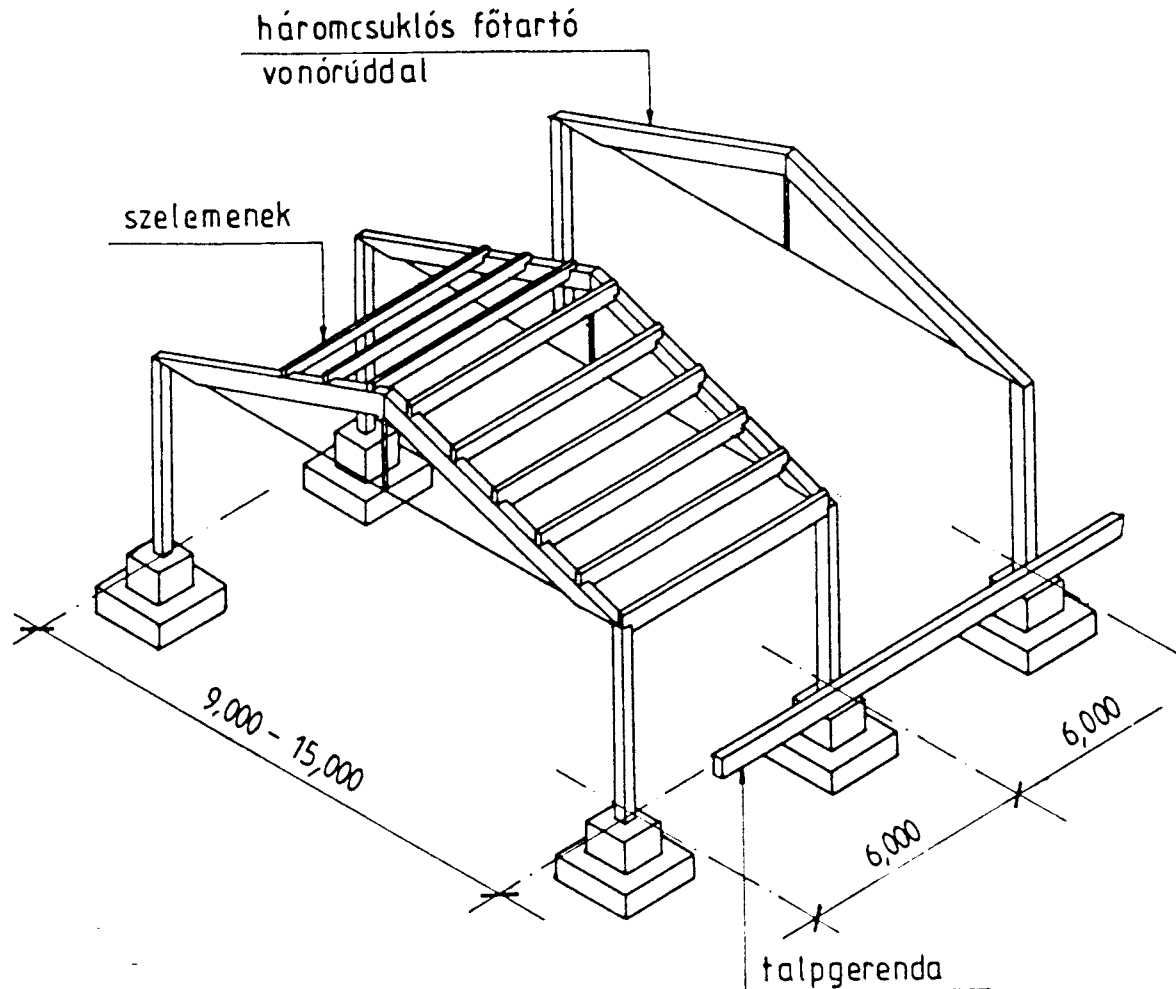
A darupálya gerendája lehet előregyártott vasbeton (235. ábra), vagy acélszerkezet.



235. ábra
Előregyártott daruzott csarnok előregyártott vasbeton darupályával

A csarnokszerkezeteknél szinte kivétel nélkül csak egyirányú főtartók készülnek. A főtartók irányától függően beszélünk haránt vagy hosszvázás csarnokról.

A főtartókra általában a tetőpanelek támaszkodnak, egyes vázaknál azonban fióktartók, vagy szelemenek készülnek és ezek hordják a tetőpaneleket vagy a héjazatot (236. ábra).



236. ábra
Magastetős daruzatlan csarnok

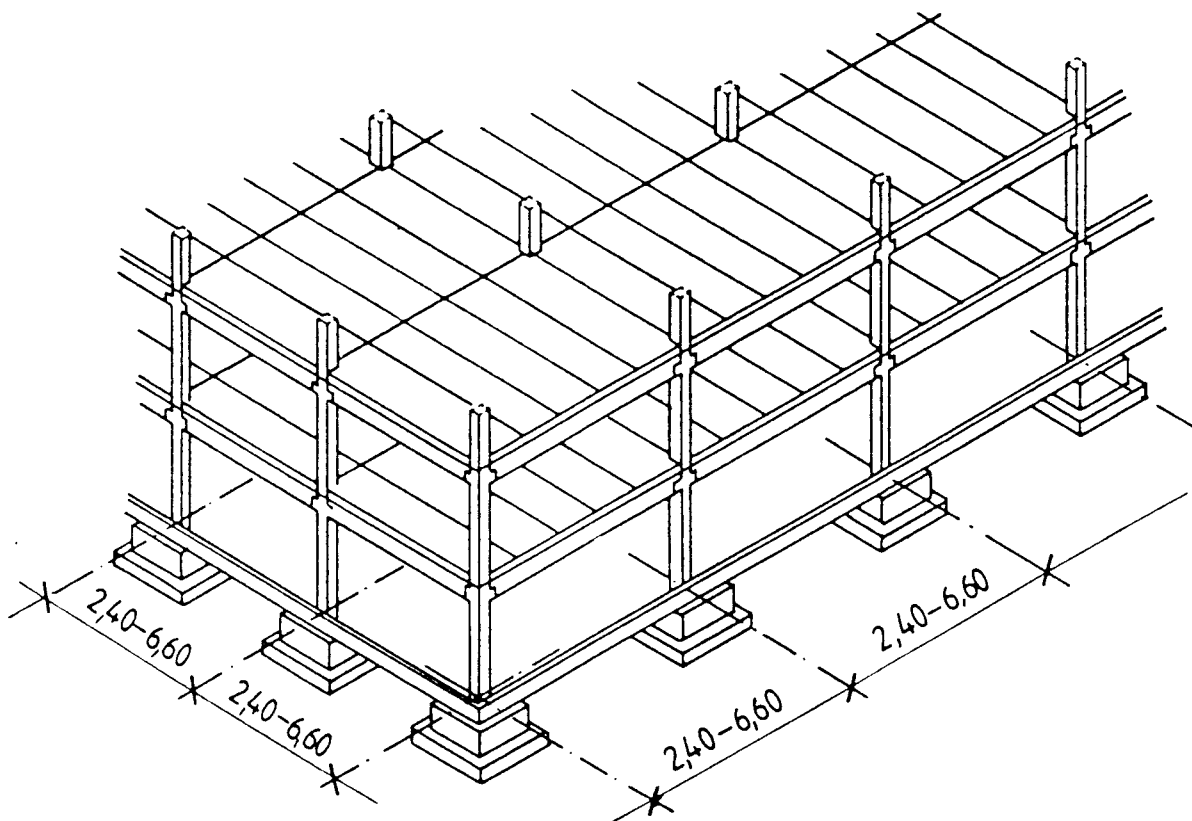
Hosszfőtartósnak mondjuk azt a csarnokszerkezetet, amelynél a főtartó fesztávolsága nagyobb a tetőpanel fesztávolságánál, és rövidfőtartós, ha a főtartó fesztávolsága kisebb. A rövidfőtartós kialakítás előnye, hogy a nagyobb terheket hordó főtartó fesztávolsága a kisebb, így lényegesen csökkennek az igénybevételek.

A tetőpanelek általában bordázatosak. A bordás panelek teherbírásukhoz képest kis anyagfelhasználással készülnek, így egyrészt olcsóbbak, másrészt jóval könnyebbek a tömör szelvényhez képest.

A csarnokszerkezetek födémében gyakran készülnek felülvilágító szerkezetek. Felülvilágító készíthető a tetőpanelek lyukasztásával (kupolák stb.), tetőpanel sávok kihagyásával (hernyók stb.), egész födémmezők féloldalas felemelésével (shéd) vagy teljes felemelésével (bazilikális kialakítás).

A felmenő vázszerkezetek másik csoportját képezik az egy-, és többszintes vázszerkezetek. Ezek a vázak 3-4 m-es emeletmagasságokkal és legfeljebb 12 m-es fesztávolságokkal készülnek (237. ábra).

A váz térbeli merevségét 1-2 szintes épületig az alul befogott és teljes épületmagasságban egy elemből készült pillérek megoldhatják. Többszintes épületeknél merevítőfalakkal készülnek a vázak. Merevítőfalak esetén a pilléreket elegendő egy szint magasra készíteni és csuklós kapcsolattal egymásra állítani. A merevítő falak 2-3 szintes épületig falazottak is lehetnek, de általában monolit vasbeton merevítő falak készülnek a többszintes vázakhoz.



237. ábra
Előregyártott többszintes vázszerkezet

A többszintes vázszerkezetek födeme általában pillérekre támaszkodó főtartókból és a főtartókra terhelő födémpanelekből készül. Kisebb fesztávok esetére, közvetlenül a pillérekre támaszkodó födémpanelos vázat is kidolgoztak. A födémpanelek lehetnek bordázottak, vagy alul-felül sík, üreges elemek.

A födémgerendák és födémpanelek kéttámaszú szerkezetek, esetleg konzolos túlnyújtással.

A lépcső a többszintes vázak jól tipizálható kiegészítő szerkezete, ezért egyre gyakrabban készülnek olyan előre gyártott vázak, amelyekhez előregyártott lépcsőkarok és pihenők kapcsolhatók. A lépcső kéttámaszú szerkezetként a pihenő lemezekre vagy itt lévő szegélygerendára támaszkodik. Ha a lépcsőkar a pihenőkkel együtt készül, akkor kéttámaszú törtvonalú lemezszerkezet alakul ki.

A homlokzati falpanelek szinte valamennyi előre gyártott vasbetonváz olyan kiegészítő szerkezetei, amelyek lehetővé teszik a váz széles körű használhatóságát. A falpanelek gyártásánál cél, hogy az olyan csereszabatos elem legyen, amely alkalmas különböző vázak borítására. A homlokzati falpanelek homlokzati helyzetük alapján vízszintes (fekvő), vagy függőleges (álló) falpanelek lehetnek.

Hőtechnikai szempontból hőszigetelt (szendvics) és hőszigetetlen falpanelekről beszélünk.

A függőleges panelek 1-2 szintes és csarnokszerkezeteknél épületmagassággal azonos hosszban készülnek és a talpgerendákon állnak, míg többszintes épületeknél a panelek emeletmagasságúak és a födémekre terhelnek.

A vízszintes panelek a pillérek osztástávolságának megfelelő hosszúságúak, és a vázak modulrendszeréhez igazodó, változó magasságúak. A vízszintes falpanelek függőleges terheiket vagy az oszlopokra, illetve segédoszlopokra, vagy szegélygerendákra adják át. A vízszintes terheket rendszerint az oszlopok veszik fel.

A vázak csomóponti kapcsolatai nagyon változatosak. Az alap és felmenő váz erőjáték szempontjából kétféleképpen kapcsolódhat: befogással, vagy csuklósan.

A befogott kapcsolat az oszlopok helybeállításával és a kehely helyszíni kibetonozásával készül. Az oszlopokat a szelvényméretük 1,5-2-szeres méretével ajánlatos a helybe befogni. Méretezéskor gondolni kell az oszlop befogott szakaszán fellépő jelentős nyíróerőre, amelyet sűrű kengyelezéssel lehet felvenni.

Csuklós alap és felmenő szerkezeti kapcsolat esetén az oszlopokat sík alapszerkezeti felületre ültetve helyezik el, úgy, hogy az a vízszintes elmozdulások, elcsúszások ellen biztosítva legyen. Az elmozdulás ellen általában hegesztett kapcsolat vagy 3-4 cm-es magasságú idomacéi perem, vagy vasbeton kehely készül.

Az oszlopok felfekvésénél ajánlatos az egyenletes felfekvést biztosító habarcs vagy beton ágyazat készítése.

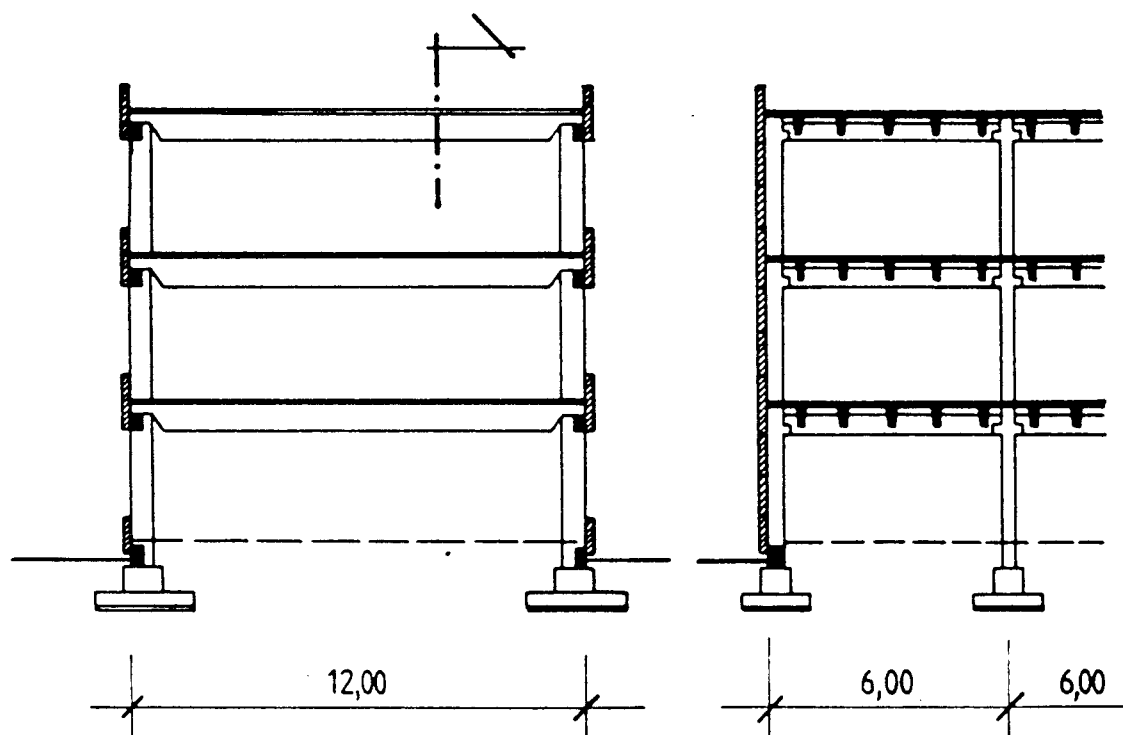
Az oszlopokat többszintes épületek esetén nem célszerű egy hosszban gyártani (adott esetben ez nem is lehetséges). Az oszlopok toldását a legegyszerűbben csuklós kapcsolattal oldhatjuk meg, ezért ez a megoldás az általános. A csuklókat célszerű a födémmagasságban elhelyezni, mert így

a födémtárcsa képes az oldalirányú elmozdulásokat megakadályozni a merevítőfalak segítségével.

A gerendák és főtartók szinte kivétel nélkül csuklós kapcsolattal támaszkodnak a pillérekre. A gerendák és főtartók többtámaszúsítása a bonyolult és nem megnyugtató eredménnyel járó megoldások miatt nem terjedt el. Többszintes vázak esetén a pillérek közvetlenül egymásra ülnek és a gerendák nem futnak át a pilléreken. Ilyenkor a pilléreken kialakított rövidkonzolra ül fel a gerenda.

A gerendák helyzetének biztosítására hegesztett vagy acélcsapos kapcsolatok készülnek. Gyakran alkalmazott megoldás, hogy a pilléren lévő rövid konzol a gerenda végébe beharap, így a gerenda végén erőteljes keresztmetszetszűkenés alakul ki.

Általában törekszünk arra, hogy a tartószerkezet minél kevésbé lógjon be a hasznos belső térbe. Meg kell jegyezni, hogy az ilyen beharapások okozta kicsiny szerkezeti magasságú elemrészek a vasbeton szerkezeteknél nem előnyösek, szigorúan fogalmazva az anyag tulajdonságaival ellentétes megoldások. Az építészeti követelmények miatt mégis elfogadhatóak, ha a megfelelő vasszerelés és betonbedolgozás sorozatgyártási körülmények között készül (238. ábra).



