



Magyar Mérnöki Kamara

2014. november

Szepesházi Róbert

Széchenyi István Egyetem, Győr

Geotechnikai tervezés az Eurocode 7 és
a kapcsolódó geotechnikai szabványok szerint

Tartalom

1. A geotechnikai tervezés alapjai
2. Síkalapok tervezése
3. Cölöpalapok tervezése
4. Támszerkezetek tervezése
5. Alapozások tervezése földrengésre
6. Hidalapozások tervezése

Támszerkezetek tervezése az Eurocode 7 szerint

Támszerkezetek típusai

Támfalak

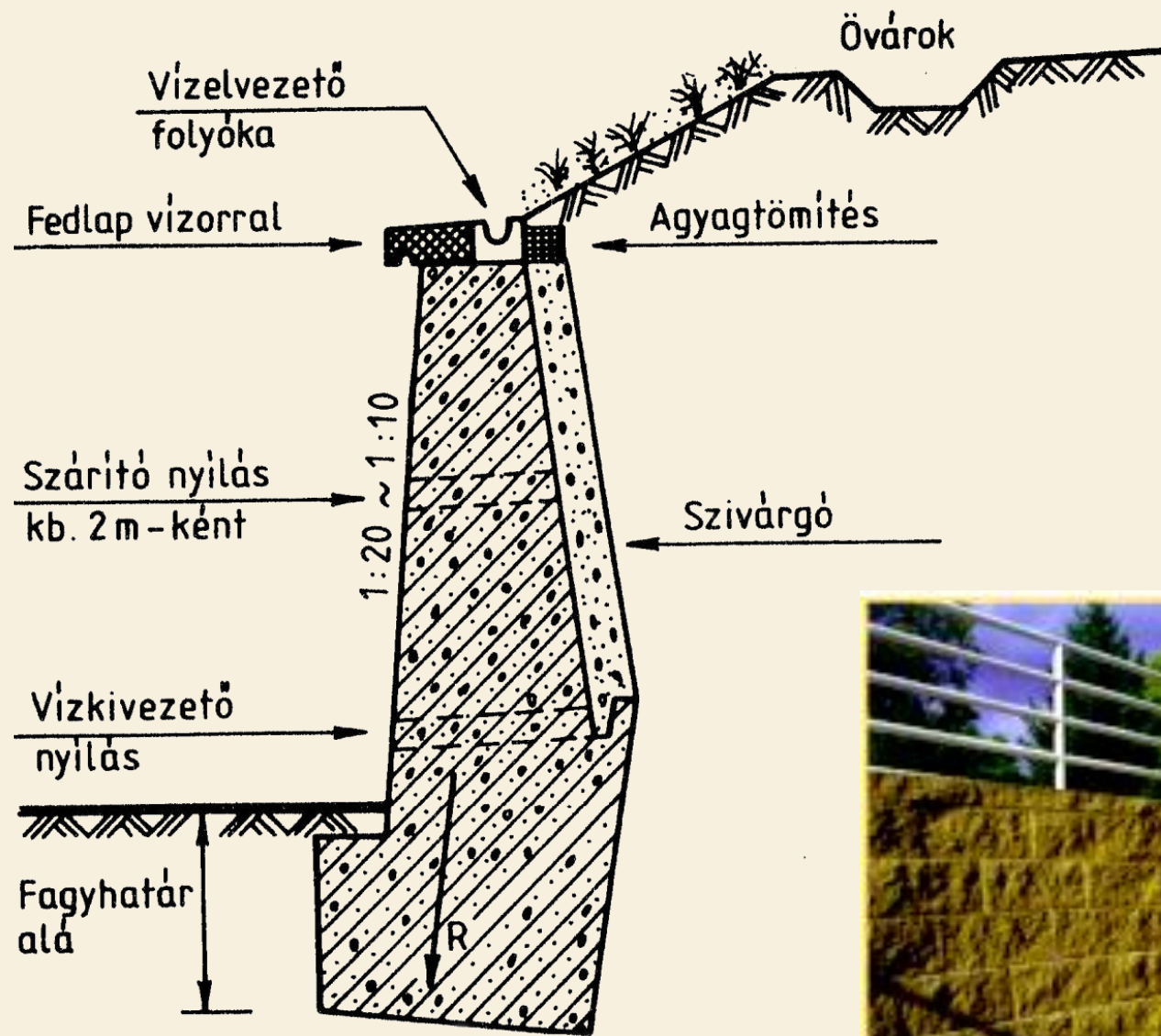
- kő, beton vagy vasbeton anyagú, síkalapon nyugvó, előre vagy hátra nyúló talpszélesítéssel, merevítő bordákkal vagy azok nélkül készülő falak,
- a megtámasztásban meghatározó szerepe a fal önsúlyának van, amihez egyesek esetében a talaj vagy szilárd kőzet stabilizáló tömege is hozzájárul,
- beton súlytámfalak, síkalapozású vasbeton szögtámfalak, bordás falak.

Befogott falak

- acélból, vasbetonból vagy fából készült, viszonylag vékony falak,
- egyensúlyát horgonyok, dúcok és/vagy a passzív földnyomás biztosítja,
- a megtámasztásban a hajlítási teherviselő képesség játszik főszerepet,
- szabadon álló, kihorgonyozott vagy dúcokkal megtámasztott szádfal és résfal.

Összetett támszerkezetek

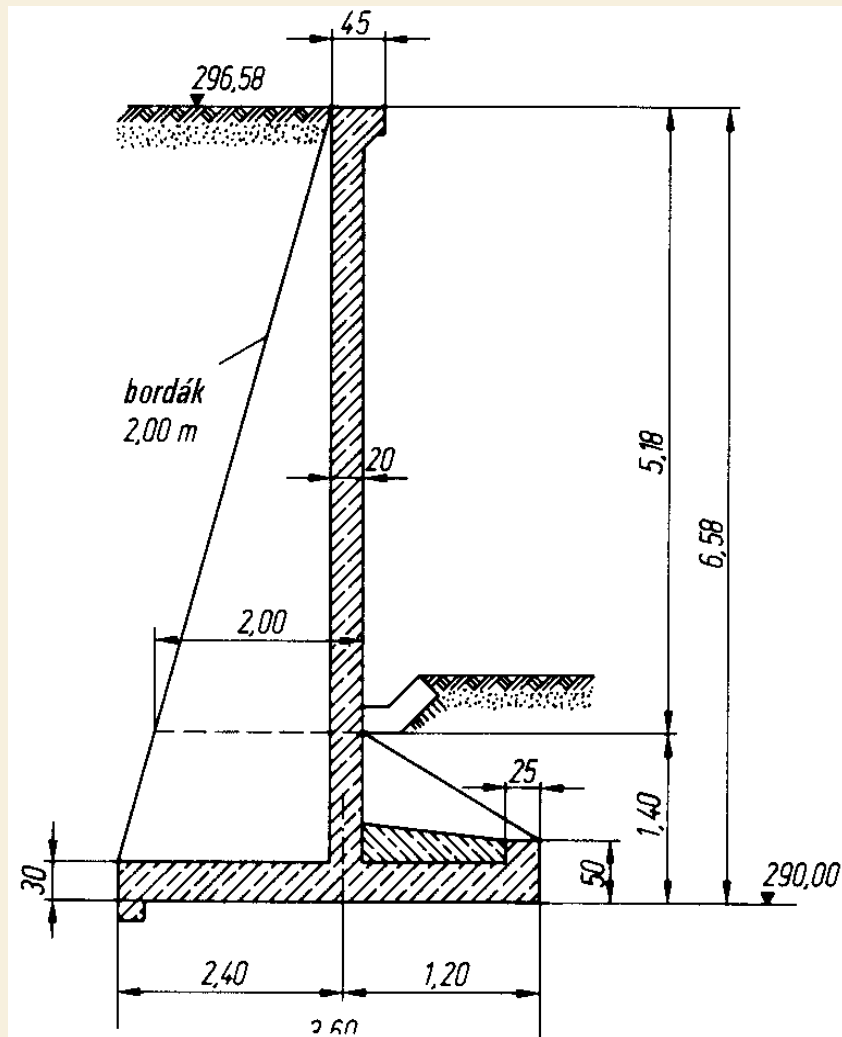
- előző két faltípus elemeiből álló támszerkezetek,
- kettős falú zárógátak, több sorban kihorgonyozott vagy szegezett szerkezetek, betétekkel, geoműanyagokkal vagy injektálással erősített földszerkezetek

