

MÉRETEZÉS FÖLDRENGÉSRE AZ EURÓPAI ELVEK FIGYELEMBEVÉTELÉVEL

Dr. Dulácska Endre - Dr. Kollár László

A földrengés elleni védelem helyzete jelenleg bizonytalan, mert a korábbi MI-04.133-81 méretezési irányelv nem szerepel a hatályos listán, az 1998 jan.1-én életbelépett új *Építési Törvény* és az *OTÉK* 55.§ pedig kötelezően előírta a földrengés elleni méretezést.

Igy jelenleg az a helyzet, hogy kötelező minden építményt földrengés ellen méretezni, de nincs olyan előírás, amely megmondaná, hogy hogyan. Az *Eurocode-8* (EC8) leendő európai előírás ENV formában le lett már fordítva, de a Nemzeti Alkalmazási Dokumentum (NAD) csak az első füzet első részéhez készült el. (Megjegyzendő, hogy a végleges EN szabvány változik az ENV-hez képest. Így még több évbe telik, hogy használható, érvényes előírásunk legyen.) Így most két lehetőség adódik. Az első az, hogy jobb híján használjuk a régi MI irányelvet.

Ez jogilag lefedi ugyan a tervezőt, de alulméretezést okoz az európai elvekkel szemben. Ha az Európához való csatlakozást komolyan akarjuk venni, akkor valamelyest igyekezni kell az *Eurocode8* előírásaihoz alkalmazkodni. Tekintve, hogy az *Eurocode8* eléggé részletes és komplikált előírás, a végleges magyar EN kiadásáig indokolt lehet a szabályos épületekre egy egyszerűsített, az *Eurocode8* szempontjait részben figyelembevevő ajánlást alkalmazni.

Itt egy ilyen, a dinamikai igénybevételt *helyettesítő statikai módszert* (HSM) ismertetünk.

A HSM helyettesítő statikai méretezés

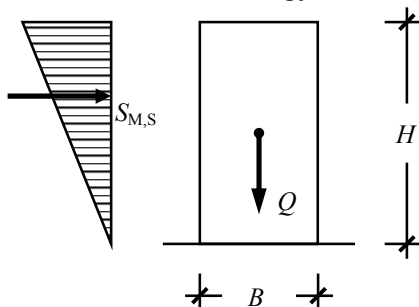
A szélesség ötszörösénél nem magasabb, legfeljebb Fsz.t.+4 emeletes **szabályos** épületekre, melyeknek a tömegközéppont és a csavarási középpont közötti távolsága nem nagyobb az épület vízszintes méretének 10%-ánál, meghatározunk egy, a dinamikus erőhatást helyettesítő $S_{M,s}$ horizontális erőt, mely *bármely* irányban működhet, és erre méretezzük az egyes épület-elemeket, és az egész épületet is. A horizontális erővel egyidejűleg fellépő szeizmikus vertikális erő számításához figyelembe vett gyorsulás a horizontális gyorsulás fele, mely felfelé és lefelé is működhet.

A falazott és a vasbetonpilléres épületek esetén ez két vizsgálatot jelent, a legnagyobb, ill. a legkisebb vertikális erőre.

A földrengésre való méretezés ezek után a következőképp fogalmazható meg.

Az $S_{M,s} \leq S_{H,s}$ feltételt kell kielégíteni, azaz a földrengésből számított erő mértékadó horizontális értéke ne haladja meg a megfelelő határerő értékét. (Itt meg kell jegyezni, hogy a szélterhet nem kell a földrengéssel egyidejűleg működőnek tekinteni, tehát ha $S_{M,s} \leq S_{M,szél}$, akkor nem kell földrengésre méretezni

A földrengés okozta vertikális erőt figyelembe kell venni, ha az csökkenti a vízszintes határerőt, és nem szabad figyelembe venni, ha növelő hatású.



1. ábra. A földrengési helyettesítő erő megoszlása az épület H magassága mentén egyenletes tömegeloszlás esetében

A helyettesítő horizontális földrengési erőt a következő összefüggésből lehet kiszámítani:

$$S_{M,s} = \beta \cdot Q \cdot k_g \cdot k_s \cdot k_t / q \geq 0,2 \cdot Q \cdot k_g \cdot k_s \cdot k_t.$$

Egyenletes tömegeloszlású épület esetén a tömegek szintenkénti megoszlását az 1. ábra szerint kell figyelembevenni.

Az összefüggésben szereplő betűk jelentése a következő:

A β *dinamikus szorzó* az épület első módusa (rezgésalak) figyelembevételével meghatározott T_s (sec)sajátrezgési periódusidő függvényében a $\beta = 1 / T_s \leq 2,5$ kifejezésből számítható.