238. ábra

Előregyártott, többszintes, nagyfeszítávú váz

A gerendák egyenletes felfekvésének biztosítására általában elterjedt a neoprén lemezek és acéllemez betétes neoprénsaruk alkalmazása. Ezen kívül habarcságyazat vagy acéllemez alátétek használatosak.

A födémpanelek kéttámaszú vagy kéttámaszú konzolos szerkezetek egy irányú teherhordással. Kisebb (3-6 m-es) fesztávok esetén két irányban teherhordó födémpanelek is készülnek (esetleg közvetlenül az oszlopokra támaszkodóan).

Födém tárcsa kialakítása a födémpanelek összekapcsolásával oldható meg. Ez az összekapcsolás lehetséges a panel-fugák kibetonozásával és koszorúk készítésével, illetve hegesztett kapcsolatokkal.

Szokásos a panelfugák kibetonozásakor a gerendák felett vasalás elhelyezése. Ez a vasalás a gerenda két oldalán lévő panelokat jól összefogja és a födém tárcsa létrejöttében jelentős a szerepe. (Nem szabad azonban ezt a vasalást a födém pallók többtámaszúsítására figyelembe venni!)

A merevítőfalak a födémek által közvetített vízszintes terheket minden nehézség nélkül átveszik, hiszen a váz közé épülnek be. A függőleges terhek átadása a merevítőfalakra már gondos csomóponti tervezést és kivitelezést igényel.

A merevítőfal állékonysága szempontjából nagyon fontos, hogy minél nagyobb függőleges terheket kapjon, hiszen felborulás ellen a húzószilárdsággal nem rendelkező talajban lehorgonyozni nem lehet.

A merevítőfalakat ajánlatos vázszerkezetben két pillér közé helyezni, mert megfelelő kapcsolattal a pillérek képesek leterhelni a merevítőfalakat. A függőleges erő átadása (a pillérről a pillérhez ütköztetett falra) nyírási kapcsolatot igényel a pillér és a fal között. A nyírási kapcsolatot biztosíthatja a pillér rövidkonzolja a födém magasságában, vagy a pillér oldalán lévő tagozatok, idomacél szerelvények, kiálló tüskék stb.

Előregyártott vasbeton vázakat mindazon esetekben ajánlatos alkalmazni, amikor az igények elfogadhatóan hozzáigazíthatók az üzemi előregyártásban készült tipizált vázak nyújtotta lehetőségekhez.

Természetes, hogy tipizálni és üzemben, nagy sorozatban előre gyártani csak tömegesen és folyamatosan fellépő igényeknek megfelelően lehet. Ezért egy-egy eseti probléma megoldására nem célszerű az üzemi vázak módosított gyártását kérni. Ilyenkor egyedi (monolit) váz tervezése célszerűbb és gazdaságosabb lehet.

13.3 AZ ÉPÜLETEK MEREVÍTŐFALAI

A merevítőfalak biztosítják az épületek térbeli merevségét. A térbeli merevség azt jelenti, hogy az épület bármely alaprajzi irányban csak korlátozott mértékben képes eltolódní és lecsavarodni. A korlátozás mértékét a pszichikai, az esztétikai hatás és a beépített valamennyi szokásos szerkezet alakváltozási képessége figyelembevételével

15. FESZÍTETT VASBETON SZERKEZETEK

15.1 A FESZÍTETT VASBETON SZERKEZETEK KIALAKULÁSA, A FESZÍTÉS ELVE

15.1.1 A feszített vasbeton szerkezetek kialakulásának történeti áttekintése

Az a gondolat, hogy a betonban lévő vasbetéteket megfeszítsék, csaknem egy idős a vasbeton történetével. A kezdeti próbálkozások hosszú ideig azonban kudarcot vallottak, mivel keveset tudtak még a beton és acél mechanikai tulajdonságairól.

A feszítés gondolatát tulajdonképpen a vasbeton alkalmazásának korlátai vetették fel. A századfordulóra már elég sok vasbetonépítményt kiviteleztek, többek között néhány vasbeton hidat is, így a vasbetonnal kapcsolatban sok tapasztalat gyűlt össze. A tapasztalatok sorában szerepelt a beton azon kellemetlen tulajdonsága is, hogy megreped, és a repedések meg is nyílnak, a húzott beton lényegében csak az önsúlyt növeli. A szerkezetek egy részét nem lehet közönséges vasbetonból kialakítani, mivel nem teljesíti a szerkezettel szemben támasztott követelményeket. Így például folyadéktartályoknál, ahol követelmény a folyadékzárás, vagy olyan szerkezeteknél, ahol a vasbetétek megbízható korrózióvédelméről kell gondoskodni - vasúti vasbeton hidak - a megnyíló repedések miatt a vasbetont nem, vagy csak igen korlátozottan tudták alkalmazni.

Az első szabadalom, amely a feszített betonra vonatkozik, a berlini DOEHRING-é az 1888. évből, majd az osztrák J. MANDL 1896-ban írja le tanulmányában azt a javaslatot, hogy a betonozás, illetve a terhelés előtt meg kell feszíteni az acélt és így a betonban keletkező húzófeszültségeket ellensúlyozni lehet.

A későbbiekben sokan próbálkoztak feszített vasbeton előállításával. Így LUND; M KOENEN; RIEKHOHM; 1905-1907-ig. A továbbiakban az 1920-as évekig az USA-ban és Európában számos kutató foglalkozott a feszített vasbeton szerkezettel, de számottevő eredmény nélkül.

A próbálkozások kudarcának elsősorban az volt az oka, hogy nem ismerték még pontosan a beton zsugorodását, a beton és acél lassú alakváltozását, illetve egyéb hatásokat, amely felemésztették a feszítési feszültségeket.

A feszítés gyakorlati megvalósítása E. FREYSSINET (1928) francia mérnök nevéhez és szabadalmához fűződik. A feszítéshez nagy szilárdságú acélbetétet használt, és azt 400 N/mm^2 -nél nagyobb feszültséggel feszítette meg, ezáltal

a veszteségek után is számottevő hatékony feszültség maradt az acélbetétben.

Az építőanyagok fizikai tulajdonságainak kutatása mellett FREYSSINET gyakorlati kérdések megoldásával elősegítette a feszített szerkezetek megvalósítását. Feszítőszaktókat, lehorgonyozó szerkezeteket, gépi berendezéseket szerkesztett. Az általa kidolgozott feszítési eljárás tökéletesített formája a mai napig is elterjedt módszer.

Hazánkban a feszített vasbeton szerkezet alkalmazásáról lényegében az 50-es évektől kezdve beszélhetünk. Ma lényegében Magyarországon két nagy alkalmazási területe van. Az egyik az előregyártás, ahol tapadóbetétes előfeszített vasbeton födémgerendák, födempallók, távvezetékoszlopok, vasúti vasbeton aljak, közúti hídgerendák, vasbeton csövek készülnek.

A másik terület az építéshelyi feszítés, ami általában utófeszítés. Közúti hidak és különböző folyadéktartályok, nagy támaszkozú tartók épülnek ezzel a módszerrel.

15.1.2 A feszítés elve és célja

A beton olyan fizikai tulajdonsággal rendelkezik, hogy nyomó-igénybevételeket jól, húzó-igénybevételeket viszont alig képes elviselni. Ezért a húzóerők felvételére vasbetétet alkalmazunk a vasbeton tartókban, a nyomóerők felvételét a betonra hárítjuk. A vasbeton ismert hátránya, hogy húzott, illetve hajlított tartóknál az acél mintegy 50 N/mm^2 feszültségénél a beton megreped, mivel a beton nyúlási képessége 0,15-0,2%. Normál vasbeton szerkezet esetében, amennyiben a tartó nincs agresszív hatásnak kitéve, illetve nem követelmény a repedésmentesség, a repedés általában nem jelent problémát, mivel a repedések tágassága 0,1-0,2 mm-t nem haladja meg, és ez elegendő biztonságot nyújt normál esetben a vasbetétek korrózióvédelmére.

A normál vasbeton tartó repedése azonban egyben azt is jelenti, hogy a húzott övben lévő betont nem használjuk, viszont ezek a teherviselésben nem hasznosítható részek jelentős súlyt jelentenek.

A nagyszilárdságú betont nem lehet megfelelően kihasználni. A normál vasbeton szerkezetekben nagyszilárdságú acélt alkalmazni gazdaságosan nem lehet. Ennek az az oka, hogy míg a nagyszilárdságú acélok szilárdsága a normálacélhoz képest 2-5-szörös, rugalmassági modulusuk nagyjából azonosak. Ez egyben azt jelenti, hogy a nagyszilárdságú acél magas szilárdságának kihasználása esetén az acélban a nyúlások 2-5-szörösre növekednek.

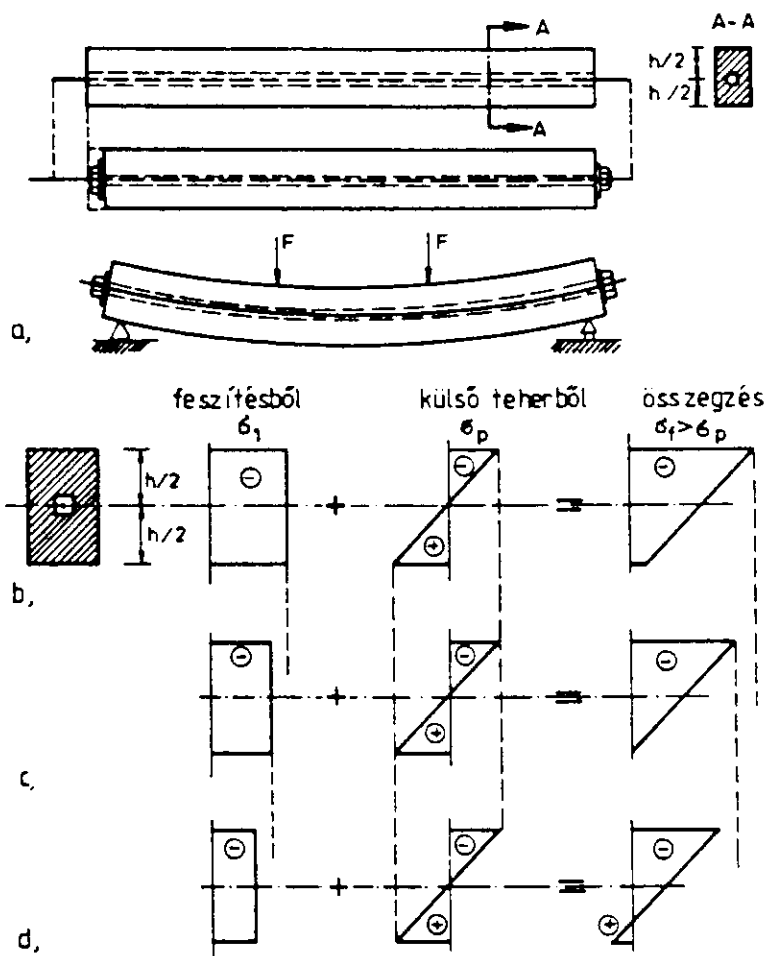
Ilyen mértékű nyúlás mellett természetesen a betonban a repedések erősen megnyílnak és a tartónak olyan nagy

lesz az alakváltozása, ami már nem engedhető meg. A nagy-szilárdságú acélokat tehát normál vasbeton szerkezetekben nem tudjuk kihasználni.

Az előzőekből következik, hogy ha a tartóra olyan nyomóerőt tudunk működtetni, melynek következtében a használati terhek hatására a betonban egyáltalán nem, vagy csak kismértékű húzófeszültségek keletkeznek, akkor a betont jól ki tudjuk használni, és egyben a repedéseket is meggátoljuk, illetve azok tágasságát lényegesen csökkenteni tudjuk. Ezt a nyomóerőt feszítéssel lehet elérni.

A feszítés célja, tehát az, hogy a tartó olyan feszült-ségállapotba kerüljön, hogy a külső teherből keletkező feszültségek csak nyomófeszültségek, illetve kis értékű húzófeszültségek legyenek, és ezáltal a beton teljesen vagy csaknem teljesen bevonható legyen a teherviselésbe.

Vizsgáljuk meg a betonban ébredő normál feszültségek szempontjából egy központosan feszített, hajlításra igénybe vett tartót (211. ábra). A betétekben lévő húzóerővel - feszítőerővel - a betonban fellépő nyomófeszültségek eredője tart egyensúlyt.



311. ábra
Központosan feszített tartó feszültségeinek alakulása

A feszítőerő működésének következtében tartó saját-feszültség állapotba kerül, mely sajátfeszültség a központosan működtetett feszítőerő következtében most egyenletesen megoszló lesz (σ_f).

Ha a tartót kéttámaszú tartóként megterheljük, a nyomaték hatására a keresztmetszet mentén lineárisan változó normálfeszültségek lépnek fel (σ_p), feltételezve, hogy a beton homogén és lineárisan rugalmas. Ezek a feszültségek a feszítéssel létrehozott sajátfeszültségre szuperponálódnak ($\sigma_f + \sigma_p$).

Az alkalmazott feszítőerő nagyságának változásával változik a feszültségeloszlás is. Lehet olyan nagyságú feszítőerőt alkalmazni, hogy a teljes keresztmetszetben csak nyomófeszültség ébredjen (311/b ábra) ennél kisebb feszítőerő esetén az alsó szálban lehet a feszültség éppen zérus vagy kis értékű húzófeszültség (311/c, d ábra). A központosan elhelyezett feszítőbetéttel el lehet ugyan érni, hogy a betonban az önsúly és a hasznos teher, mint külső erő hatására a gerendában csak nyomóerők ébredjenek, azonban így hamar kimerítjük a betonra megengedett nyomó határfeszültséget, és gazdaságtalanul nagy feszítőerőt kell alkalmazni.

Ezért hajlított gerendáknál célszerű a feszítőbetéteket külponatosan elhelyezni. A feszítőbetétek célszerű elrendezését a későbbiekben tárgyaljuk.

15.1.3 A feszített szerkezetek osztályozása

A feszített szerkezeteknél a kívánt saját feszültség-állapot kialakulását a feszítőbetét - acél - meghúzásával, megfeszítésével hozzuk létre, majd ezt az erőt a betonra adjuk. Ezt alapvetően kétféle módon lehet megvalósítani.

Az egyik módszer az, hogy az acélbetéteket megfeszítik, majd valamilyen fix pontokhoz rögzítik. Ezután bebetonozzák és a beton megszilárdulása után a rögzítéseket feloldják, ezáltal az acélban lévő erő annak tapadása révén a betonban nyomóerőt hoz létre. Az így készített szerkezeteket, mivel a feszítés a beton megszilárdulása előtt történik, előre feszített vagy előfeszített szerkezetnek nevezik.

A másik módszer az, hogy az acélbetét részére a betonban üreget képeznek, annak megszilárdulása után elhelyezik az acélbetéteket, majd megfeszítik és a szerkezeti elem végénél a betonhoz rögzítik.

E módszer szerint készült tartókat, mivel a feszítés a beton megszilárdulása után történik, utófeszítettnek nevezzük.

Az előbb felsorolt osztályozás elsősorban technológiai szempontból lényeges. Statikai szempontból fontos, hogy a beton a külső terhek fellépése előtt a kívánt saját feszültségállapotba kerüljön, továbbá az, hogy milyen a feszítőbetét és az acél között a kapcsolat. Tapadóbetétes szerkezetnek nevezzük azokat a szerkezeteket, amelyeknél a feszítőerő az acélbetét teljes hosszában a felületi kötés révén adódik át a betonra. Ilyen pl. az előregyártott E típusú előfeszített földéngerendák és PK-PS típusú előfeszített vasbeton földémpallók.

Az utófeszített tartóknál a feszítőerőt a tartó végén adjuk át, így ezeket véglehorgonyzásos vagy csúszóbetétes szerkezeteknek is nevezzük.

A korrózióvédelem miatt a feszítőbetét elhelyezésére szolgáló üreget ki szokták injektálni. Ily módon utólagosan tapadóbetétesseé lehet tenni a tartót, a véglehorgonyzás azonban ilyenkor is megmarad.

15.1.4 A feszítés előnyei és hátrányai

A feszítés megjelenése a vasbetonépítésben egy sor új alkalmazási lehetőséget biztosított a vasbeton szerkezeteknek, de nem jelentette egyben azt, hogy felváltja a normál vasbetont.

Egy adott feladat szerkezeti megoldásánál igen sok szempontot kell figyelembe venni, így a feszített vasbeton szerkezetek összehasonlítását csak a normál vasbetonhoz célszerű megtenni. A feszítéssel járó előnyök így is csak viszonylagosak, a cél mindig a szerkezettel szemben támasztott követelmények lehető legteljesebb kielégítése kell hogy legyen.