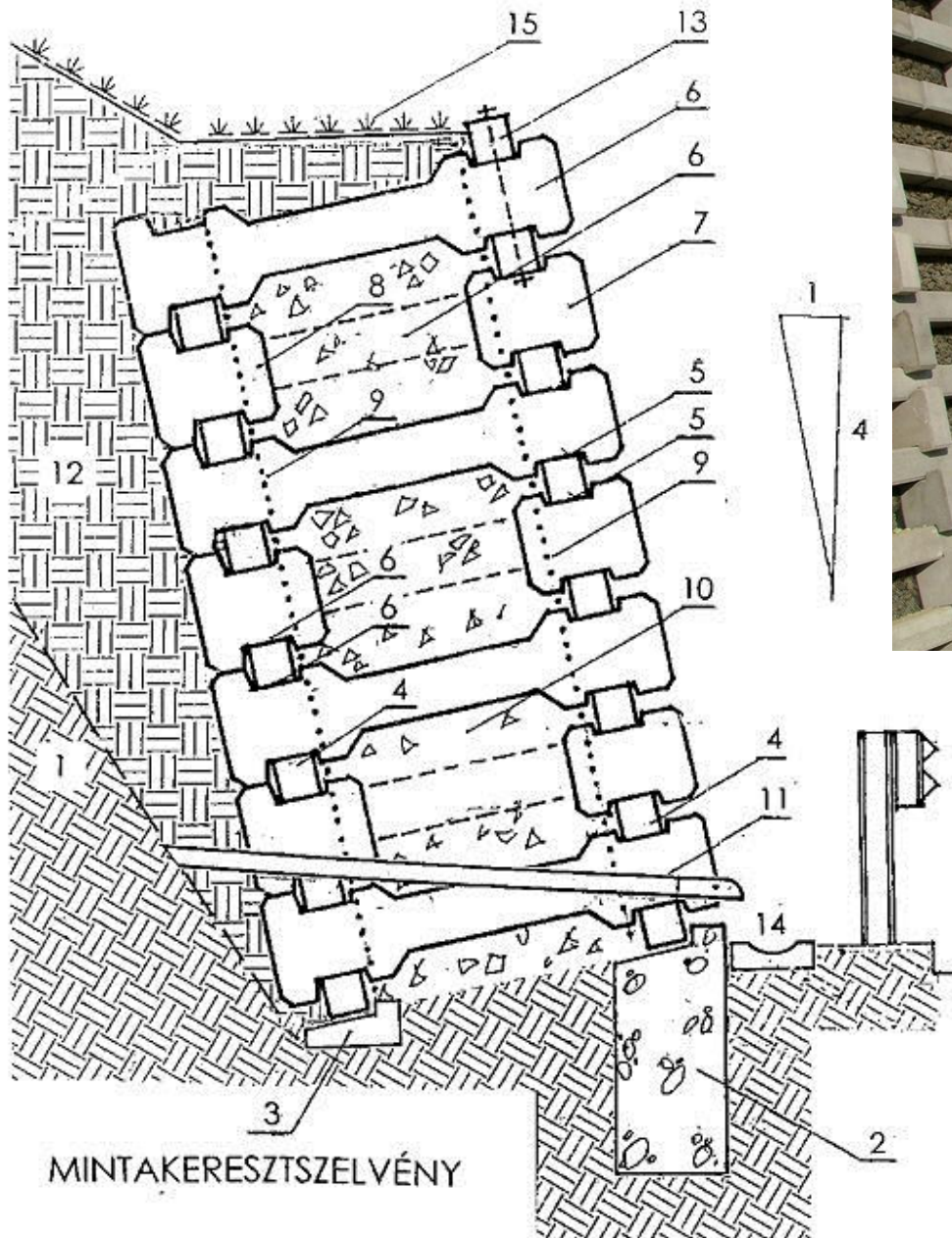


Beton súlytámfalak

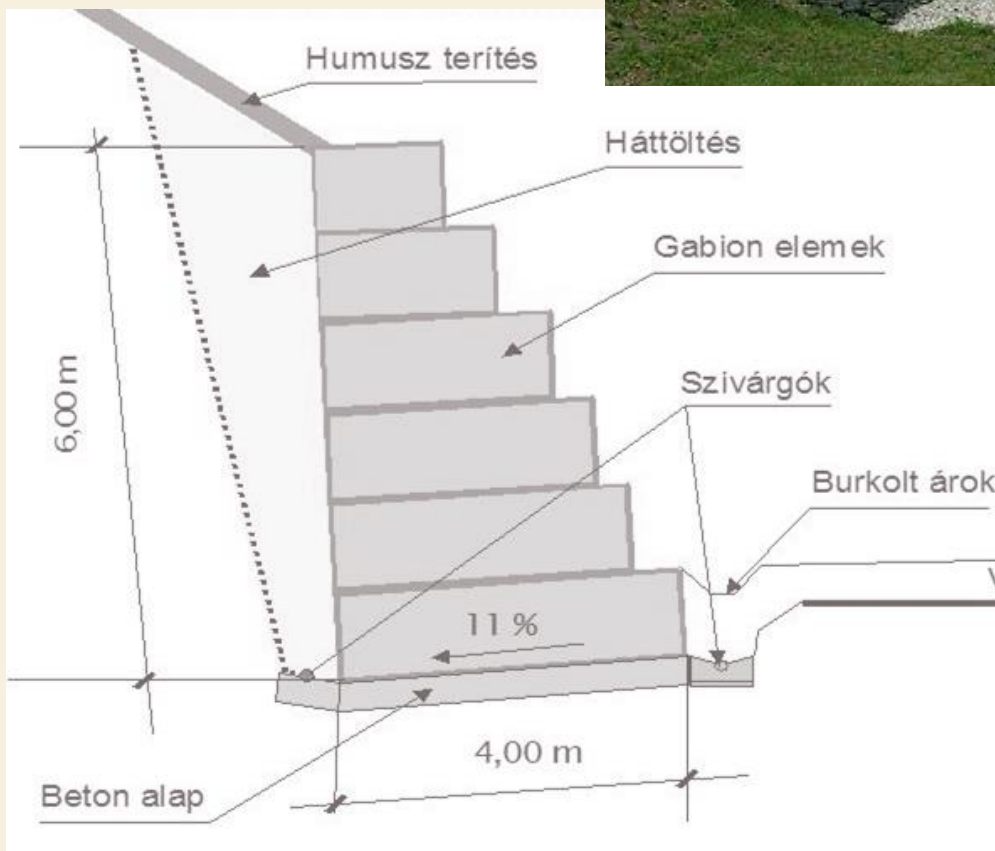


Vasbeton szögtámfal





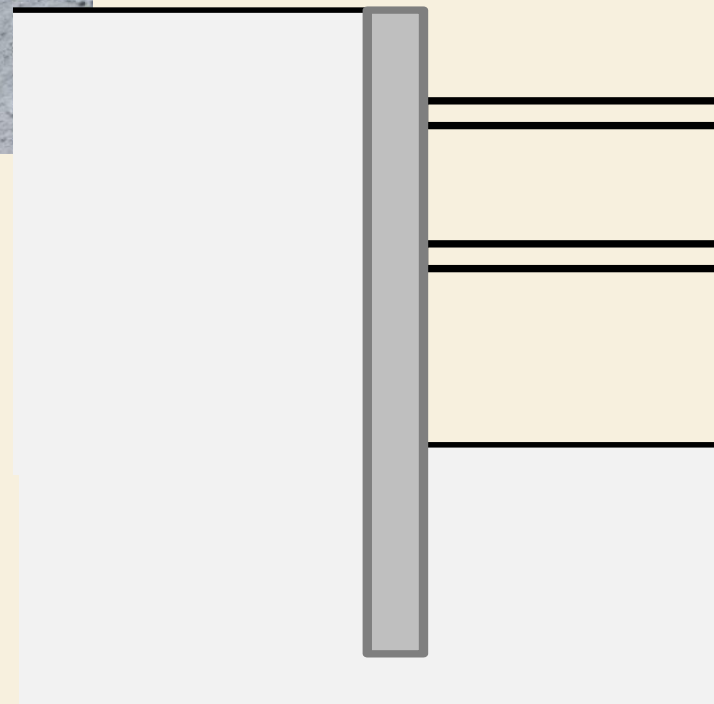
Máglyafal



Gabionfal



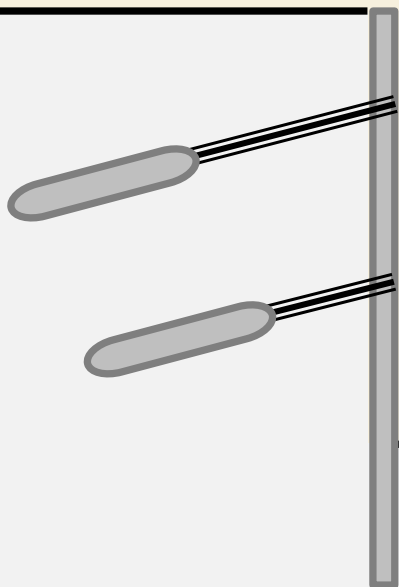
Résfal belső
csőtámasszal



Befogott cölöpfal

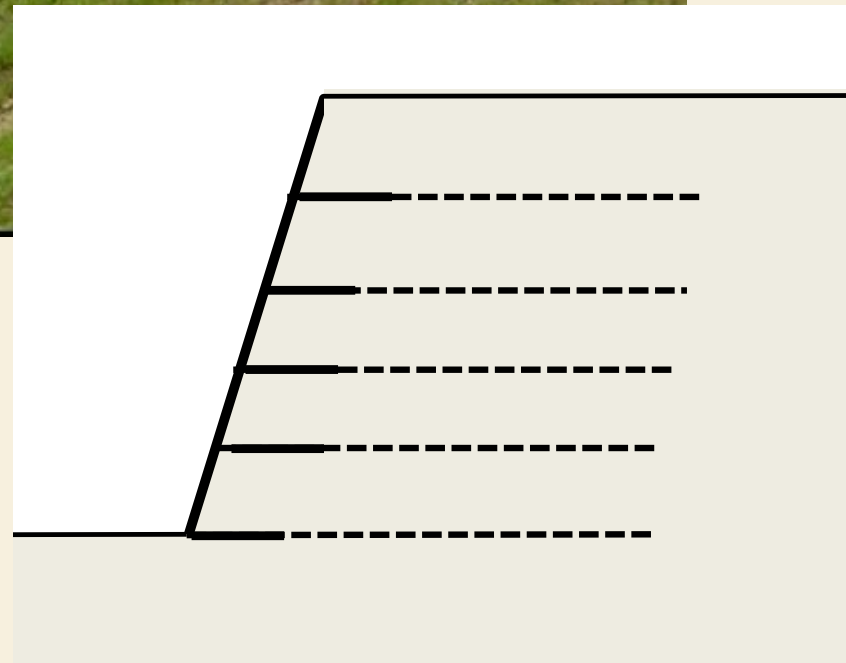


Horgonyzott szádfal

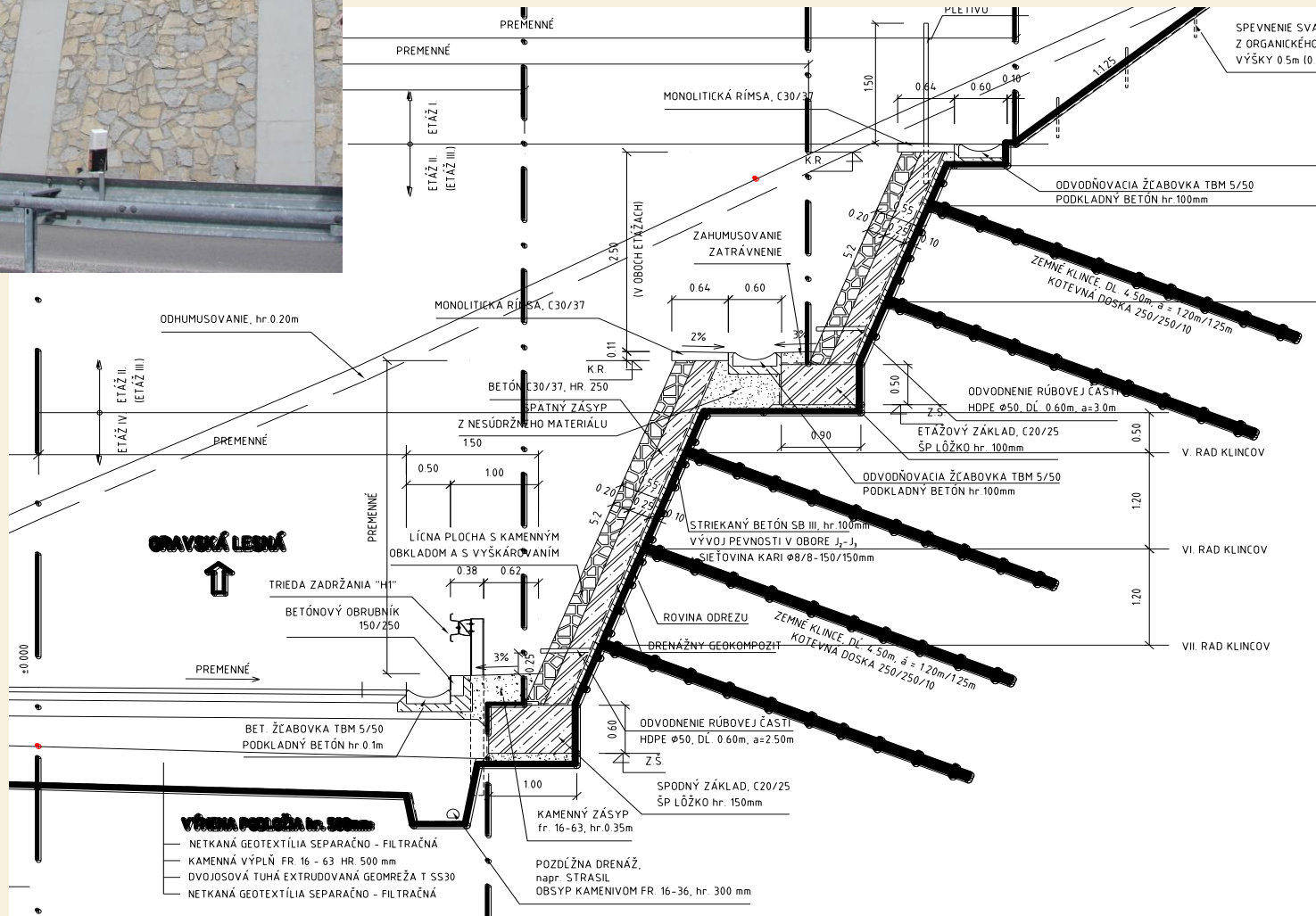




Erősített
talajtámfal

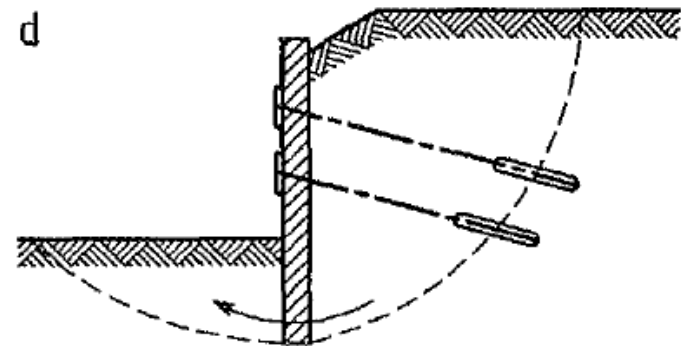
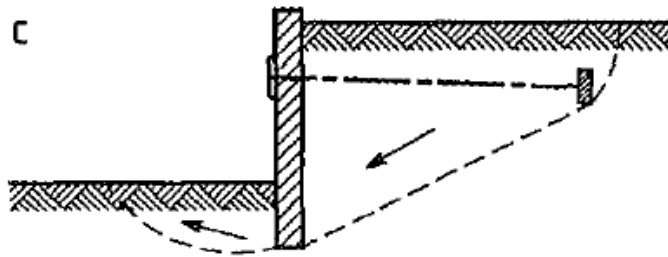
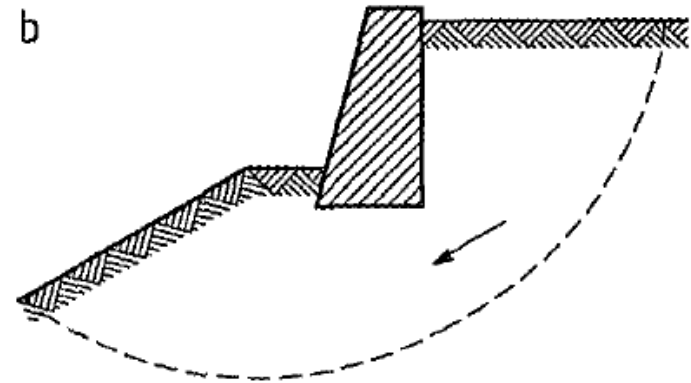
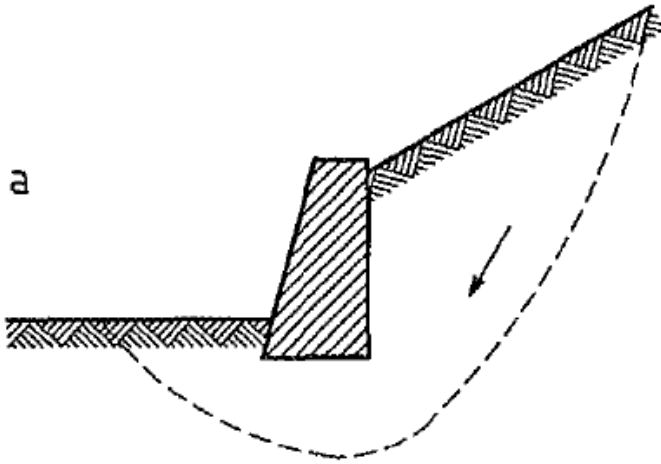


Szegezett talajtámfal



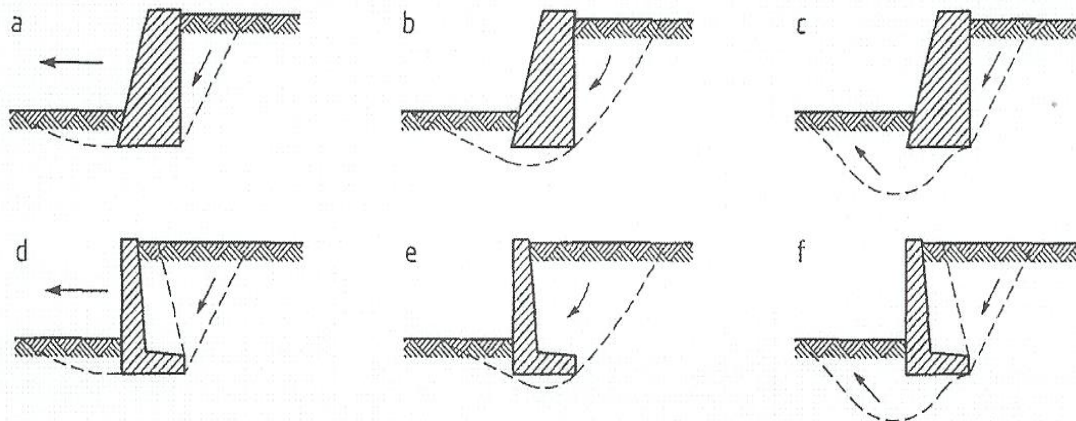
Támszerkezetek határállapotainak vizsgálata

Általános állékonyság elvesztése GEO teherbírési határállapot

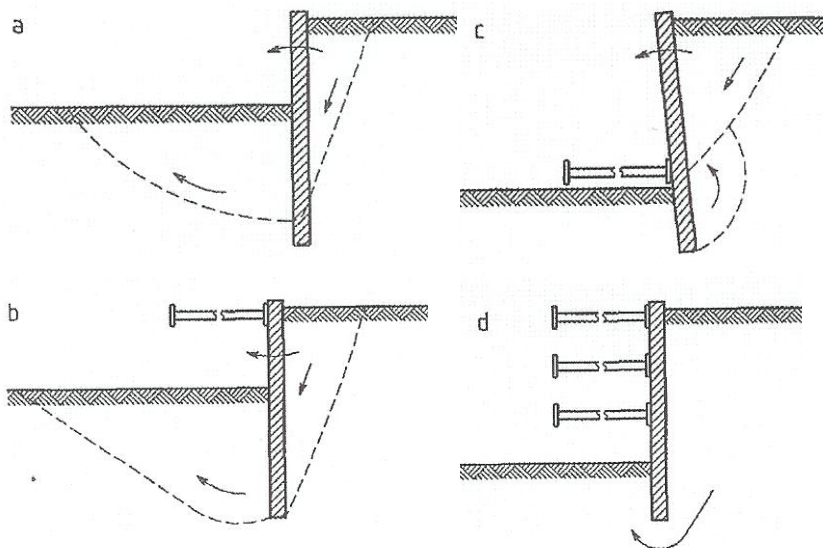


Tönkremenetel lokális talajtörés miatt - GEO teherbírési határállapot

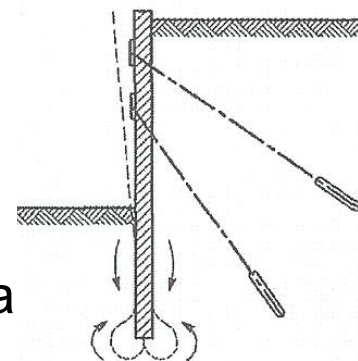
Támfal
alatti
alaptörés



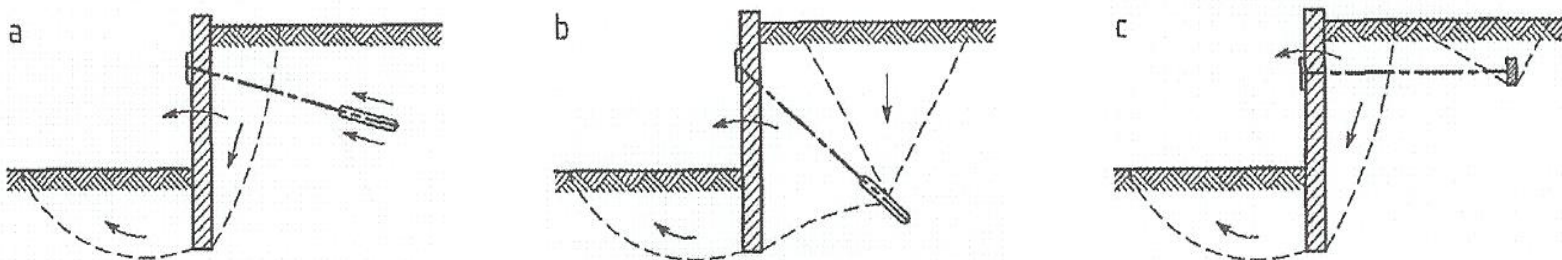
Befogott
szerkezet
elfordulása



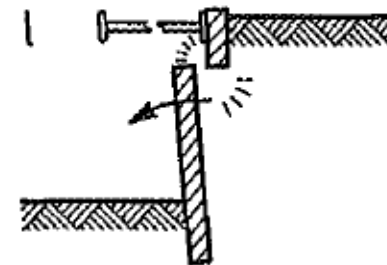
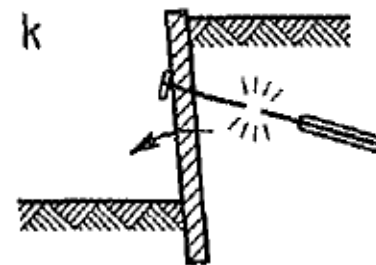
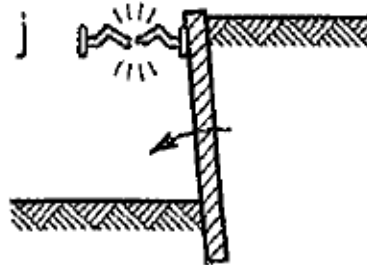
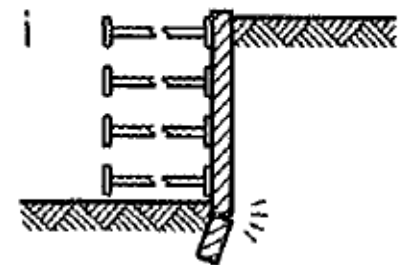
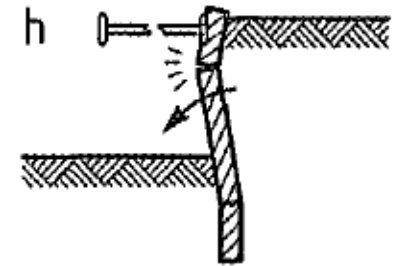
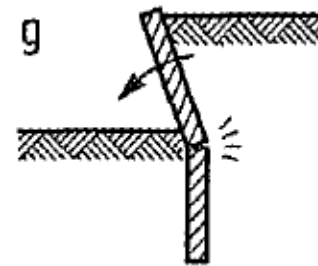
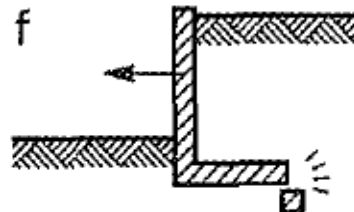
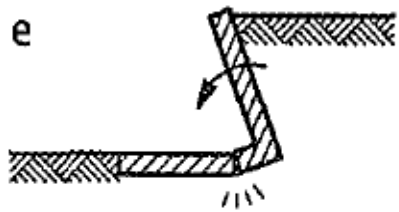
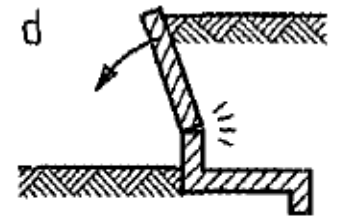
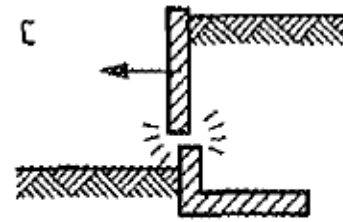
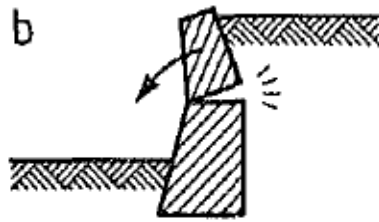
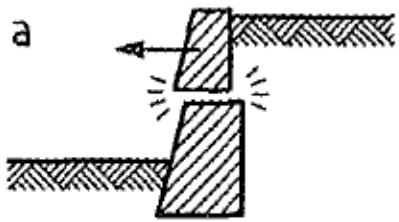
Befogott
szerkezet
befúródása



Horgony
kihúzódnása



Támszerkezetek szerkezeti elemeinek tönkremenetele STR teherbírési határállapot



Támszerkezetek határállapotai

GEO teherbírési határállapotok

- általános állékonyság
- elfordulásos talajtörés