E vizsgálati lépésnél bizonytalanságot okoz, hogy az épület saját-periódusidejét nehéz meghatározni, ezenkívül a számítással meghatározott érték nem is lehet pontos. Ennek több oka van, így pl. a teherhordó szerkezetek anyagi és méretbeli eltérése a tervezettől, a kiegészítő berendezések (válaszfalak, csővezetékek, stb.) okozta bizonytalan torzítások, a csillapítás bizonytalanságai, stb. Még a bemért adatokban sem lehet teljesen megbízni, mert kis és nagy amplitúdó értékeknél más a csillapítás, és így más a periódus idő is. E hatások egyenként nem nagyok ugyan, de összességükben $\pm 50\%$ eltérést is okozhatnak.

Végül is az épület 1. módusához tartozó T_s periódusidők az N emeletszám függvényében a mért adatok alapján empirikusan meghatározott következő összefüggésekből becsülhetők.

Falazott és falas épületek horizontális irányban: $T_s = N (1 \pm 0,5) / 25$ (sec)

Vasbeton vázas épületek horizontális irányban: $T_s = N (1 \pm 0,5) / 8$ (sec)

Fentieket összevetve a β összefüggéssel, kiderül, hogy falazott épületeknél és földszintes vb. vázakra, valamint függőleges irányban mindig a $\beta = 2,5$ érvényes, többszintes vázaknál pedig $\beta = 1,5$ és $2,5$ közötti. Így a $\beta = 2,5$ mindig biztonságosan használható.

Az *épületteher* Q értéke a saját súly, és a hasznos teher tartós részének összege, biztonsági szorzók nélkül.

Az *épületfontossági* k_s szorzó a következő táblázat szerinti:

Fontossági kategória	k_s
1, Igen fontos létesítmény (pl. kórház, tűzoltóság)	1,4
2, Nagy forgalmú létesítmény (pl. pályaudvar, irodaház, színház).	1,2
3, Normál lakó és középület	1,0
4, Alárendeltebb épületek (pl. mezőgazdasági, és ideiglenes ép.)	0,8

A *talajminőség* k_t szorzója a következő:

A talaj	k_t
Szikla, tömör és száraz kavics	1,0
Száraz szemcsés és kötött talajok	1,2
Víz alatti szemcsés és kötött talajok	1,4

A $k_g = a_g / g$ relatív tervezési gyorsulás értékét kétféleképpen lehet felvenni:

Az *első módszer* az, hogy kikeressük a [Magyarország Földregési Információs Rendszer \(FIR\)](#) segítségével az adott településre az EC8 elvei szerint meghatározott csúcsgyorsulást, és ebből a *tervezési gyorsulást* 0,7 szorzóval szorozva számítjuk.

A *másik módszer* az, hogy alkalmazzuk az EUROCODE-8 1. füzet NAD-jában adott megyénkénti zónabeosztást, és a k_g *tervezési gyorsulás* értékeit az egyes zónákra megadott értékekkel vesszük fel. A $k_g = a_g / g$ relatív tervezési gyorsulás az 1. zónában $k_g = 0,04$, a 2. zónában $k_g = 0,06$, a 3. zónában $k_g = 0,08$, és a 4. zónában $k_g = 0,10$ értékű.

(Igen fontos létesítménynél célszerű pontosabb vizsgálatot végezni a k_g meghatározására.)

Magyarország zónabeosztása a következő:

1. Zóna: Nincsen.
2. Zóna: Békés megye, Borsod-Abaúj-Zemplén megye, Csongrád megye, Hajdú-Bihar megye, Jász-nagykun Szolnok megye, Nógrád megye, Szabolcs-Szatmár-Bereg megye, Tolna megye.
3. Zóna: Baranya megye, Bács-Kiskun megye, Fejér megye, Győr-Sopron megye, Heves megye, Pest megye (beleértve Budapestet), Somogy megye, Vas megye, Veszprém megye, Zala megye.
4. Zóna: Komárom megye.

A q viselkedési tényező az épületszerkezetek képlékeny viselkedését veszi figyelembe, és horizontális értéke külön vizsgálat nélkül falazott épületre $q = 1,5$, vasbeton épületre $q = 2,0$, faszervezetre $q = 1,5$, hagyományos hengerelt szelvényekből készült acélvázaz épületre $q = 2,5$, vékonyfalú acélszerkezetekre pedig $q = 1,5$ lehet. A függőleges irányra $q = 1,5$.