1. A feszített vasbeton szerkezetek az üzemi terhekre repedésmentesek, vagy a repedéstágasság a szükséges mértékre korlátozható. Ennek következtében a korrózióvédelmi és folyadékzárási követelmények lényegesen jobban biztosítottak mint a nem feszített szerkezeteknél. A repedésmentesség esztétikai szempontból is kedvező. Továbbá a szerkezet élettartama magasabb.
2. A feszített tartóban a beton teljes vagy majdnem teljes keresztmetszetével részt vesz a teherviselésben, így nagyszilárdságú beton előnyösen alkalmazható, ami egyben kisebb keresztmetszetet igényel, így az önsúly is csökken.
3. Nagyszilárdságú acélok alkalmazása 40-50%-kal csökkenti az acélfelhasználást a normál vasbetonhoz képest.

4. A feszített tartó merevsége lényegesen nagyobb, mint ugyanolyan keresztmetszetű normál vasbeton tartóé, természetesen így lehajlása lényegesen kisebb.
5. A kisebb önsúly, és nagyobb merevség miatt lényegesen karcsúbb szerkezetek építhetők, ami esztétikailag is kedvező.
6. Nagyobb nyílások áthidalására alkalmas szerkezetek építhetők mint normál vasbetonból.
7. A feszítőbetétek megfelelő vezetése csökkenti a nyíró-feszültségeket, a kengyel feszítésével elérhető, hogy a tartóban a főfeszültség mindenütt nyomás legyen.
8. Feszítéssel kisebb előre gyártott elemekből, blokkokból is készíthetők tartók, azok esetenként szabadon szerelhetők. Az előre gyártott elemek együttdolgoztatása öszszefeszítéssel jól megoldható. Az előre gyártott tartók jól kombinálhatók a helyszíni betonnal.
9. Feszítéssel javítható az előre gyártott szerkezetek szállíthatósága.
10. A beépített anyagok a feszített szerkezet készítésekor kapják a legnagyobb igénybevételüket, így az anyagok bizonyos fokú anyagvizsgálatra is kerülnek.

A feszítésnek a fenti előnyei mellett vannak hátrányai is;

- a) A feszítés bonyolultabb technológia, így költséges, bonyolult felszerelést igényel, és több szakértelemmel rendelkező munkaerő szükséges.
- b) A feszített szerkezet nagyszilárdságú betonjának előállítására nagy szakértelmet követel és költséges.
- c) A feszítőbetétek elhelyezése sokkal nagyobb pontosságot követel.
- d) A nagyszilárdságú acél ára a normál betonacél áránál lényegesen magasabb, továbbá lehorgonyzásukhoz költséges acélszerelvényeket igényel, mindezek a megtakarítások egy részét felemésztik.
- e) A szerkezet biztonsága jelentősen függ az acélbetétek a betonban való lehorgonyzástól és megfelelő korrózióvédelmétől.
- f) A feszített szerkezetek számítása lényegesen bonyolultabb, munkaigényesebb.

Feszített tartók alkalmazása esetén, az előbbiekből következően körültekintő mérlegelésre van szükség. A technikai fejlődéssel, számos előnyük miatt világszerte elterjedt szerkezet, és nagymértékben fejlődött az elmúlt időszakban.

15.1.5 A feszített szerkezetek anyagai

15.1.5.1 A feszített szerkezetek acélbetétei

A feszített szerkezetnél a feszítés lényegéből következően, nagyszilárdságú acélokat használunk, ezek három fő csoportba sorolhatók:

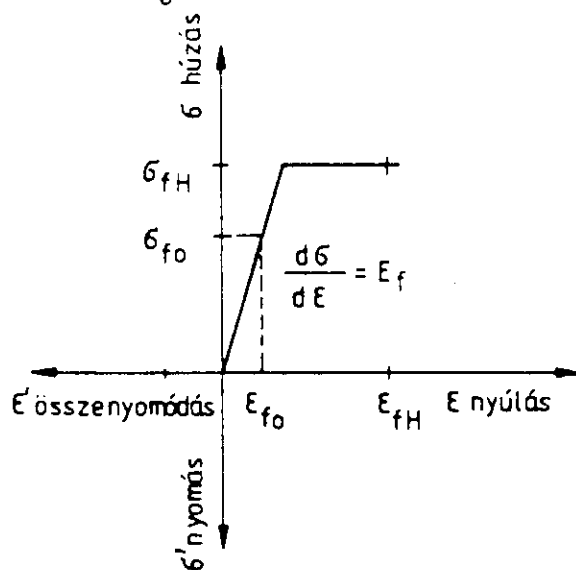
1. melegen hengereelt nagyszilárdságú acélok,
2. hidegen húzott, patentozott acélok,
3. nemesített ötvözött acélok.

A feszített szerkezetekhez leggyakrabban felhasznált acélanyag a nagyszilárdságú, hidegen húzott huzal.

Ezt úgy állítják elő, hogy 0,7-0,8% széntartalmú hengerhuzalt hidegalakítással - keményfém gyűrűkön való át-húzással - kisebb keresztmetszetűvé alakítják át. A hidegalakítás során az acél szakító szilárdsága nő, a szakadó nyúlása pedig csökken. A hidegalakításhoz az acélt hőkezeléssel előkészítik, ezt a folyamatot nevezik patentozásnak.

Ha a hidegalakítás után is hőkezelik azaz "megeresztik" a huzalt, úgy még kedvezőbbé válhatnak az acél szilárdsági tulajdonságai.

A huzalokat tekercsben szállítják. Fontos, hogy minél nagyobb átmérőjű legyen a tekercs, hogy utólagos egyengetést ne igényeljen, mert ez kedvezőtlenül hat a szilárdsági jellemzőkre. Tapadóbetétes előfeszített tartóknál a beton és acélbetét közötti jó kapcsolat biztosítására a huzalok felületét periodikusan alakítják ki. Régebben szokásos volt a tapadás fokozása érdekében a sima felületű acélok utólagos megmunkálása - rovátkolása, hullámosítása. Ezek a megmunkálások azonban mindig goromba beavatkozást jelentettek az acél szerkezetébe, ezért ma már nem igen használják.



312. ábra
Feszítőhuzalok feszültség-nyúlás diagramja

Újabban elterjedt feszítő acélbetét, a hidegen húzott patentozott huzalból sodrott, pászma. A pászmat 2, 3, 7 huzal összesodrásával állítják elő 2,5-4 mm átmérőjű huzalokból. Tapadása a betonhoz igen jó, mivel felülete periodikus.

A sodrás következtében a feszítés alatt a pászma alakváltozása lényegesen nagyobb mint a huzalé.

A feszítéshez használható acélok jellemzőit egyébként az MSZ 5720 és az MSZ 15022/2 szabvány tartalmazza.

Mint látjuk a feszített szerkezetekhez használt acélok

gyártási és így természetesen szilárdsági tulajdonságai is eltérnek a normál vasbetonban használt acéloktól.

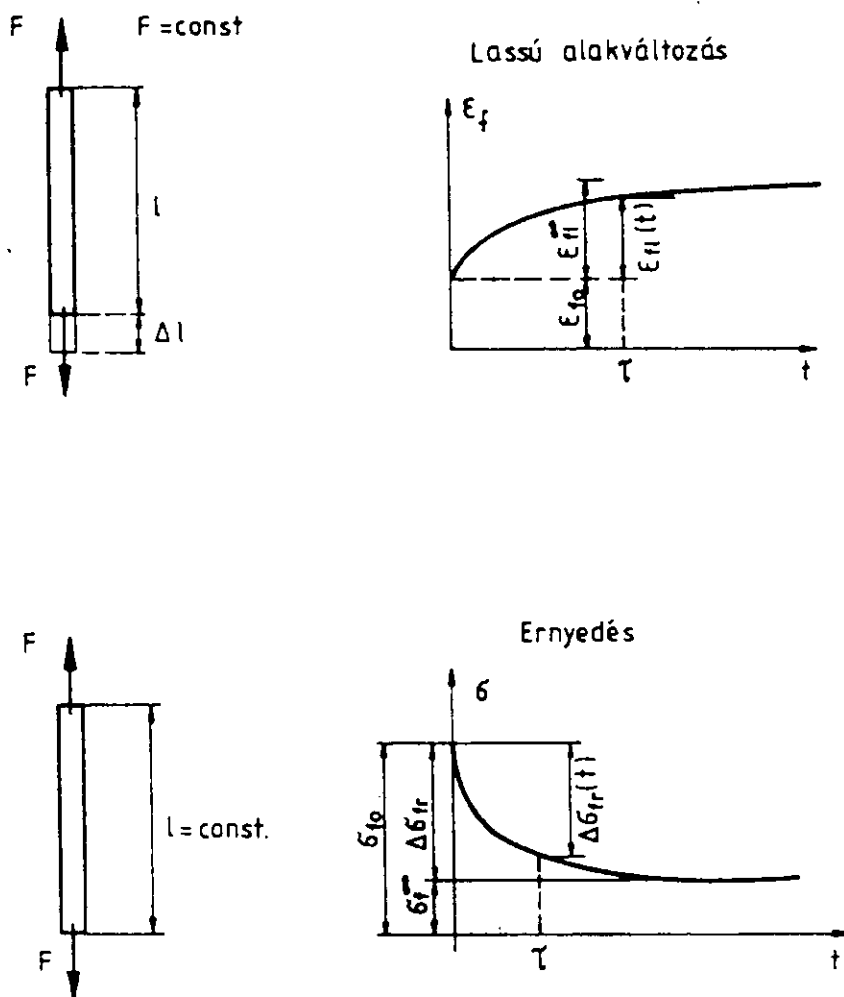
A feszítőhuzalok és pászmák a 312. ábra szerint csak húzásnak ellenálló, rugalmas-képlékeny tulajdonságúnak tekinthetők s rugalmassági tényezőjük $E_f = 195 \text{ kN/mm}^2$ értékű.

Tartós igénybevételek hatása az acélokra

A feszítőacélok a feszítéskor természetesen alakváltoznak. A feszítés befejezése után a tartós teher - feszítőteher - hatására azonban ezek az alakváltozások tovább növekednek. Ezeket az alakváltozásokat lassú alakváltozásoknak nevezzük. Két esetet szoktunk vizsgálni:

1. A teher tartós, állandó, az acél nyúlása növekszik ez a jelenség a kúszás.
2. Ha a nyúlás állandó érték, akkor az acélbetétben a feszültség csökken. Ez a jelenség az ernyedés (relaxáció).

Ezek a fizikai jelenségek az acél mechanikai tulajdonságainak, a kezdeti feszítőerőnek, a terhelés sebességének, a terhelés kezdetétől eltelt időnek, hőmérsékletnek a függvényei. A két jelenség időbeli lefolyását a 313. ábrán mutatjuk be.



313. ábra

A feszítőhuzalok időtől függő tulajdonságai

Az ábrán alkalmazott jelölések jelentése a következő:

ϵ_{fo} = kezdeti rugalmas alakváltozás,

ϵ_f^∞ = tartós alakváltozás - kúszási - végértéke,

t - terhelés kezdete óta eltelt idő,

σ_{fo} = kezdeti feszítési feszültség,

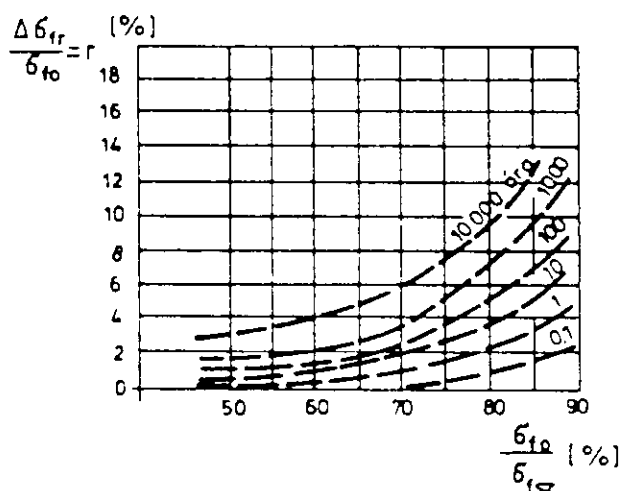
σ_f^∞ = tartós teher hatására maradó feszültség,

$\Delta\sigma_{fr}$ = tartós teher hatására bekövetkező relaxációs feszültség veszteség.

A különböző terhelési időtartamokban a relatív feszültségcsökkenést egy adott acélfajtánál, a kezdeti feszültség függvényében a 314. ábra mutatja. Ezen

$$\frac{\Delta\sigma_{fr}}{\sigma_{fo}} = \frac{\text{relaxációs feszültségveszteség}}{\text{kezdeti feszítési feszültség}}$$

$$\frac{\sigma_{fo}}{\sigma_{fsz}} = \frac{\text{kezdeti feszítési feszültség}}{\text{szakítószilárdság}}$$



314. ábra
Feszítőhuzalok relatív
feszültségcsökkenése

A különböző feszítőbetétek relaxációs feszültségcsökkenését az MSZ 15022/2 táblázatban adja meg. A relaxációs feszültségcsökkenés (r %) a σ_{fo}/σ_{fsz} arányától függ (312. ábra):

$$r [\%] = \frac{\Delta\sigma_{fr}}{\sigma_{fo}} 100.$$

Ebben az összefüggésben még nincs benne a beton kúszásának és zsugorodásának a $\Delta\sigma_{fr}$ -t csökkentő hatása (MSZ 15022/2 2., 3., 2., 4 pontok).

A feszített szerkezetekben kiegészítő vasalásként alkalmazott "normál" betonacélokra az MSZ 15022/1 szerinti előírások, azaz a normál vasbeton szerkezetekre vonatkozó előírások érvényesek.

15.1.5.2 A feszített szerkezetek betonja

A feszített szerkezetek betonjával szemben támasztott követelmények lényegesen nagyobbak a normál vasbetonhoz képest.

Első követelmény: a beton szilárdsága, a húzó, nyomó, nyírószilárdsága lehetőség szerint minél nagyobb legyen. Ez szükséges azért, hogy a feszítőerőt a beton megnyugtatóan felvegye, minél kisebbek legyenek az ebből származó alakváltozások. A tapadóbetétes szerkezeteknél a tapadás jó legyen, azaz a beton és az acél kapcsolata biztosított legyen, ezért legalább C 20 minőségű betont kell előírni.

Ennek érdekében a jó minőségű, nagyszilárdságú, több frakcióból álló adalékanyagot kell biztosítani. Kötőanyagul 350-esnél kisebb szilárdságú cement nem használható, és lehetőleg gyorsan kössön.

A vízcement-tényezőt lehetőleg alacsonyra kell választani, természetesen a bedolgozási lehetőségek szem előtt tartása mellett! A beton készítéséhez használt anyagokat gondosan vizsgálni kell, továbbá készítése során az egyenletes minőséget biztosítani kell.

Második követelmény: a beton törési összenyomódása minél nagyobb legyen és ebből a rugalmas alakváltozás lehetőleg kicsiny. Ezt a követelményt minél magasabb szilárdságú betonnal lehet elérni.

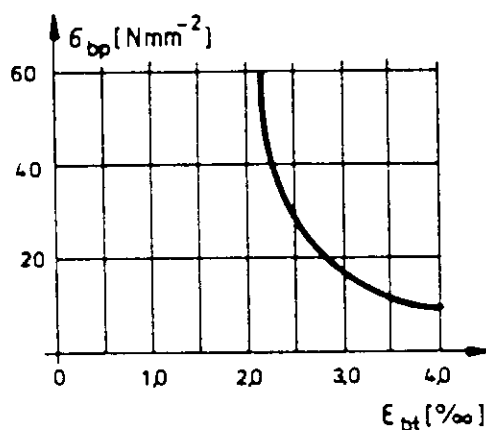
Harmadik követelmény: a beton zsugorodása kicsiny legyen azért, hogy a hatásos feszítőerő minél nagyobb maradjon.

A zsugorodás mértéke a cementtartalomtól függ elsősorban. Ezért 450 kg/m³-nél nagyobb cementadagolás nem ajánlott. Előnyös a nagyszilárdságú cementek alkalmazása, mert így a cementadagolás csökkenthető. A zsugorodás továbbá a vízcementtényezőtől, a bedolgozás módjától, a környezet nedvességtartalmától függ. A terheléstől viszont független (316. ábra).

Negyedik követelmény:

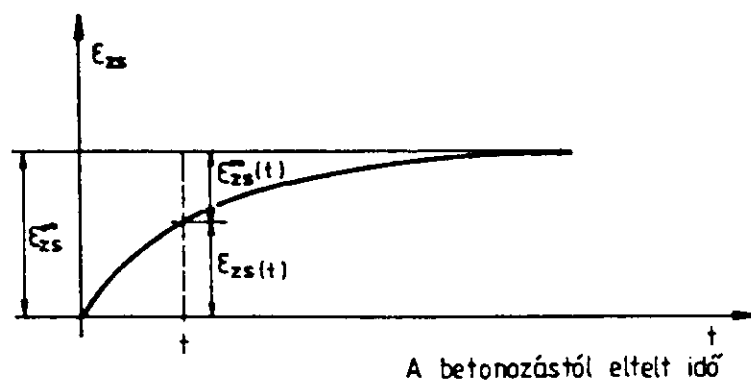
a beton lassú alakváltozása lehetőség szerint kicsiny legyen, hogy a feszültségvesztések minél kisebbek legyenek. A beton lassú alakváltozása a tartós teher hatására jön létre.