- függőleges egyensúly
- horgonykihúzódnás

HYD hidraulikai határállapotok

- felhajtóerő vagy buzgárosodás
- túlzott volumenű vízátszivárgás
- talajszemcsék kimosódás

STR teherbírési határállapotok

- támszerkezet tartószerkezeti károsodása
- közeli tartószerkezet, közmű károsodása a támszerkezet mozgása miatt

Használhatósági határállapot

- talajvízviszonyok káros változása
- szerkezetek repedése
- üzemzavar háttöltés mozgása miatt

HATÁSOK

- Csatlakozó földtest (háttöltés) súlya
- Felszíni terhek
- Tömörítési hatások
- Víz súlya, víznyomások
- Szivárgási erők
- Ütközési erők
- Rendkívüli hőmérséklet változások
- Hullámverés, jégnyomás

FÖLDNYOMÁSOK MEGHATÁROZÁSA

Földnyomás határértékei – kialakuló lehetséges mozgásképek alapján

- sík csúszólap nagy ϕ és δ esetén nem biztonságos

A földnyomás nagyságát és irányát befolyásoló tényezők:

- térszín és fal hajlása
- vízszintek és szivárgási erők
- falmozgások iránya és nagysága
- szerkezet egészének egyensúlya
- talajfizikai paraméterek
- fal érdessége

Földnyomások közbenső értékei

- fal mozgások nem elégségesek a földnyomási határértékek mobilizálódásához
- dúcok, horgonyok korlátozzák a falmozgást → aktív és passzív határértékei, illetve eloszlásuk nem feltétlen a legkedvezőtlenebb esetet eredményezi
- meghatározás: tapasztalati szabályok, rugóállandón alapuló vagy végeselemes módszerek

A nyugalmi földnyomás számítása

Ha a fal a talajhoz képest nem mozdul el, a földnyomást a nyugalmi feszültségállapotból kell számítani, számításba kell venni a talaj feszültségtörténetét. Normálisan konszolidálódott talaj esetében indokolt azt feltételezni, hogy a támszerkezet mögötti talajban általában akkor marad fenn a nyugalmi állapot, ha a szerkezet elmozdulása kisebb, mint $5 \cdot 10^{-4} \cdot h$.