Az előzőek szerint meghatározott horizontális erőt földszintes épületek esetében a földem-síkban kell működtetni minden irányban. Többszintes épületek (és egyenletes tömegeloszlás) esetében a meghatározott horizontális erőt a 1. ábrának megfelelő, felfelé növekvő lineáris elosztással lehet a különböző földémsíkokra elosztani, és minden irányba működtetni, azzal a megkötéssel, hogy a legalsó szintre kapott nyíróerő értékekre kell a felső szinteket is méretezni.

A legfontosabb szerkesztési szabályok

A jó méretezésen kívül a *legfontosabb szerkesztési szabályokat* is ajánlatos megtartani. Ezek a következők:

A 4. zónába ne telepítsünk 4 emeletesnél magasabb falazott épületet.

A 3. és a 4. zónában az épületek kialakítása lehetőleg szabályos legyen, azaz ne legyenek sem alaprajzi, sem magassági irányú jelentősebb ki vagy beugrások az épületen. Mindenképp kerülni kell a csavarási hatás elkerülése céljából az L vagy T alaprajzot. Ha ilyen mégis szükséges, akkor dilatációs hézaggal kell elválasztani a különböző épületszárnyakat.

Az épület alapozási síkja lehetőleg egy sík legyen.

Az alapozás különálló alapejtjeit gerendaráccsal, ill. padlólemezzel össze kell kötni, a különálló mozgások megakadályozása céljából.

Falazott épületeknél mindig alkalmazzunk zárt rendszerű vasbetonkoszorút, jól átkötött sarokkialakításokkal. Fafödém alkalmazása esetén a födémet a koszorúhoz megfelelő erősségű kapcsolattal le kell kötni.

Falazott épületekben a boltíves kiváltásokat kerüljük. Ha mégis szükséges, akkor vonórudas megoldást alkalmazzunk.

A födémelek tárcsaszzerű kialakítását biztosítsuk, még fafödémek esetében is.

A dilatációs hézagokat mindig szerkezetkettőzéssel alakítsuk ki, sohase konzollal.

A vasbetonoszlopokban alkalmazzunk a nyíróerőre méretezett megfelelő erősségű kengyelezést, melyet a rúdvégeken és a toldásoknál sűrítünk. A megszokott szabályos minimális kengyel nem megfelelő. Az oszlop hosszvasalása ne legyen több 2%-nál.

Előregyártott szerkezetek csomópontjaiban a szeizmikus erőhatások továbbításához a súrlódási erő nem vehető figyelembe. Az előregyártott szerkezetek kapcsolatait méretezett vasalással kell megoldani, és a jó kibetonozási lehetőségeket biztosítani kell. Ellenőrizni kell a kibetonozás minőségét.