A lassú alakváltozást a beton vízcementtényezője, a cement adagolása, levegő nedvességtartalma, beton kora a tartós teher felhordásakor határozza meg (317. ábra).

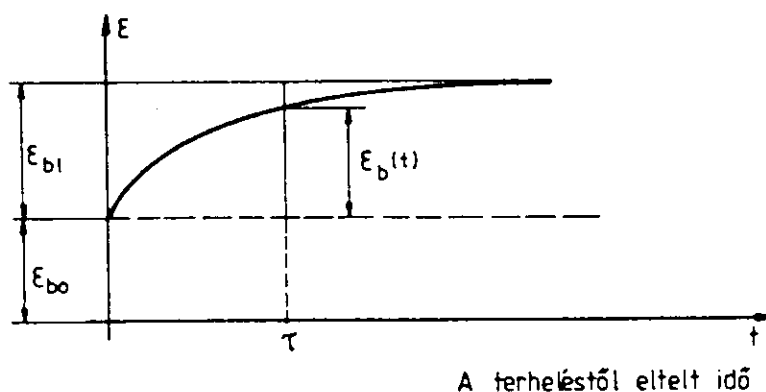


315. ábra

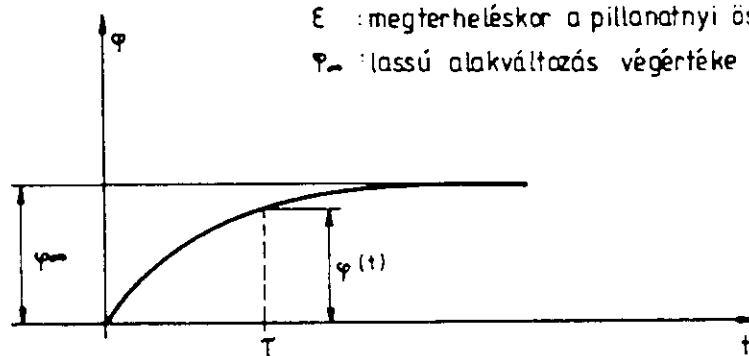
A törési összenyomódás és prizmaszilárdság összefüggése



316. ábra
A beton zsugorodása, a betonozástól
eltelt idő függvényében



ϵ : megterheléskor a pillanatnyi összenyomódás
 ϵ_{bo} : lassú alakváltozás végértéke



317. ábra
A beton lassú alakváltozása, a terheléstől
eltelt idő függvényében

Ötödik követelmény: a beton az acélok korrózióvédelmét biztosítja. Ez a követelmény feszített szerkezeteknél azért is fontos, mert a viszonylag kis átmérőjű feszítő huzalok korrózió esetén a bekövetkező keresztmetszet csökkenése, a teljes keresztmetszethez viszonyítva igen nagy érték lehet.

Ezért a megfelelő betontakaráson kívül a betonnak tömörnek, lehetőség szerint vízzárónak és korrózióállóknak kell lenni.

15.2 FESZÍTETT VASBETON TARTÓK FESZÜLTSGVESZTESÉGEI

Az előzőekből kitűnik, hogy a feszített vasbeton tartók különböző időpontban a feszültségveszteségek miatt más sajátfeszültség-állapotban vannak. Minden esetben külön meg kell állapítani, hogy az adott időpontban mely feszültségveszteségek játszódtak le, így kell meghatározni a csökkent feszítés feszültségét, azaz meghatározva az adott időponthoz tartozó hatásos feszítőerőt.

Hatásos feszítőerő tehát = kezdeti feszítőerőből levonva az adott időpontig bekövetkező veszteségeket.

Kezdeti feszítőerő: az az erő, amellyel az acélt megfeszítettük. A későbbiek során felsorolt feszültségveszteségek nem mindegyike lép fel a tartóknál.

A feszítési technológia, a tartó típusa, a feszítési rendszerek, különböző feszültségveszteségeket okozhatnak.

15.2.1 Előfeszített vasbeton tartók feszültségveszteségei

1. Az acél relaxációjából származó veszteség; (kúszás - ernyedés) minden esetben van.
2. A beton zsugorodásából származó veszteség; minden esetben van.
3. A beton lassú alakváltozásából származó veszteség; minden esetben van.
4. Feszítőpad és feszítőbetét hőmérséklet-különbségéből adódó veszteség; gyártástechnológia függvénye.
5. A beton maradó alakváltozásából sokszor ismétlődő teher esetén adódó veszteség; a tartó terhelésének függvénye, csak nagy intenzitású, ismétlődő terhek esetén lép fel.
6. Egyéb, technológiából adódó veszteségek; pl.: feszítőhuzal ékelésénél, rögzítésnél; csúszási veszteség, feszítőhuzal rendezőlemezein fellépő súrlódási veszteség stb.; a technológia határozza meg; általában külön nem számoljuk ezeket a veszteségeket, hanem a kezdeti feszítőerőt növeljük, becsült vagy tapasztalati értékkel.

15.2.2 Utófeszített vasbeton tartók feszültségveszteségei

Az utófeszített tartóknál a feszültségveszteségek lényegében megegyeznek az előfeszített tartóknál ismertetettekkel. A különbség az, hogy az acélokat itt a már megszilárdult betonra feszítjük rá, s így pl. a beton zsugorodásából származó veszteség akár nulla is lehet.

1. Az acél relaxációjából származó veszteség; minden esetben van.
2. A betonzsugorodásból származó feszültségveszteség; a feszítés időpontjában a beton korának a függvénye.
3. A beton lassú alakváltozásából adódó veszteség sokszor ismétlődő teher hatására.
5. A feszítőelemek súrlódásából adódó veszteségek; az utófeszített tartóknál ez jelentős lehet, a feszítőelemek (kábelek) a kábelüregben súrlódnak.
6. Ékcsúszásból adódó veszteség.
7. A feszítőbetétek megfeszítésekor keletkező veszteség.

Ez a feszültségveszteség abból adódik, hogy amikor a feszítőelemeket egymás után megfeszítik a beton ennek a feszítőerőnek a hatására rugalmasan mindig összenyomódik. Így az utolsó feszítőbetétben egyáltalán nem lesz feszültségveszteség, míg az elsőnek megfeszítettben a legnagyobb.

15.3 A FESZÍTETT VASBETON TARTÓK MÉRETEZÉSÉRŐL

A feszített vasbeton szerkezetek számítása általában bonyolultabb, több munkát igénylő feladat mint a normál vasbeton szerkezeteké.

Ennek az az oka, hogy a feszített tartók már a készítésük után a feszítőerő ráengedésével ún. saját feszültségállapotba kerülnek, vagyis nem elegendő a tartó végleges állapotba való vizsgálata, hanem vizsgálni kell a közbenső, bizonyos átmeneti állapotot is. Ebből a szempontból az elő- és utófeszített szerkezetek lényegében nem különböznek egymástól. Részleteiben azonban működésbeli különbségek miatt eltérések vannak. A feszített vasbeton tartókat az alábbi állapotokra, terhelésekre kell vizsgálni:

1. Feszítőerő ráengedésének terhelésére.
2. A szállítás-szerelés alatti teherre.
3. A szerkezet végleges állapotában ható terhelésekre.

Ezen terhelési esetek a külső teher nagyságán kívül abban is különböznek, hogy a tartóban a reológiai folyamatok hatására a saját feszültségek is az idő függvényében változnak.

A vizsgálatok az első két esetben annak igazolására szolgálnak, hogy a feszítőerő ráengedés következtében, illetve a szállítás-szerelés során keletkező igénybevételek hatására a tartó nem károsodik.

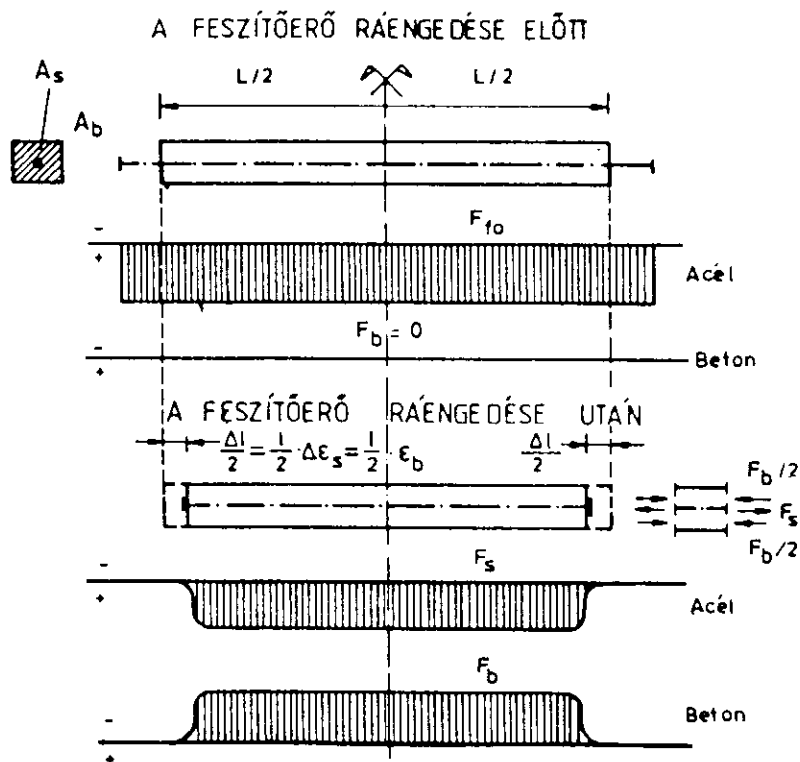
Azaz nem keletkeznek a megengedhetőnél nagyobb alakváltozások, repedések stb.

A harmadik esetben azt kell igazolni, hogy a tartó végleges állapotában megfelel a teherbírási, tartóssági, merevségi repedésmentességi vagy korlátozási és maradó alakváltozási feltételeknek.

Az MSZ 15022/2 szerint a feszített szerkezeteknél nem feltétlen követelmény a repedésmentesség.

A szabvány, a normál vasbetonszerkezetekhez hasonlóan, a feszített vasbetonszerkezeteknél a repedésmentességet csak akkor tekinti követelménynek, ha a szerkezet jellege vagy funkcionális követelményei olyanok, hogy a szerkezetnek repedésmentesnek kell lennie. Minden más esetben elegendő a repedéskorlátozási követelmény kielégítése.

A feszített vasbetonszerkezeteket általában a rugalmasságtan elvei szerint számoljuk. Vagyis repedésmentességi követelmény esetén az I., repedéskorlátozás esetén a II. feszültségállapot alapfeltevéseit vesszük alapul. Kivételt képez a törési teherbírás igazolása, ahol a III. feszültségállapot alapfeltevéseivel számolunk.



318. ábra
Az alakváltozások és a feszültségek
a feszítőerő ráengedésekor, központosan
feszített tartóban

Ez azt jelenti, hogy egy bizonyos valószínűséggel várható legnagyobb teher hatására a tartó bereped, és a feszültségek változása már nem lineáris, hanem a beton feszültség-nyúlás diagramjának megfelelő.

Feszített vasbeton tartó normálfeszültségei:

Feszítsünk meg F_{fo} erővel egy acélszálat, majd betonozzuk be központosan egy négyszögkeresztmetszetű rúd (318. ábra). A kezdeti feszítőerő a veszteségektől eltekintve:

$$F_{fo} = A_f \cdot \sigma_{fo},$$

ahol A_f a feszítőacél km-i területe

σ_{fo} a kezdeti feszítési feszültség

Ha a feszítőerőt ráengedjük a betonra és más erő nem hat, akkor a betonban és acélban működő erőknek egyenlőnek kell lenni. Tehát:

$$F_s = - F_b.$$

Az erőket az acél, illetve betonfeszültségekkel kifejezve:

$$A_f \cdot \sigma_s = - (A_b - A_f) \sigma_b.$$

Innen a feszítőerő ráengedés utáni acélfeszültség:

$$\sigma_s = - \frac{A_b - A_f}{A_f} \sigma_b.$$

Tapadóbetétes szerkezeteknél nemcsak az erőknek, de a beton és az acél alakváltozásainak is egyenlőnek kell lenni, mivel rugalmassági alapon számolunk:

$$\varepsilon_b = \varepsilon_s,$$

$$\frac{\sigma_b}{E_b} = \frac{\sigma_{fo} - \sigma_s}{E_f}$$

Innen

$$\sigma_s = \sigma_{fo} - \sigma_b \frac{E_f}{E_b} = \frac{F_{fo}}{A_f} - n \sigma_b,$$

$$\text{ahol } n = \frac{E_f}{E_b}.$$

A σ_s -re kapott két kifejezés jobb oldalát egymással egyenlővé téve, kapjuk, hogy

$$\sigma_b = - \frac{F_{fo}}{A_b + (n-1) A_f} = - \frac{F_{fo}}{A_i},$$

ahol, $A_i = A_b + (n-1) A_f$ a feszített vasbeton tartó ideális keresztmetszete (ld. 7. fejezet: A_{iI}).

Az előzőekből következik, hogy a feszítőerő ráengedése után, a betonban fellépő betonfeszültség egyenlő egy olyan normál vasbeton rúdával, amelyet F_{fo} külső erő terhel, a betonkeresztmetszet A_b , a nem feszített vasbetétei-nek keresztmetszeti területe A_f .

A beton rugalmas összenyomódása folytán a feszítési feszültség $\Delta \sigma_{frug}$ értékkel csökken:

$$\Delta \sigma_{frug} = n \sigma_b = - n \frac{F_{fo}}{A_i}.$$

Ez a feszültségcsökkenés azonban nem veszteség, mivel rugalmas alakváltozás következtében jött létre. Vagyis külső húzó erő hatására az acélban feszítési feszültség lesz, a betonban pedig zérus lesz a feszültség.

Példa: Feszítsünk meg egy $\varnothing 7$ mm átmérőjű, $A_f =$

$38,6 \text{ mm}^2$ keresztmetszeti területű feszítőhuzalt $\sigma_{fo} =$
 $= 1000 \text{ N/mm}^2$ feszültséggel.

A beton keresztmetszete legyen $100 \times 150 \text{ mm}$: $A_b =$
 15000 mm^2 . Mennyi lesz a beton rugalmas összenyomódása
 folytán előálló acélfeszültség csökkenés?

A kezdeti feszítőerő: $F_{fo} = A_f \cdot \sigma_{fo} = 38600 \text{ N}$.

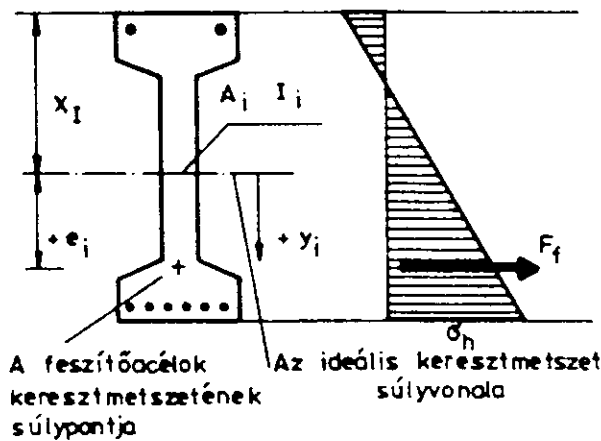
A rugalmassági tényezők aránya:

$$n = \frac{E_f}{E_{bo}} = 4,1; \quad n-1 = 4,2;$$

$$A_i = A_b + (n-1) A_f = 15000 + 4,2 \cdot 38,6 = 15162 \text{ mm}^2,$$

$$\Delta \sigma_{f \text{ rug}} = \frac{n \cdot F_{fo}}{A_i} = 5,2 \frac{38600}{15162} = 13,2 \text{ N/mm}^2.$$

Ha a feszítőerő külpontos, a vizsgált keresztmetszet nemcsak eltolódik, hanem el is fordul. A különböző magasságokban lévő betonszálak feszültsége:



$$\sigma_b = - \frac{F_{fo}}{A_i} - \frac{F_f \cdot e_i}{I_i} y_i$$

ahol I_i az ideális keresztmetszet tehetetlenségi nyomatéka saját súlyponti tengelyére e_i és F_{fo} a feszítőerő támadáspontjának, y_i a vizsgált szálak a távolságra súlyponti tengelyétől 319. ábra.

319. ábra
Feszített vasbeton tartó keresztmetszete

Az ideális keresztmetszet jellemzői

A bevezetőben rögzítettük, hogy a törési igénybevétel kivételével, a rugalmasságtan feltevéseivel számolunk, ami egyben azt is jelenti, hogy a feszültségeket az ideális keresztmetszettel határozzuk meg. Az ideális keresztmetszet kiszámításánál a beton lassú alakváltozását is figyelembe kell venni, így az n szám helyett $n(1 + \varphi)$ értékkel számolunk. A φ értéke a különböző terhelési esetekben más lesz.