Vízszintes térszín esetében a vízszintes és függőleges hatékony feszültségek hányadosát kifejező K_0 nyugalmi nyomási szorzó a következő képletből számítható:

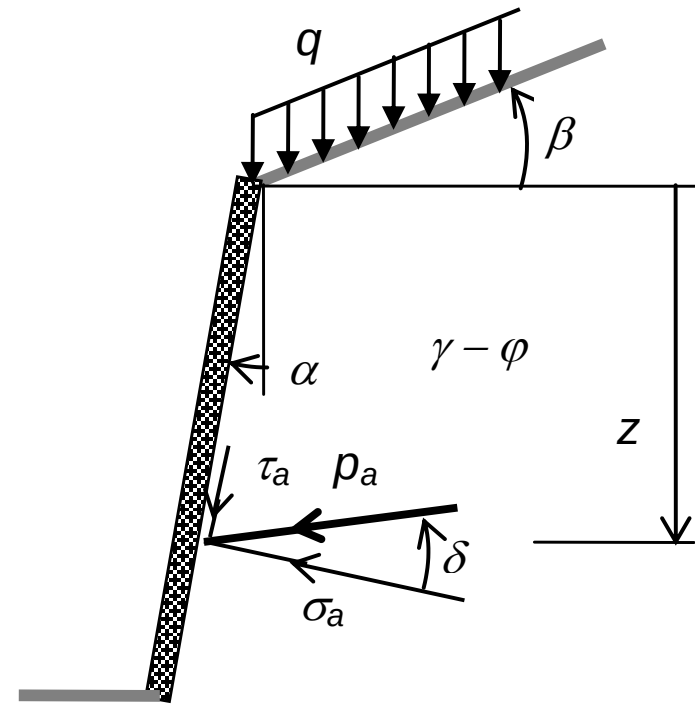
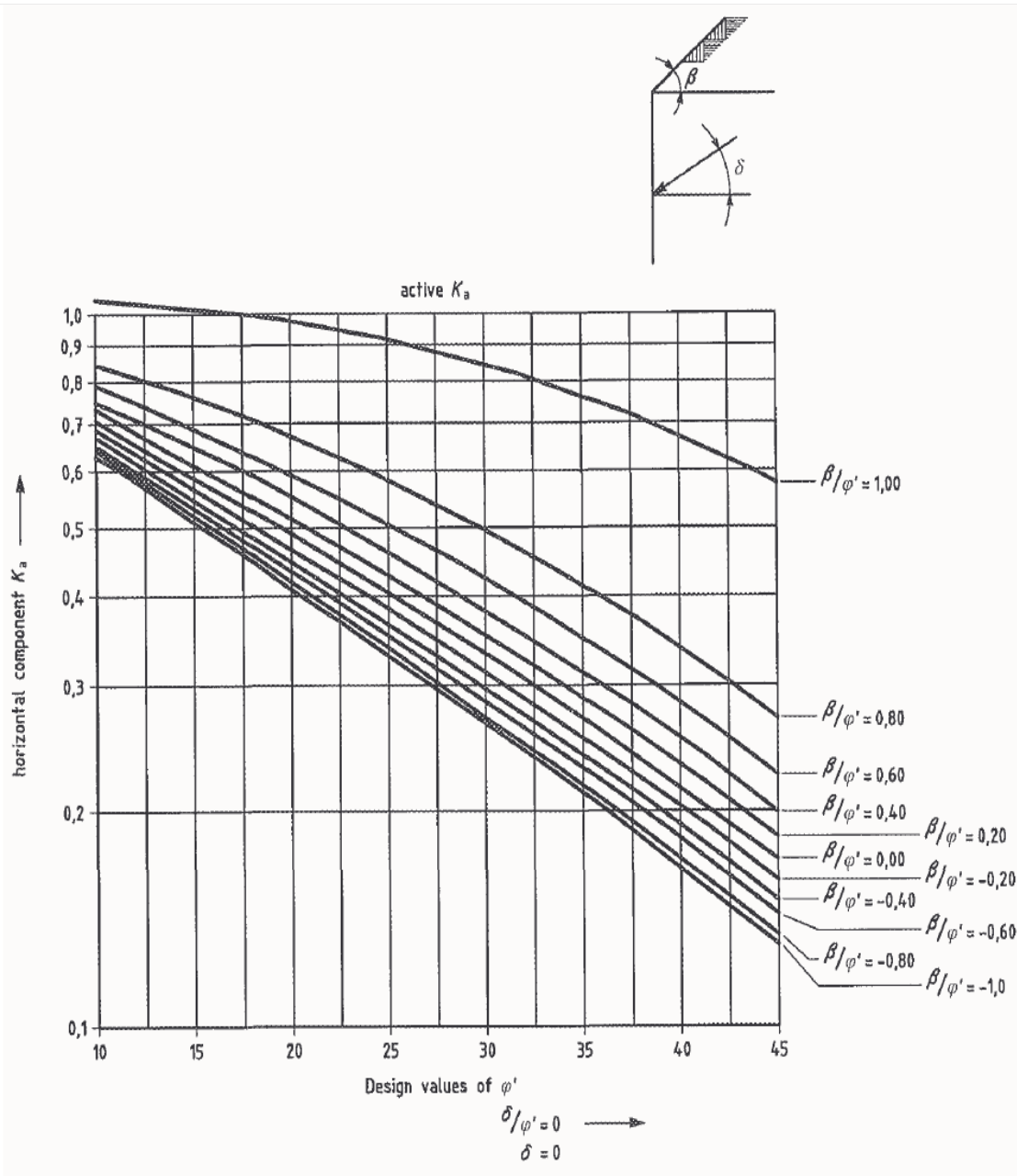
$$K_0 = (1 - \sin \phi') \cdot \sqrt{OCR}$$

míg a benne szereplő OCR túlkonszolidáltsági viszonzyszám nem nagyon nagy.

Ha a fal mögött a térszín a vízszinteshez képest $\beta \leq \phi'$ szögben emelkedik, akkor a hatékony földnyomás $\sigma'_{h,0}$ vízszintes összetevőjét a következő képlet szerinti $K_{0;\beta}$ szorzóval lehet viszonyítani a q' hatékony függőleges feszültségekhez:

$$K_{0;\beta} = K_0 \cdot (1 + \sin \beta)$$

Ilyenkor feltételezhető, hogy a földnyomási erő iránya a térszínnel párhuzamos.



Földnyomás-
számítás
az EC 7 szerint

Földnyomások számítása aktív határállapotra:

$$\sigma_a(z) = K_a \cdot [\gamma \cdot z + q] - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

$$\tau_a(z) = \sigma_a \cdot \tan \delta + a \quad (\text{pozitív, ha a talaj lefelé mozdul el})$$

ahol

- a adhézió (a talaj és a fal között)
- c a talaj kohéziója
- K_a az aktív földnyomás falra merőleges komponensének szorzója
- q a függőleges irányú térszíni teher
- z a fal hátlapja mentén lefelé mért függőleges távolság
- β a fal mögötti térszín hajlásszöge (emelkedés esetén pozitív)
- δ a talaj és a fal közötti súrlódási szög
- γ a megtámasztott talaj térfogatsúlya
- $\sigma_a(z)$ a falra merőlegesen ható feszültség z mélységben (aktív határállapotban)
- $\tau_a(z)$ a fallal párhuzamosan ható feszültség z mélységben (aktív határállapotban)

Az EC 7 grafikonjáról való leolvasás helyett

$$K_a = \frac{\cos \delta \cdot \cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \left(\sqrt{\cos(\alpha - \delta)} + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \beta)}} \right)^2}$$

képlet használható, melyet a Coulomb-féle síkcúszólapos ékelmélet alapján lehet levezetni, ahol.

- α a fal függőlegestől való eltérése, pozitív, ha a fal vonalát az óramutató járásával egyezően forgatva kapjuk a függőlegesből.

A képlet addig használható, míg a β terephajlás egyik irányba sem tér el φ -nél jobban a vízszintestől, ill. a fal hajlása kb. -20 és +30° között van. A szorzó valójában csak a föld önsúlyából eredő nyomásra lenne igaz, a felszíni terheléshez és a kohézióhoz tartozó érték az E DIN 4085 szerint kissé más. Mivel azonban általában eddig is így számoltunk, s az EN 1997-1 is ezt ajánlja, talán nem szükséges ezen változtatni, de fontos esetben a német szabvány alkalmazható.

Földnyomások számítása passzív határállapotra:

$$\sigma_p(z) = K_p \cdot [\gamma \cdot z + q] + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p}$$

$$\tau_p(z) = \sigma_p \cdot \tan \delta + a \quad (\text{pozitív, ha a talaj fölfelé mozdul el})$$

ahol

- a adhézió (a talaj és a fal között)
- c a talaj kohéziója
- K_p a passzív földnyomás falra merőleges komponensének szorzója
- q a függőleges irányú térszíni teher
- z a fal hátlapja mentén lefelé mért függőleges távolság
- β a fal mögötti térszín hajlásszöge (emelkedés esetén pozitív)
- δ a talaj és a fal közötti súrlódási szög
- γ a megtámasztott talaj térfogatsúlya
- $\sigma_p(z)$ a falra merőlegesen ható feszültség z mélységben (passzív határállapotban)
- $\tau_p(z)$ a fallal párhuzamosan ható feszültség z mélységben (passzív határállapotban)

Grafikonról való leolvasás helyett

$$K_p = \frac{\cos \delta \cdot \cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \left(\sqrt{\cos(\alpha - \delta)} - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\alpha + \beta)}} \right)^2}$$

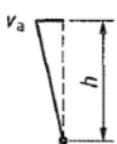
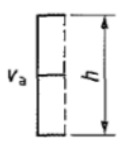
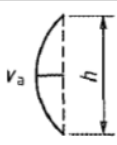
képlet használható, melyet a Coulomb-féle síkcúszólapos ékelmélet alapján lehet levezetni, ahol.

- α a fal függőlegetől való eltérése, pozitív, ha a fal vonalát az óramutató járásával egyezően forgatva kapjuk a függőlegesből.

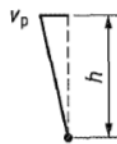
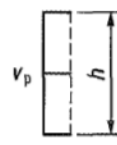
A grafikonokról azonban kb. $\varphi > 35^\circ$ és $\delta/\varphi > 0,66$ esetén már kisebb értékek olvashatók le, mint amit a képlet szolgáltat. Ennek bizonyára az az oka, hogy a grafikonok Kerisel ismert táblázataiból készültek, melyeket a nagyobb szögek tartományára már (helyesen) görbe csúszólapokkal szerkesztettek meg.