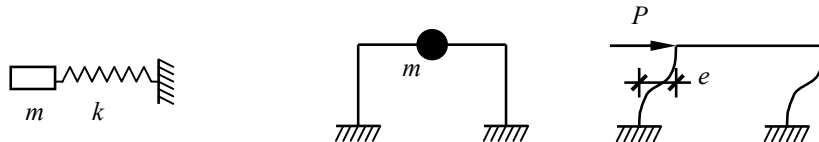
IRODALOM

- Bisztricsány, E.: Mérnökszeizmológia. Akadémiai Kiadó. Bp.1974
Csák-Hunyadi-Vértes: Földrendések hatása az építményekre. Műsz. Kiadó. Bp. 1981.
Csák, B.: A földrengés elleni védekezés mai helyzete, problémái és módszerei. Műszaki Tervezés. 1986/1.
Csák, B.: Történelmi és műemlék épületek földrengés elleni védelme. Műszaki Tervezés. XXXVII. 1997/3.
Dulácska, E.: Az 1985. szept. 19-i földrengés hatása Mexico város épületeire. Mélyépítés-Tudományi Szemle. 36. 1986.
Dulácska, E.: Az 1985. szept. 19-i Mexico-i földrengés tapasztalatai. Magyar Építőipar. 1986/7.
Dulácska, E.: A földrengés mérnöki értékelése. Építés-Építészettudomány, 94/1-2.
Dulácska, E.: A duktilitás és a P-Delta effektus együttes hatása a nyomóerővel is terhelt szerkezetek földrengés elleni méretezésében. Építés-Építészettudomány. XXV./3-4. 1995
Dulácska, E.: Földrendés. Magyar Építőipar. 1995/9.
Dulácska, E.: Földrendésveszély, földrengés elleni védelem. Magyar Mérnöki Kamara, Tartószerkezeti Tagozat Tervezési Segédlet. TT-TS 3. 2000.
Eurocode 8.: Tartószerkezetek földrengésállóságának tervezési előírásai, MSZ ENV 1998. (Szabványjavaslat, 1998, Magyar Szabványügyi testület.)
GeoRisk: Magyarország Földrendési Információs Rendszere (FIR) www.foldrenges.hu
Grünthal, G.: European Macroseismic Scale 1998. European Seismological Commission, Luxemburg, 1998.
Hunyadi, F.: Földrendéses környezetben lévő épületek méretezése Magyarországon. Mélyépítés-Tudományi Szemle. 21. 1971/6.
Hunyadi, F.: A modálanalízis, mint a földrengésvizsgálat gyakorlati eszköze. Építési Kutatás, Fejlesztés. 1985/2.
Hunyadi, F.: Magas épületek viselkedése földrengés okozta csavarásra. A Földmérő és Talajvizsgáló Vállalat 1990-évi évkönyve.
Kardeván, P.: A földrengések és előrejelzésük. Gondolat Kiadó. Bp. 1980.
Kollár, L.: Építmények méretezése földrengésre. TTI-TS/S.35/1990.
Meskó, A.: Mégis mozog a föld - miért, mikor. Magyar Tudomány. 1986/5.
MI-04.133-81. Méretezési Irányelvek Földrendési Hatásokra. ÉTK. Budapest, 1981.
Müller-Keintzel: Erdbebensicherung von Hochbauten. Ernst und Sohn. Berlin, 1984.
Newmark-Rosenbluth: Fundamentals of Earthquake Engineering. Prentice Hall. 1971
Országos Településrendezési és Építési Követelmények (OTÉK) ÉTK. Bp. 1998.
Réthly A.: A Kárpát-medence földrengései. Akadémiai Kiadó. Bp. 1952.
Tóth – Mónus – Zsíros.: Hungarian Earthquake Bulletin. 1996-97-98.
Zalka, K A: A simplified method for the calculation of the natural frequencies of wall-frame buildings. Engineering Structures. 23, (2001), No12, 1544-1555

Egyszerű példák földrengésre való méretezésre Magyarországon

A rezgés periódusidejének meghatározása. Tekintsünk egy m tömegű testet, amelyet egy k merevségű rugó kapcsol a talajhoz. A szabadrezgés periódusideje: $T = 2\pi\sqrt{m/k}$. Ez az összefüggés egy egy szabadságfokú rendszer esetén alkalmazható: a tömeg (m) a súlyból (F) úgy számítható, hogy a súlyt elosztjuk a nehézségi gyorsulással, g -vel ($m[\text{kg}] = F[\text{N}] / g[\text{m}/\text{sec}^2]$, $g = 9.81 \text{ m/s}^2$); a rugómerevség pedig úgy számítható, hogy a tömeg rezgésének irányába beiktatunk egy erőt (P), ebből meghatározzuk az elmozdulást (e), a rugómerevség a kettő hányadosa, $k=P/e$.

2. ábra.



A több szabadságfokú rendszer rezgésidejének meghatározásához a Dunkerley féle közelítő módszert fogjuk alkalmazni, amely szerint egy több tömegpontot ($m_1, \dots, m_i, \dots, m_n$) tartalmazó szerkezet rezgésidejét közelítően úgy számíthatjuk, hogy először meghatározzuk az egy-egy tömegponthoz tartozó rezgésidőket ($T_1, \dots, T_i, \dots, T_n$), és a szerkezet rezgésidejét a $T = \sqrt{T_1^2 + \dots + T_i^2 + \dots + T_n^2}$ képlettel számítjuk. (A Dunkerley módszer a valóságosnál lágyabbnak mutatja a szerkezetet, ezért a biztonság kárára közelít. Az alábbi példákban ez az eltérés kisebb mint 8%. A tervező a periódusidő meghatározásához természetesen használhat pontosabb eljárást, pl. Rayleigh módszerét vagy numerikus eljárást is.)

Az alábbiakban négy tipikus szerkezet egyszerű, közelítő számításán keresztül mutatjuk be a földrengésre való méretezést.