1. Feszítőerő ráengedésekor: $\varphi = 0$, $n_1 = n$,

$$A_{i1} = A_b + (n - 1) A_f = A_b + (n_1 - 1) A_f.$$

2. Szállítási, szerelés esetén: $\varphi \approx \frac{\varphi_{\infty}}{2}$,

$$n_2 = n \left(1 + \frac{\varphi_{\infty}}{2} \right)$$

$$A_{i2} = A_b + \left[n \left(1 + \frac{\varphi_{\infty}}{2} \right) - 1 \right] A_f = A_b + (n_2 - 1) A_f.$$

3. Használati tehernél: $\varphi = \varphi_{\infty}$,

$$n_3 = n (1 + \varphi_{\infty}),$$

$$A_{i3} = A_b + [n(1 + \varphi_{\infty}) - 1] \cdot A_f = A_b + (n_3 - 1) A_f.$$

Természetesen a fentieknek megfelelően kell a keresztmetszet x_I súlyponttávolságát, I_i tehetetlenségi nyomatékát és W_i keresztmetszeti tényezőit meghatározni.

Feszítőerő ráengedés terhe

A feszítőerőt akkor szabad a tartóra ráengedni, ha a beton a nyomószilárdsági jeléhez tartozó minősítési értékének legalább 50%-át elérte.

A feszítőerő ráengedésekor a külpontosan feszített tartóra a feszítőerő és az önsúlyból származó igénybevételek hatnak.

Feszültségveszteségek:

- acél relaxációja a MSZ 15022/2 szerint ($\Delta \sigma_{fr}^1$),
- beton zsugorodása ≈ 0 ,
- beton lassú alakváltozás: $\varphi = 0$,
- feszítőpad és feszítőbetét hőmérséklet-különbségéből ha van veszteség, akkor teljes értékű ($\Delta \sigma_{f \Delta t}$),
- ékcsúszásból származó veszteség, ha van, akkor teljes értékű ($\Delta \sigma_{fcs}$),
- ismételt teherből még nem származik veszteség.

A hatásos feszítőerő:

$$F_{f1} = A_f (\sigma_{fo} - \Delta \sigma_{fr}^1 - \Delta \sigma_{f \Delta t} - \Delta \sigma_{fcs}).$$

A tartó szélső szálaiban a betonfeszültség:
a felső szálaban

$$\sigma_1^f = - \frac{F_{f1}}{A_{i1}} + \frac{F_{f1} e_{i1}}{W_{i1}^f} - \frac{M_1}{W_{i1}^f}$$

az alsó szélső szálaban

$$\sigma_1^a = - \frac{F_{f1}}{A_{i1}} - \frac{F_{f1} e_{i1}}{W_{i1}^a} + \frac{M_1}{W_{i1}^a},$$

M_1 a feszítőerő ráengedésével egy időben az önsúlyból származó nyomaték.

Szállítás és szerelés terhelése esetén

A vizsgálat arra vonatkozik, hogy az előfeszített szerkezet a szállítás, szerelésekor fellépő igénybevételeket károsodás nélkül képes-e elviselni.

Feszültségveszteségek;

- acél relaxáció MSZ 15022/2 szerint ($\Delta\sigma_{fr}^2$),
- beton zsugorodás, a betonozás óta eltelt idő függvényében ($\Delta\sigma_{fzs}^2$),
- beton lassú alakváltozás: közelítőleg $\varphi = \frac{\varphi_{\infty}}{2}$),
- feszítőpad hőmérséklet-különbség, ékcsúszás veszteség teljes értékű ($\Delta\sigma_{f\Delta t}, \Delta\sigma_{fcs}$),
- ismételt terhelés miatti alakváltozásból a feszültségveszteség = 0.

Felhívjuk a figyelmet arra, hogy a feszítőacél $\Delta\sigma_{fr}^2$ relaxációs vesztesége a beton zsugorodásából származó $\Delta\sigma_{fzs}^2$ és a beton lassú alakváltozásából származó $\Delta\sigma_{f1}^2$ veszteségnek is függvénye (MSZ 15022/2 2.3.2.4). A beton lassú alakváltozásából származó veszteséget azért nem vonjuk le F_{f2} -ből, mert ezt az ideális keresztmetszettel való számítás magában foglalja!

A hatásos feszítőerő:

$$F_{f2} = A_f (\sigma_{fo} - \Delta\sigma_{fr}^2 - \Delta\sigma_{fzs}^2 - \Delta\sigma_{f\Delta t} - \Delta\sigma_{fcs}).$$

Betonfeszültségek a felső szélső szálban:

$$\sigma_2^f = - \frac{F_{f2}}{A_{i2}} + \frac{F_{f2} e_{i2}}{W_{i2}} - \frac{M_2}{W_{i2}^f},$$

az alsó szélső szálban:

$$\sigma_2^a = - \frac{F_{f2}}{A_{i2}} - \frac{F_{f2} e_{i2}}{W_{i2}^a} + \frac{M_2}{W_{i2}^a},$$

M_2 az önsúlyból és a szállítás, szereléskor a tartón fellépő nyomatékot jelenti.

A szerkezet végleges állapota esetén

Feszültségveszteségek:
teljes értékű valamennyi, mivel a teher a feszültségveszteségek lejátszódása után is fellép.

A hatásos feszítőerő:

$$\sigma_{f3} = A_f (\sigma_{fo} - \Delta \sigma_{fr}^3 - \Delta \sigma_{fzs}^3 - \Delta \sigma_{f\Delta t} - \Delta \sigma_{fcs} - \Delta \sigma_{fism}).$$

A beton lassú alakváltozása hataásával kapcsolatban

1. az előző pontot.

Szélső szálfeszültségek:

A felső szálban:

$$\sigma_3^f = -\frac{F_{f3}}{A_{i3}} + \frac{F_{f3} e_{i3}}{W_{i3}^f} - \frac{M_3^{(r)}}{W_{i1}^f} - \frac{M_3^{(t)}}{W_{i3}^f}$$

az alsó szálban:

$$\sigma_3^a = -\frac{F_{f3}}{A_{i3}} - \frac{F_{f3} e_{i3}}{W_{i3}^a} + \frac{M_3^{(r)}}{W_{i1}^a} + \frac{M_3^{(t)}}{W_{i3}^a}$$

Az $M_3^{(r)}$; $M_3^{(t)}$ az összes állandó és esetleges rövid (r) vagy tartós (t) teherből származó maximális nyomatékot jelent.

A feszítőbetétek célszerű elrendezése

A 15.1.2 pontban a feszítés céljaként azt határoztuk meg, hogy a tartó olyan feszültségi állapotba kerüljön, hogy a külső teherből keletkező feszültségek csak nyomófeszültségek, illetve kis értékű húzófeszültségek legyenek.

15.4 SZÁMPÉLDÁK

15.4.1 Központos erővel feszített tartó

Vegyünk egy példát. Tételezzük fel, hogy a beton homogén és lineárisan rugalmas, azaz a rugalmasságtan alapelvei, a HOOKE-féle törvény érvényes.

Vizsgáljuk a normálfeszültségeket a 320. ábrán feltüntetett tartóban. A tartó szilárdsági tengelyében elhelyeztünk 200 mm^2 keresztmetszeti területű kábelt és megfeszítettük. A számítás során az egyszerűség kedvéért a feszültségvesztésegektől eltekintünk.

A tartó önsúly terhe:

$$g_{sz} = 1,1 \cdot 0,2 \cdot 0,3 \cdot 25,00 = 1,65 \text{ kN/m.}$$

Hasznos teher:

$$p_{sz} = 1,4 \cdot 1,50 = 2,10 \text{ kN/m.}$$

Mértékadó igénybevétel:

Önsúly teherből:

$$M_{Mg} = \frac{g_{sz} l^2}{8} = \frac{1,65 \cdot 6^2}{8} = 7,425 \text{ kNm.}$$

Hasznos teherből:

$$M_{Mp} = \frac{p_{sz} l^2}{8} = \frac{2,10 \cdot 6^2}{8} = 9,45 \text{ kNm.}$$

Keresztmetszeti jellemzők:

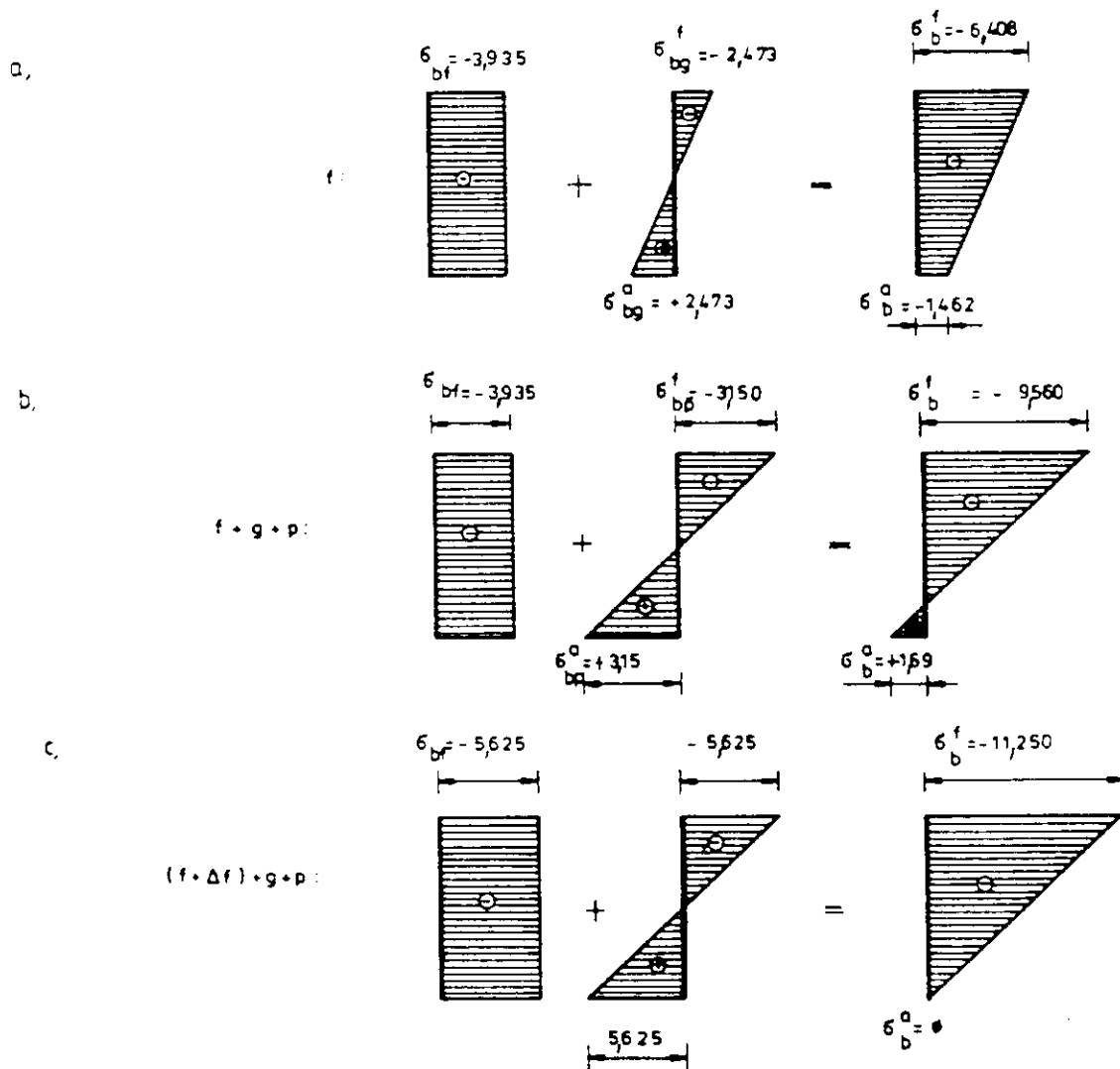
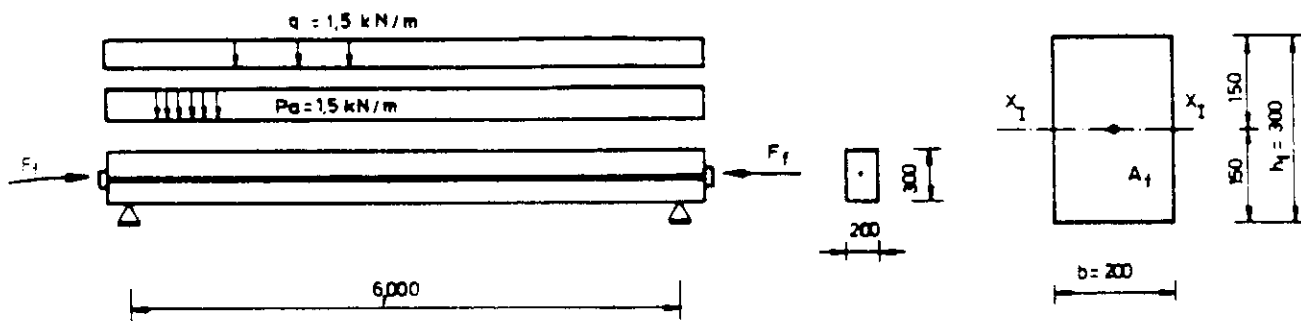
Beton:

$$A_b = 200 \times 300 = 60000 \text{ mm}^2,$$

$$I_{xb} = \frac{ab^3}{12} = \frac{200 \times 300^3}{12} = 4,5 \cdot 10^8 \text{ mm}^4,$$

Acél: $A_f = 200 \text{ mm}^2$.

$$n = \frac{E_f}{E_b} = \frac{1,9 \cdot 10^5}{3,2 \cdot 10^4} = 5,93.$$



320. ábra
Súlypontban feszített vasbeton tartó

Ideális keresztmetszeti jellemzők:

$$A_i = A_b + (n - 1) A_f = 60000 + 4,93 \cdot 200 = 6,099 \cdot 10^4 \text{ mm}^2,$$

$$I_i = I_{xb} + (n-1) A_f y_f^2 = I_{xb} = 4,5 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 \text{ (központos feszítés, } y_F = 0)$$

$$W_i = \frac{I_i}{y} = \frac{4,5}{1500} = 3,0 \cdot 10^6 \text{ mm}^3.$$

(az acél saját inerciáját elhanyagoltuk.)

Feszítőerő:

$\sigma_{fo} = 1200 \text{ N/mm}^2$ előfeszítési feszültség

$$F_{fo} = A_f \sigma_{fo} = 200 \cdot 1200 = 2,4 \cdot 10^5 \text{ N} = 240 \text{ kN}.$$

A betonban ébredő feszültség a feszítőerő ráengedés után:

$$\sigma_{bf} = - \frac{F_{fo}}{A_i} = \frac{2,40 \cdot 10^5}{6,099 \cdot 10^4} = - 3,935 \text{ N/mm}^2.$$

Önsúly hatására a beton szélső szálban ébredő feszültségek:

$$\sigma_{bg} = \frac{M_{Mg}}{W_i} = \frac{7,42 \cdot 10^6}{3,00 \cdot 10^6} = \pm 2,473 \text{ N/mm}^2.$$

Szuperponálva a feszítőerőből származó feszültséggel (320/a ábra):

$$\sigma_b = - \frac{F_{fo}}{A_i} \pm \frac{M_{Mg}}{W_i},$$

a felső szélső szálban:

$$\sigma_b^f = - 3,935 - 2,473 = - 6,408 \text{ Nmm}^{-2},$$

az alsó szélső szálban:

$$\sigma_b^a = - 3,935 + 2,473 = - 1,462 \text{ Nmm}^{-2}.$$

Tehát önsúly hatására mindkét szélső szálban nyomófeszültség van, a beton nem reped meg.

Vizsgáljuk a szélső szálfeszültségeket az önsúly és hasznos teher együttes hatására:

$$\sigma_b = - \frac{F_{fo}}{A_i} \pm \frac{M_{mg}}{W_i} \pm \frac{M_{Mp}}{W_i},$$

$$\sigma_{bp} = - \frac{M_{Mp}}{W_i} = \frac{9,45 \cdot 10^6}{3,00 \cdot 10^6} = \pm 3,15 \text{ Nmm}^{-2}.$$

Szuperponálva (320/b ábra):
a felső szálban:

$$\sigma_b^f = - 6,408 - 3,15 = - 9,56 \text{ N/mm}^2,$$

az alsó szálban:

$$\sigma_b^a = - 1,462 + 3,15 = + 1,69 \text{ N/mm}^2.$$

Látható, hogy a hasznos teher hatására az alsó, szélső szálban húzófeszültség keletkezik. Amennyiben ez a feszültség a beton húzó határfeszültség értékét meghaladja, úgy a tartó bereped.