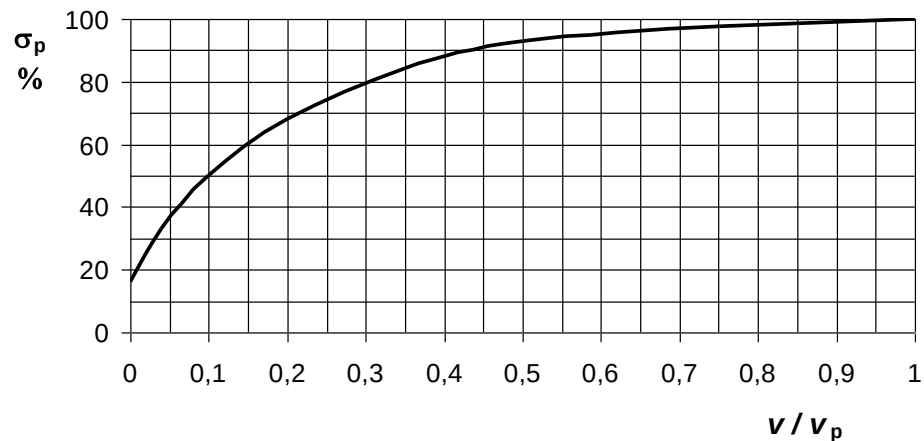
Földnyomások határértékeinek kialakulásához szükséges relatív mozgások (EC-7, C melléklet)

Aktív földnyomás

A falmozgás jellege		laza talaj v_a/h , %	tömör talaj v_a/h , %
a)		0,4 – 0,5	0,1 – 0,2
b)		0,2	0,05 – 0,1
c)		0,8 – 1,0	0,2 – 0,5
d)		0,4 – 0,5	0,1 – 0,2
ahol: v_a az aktív földnyomás mobilizálásához szükséges falmozgás h a fal magassága			

Passzív földnyomás

A falmozgás jellege		laza talaj v_p/h , %	tömör talaj v_p/h , %
a)		7 (1,5) – 25 (4,0)	5 (1,1) – 10 (2,0)
b)		5 (0,9) – 10 (1,5)	3 (0,5) – 6 (1,0)
c)		6 (1,0) – 15 (1,5)	5 (0,5) – 6 (1,3)
ahol: v_p a passzív földnyomás mobilizálásához szükséges falmozgás h a fal magassága			



Teherbírási határállapot ellenőrzése – DA-2* tervezési módszer

- Parciális tényezők: igénybevételekhez, illetve ellenállásokhoz rendelünk
- Hatások és talajparaméterek karakterisztikus értékekkel figyelembe véve
- Számított igénybevételek növelése parciális tényezőkkel
- Aktív földnyomás nagyrészt önsúlyból, kevés a hasznos teherből ered ($\gamma_G = 1,35$)
- Passzív földnyomás hatásként általában kedvező ($\gamma_G = 1,0$)
- Ellenállások csökkentése

Általános állékonyság – 3. tervezési módszer

- Parciális tényezők: talaj nyírószilárdsági paraméterei ($\gamma_{\phi'} = \gamma_c = 1,35$)

Használhatósági határállapot

- Megengedett elmozdulások határértékei
- Mindig összehasonlítható tapasztalatokra támaszkodva

DA-2* tervezési módszer

A1+M1+R2

A: igénybevételek vagy hatások

M: talajfizikai paraméterek

R: ellenállás

R2 - ellenállás: támszerkezetek

Az ellenállás jellege	Jel	Értékcsoport	
		R2	R3
Talajtörési ellenállás	$\gamma_{R,v}$	1,4	1,0
Elcsúszási ellenállás	$\gamma_{R,h}$	1,1	1,0
Földellenállás	$\gamma_{R,e}$	1,4	1,0

R2 - ellenállások: horgonyok

Az ellenállás jellege	Jel	Értékcsoport	
		R2	R3
Ideiglenes	$\gamma_{a,t}$	1,1	1,0
Tartós	$\gamma_{a,p}$	1,1	1,0

A1 - Igénybevételek

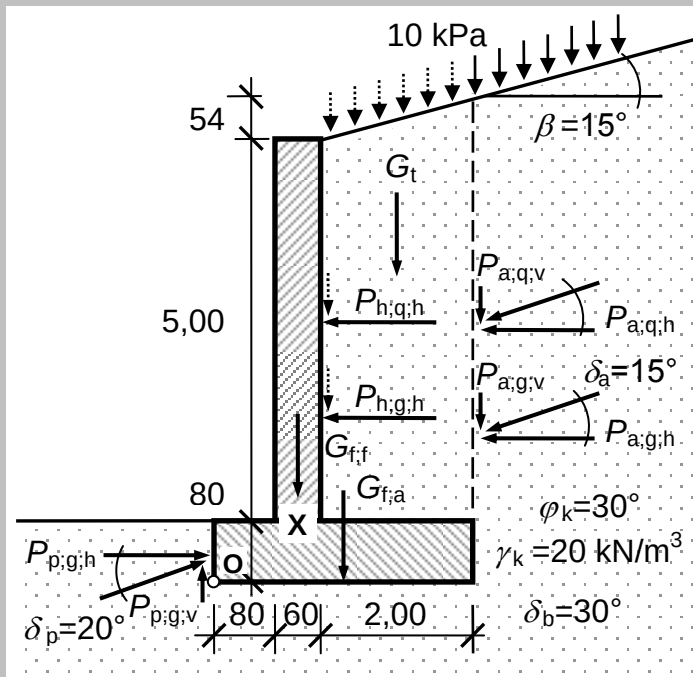
Hatás		Jel	Értékcsoport	
			A1	A2
Állandó	kedvezőtlen	γ_G	1,35	1,0
	kedvező		1,0	1,0
Esetleges	kedvezőtlen	γ_Q	1,5	1,3
	kedvező		0	0

M 1- talajfizikai paraméterek

Talajparaméter	Jel	Értékcsoport	
		M1	M2
Hatékony súrlódási szög	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Hatékony kohézió	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Drénezetlen nyírószilárdság	γ_{cu}	1,0	1,4
Egyirányú nyomószilárdság	γ_{qu}	1,0	1,4
Térfogatsúly	γ_γ	1,0	1,0

Támfalak tervezése

Geometriai és terhelési adatok



Földnyomás-számítás a GEO határállapotok vizsgálatához

Számítási elvek és jelölések a 9.4.3. fejezet szerint
Földnyomási szorzók (a vízszintes komponenst adják)

$$K_a = \frac{\cos 15 \cdot \cos^2(30 - 0)}{\cos^2 0 \cdot \left[\sqrt{\cos(0 - 15)} + \sqrt{\frac{\sin(30 + 15) \cdot \sin(30 - 15)}{\cos(0 + 15)}} \right]^2} = 0,36$$

$$K_p = \frac{\cos 20 \cdot \cos^2(30 - 0)}{\cos^2 0 \cdot \left[\sqrt{\cos(0 - 20)} - \sqrt{\frac{\sin(30 + 20) \cdot \sin(30 - 0)}{\cos(0 + 0)}} \right]^2} = 5,74$$

Aktív földnyomások karakterisztikus értéke a földfalon

- a föld önsúlyából

$$P_{a,q;h;k} = 0,5 \cdot 6,34^2 \cdot 20 \cdot 0,36 = 145 \text{ kN/m}$$

$$P_{a,q;v;k} = 145 \cdot \tan 15 = 39 \text{ kN/m}$$

- a térszíni terhelésből

$$P_{a,q;h;k} = 10 \cdot 6,34 \cdot 0,36 = 23 \text{ kN/m}$$

$$P_{a,q;v;k} = 23 \cdot \tan 15 = 6 \text{ kN/m}$$

Passzív földnyomás karakterisztikus értéke a föld önsúlyából

$$P_{p,g;h;k} = 0,5 \cdot 0,80^2 \cdot 20 \cdot 5,74 = 37 \text{ kN/m}$$

$$P_{p,g;v;k} = 37 \cdot \tan 20 = 13 \text{ kN/m}$$

Súlyszámítások

A falsúlyok karakterisztikus értéke

$$G_{f,f;k} = 5,0 \cdot 0,6 \cdot 25 = 75 \text{ kN/m}$$

$$G_{v,f;k} = 0,8 \cdot 3,4 \cdot 25 = 68 \text{ kN/m}$$

A szerkezeten levő földtömeg súlya

$$G_{v,f;k} = 0,5 \cdot (5,0 + 5,54) \cdot 2,0 \cdot 20 = 211 \text{ kN/m}$$

Elcsúszási GEO-határállapot vizsgálata

Igénybevétel tervezési értéke

$$E_d = 1,35 \cdot 145 + 1,50 \cdot 23 = 230 \text{ kN/m}$$

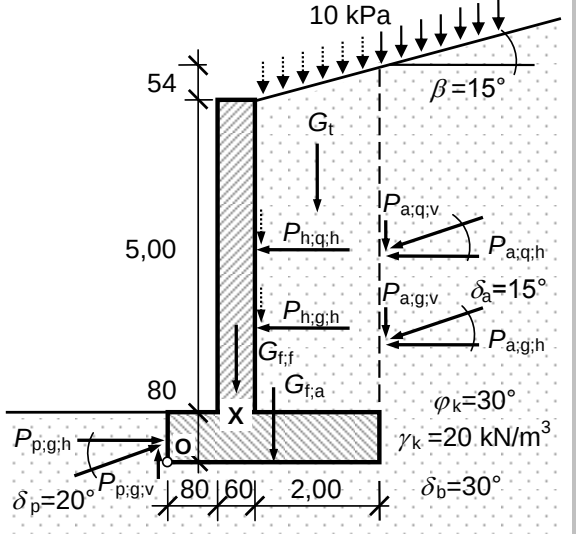
Az ellenállás tervezési értéke

$$R_d = (39 + 6 + 211 + 68 + 75 - 13) \cdot \tan 30 / 1,10 + 37 / 1,40 = 229 \text{ kN/m}$$