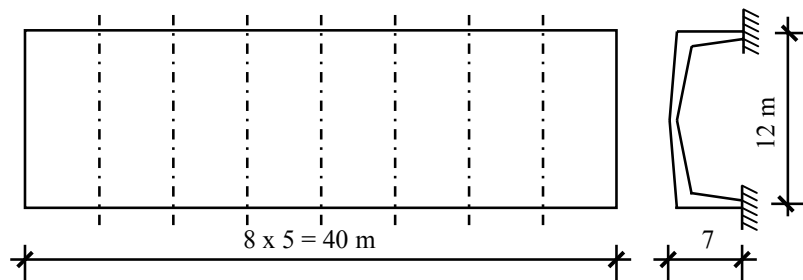
A példák közös jellemzői. A vizsgált épületek Pécs térségében épülnek, a talaj kötött talaj. Az épületek fontosság szempontjából normál lakó illetve középület. Ennek megfelelően $k_g=0.08$, $k_t=1.4$, $k_s=1.0$. Vagyis az alapközet gyorsulása $a_g = k_g g=0.08 g$.

A vizsgált szerkezetek alaprajzi mérete 12×40 m illetve 8×40 . (Az egyszerűség kedvéért a példákban a külméreteket azonosnak vesszük a tengelyméretekkel.)

1. Példa: Egyszintes acélsarnok vizsgálata keresztirányban.

Kiindulási adatok. A csarnok magassága 7 m, szélessége $l = 12$ m, hossza 40 m, a szerkezet vízszintes részének súlya 3.5 kN/m^2 , a függőleges részek súlya 3 kN/m^2 .

3. ábra



A rezgésidő számítása. A tervező a szélteherből (méterenként) az épület felső élénél 3.6 kN erőt vett figyelembe, amelyből 4 cm-es vízszintes elmozdulás keletkezett. Így a csarnok (1 m széles sávjának) vízszintes merevsége $k = 3600/0.04 = 90\,000\text{ N/m}$. A csarnok (1 m széles sávja felső felének) tömege keresztirányban $m = (12 \times 3500 + 7 \times 3000)/g = 63\,000/g = 6\,422\text{ kg}$. Így a csarnok rezgésideje keresztirányban $T = 2\pi\sqrt{m/k} = 1.68\text{ sec}$.

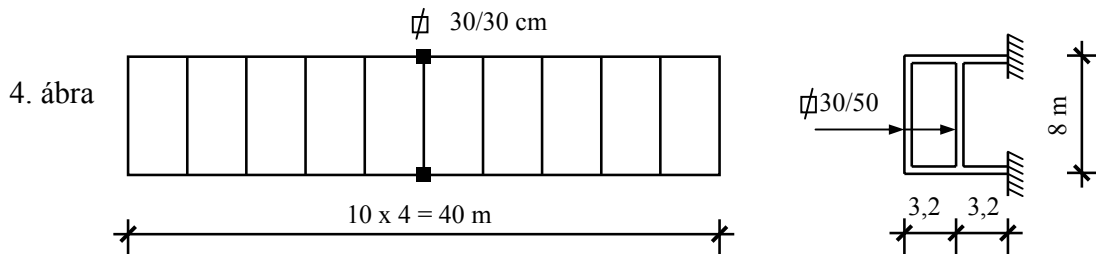
A vízszintes terhek számítása. A $T = 1.68\text{ sec}$ rezgésidőhöz $\beta = 1/T = 0.596$ tartozik, így a csarnokra a felső éle mentén méterenként az alábbi erőt kell működtetni:

$F = m k_g g k_s k_t \beta / q = 63\,000/g \times 0.08 g \times 1 \times 1.40 \times 0.596 / 2.5 = 1.68\text{ kN}$ ($\beta/q > 0.2$, ahol $q = 2.5$ a viselkedési tényező). Ez kisebb mint a szélteher, a mértékadó tehercsoportosításban a földrengés vízszintes komponensét nem kell figyelembe venni.

A függőleges terhek számítása. A függőleges irányban feltételezzük, hogy $T \leq 0.4\text{ sec}$, ehhez $\beta = 2.5$ tartozik, így a csarnokra függőleges irányban az alábbi erőt kell működtetni ($q = 1.5$ viselkedési tényezővel): $p_f = \rho k_g g / 2 k_s k_t \beta / q = 3\,500/g \times 0.04 g \times 1 \times 1.4 \times 2.5 / 1.5 = 3\,500 \times 0.093 = \pm 0.327\text{ kN/m}^2$. A felfelé mutató teher meghaladhatja a szélszívás értékét, a pozitív teher az önsúlynak kevesebb mint a 10%-a, vagyis nem mértékadó.