A feszítőerő növelésével természetesen az alsó, szélső szálban a húzófeszültség csökkenthető vagy éppen 0-vá tehető. Így a mi példánkban

$$\Delta F_f = A_i, \sigma_b^a = 6,099 \cdot 10^4 \cdot 1,69 \cdot 10^{-3} = 103 \text{ kN}$$

további feszítőerő (összesen $240 + 103 = 343 \text{ kN}$) alkalmazásával az alsó szélső szálban a feszültség = 0 (320/c ábra). A feszítőerő azonban nem növelhető korlátlanul, mert a beton törési összenyomódása, ill. nyomószilárdsága határt szab a feszítőerő növelésének.

15.4.2 Külpontos erővel feszített tartó

Működtessük ezek után a feszítőerőt külpontosan. Attól függően, hogy a feszítőerőt a belső magon belül, kívül, vagy annak határán működtetjük, más-más feszültségeloszlást kapunk.

A külpontosan működtetett feszítőerő hatására a keresztmetszet nemcsak összenyomódik, hanem el is fordul.

Az előző példát alapul véve működtessünk fele akkora feszítőerővel, de külpontosan a beton alsó szélétől 50 mm magasságban.

Keresztmetszeti jellemzők:

Beton: (mint az előző példánál)

$$A_b = 60000 \text{ mm}^2,$$

$$I_{xb} = 4,5 \cdot 10^8 \text{ mm}^4.$$

Acél:

$$A_f = 100 \text{ mm}^2.$$

A merevségi paraméter:

$n = 5,93$ (mint az előbb).

Legyen a kezdeti feszítési feszültség:

$$\sigma_{fo} = 1130 \text{ N/mm}^2.$$

Az ideális keresztmetszet jellemzői:

$$A_i = A_b + (n - 1) A_f = 60000 + 4,93 \cdot 100 = 6,0493 \cdot 10^4 \text{ mm}^2,$$

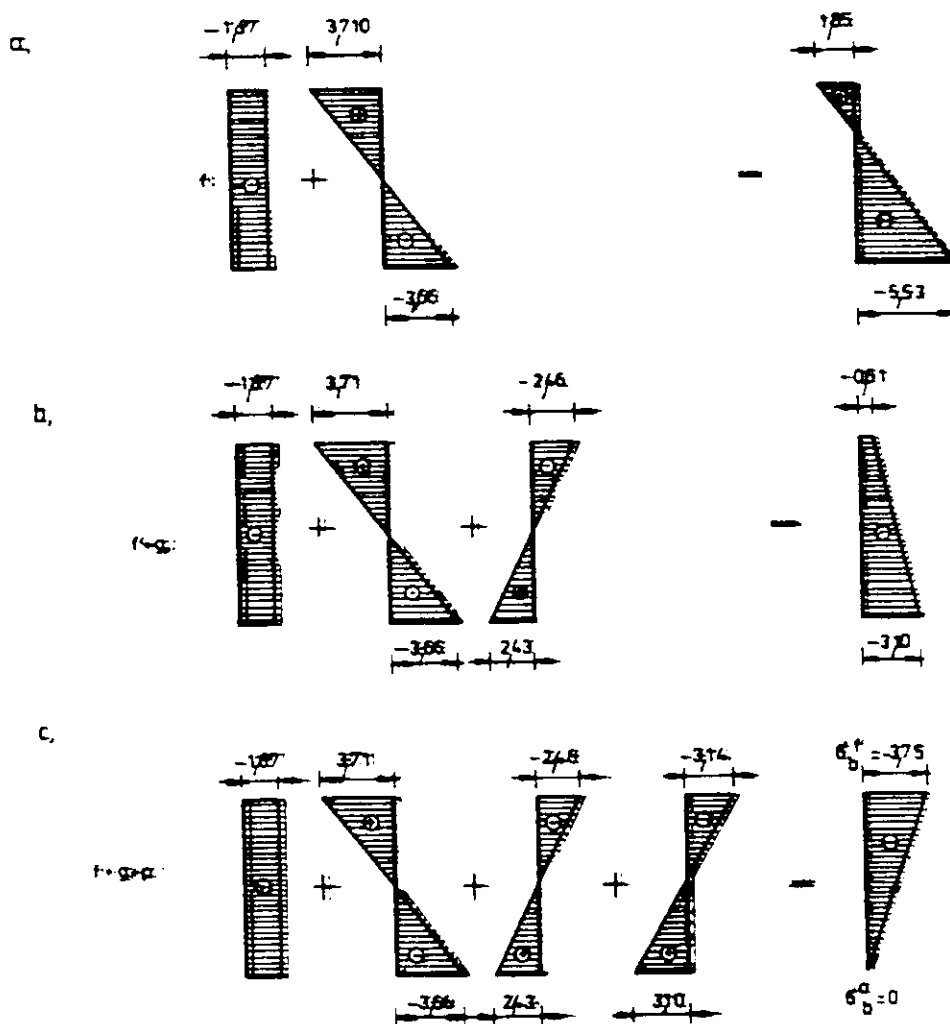
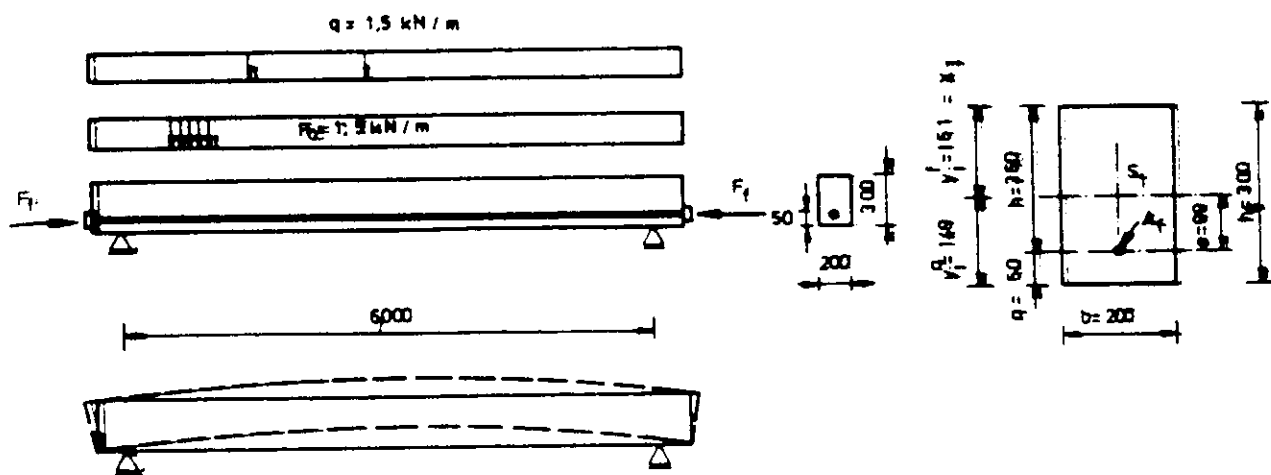
$$x_I = \frac{A_b h_t / 2 + (n-1) A_f h}{A_i} = 151 \text{ mm},$$

$$I_i = I_{bxi} + (n - 1) A_f e_i^2 = \frac{200 \cdot 300^3}{12} + 200 \cdot 300 \cdot 1^2 + (5,93-1) \cdot 100 \cdot 99^2 = 4,549 \cdot 10^8 \text{ mm}^4,$$

$$\text{ahol } e_i = h - x_I = 250 - 151 = 99 \text{ mm}.$$

A felső szádra vett ideális keresztmetszeti tényező:

$$W_i^{\bar{c}} = \frac{I_i}{\bar{c} y_i} = \frac{4,59 \cdot 10^8}{151} = 3,013 \cdot 10^6 \text{ mm}^3.$$



321. ábra
Külpontos erővel feszített vasbeton tartó

Az alsó szátra vett ideális keresztmetszeti tényező:

$$W_i^a = \frac{I_i}{y_i^a} = \frac{4,549 \cdot 10^8}{149} = 3,053 \cdot 10^6 \text{ mm}^3.$$

A betonfeszültségeket általánosságban az alábbi összefüggéssel számolhatjuk:

$$\sigma_b = - \frac{F_{fo}}{A_i} \pm \frac{F_{fo} \cdot e_i}{W_i} \pm \frac{M_M}{W_i},$$

ahol a $\frac{F_{fo} \cdot e_i}{W_i}$ a feszítőerő külpontosságából adódó feszültség.

A feszítőerő:

$$F_{fo} = \sigma_{fo} \cdot A_f = 1130 \cdot 100 \cdot 10^{-3} = 113 \text{ kN} = 1,13 \cdot 10^5 \text{ N}.$$

Betonfeszültség a felső szélső szátrban a feszítőerőből:

$$\begin{aligned} \sigma_{bf}^f &= - \frac{F_{fo}}{A_i} + \frac{F_{fo} \cdot e_i}{W_i^f} = \frac{1,13 \cdot 10^5}{6,049 \cdot 10^4} + \frac{1,13 \cdot 10^5 \cdot 99}{3,013 \cdot 10^6} = - 1,87 + \\ &+ 3,71 = + 1,85 \text{ N/mm}^2. \end{aligned}$$

alsó szélső szátrban:

$$\begin{aligned} \sigma_{bf}^a &= - \frac{F_{fo}}{A_i} - \frac{F_{fo} \cdot e_i}{W_i^a} = - \frac{1,13 \cdot 10^5}{6,049 \cdot 10^4} - \frac{1,13 \cdot 10^5 \cdot 99}{3,053 \cdot 10^6} = \\ &= - 1,87 - 3,66 = - 5,53 \text{ kN/mm}^2. \end{aligned}$$

A feszítőerő hatására tehát a tartó felső szátrában húzófeszültség ébred 321/a ábra a feszítőerő ráadásakor azonban a tartó megemelkedik és így az önsúly is azonnal hat.

Vizsgáljuk ezt az esetet:

A felső szélső szátrban a betonfeszültség:

$$\begin{aligned} \sigma_{bg}^f &= - \frac{F_{fo}}{A_i} + \frac{F_{fo} \cdot e_i}{W_i^f} - \frac{M_{Mg}}{W_i^f} = + 1,85 - \frac{7,425 \cdot 10^6}{3,013 \cdot 10^6} = \\ &= + 1,85 - 2,46 = - 0,61 \text{ N/mm}^2. \end{aligned}$$

Az alsó szélső számban:

$$\sigma_{bg}^a = - \frac{F_{fo}}{A_i} - \frac{F_{fo} \cdot e_i}{W_i^a} + \frac{M_{Mg}}{W_i^a} = - 5,53 + \frac{7,425 \cdot 10^6}{3,053 \cdot 10^6} =$$

$$= - 5,53 + 2,43 = - 3,10 \text{ N/mm}^2.$$

Önsúly hatására tehát a tartó teljes keresztmetszete nyomott (321/b. ábra).

Működtessük most a hasznos terheket a tartón:

A felső számban a betonfeszültség:

$$\sigma_{bg}^f + p = - \frac{F_{fo}}{A_i} + \frac{F_{fo} \cdot e_i}{W_i^f} - \frac{M_{Mg}}{W_i^f} - \frac{M_{Mp}}{W_i^f} = - 0,61 - \frac{9,45 \cdot 10^6}{3,013 \cdot 10^6} =$$

$$= - 0,61 - 3,14 = - 3,75 \text{ N/mm}^2.$$

Alsó szélső számban:

$$\sigma_{bg}^a + p = - \frac{F_{fo}}{A_i} + \frac{F_f \cdot e_i}{W_i^a} + \frac{M_{Mg}}{W_i^a} + \frac{M_{Mp}}{W_i^a} =$$

$$= - 3,10 + \frac{9,45 \cdot 10^6}{3,053 \cdot 10^6} = - 3,10 + 3,10 = 0 \text{ N/mm}^2.$$

Tehát a vizsgált tartóban az önsúly és a hasznos teher hatására, a betonban a felső számban nyomófeszültség, az alsó számban 0 feszültség ébred (321. ábra).

Figyeljük meg, hogy előző példánkban központos feszítés esetén 343 kN erőt kellett működtetni ahhoz, hogy az alsó számban 0 legyen a feszültség. Külponthoz feszítés esetén elegendő volt 113 kN feszítőerő működtetése is.

Tehát a feszítőerőt külponthoz célszerűbb működtetni.

15.5 ELŐFESZÍTÉSI RENDSZEREK

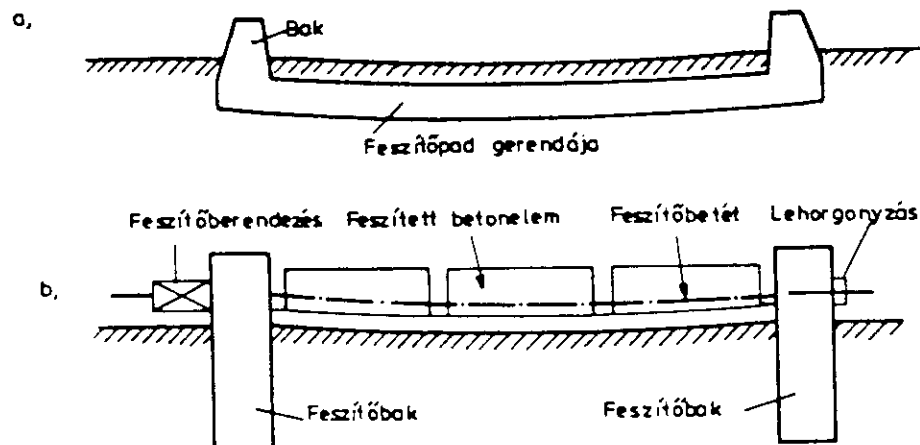
Az előfeszítés mint már a korábbiakban láttuk azt jelenti, hogy az acélbetéteket a betonozás előtt megfeszítik és valami erőt felvevő szerkezethez rögzítik, majd bebetonozzák. A beton megszilárdulása után a rögzítést feloldják, így a feszítőerőt a beton veszi fel. Alapvetően 2 előfeszítési rendszert különböztetünk meg.

1. "STAND" rendszerű vagy feszítőpados eljárás.
2. "AGREGÁT" rendszerű, vagy mozgatható acélsablonra való feszítés.

15.5.1 Feszítőpados eljárás

A feszítőpad lényegében nem más, mint két bak, amely a feszítőerő ideiglenes felvételére szolgál.

A két bak ki is lehet támasztva egymáshoz, ez a tulajdonképpeni pad (322. ábra).



322. ábra
Feszítőpad elvi vázlata

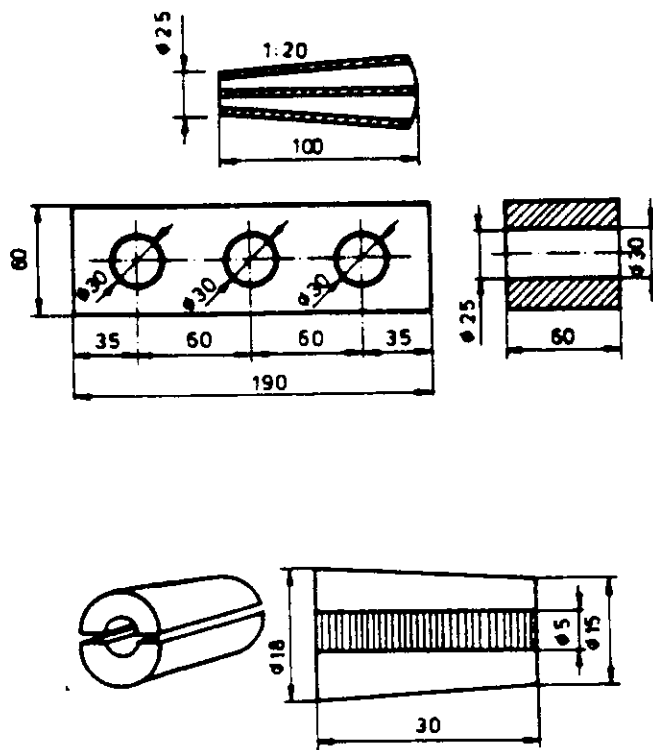
A feszítőpad egyik oldalán a huzalokat lerögzítik valamilyen megfogó berendezéssel, majd a másik végén feszítőberendezéssel szálanként, vagy csoportosan megfeszítik.

Feszítőhuzal lehorgonyzó, megfogó szerszám igen sokféle van. Ma legelterjedtebb a 323. ábra szerinti kúpos lehorgonyzó hüvely és ék. Előnye, hogy feszítéskor "önzáró", azaz a feszítőerő növelésekor a szorító erő is növekszik. Kezelése viszonylag egyszerű. Nehézkesebb kezelésű a 324. ábrán bemutatott lehorgonyzó lemez és ék. Kis átmérőjű huzalok lehorgonyzására használatos a 325. ábrán bemutatott hullámos befogófej.