Ellenőrzés

$$E_d = 230 \approx R_d = 229 \text{ kN/m}$$

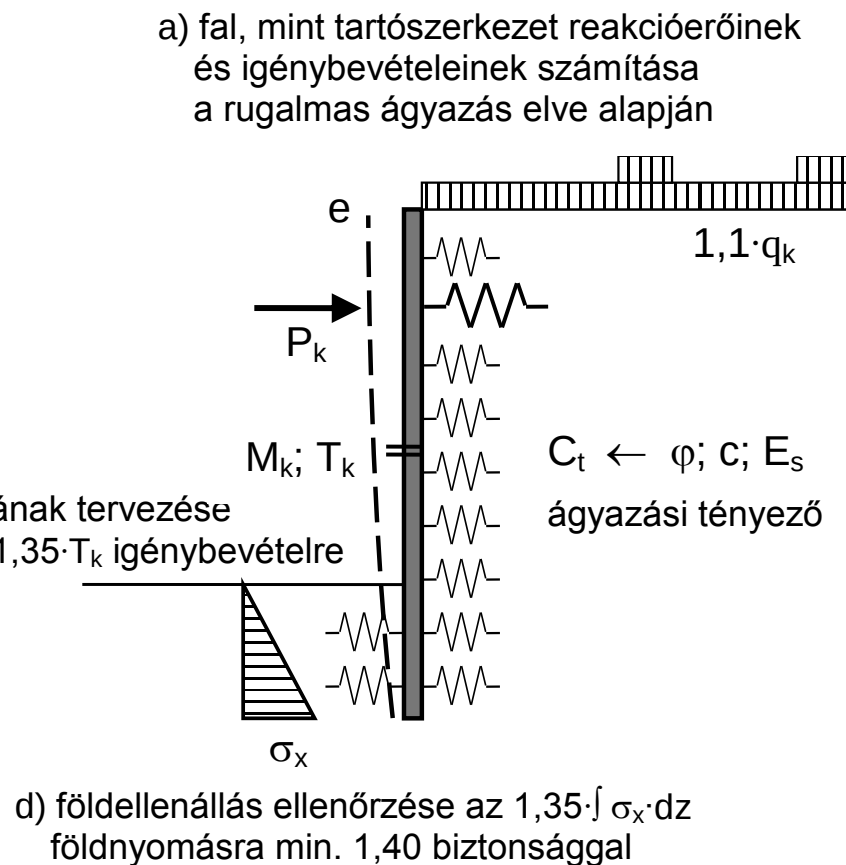
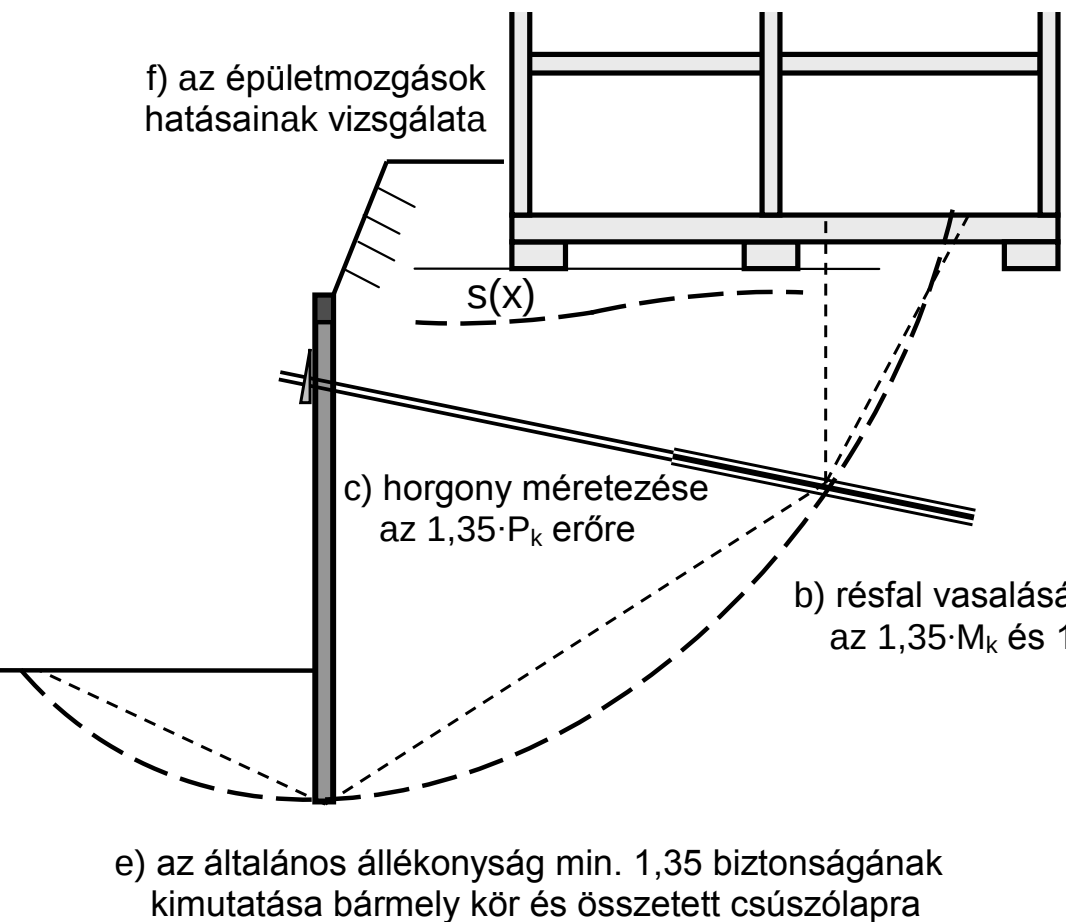
0,5 % hiány elfogadható

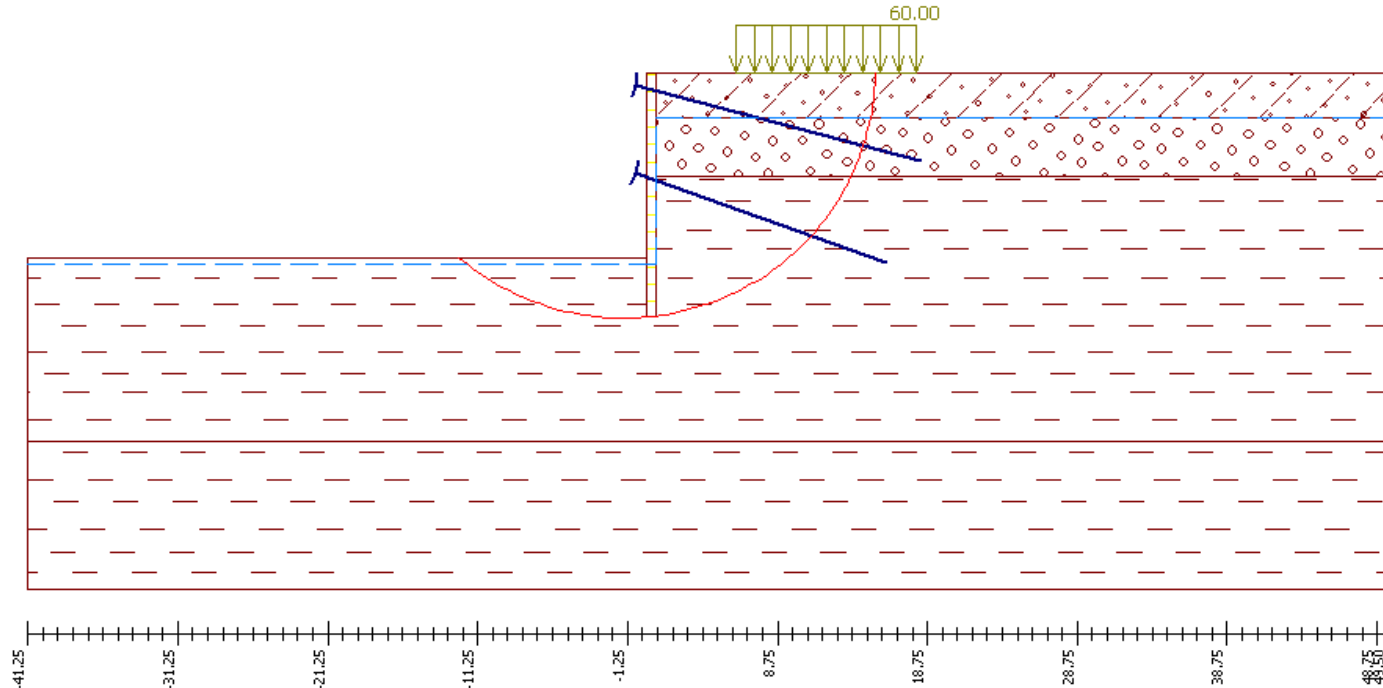
Geometriai és terhelési adatok	Földnyomás-számítás a GEO határállapotok vizsgálatához
	Számítási elvek és jelölések a 9.4.3. fejezet szerint Földnyomási szorzók (a vízszintes komponenst adják) $K_a = \frac{\cos 15 \cdot \cos^2(30 - 0)}{\cos^2 0 \cdot \left[\sqrt{\cos(0 - 15)} + \sqrt{\frac{\sin(30 + 15) \cdot \sin(30 - 15)}{\cos(0 + 15)}} \right]^2} = 0,36$ $K_p = \frac{\cos 20 \cdot \cos^2(30 - 0)}{\cos^2 0 \cdot \left[\sqrt{\cos(0 - 20)} - \sqrt{\frac{\sin(30 + 20) \cdot \sin(30 - 0)}{\cos(0 + 0)}} \right]^2} = 5,74$ Aktív földnyomások karakterisztikus értéke a földfalon - a föld önsúlyából $P_{a,g,h;k} = 0,5 \cdot 6,34^2 \cdot 20 \cdot 0,36 = 145 \text{ kN/m}$ $P_{a,g,v;k} = 145 \cdot \operatorname{tg} 15 = 39 \text{ kN/m}$ - a térszíni terhelésből $P_{a,q,h;k} = 10 \cdot 6,34 \cdot 0,36 = 23 \text{ kN/m}$ $P_{a,q,v;k} = 23 \cdot \operatorname{tg} 15 = 6 \text{ kN/m}$ Passzív földnyomás karakterisztikus értéke a föld önsúlyából $P_{p,g,h;k} = 0,5 \cdot 0,80^2 \cdot 20 \cdot 5,74 = 37 \text{ kN/m}$ $P_{p,g,v;k} = 37 \cdot \operatorname{tg} 20 = 13 \text{ kN/m}$
Súlyszámítások	
A falsúlyok karakterisztikus értéke $G_{f,f;k} = 5,0 \cdot 0,6 \cdot 25 = 75 \text{ kN/m}$ $G_{v,f;k} = 0,8 \cdot 3,4 \cdot 25 = 68 \text{ kN/m}$ A szerkezeten levő földtömeg súlya $G_{v,f;k} = 0,5 \cdot (5,0 + 5,54) \cdot 2,0 \cdot 20 = 211 \text{ kN/m}$	
Az alapsíkon ható erő külpontosságának vizsgálata	
A függőleges komponens karakterisztikus értéke $R_{z;k} = 39 + 6 + 211 + 68 + 75 - 13 = 386 \text{ kN/m}$ A vízszintes komponens karakterisztikus értéke $R_{x;k} = 145 + 23 - 37 = 131 \text{ kN/m}$ Nyomaték az O pontra a hatások karakterisztikus értékéből $M_{O;k} = 145 \cdot 2,11 + 23 \cdot 3,17 - 211 \cdot \left(1,4 + \frac{2,0}{3} \cdot \frac{5,0 + 2 \cdot 5,54}{5,0 + 5,54} \right) - (39 + 6) \cdot 3,4 - 68 \cdot 1,7 - 75 \cdot 1,1 - 37 \cdot 0,27 = -492 \text{ kNm/m}$ Az alapsíkon ható erő külpontossága megengedhető, mivel $e = 3,40 / 2 - 489 / 386 = 0,43 < 3,40 / 6 = 0,57 \text{ m}$	

Geometriai és terhelési adatok		Földnyomás-számítás a GEO határállapotok vizsgálatához	
		Számítási elvek és jelölések a 9.4.3. fejezet szerint Földnyomási szorzók (a vízszintes komponenst adják) $K_a = \frac{\cos 15^\circ \cdot \cos^2(30 - 0)}{\cos^2 0 \cdot \left[\sqrt{\cos(0 - 15)} + \sqrt{\frac{\sin(30 + 15) \cdot \sin(30 - 15)}{\cos(0 + 15)}} \right]^2} = 0,36$ $K_p = \frac{\cos 20^\circ \cdot \cos^2(30 - 0)}{\cos^2 0 \cdot \left[\sqrt{\cos(0 - 20)} - \sqrt{\frac{\sin(30 + 20) \cdot \sin(30 - 0)}{\cos(0 + 0)}} \right]^2} = 5,74$ Aktív földnyomások karakterisztikus értéke a földfalon - a föld önsúlyából $P_{a,g,h,k} = 0,5 \cdot 6,34^2 \cdot 20 \cdot 0,36 = 145 \text{ kN/m}$ $P_{a,g,v,k} = 145 \cdot \text{tg } 15 = 39 \text{ kN/m}$ - a térszíni terhelésből $P_{a,q,h,k} = 10 \cdot 6,34 \cdot 0,36 = 23 \text{ kN/m}$ $P_{a,q,v,k} = 23 \cdot \text{tg } 15 = 6 \text{ kN/m}$ Passzív földnyomás karakterisztikus értéke a föld önsúlyából $P_{p,g,h,k} = 0,5 \cdot 0,80^2 \cdot 20 \cdot 5,74 = 37 \text{ kN/m}$ $P_{p,g,v,k} = 37 \cdot \text{tg } 20 = 13 \text{ kN/m}$	
Súlyszámítások			
A falsúlyok karakterisztikus értéke $G_{f,f,k} = 5,0 \cdot 0,6 \cdot 25 = 75 \text{ kN/m}$ $G_{v,f,k} = 0,8 \cdot 3,4 \cdot 25 = 68 \text{ kN/m}$ A szerkezeten levő földtömeg súlya $G_{v,f,k} = 0,5 \cdot (5,0 + 5,54) \cdot 2,0 \cdot 20 = 211 \text{ kN/m}$			
Alaptörési vizsgálat			
Az igénybevétel jellemzői		Az ellenállás jellemzői	
Az igénybevétel (függőleges erő) tervezési értéke $E_d = 135 \cdot (39 + 211 + 68 + 75) - 10 \cdot 13 + 15 \cdot 6 = 527 \text{ kN/m}$ Az erő külpontossága $e = 0,43 \text{ m}$ Az erő függőlegessel bezárt szöge $\text{tg } \mu = 131 / 386 = 0,33$ $\mu = 18,7^\circ$		Az alap dolgozó szélessége $B' = B - 2 \cdot e = 3,40 - 2 \cdot 0,43 = 2,54 \text{ m}$ Hatékony takarási nyomás $q' = \sum_i t_i \cdot \gamma_i = 0,8 \cdot 20 = 16,0 \text{ kPa}$ Alap alatti térfogatsúly $\gamma \approx 20,0 \text{ kN/m}^3$	
Ellenőrzés $E_d = 527 \text{ kN/m} \approx R_d = 510 \text{ kN/m}$		A teherbírás tényezők: $N_q = e^{\pi \cdot \text{tg } \varphi_k} \cdot \text{tg}^2(45 + \varphi'_k/2) = e^{\pi \cdot \text{tg } 30} \cdot \text{tg}^2(45 + 30/2) = 18,4$ $N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg } \varphi'_k = 2 \cdot (18,40 - 1) \cdot \text{tg } 30 = 20,1$ A ferdeségi tényezők $i_q = (1 - f)^m = (1 - 0,33)^{2,0} = 0,45$ $i_\gamma = (1 - f)^{m+1} = (1 - 0,33)^{2,0+1} = 0,30$ A ferdeségi tényező paraméterei $f = \text{tg } \mu = 0,34 \quad m_B = \frac{2 + (B'/L')}{1 + (B'/L')} = 2,0$	
Értékelés A teherbírás megfelel, 3 % hiány elfogadható		A talajtörési ellenállás karakterisztikus értéke (függőleges erőben értelmezve) $R_k = B' \cdot [q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma] = 2,54 \cdot [16,0 \cdot 18,4 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,45 + 0 + 0,5 \cdot 20,0 \cdot 2,54 \cdot 20,10 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,30] = 715 \text{ kN/m}$ A talajtörési ellenállás tervezési értéke $R_d = R_k / \gamma_R = 715 / 1,40 = 510 \text{ kN/m}$	