2. Példa: Kétszintes, vasbeton keretvázás épület vizsgálata keresztirányban.

Kiindulási adatok. Az épület egy traktusos, szélessége 8 m, magassága $2 \times 3.2\text{ m}$, a hosszúsága 40 m. Keresztirányban vasbeton keretek, hosszirányban téglafalak merevítik. A keretállások egymástól mért távolsága 4 m. A két szinten monolit vasbeton födém készül. A szerkezet vízszintes részének önsúlya 10 kN/m^2 (tartalmazza a közbenső falak, illetve a gerendák súlyát is), a (szélső) függőleges részek súlya 3 kN/m^2 . A hasznos teher a közbenső szinten 3 kN/m^2 , a felső szinten 1.5 kN/m^2 . A vasbeton oszlopok keresztmetszete $300 \times 300\text{ mm}$, a gerendáké $300 \times 500\text{ mm}$.



A rezgésidő számítása. A közbenső szinten az egy keretre figyelembe vett tömeg (keresztirányban) $m_1 = (8 \times (10\,000 + 3\,000/2) + 3.2 \times 3000 \times 2) \times 4/g = 444\,800/g = 45\,341\text{ kg}$, a felső szinten pedig $m_2 = (8 \times (10\,000 + 1\,500/2) + 1.6 \times 3000 \times 2) \times 4/g = 382\,400/g = 38\,981\text{ kg}$.

Egy szint vízszintes merevségét azzal a közelítéssel számítjuk, hogy a nyomatéki zéruspontok az oszlopok és gerendák közepén alakulnak ki, a berepedt vasbeton gerenda merevsége a repedésmentesnek a fele, az oszlop inerciáját pedig repedésmentes keresztmetszet feltételezésével számítottuk. Az oszlopok inerciája $I_o = 0.3^4/12 = 0.675 \times 10^{-3}\text{ m}^4$. A gerendák inerciája $I_g = 1/2 \times 0.5^3 \times 0.3/12 = 1.563 \times 10^{-3}\text{ m}^4$. Figyelembe véve a gerendával együttdolgozó fejlemez is $I_g = 3.391 \times 10^{-3}\text{ m}^4$ adódik. Egységnyi erőből az egy szintes sáv eltolódása ($h=3.2$, $l=8\text{ m}$, C20 betonhoz E_{b0} -t

figyelembe véve: $E=28.8 \times 10^9\text{ N/m}^2$) $e = \frac{1}{2} \frac{h^2}{12EI_o} + \frac{lh}{12EI_g} = 43.79 \times 10^{-9}\text{ m}$. Így az első

emelet magasságában a merevség $k_1 = 1/(43.79 \times 10^{-9}) = 22\,834\,000\text{ N/m}$, a második szint

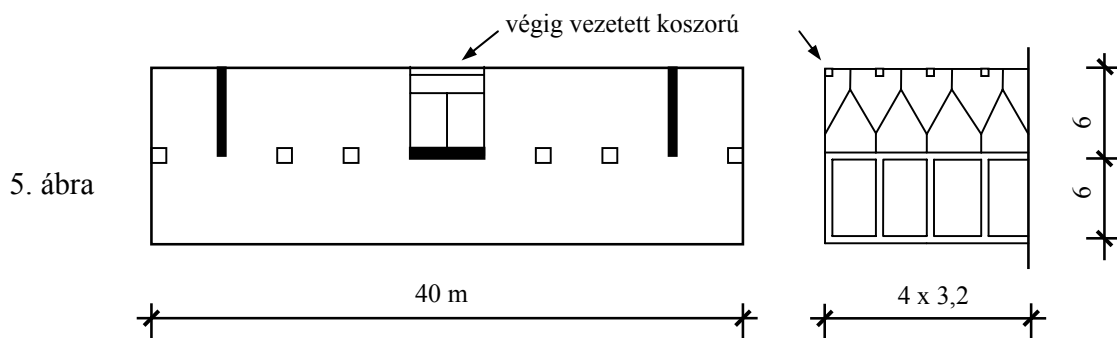
magasságában pedig $k_2 = 1/(2 \times 43.79 \times 10^{-9}) = 11\,417\,000$ N/m. Az épület rezgésideje keresztirányban, ha csak a középső szint tömegét vesszük figyelembe ($m_2 = 0$): $T_1 = 2\pi\sqrt{m_1/k_1} = 0.280$ sec, ha pedig csak a felső szint tömegét vesszük figyelembe ($m_1 = 0$): $T_2 = 2\pi\sqrt{m_2/k_2} = 0.367$ sec. Az épület rezgésidejét a Dunkerley elv alapján becsüljük meg: $T = \sqrt{T_1^2 + T_2^2} = 0.462$ sec.