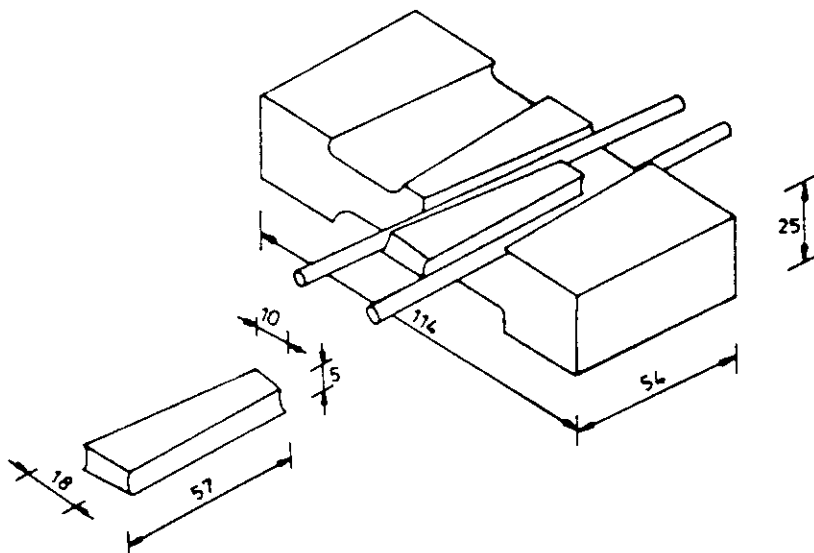
Huzalduzzasztás - huzalgombozás - esetén, egy átfúrt lemezen átfűzve a huzalt a huzalvég keresztmetszetét megnövelve rögzíthetjük a feszítőerőt.

A huzalduzzasztásos módszernek van egy hátránya, mégpedig az, hogy a duzzasztás hidegen történik, ami az acélt nagyon igénybe veszi.

Előfordul, hogy az acél megreped és feszítéskor a fej leszakad.

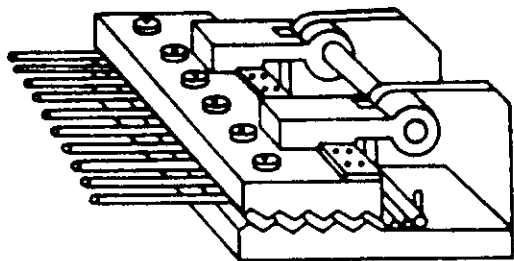


323. ábra
Kúpos lehorgonyzó hüvely és ék



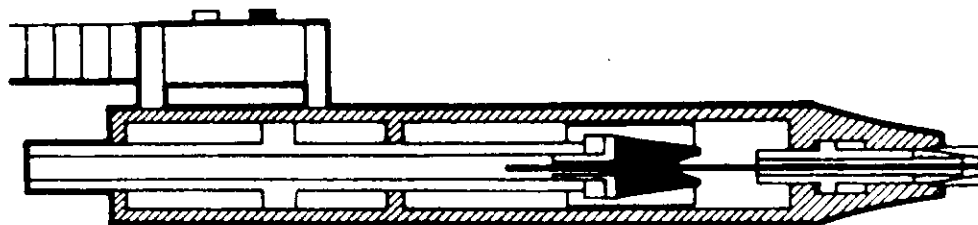
324. ábra
Lehorgonyzó elem és ék

A feszítőpár másik végén a technológiához és a feszítőszerszámokhoz igazodó mechanikus, vagy hidraulikus feszítőberendezés van. A feszítés történhet csoportosan vagy egyenként.



325. ábra
Hullámos befogófej

A kúpos lehorgonyzó hüvely és ék esetén a legelterjedtebb a MAX -PAUL hidraulikus feszítőgép, mely a feszítőhüvely közvetítésével a feszítőpadra támaszkodva feszíti meg a huzalt, majd az előre beállított feszítőerő elérése után automatikusan le is ékeli. A feszítőberendezés elvi vázlatát a 326. ábra mutatja.



326. ábra
Hidraulikus feszítőgép

Előnyösen alkalmazható ez a feszítőberendezés olyan esetekben, amikor hosszú a feszítendő acél és így megnyúlása is nagy lesz.

Ha ugyanis a gép lökethossza kimerül, úgy a huzalt rögzíti, majd a dugattyú előre jár, új fogást vesz, és ez mindaddig ismételhető, míg a kívánt feszítőerőt nem érjük el.

Csoportos feszítésre pl. hullámos megfogófej alkalmazása esetén kerül sor. Hátránya a csoportos feszítésnek, hogy huzalszakadás, vagy a huzalnak a feszítőfejben való megcsúszása esetén a feszítés műveletét előlről kell kezdeni.

Huzalok terv szerinti elrendezése a feszítőfej feladata. Ha egymás mögött több elem kerül gyártásra, azokat lemezek választják el. Szükség esetén rendezőrácsot kell alkalmazni. A kiegészítő, nem feszített vasalást - kengyeleket - hegesztett hálókából hajlított "kosarakat" általában a huzalokkal együtt - azokra ráfűzve - előre szerelik, majd utána történik a huzalok rögzítése és feszítése.

A beton bedolgozása, tömörítése tű, vagy zsalu vibrátorral történik. Betonozás után rendszerint hőérleléssel gyorsítják a beton szilárdulását.

A beton megszilárdulása után következik a feszítőerő ráengedés. Ennek az erőnek legalább egy részét fokozatosan, hidraulikus feszültség-visszaeresztő berendezéssel adják rá a betonra.

Ezek után a huzalok elvágása elektromos ívvel, vagy mechanikus vágóberendezéssel történik.

A hosszúpados rendszer előnyei:

Egy feszítési művelettel több elem készíthető, a huzal lehorgonyzási bizonytalanságából a nagy hossz miatt, jelentéktelen az ékcsúszásból adódó veszteség. Nem kell merev zsaluzat, mivel erőt az a feszítésből nem vesz fel, csak a beton megtámasztására szolgál.

Hátrányok:

A beton bedolgozása, vibrálása a merev rendszer miatt nehéz. A feszítőpadot viszonylag hosszú ideig lefoglalja egy gyártási ciklus. Az elem hőérlelése nehézkes, és energiaigényes a nagy hőveszteség miatt.

15.2.2 Feszítés mozgatható acélzsaluzaton

Ez a feszítési rendszer az előregyártásban kiterjedt. Főleg nem nagy, 10 t alatti tömegű, nagy sorozatban gyártott tartószerkezeteknél alkalmazzák. Ilyen módon készülnek a Beton- és Vasbetonipari Műveknél az ismert E jelű feszített földémgerendák, SZIM - KÁR rendszerű feszített földémpanelek, távvezetékoszlop, vasúti vasbeton aljak, feszített villamos vágány lemezaljak stb.

Lényege a rendszernek, hogy a huzal, pászma, feszítés után a zsaluzatra támaszkodik. A zsaluzatot tehát olyan merevre kell kialakítani, hogy a feszítőerőből származó igénybevételeket szinte alakváltozás mentesen képes legyen elviselni.

A zsaluzat lehet a tartó alakjától függően; szétszedhető vagy nem. A zsaluzat hossza, mérete, a technológia és az emelőberendezések függvénye.

A huzalok lehorgonyzására és feszítésére a 19.5.1. pontban a hosszúpados rendszernél megismertek alkalmazhatók. További megoldás az, hogy a huzalokat peremes csapok köré hajlítják, így a huzal "paplant" alakítanak ki. A csapokat tartó lemezhez kapcsolódik a hidraulikus feszítőgép, mellyel egyszerre valamennyi huzalt megfeszítik. Ezek után a csapokat tartó lemezt a sablonhoz kiékelik, a sablont a rázóasztalra helyezve betonozzák és betonozás után gőzaknába helyezik. A beton megszilárdulása után a huzalokat elektromos ívvel elvágják, azaz a feszítőerőt a betonra engedik.

A mozgatható acélzsaluzaton való feszítésnek főleg előregyártási szempontból igen sok előnye van.

A rázóasztalon való betonozás miatt jó minőségű betont lehet készíteni, gazdaságosan, jó hatásfokkal lehet a betont érlelni.

A mozgatható sablon miatt az egyes munkafázisokat térben és időben szét lehet húzni, így a munkát jól lehet szer-

vezni. A rendszer hátránya, hogy a lehorgonyzási pontok közötti távolság viszonylag kicsi, így esetleges ékcsúszásból adódó feszültségveszteség nagy lehet, a csoportos feszítés esetén az egyes huzalokban lévő feszültség nem egyenlő.

15.6 ÚTÓFESZÍTÉSI RENDSZEREK

Az utófeszített szerkezeteknél a feszítőelemként általában kábeleket használnak, melyeket a szerkezetben előre kialakított kábelüregben helyeznek el. A feszítőerőt a kábelek megfeszítésével hozzák létre a már megszilárdult betonra támaszkodva.

Általában nagy feszítávú, nagy teherbírású tartók, híd-szerkezetek építésénél alkalmazzák.

Alapvetően három csoportba sorolhatók az utófeszítési rendszerek:

- erővel történő feszítés,
- hőhatással történő feszítés,
- egyidejű feszítés.

15.6.1 Erővel történő feszítés

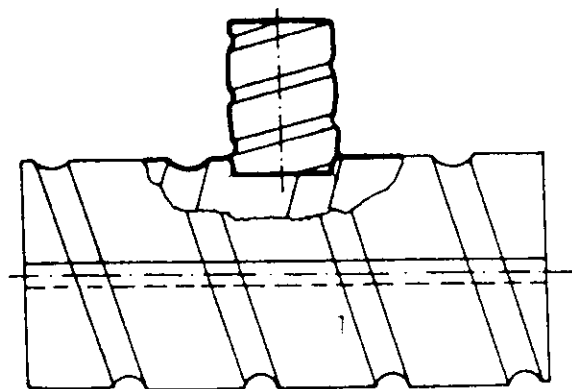
15.6.1.1 A FREYSSINET-féle rendszer

A legrégebbi és a mai napig legelterjedtebb utófeszítési eljárás, mely FREYSSINET francia mérnök nevéhez fűződik. Ezen az alapelven számos, részletekben eltérő megoldás létezik. A kábel: $\varnothing 5 - \varnothing 7$ mm huzalokból áll. A huzalok darabszáma: 8, 10, 12, vagy 18. A huzalok rendezésére rendezőlemezeket kell alkalmazni. A kábelüreg kialakítása az egyik legfontosabb tényező az utófeszített tartó kialakításánál. Ettől függ ugyanis a feszítőbetétek elhelyezésének pontossága (ami az erőjáték szempontjából fontos), továbbá a feszítőkábel súrlódási vesztesége, és az injektálhatóság.

A kábelüreg anyaga lehet; acélcső, vagy bordázott bádoghüvely (327. ábra). A kábeleket lehet a kábelhüvellyel együtt bebetonozni, vagy utólag a kábelt az üregbe behúzni.

A kábelüreget ki lehet alakítani visszanyert csővel is. Ilyen megoldás, amikor az egyenestengelyű acélcsövet a beton megszilárdulása után kihúzzák. Lehet az üreget felfújható tumitömlővel is kialakítani.

Lehorgonyzás a kábelvégeken történik egy kúpos hüvelybe szorított, bordás kúpos dugóval. Eredetileg a hüvely és a dugó anyaga is nagyszilárdságú beton volt. Ma acélból készül (328. ábra). A hüvely a kábelhüvelyhez csatlakozik és betonozás előtt a zsaluzathoz rögzítik. A hüvelyek úgy vannak kialakítva, hogy a feszítés és ékelés után az injektáló berendezés csatlakoztatható hozzá, és így az injektálás is ezen keresztül történik.



327. ábra
A kábelhüvely
injektálócsonkja

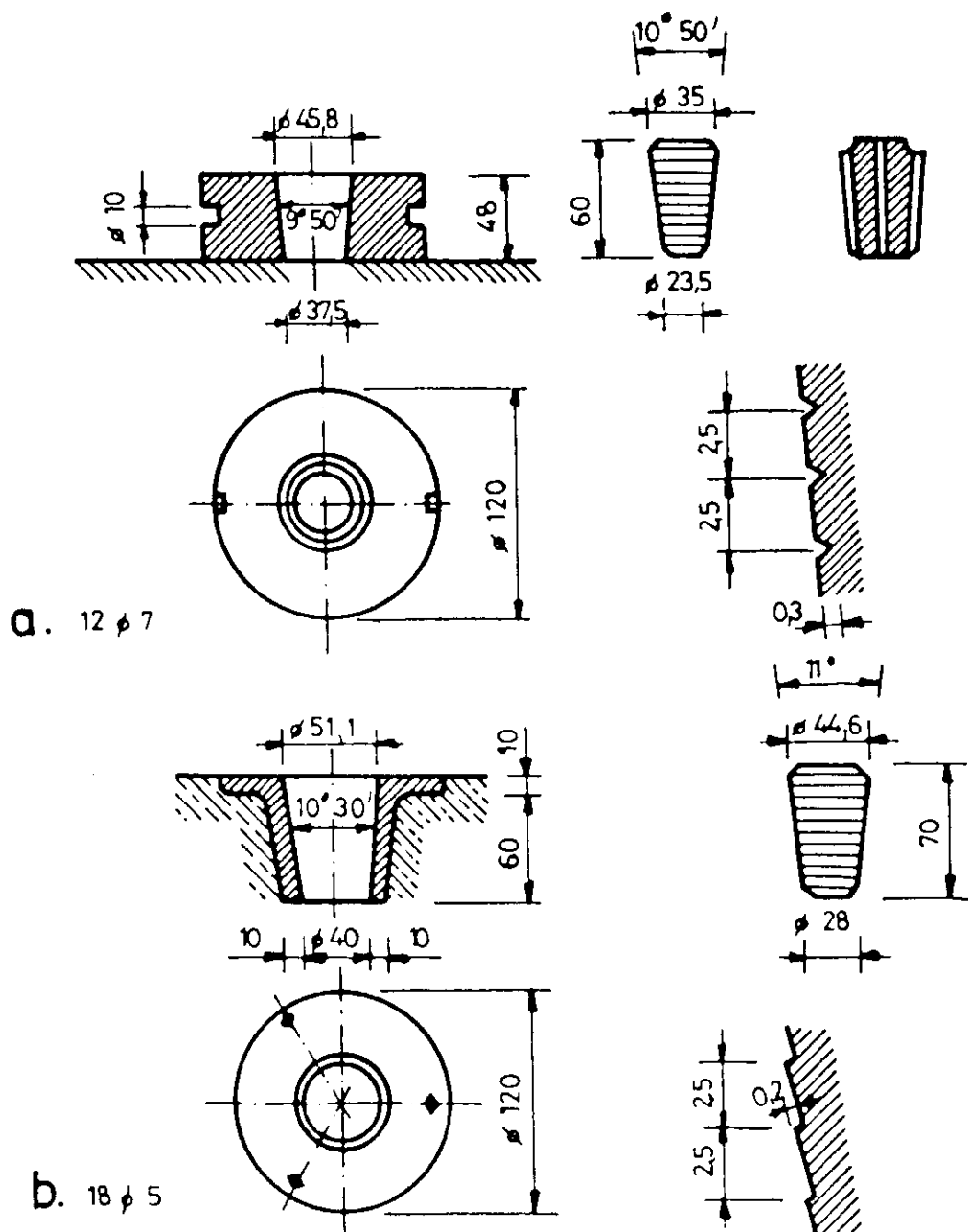
A feszítés ún. FREYSSINET típusú kettős működésű hidraulikus sajtóval történik. A sajtó működési elve a 329. ábrán látható. Először a huzalokat ékekkel a sajtóhoz rögzítik (329/a ábra). A sajtó a kúpos lehorgonyzóhüvelyre - azaz közvetve a betonszerkezetre - támaszkodva húzza meg a huzalokat (329/b ábra) az által, hogy a feszítőkamrában lévő nyomás hatására hátrafelé mozdul. A kívánt feszítőerő elérése után a lehorgonyzó kamrát helyezzük nyomás alá, aminek következtében a dugattyú az éket a hüvelybe nyomja (329/c ábra), és így megtörténik a lehorgonyzás.

Ezek után a sajtót visszafelé működtetve a huzalokról a sajtó leoldható (329/d ábra). A feszítés műveletének befejezése után a túlnyúló huzalvégeket levágják.