Befogott szerkezetek tervezése

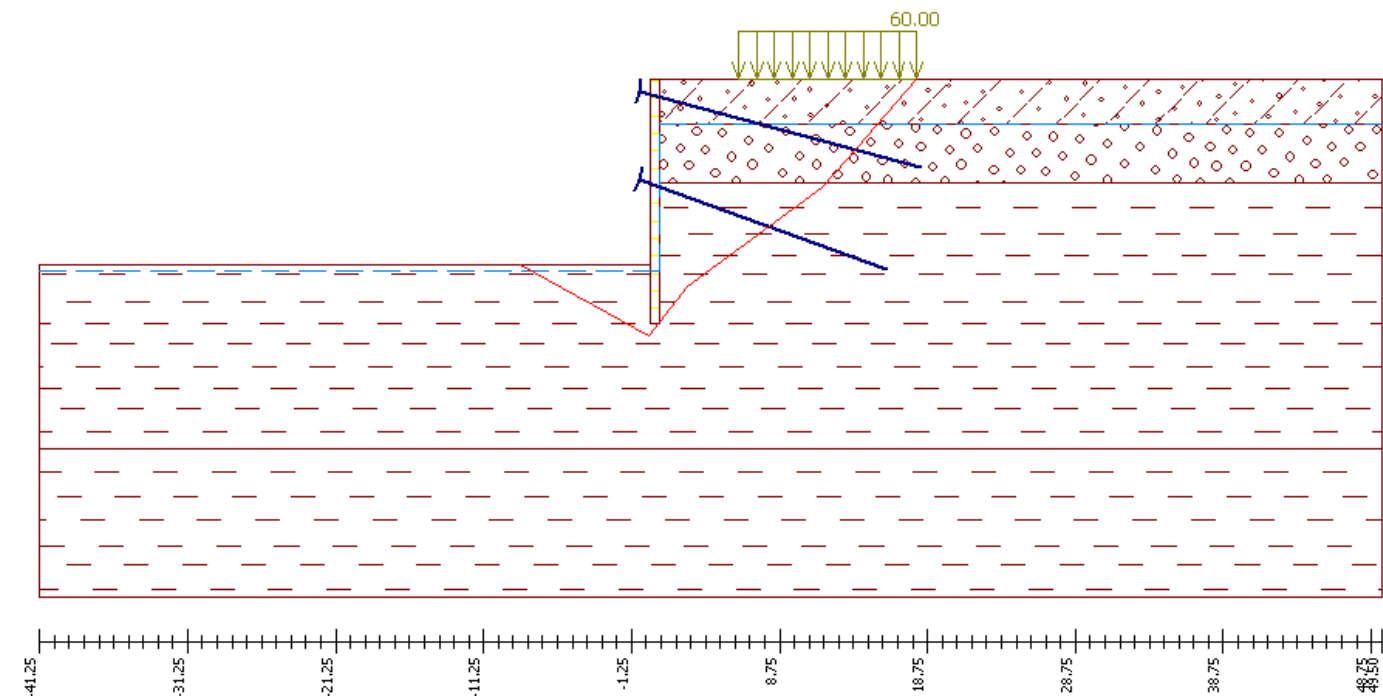
A munkatérhatárolás méretezésének alapfeladatai és módszerei





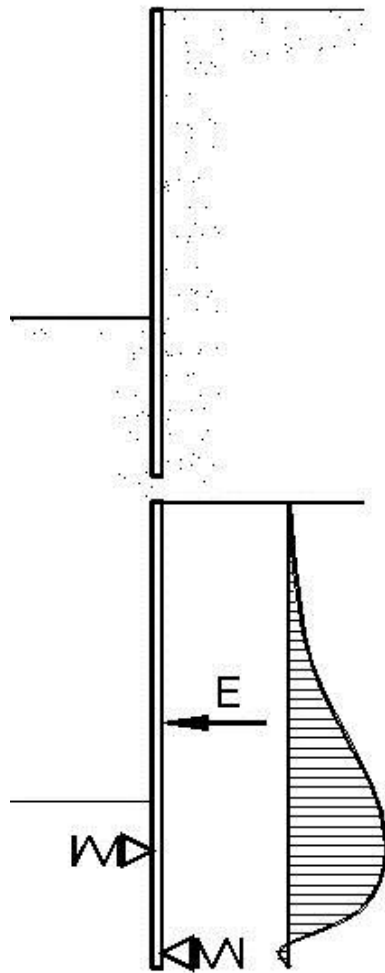
Bishop
 $n=1,60$

Általános
 állékonyság
 vizsgálata
 GEO4
 programmal

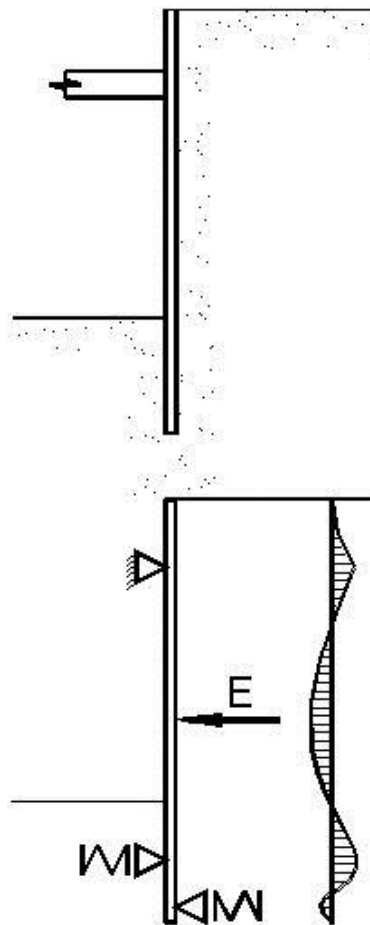


Sarma
 $n=2,08$

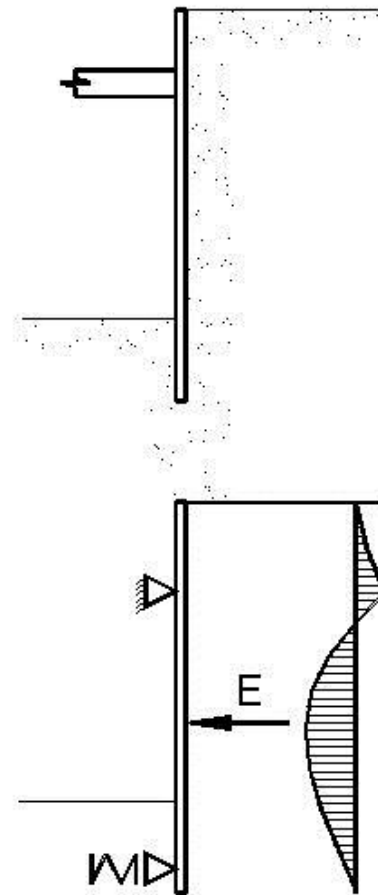
„Befogott” támszerkezetek tervezése



befogott



befogott
megtámasztott



támaszkodó
megtámasztott

MÉRETEZÉSI ELJÁRÁSOK

Földnyomás előzetes felvétele mozgástól függetlenül

- Blum féle eljárás (MSZ)
- német és amerikai ajánlások

Rugalmas ágyazás (Winkler modell)

- diagramok, táblázatok lineáris rugómodell alapján földnyomások kézi számításos ellenőrzésével
- szoftverek bilineáris modellel (Czap, GEO5)