A vízszintes terhek számítása. A $T = 0.462$ sec rezgésidőhöz $\beta = 1/T = 2.166$ tartozik, így az épület egy keretére összességében az alábbi erőt kell működtetni: $F = (m_1 + m_2) k_g k_s k_t \beta / q = (444\,800 + 382\,400)/g \times 1 \times 1.4 \times 0.08 g \times 2.166/2 = 100.33$ kN ($\beta/q > 0.2$, ahol $q = 2.0$ a viselkedési tényező). A gyorsulások lineárisan változnak a magasság mentén, vagyis a felső szinten kétszer akkora a gyorsulás értéke, mint a középső szinten. A felső szinten ható vízszintes teher így a teljes teher $2 m_2/(2 m_2 + m_1) = 63\%$ -a, az alsó szinten pedig $m_1/(2 m_2 + m_1) = 37\%$ -a. Így a vízszintes terhek $F_2 = 63.44$ kN, és $F_1 = 36.89$ kN. Ez lényegesen nagyobb mint a szélteher.

A függőleges terhek számítása. A $\beta = 2.5$ tényezőt figyelembe véve a födémre függőleges irányban ($q = 1.5$ viselkedési tényezővel) a statikus teher $\pm 1/2 k_g k_s k_t \beta / q = \pm 0.04 \times 1 \times 1.4 \times 2.5 / 1.5 = \pm 0.093 = \pm 9.3\%$ -át kell működtetni. A legkisebb teher számításánál ezt figyelembe kell venni, vagyis az önsúlyterhet 0.907-tel kell szorozni, a maximális teher számításánál figyelmen kívül hagyható, az önsúly teher szélső értéke (1.2 biztonsági tényezővel) lesz a mértékadó.

3. Példa: Négyszintes, vasbeton fallal merevített épület vizsgálata keresztirányban.

Kiindulási adatok. Az épület két traktusos, szélessége 2×6 m, magassága 4×3.2 m, a hosszúsága 40 m. Az épületet keresztirányban két egymással párhuzamos 0.15×6 m keresztmetszetű tömör merevítőfal merevíti, hosszirányban egy merevítőfal és a középső keretváz. A vízszintes terheket a monolit vasbeton födém-tárcsák közvetítik a merevítőfalakra, ezért a lépcsőházi résznél a koszorút végig vezetni és méretezni kell. A szerkezet vízszintes részének önsúlya 10 kN/m² (tartalmazza a középső falakat, illetve a gerendák súlyát is), a (szélső) függőleges részek súlya 3 kN/m². A hasznos teher a középső szinteken 3 kN/m², a felső szinten 1.5 kN/m².



A rezgésidő számítása. A középső szinteken a figyelembe vett tömeg $m_1 = m_2 = m_3 = ((10\,000 + 3\,000/2) \times 12 \times 40 + 3.2 \times 3000 \times 2 \times (40 + 12))/g = 6\,518\,400/g = 664\,000$ kg, a felső szinten pedig $m_4 = ((10\,000 + 1\,500/2) \times 12 \times 40 + 1.6 \times 3000 \times 2 \times (40 + 12))/g = 5\,659\,200/g = 576\,880$ kg. A két merevítőfal együttes inerciája $I_f = 2 \times 6^3 \times 0.15/12 = 5.4$ m⁴ a keresztmetszeti területe pedig $A_f = 2 \times 6 \times 0.15 = 1.8$ m². Az i -edik szinten beiktatott egységnyi erőből keletkező e elmozdulás, a hajlítási és a nyírési deformációt is figyelembe véve

$$e = \frac{1}{3} \frac{x^3}{EI_f} + \frac{x}{GA_f} \cdot 1.2, \text{ ahol } x = ih \text{ (} h=3.2 \text{ m, } E=28.8 \times 10^9 \text{ N/m}^2, G=E/2.6\text{)}. \text{ Ennek}$$

reciproka adja az egyes szintekhez tartozó merevségeket, amelyből az első emelet magasságában a merevség $k_1 = 3805 \times 10^6 \text{ N/m}$, a további szinteken pedig: $k_2 = 1056 \times 10^6 \text{ N/m}$, $k_3 = 404 \times 10^6 \text{ N/m}$, $k_4 = 190 \times 10^6 \text{ N/m}$ adódik. A rezgésidő, ha csak az i -edik szinten hat a tömeg: $T_i = 2\pi\sqrt{m_i/k_i}$, amely a négy szintre rendre az alábbi értékeket adja: 0.0083, 0.1576, 0.2548, 0.346 sec. Az épület rezgésidőjét a Dunkerley elv alapján becsüljük meg: $T = \sqrt{T_1^2 + T_2^2 + T_3^2 + T_4^2} = 0.465 \text{ sec}$. (A pontos számítás és Rayleigh módszere egyaránt 0.448 sec-ot szolgáltat.) A számításban elhanyagoltuk hogy az egyenlőtlen süllyedés miatt a merevítőfal elferdülhet. Ez a közelítés, mivel a merevítőfalakat a valóságosnál merevebbnek tekintettük, a biztonság javára történt.