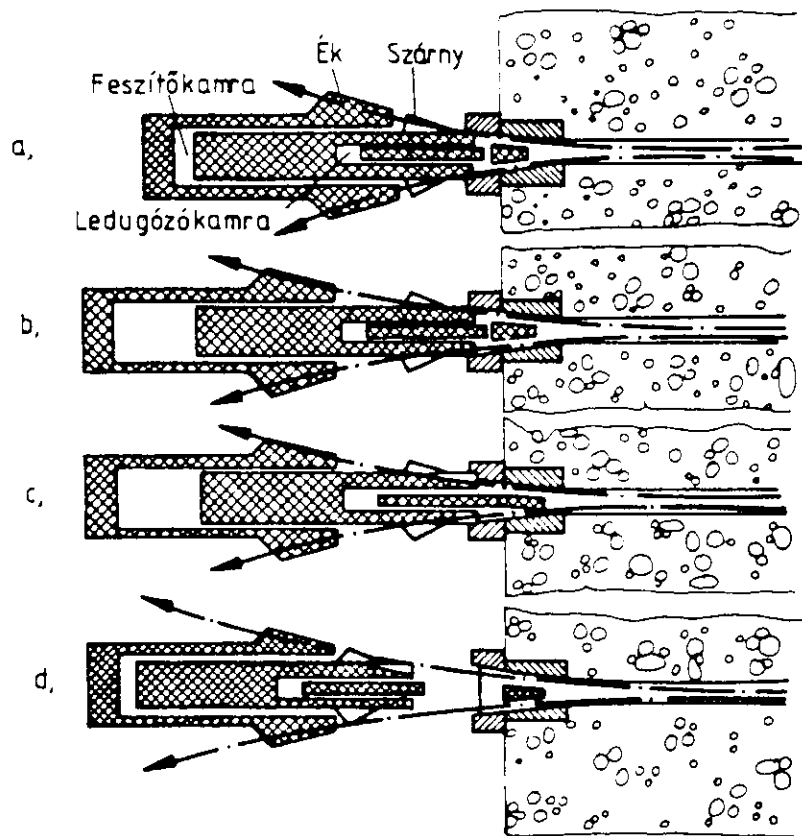
Az injektálás a befejező művelet, mivel egyrészt a korróziótól védjük meg a feszítőbetéteket, másrészt kapcsolatot teremtettünk az acél és a beton között. Injektáló anyagként leggyakrabban cement, homok és víz, esetleg plasztifikátorral készült habarcsot szoktak alkalmazni. A habarcs szilárdsága legalább 300 N/mm^2 , 28 napos korban. Az injektáló habarcsot szivattyúval nyomják a kábelüregbe, egy injektálófejen keresztül (330. ábra), ami a lehorgonyzó hüvelyhez csatlakozik (331. ábra).

Fontos, hogy a kábelüregben lévő levegő az injektálás során el tudjon távozni, ezért légtelenítő helyekről gondoskodni kell, hosszú törtvonalú kábelvezetéknél pedig szükség lehet közbeni injektálási helyek kialakítására is (332. ábra).

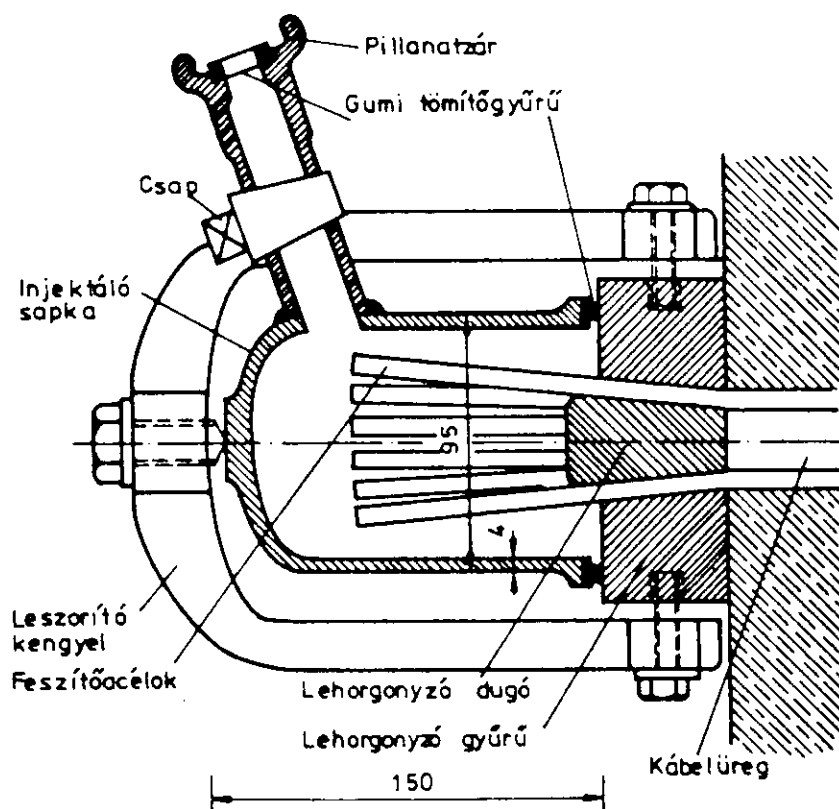
Az injektálás jóságán múlik a szerkezet tartóssága. Rosszul végzett injektálás utólagos javítása majdnem lehetetlen. A FREYSSINET-rendszer egyszerű, jól használható megoldás. Szinte tetszőleges vonalvezetésű utófeszített szerkezet készíthető ezen a módon.



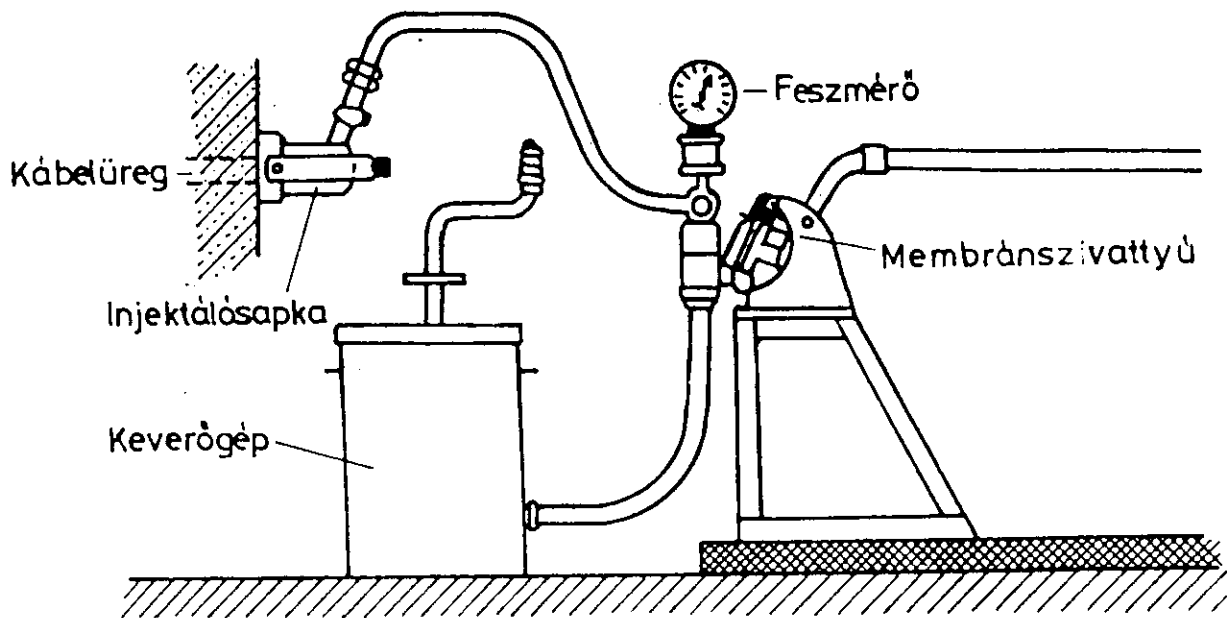
328. ábra
Acél lehorgonyzóelemek



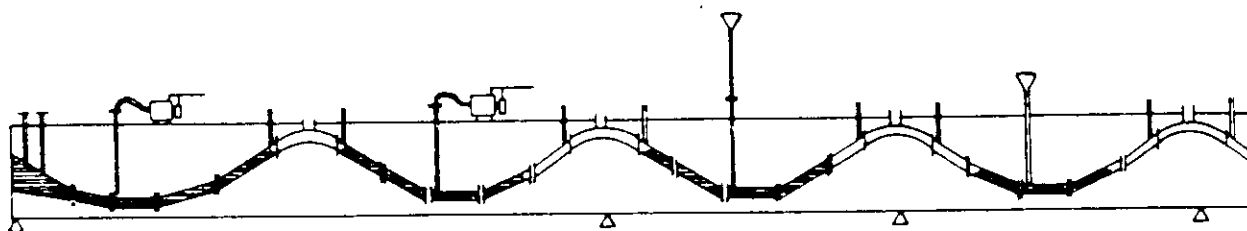
329. ábra
A Freyssinet-sajtó működési vázlata



330. ábra
Injektálófej



331. ábra
Injektálóberendezés



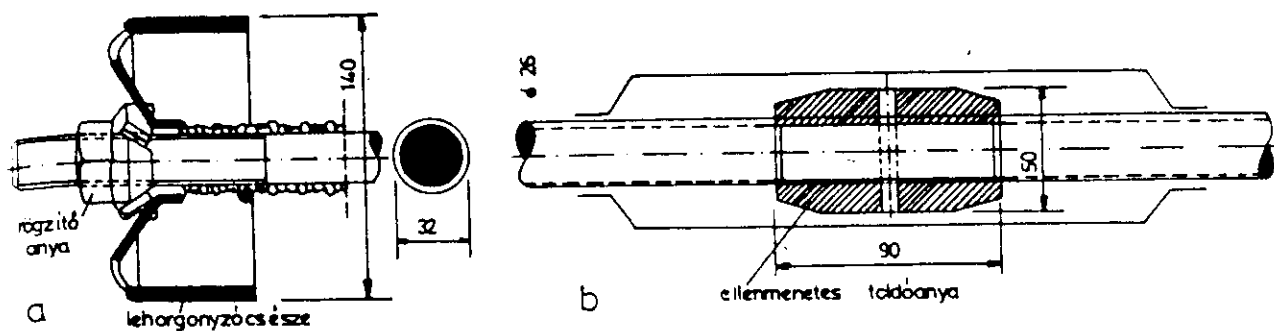
332. ábra
Utófeszített tartó több injektálási hellyel

15.6.1.2 A DYWIDAG-féle rendszer

Ezt a rendszert szabadszerelésű szerkezeteknél, hidaknál alkalmazzák elsősorban, mivel az acélbetétek toldása egyszerű és megbízható. Feszítőbetétként nagy, 11-32 mm átmérőjű melegen hengerelt, ötvözt, nagyszilárdságú acélt használnak. A betéteken hideg mángorlással menetet képeznek, majd hidraulikus sajtóval történt feszítés után a feszítőerőt csavaranyával a lehorgonyzó feszítőcsészén rögzítik (333. ábra).

A betétek toldása ellenmenetes anyával történik. A feszítés után a kábelüreget kiinjektálják.

A rendszer további előnye, hogy a lehorgonyzásnál a csavarmenet következtében nincs csúszás, és nagy átmérőjű feszítőbetétek miatt a korrózió okozta károsodás kisebb jelentőségű. A feszítőkábelek megfogásának és rögzítésének még számos módja ismert, mint pl. a KOROVKIN-rendszer, a BERN-rendszer st. A feszítés alapelve és a készítményi technológia azonban lényegében megegyezik az előbb ismertetettel.

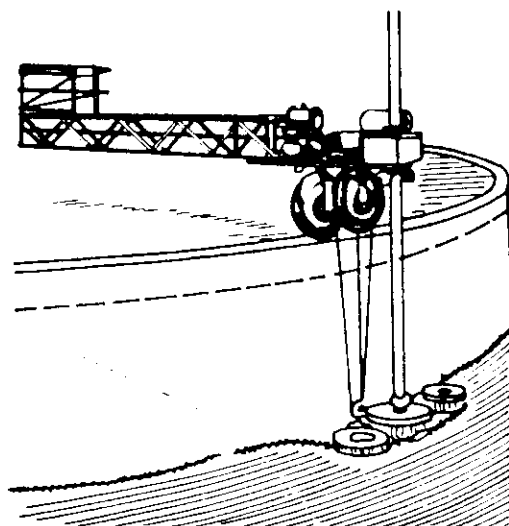


333. ábra
Dywidag-féle lehorgonyzás és toldás

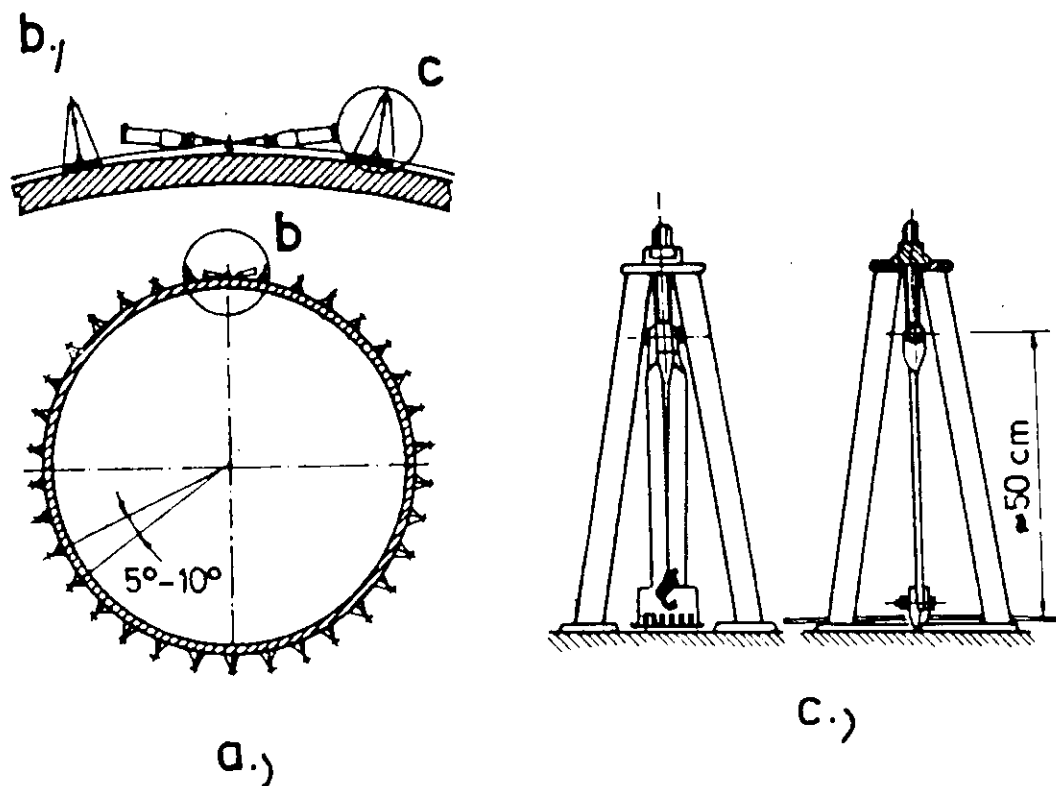
15.6.1.3 Feszítés csévéléssel

Ez az utófeszítési rendszer elsősorban csövek, nyomás alatti folyadéktartályok készítésénél, építésénél használatos. A rendszer lényege, hogy az elkészült szerkezetre egy ponton rögzítik a feszítőhuzalt, majd egy berendezés, körbejáró kocsi segítségével meghatározott feszítőerővel felcsévélik (334. ábra).

A felcsévélte feszítőelemeket a korrózió elleni védelem és a betonnal való kapcsolat biztosítása érdekében utólagos cementhabarcs vakolattal látják el.



334. ábra
BBRV-rendszerű csévléses
gyűrűirányú feszítés



335. ábra
MO-TA-LA-eljárás gyűrűirányú feszítésre

15.6.1.4 MO-TA-LA rendszer

Ha kör alakú szerkezeteket FREYSSINET-rendszerrel vagy ahhoz hasonlóval feszítjük, a súrlódási veszteségek elérhetik a feszítőerő értékének 50-70%-át.

Ezen súrlódási veszteségek csökkentésére MOKK LÁSZLÓ, TASSI GÉZA és LÁNYI JENŐ kidolgozta a MO-TA-LA rendszert, melynek a lényege, hogy a feszítés idején a huzalokat a 335. ábrán látható ingával a betonfelülettől elhúzza.

A feszítőhuzalok súrlódásmentes megfeszítése után a huzalokat fokozatosan a hengerfelületre visszaengedik. Az eljárást sok ország átvette.

15.6.2 Hőhatással történő feszítés

Utófeszített tartók feszítése történhet úgy is, hogy a feszítőbetéteket felmelegítjük pl. elektromos árammal, amire az acél kiterjed, majd ebben az állapotban rögzítjük.

A lehűlés következtében az acél összehúzódik és így a betonban nyomóerőt ébreszt.

A feszítőfeszültség a veszteség elhanyagolásával

$$\sigma_f = E_f \cdot \alpha \cdot t$$

képlettel számolható,

ahol $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ hőtágulási együttható, "t" a melegítés hőmérséklete.

A hidegen alakított huzalokat nagy hőmérsékletre nem szabad felmelegíteni, ezért a szükséges feszítőfeszültséget csak melegen hengerelt, ötvöztött acéloknál lehet a módszerrel elérni. Jó módszer ez gyűrűirányú feszítésnél, mivel itt a súrlódásnak nincs jelentősége, de költséges feszítési rendszer.