A vízszintes terhek számítása. A $T = 0.465 \text{ sec}$ rezgésidőhöz $\beta = 1/T = 2.15$ tartozik, így az épületre összességében az alábbi erőt kell működtetni: $F = (m_1 + m_2 + m_3 + m_4) k_g g k_s k_t \beta / q = (3 \times 6518400 + 5659200) / g \times 1 \times 1.4 \times 0.08 g \times 2.15 / 2 = 3034 \text{ kN}$ ($\beta/q > 0.2$, ahol $q = 2.0$ a viselkedési tényező). A gyorsulások lineárisan változnak a magasság mentén. Így az i -edik szinten a teljes vízszintes teher alábbi része fog hatni: $i m_i / (4m_4 + 3m_3 + 2m_2 + m_1)$. Ez a négy szintre a következő értékeket adja: 10.6%, 21.1%, 31.7%, 36.7%. Ennek megfelelően a vízszintes terhek: $F_1 = 320 \text{ kN}$, $F_2 = 641 \text{ kN}$, $F_3 = 961 \text{ kN}$ és $F_4 = 1112 \text{ kN}$. Ez lényegesen nagyobb mint a szélteher.

A függőleges terhek számítása. A viselkedési tényező $q = 1.5$, ennek megfelelően a statikus teher $\pm 1/2 k_g k_s k_t \beta / q = \pm 0.04 \times 1 \times 1.4 \times 2.5 / 1.5 = \pm 0.093 = \pm 9.3\%$ -át kell működtetni. A legkisebb teher számításánál ezt figyelembe kell venni, vagyis az önsúlyterhet 0.91-tal kell szorozni, a maximális teher számításánál figyelmen kívül hagyható, az önsúly teher szélső értéke (1.2 biztonsági tényezővel) lesz a mértékadó.

4. Példa: Kétszintes, téglafalás, vasbeton födémmel kialakított épület vizsgálata keresztirányban.

Kiindulási adatok. Az épület két traktusos, harántfalas elrendezésű, szélessége $2 \times 6 \text{ m}$, magassága $2 \times 3.2 \text{ m}$, a hosszúsága 40 m . A szerkezet vízszintes részének önsúlya 14 kN/m^2 (tartalmazza a közbenső falak, illetve a gerendák súlyát is), a (szélső) függőleges részek súlya 4 kN/m^2 . A hasznos teher a közbenső szinten és a felső szinten 1.5 kN/m^2 .

A rezgésidő számítása. A közbenső szinten egy 1 m-es sávra jutó tömeg (keresztirányban) $m_1 = (12 \times (14000 + 1500/2) + 3.2 \times 4000 \times 2) / g = 202600 / g = 20652 \text{ kg}$, a felső szinten pedig $m_2 = (12 \times (14000 + 1500/2) + 1.6 \times 4000 \times 2) / g = 189800 / g = 19348 \text{ kg}$. A téglafalás épület igen merev, rezgésidője várhatóan 0.25 sec alatt van. Ez alatt a rezgésidő alatt a β értéke konstans, nagysága 2.5, ezért a rezgésidőt nem határozzuk meg.

A vízszintes terhek számítása. Az épületre (méterenként) összességében az alábbi erőt kell működtetni: $F = (m_1 + m_2) k_g g k_s k_t \beta / q = (202600 + 189800) / g \times 1 \times 1.4 \times 0.08 g \times 2.5 / 1.5 = 73.25 \text{ kN}$ ($\beta/q > 0.2$, ahol $q = 1.5$ a viselkedési tényező). Ez több mint tízszerese a széltehernek. A felső szinten ható vízszintes teher a 2. példához hasonlóan a teljes teher $2m_2 / (2m_2 + m_1) = 65\%$ -a, az alsó szinten pedig $m_1 / (2m_2 + m_1) = 35\%$ -a. Így a vízszintes terhek $F_2 = 47.76 \text{ kN}$, és $F_1 = 25.49 \text{ kN}$.

A függőleges terhek számítása. A 3. példához hasonlóan a függőleges teher $\pm 9.3\%$ -át kell működtetni.