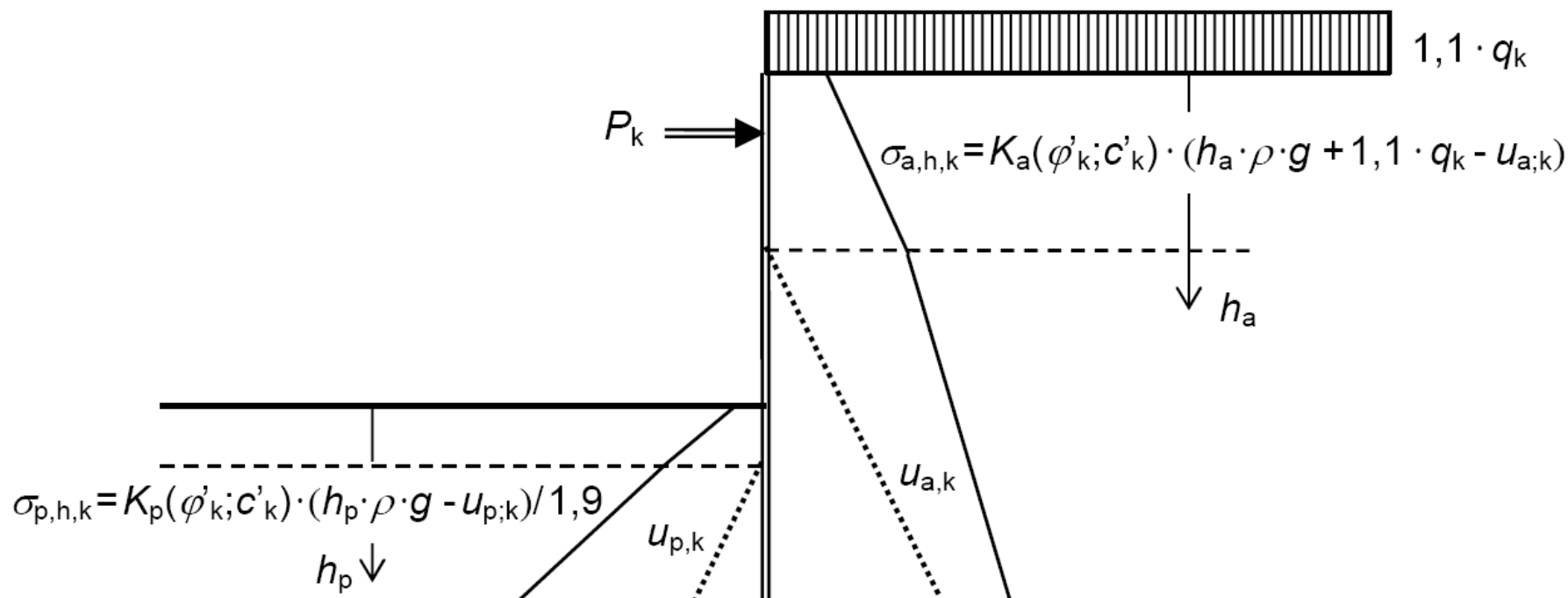
Végeselemes analízis

- 2D és 3D modellezés lehetőségei
- különféle talajmodellek alkalmazása

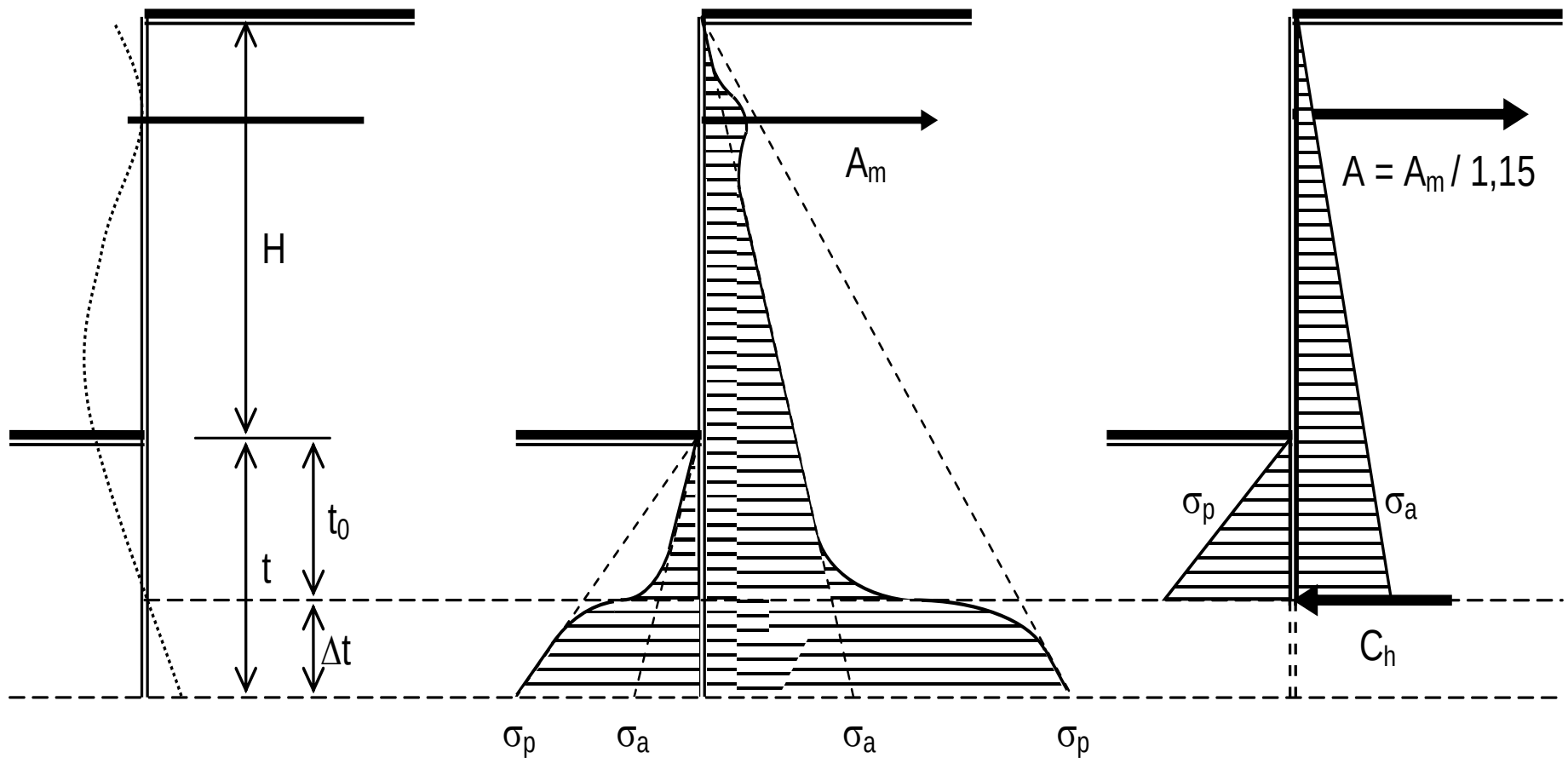
HATÁREGYENSÚLYI MODELLEK

1. Földellenállások mélység szerinti változása
2. Nyomatéki egyensúly a felső támaszra – lehajtási mélység
3. Vízszintes vetületi egyensúly – felső támaszerő
4. Tervezési érték: $\gamma_G = 1,35$

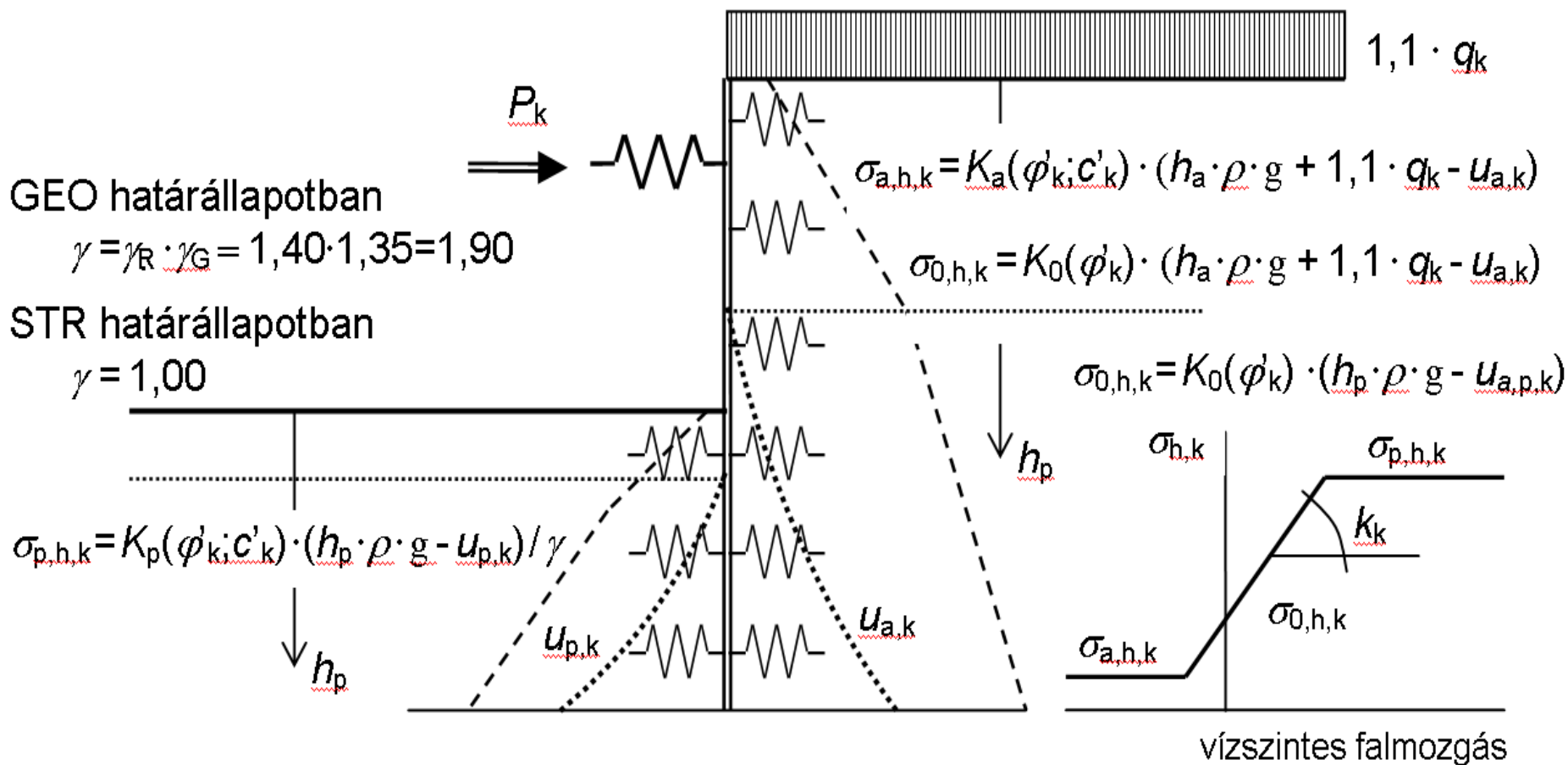
Mozgások nem számíthatóak!!!



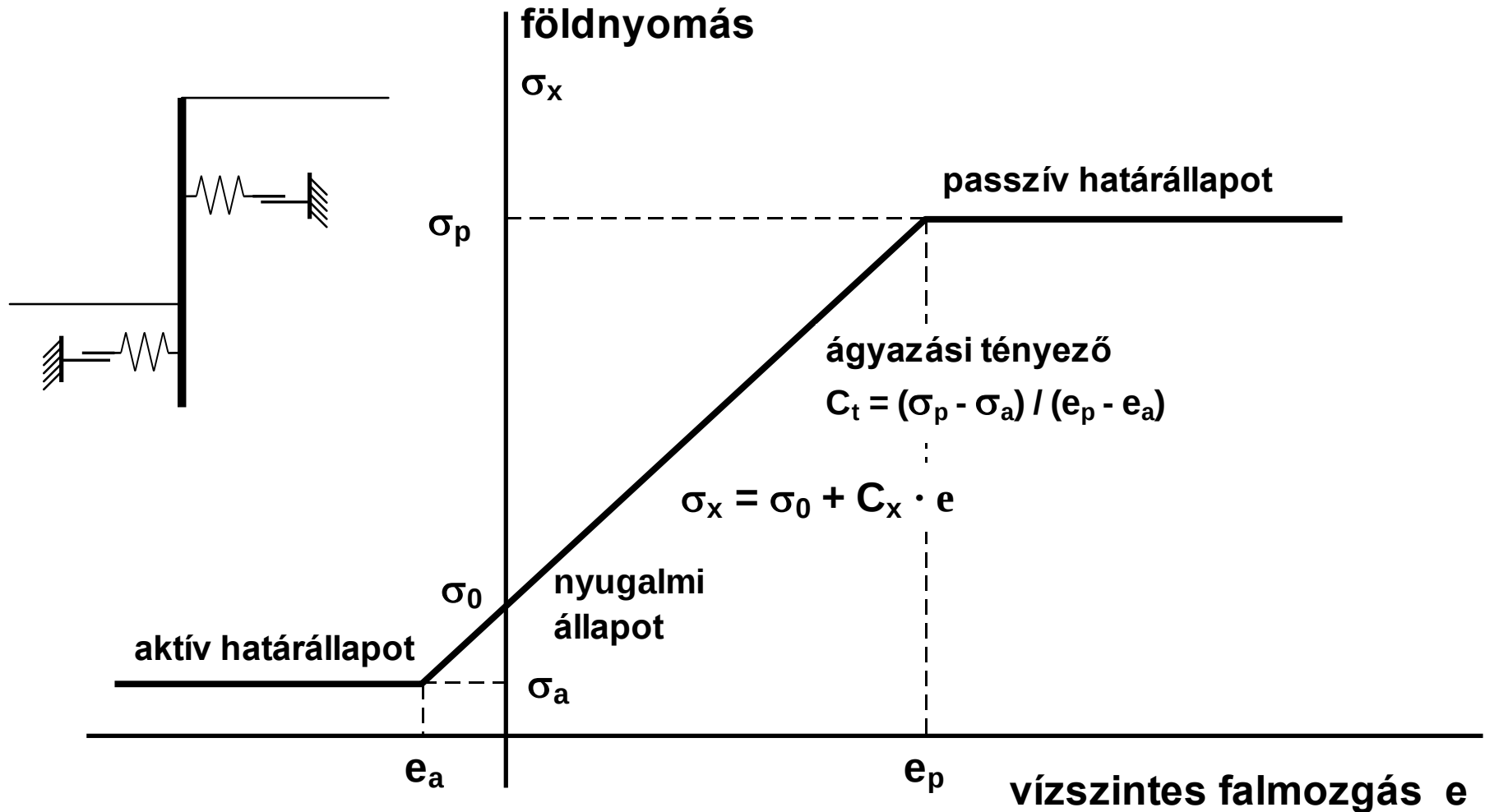
Blum-féle eljárás



Rugómodell



Rugalmas-képlékeny (bilineáris) javított Winkler-modell



talaj

$$C_t = \alpha \cdot \frac{E_s}{t} = (0,5 \div 10) \cdot \frac{E_s}{t}$$

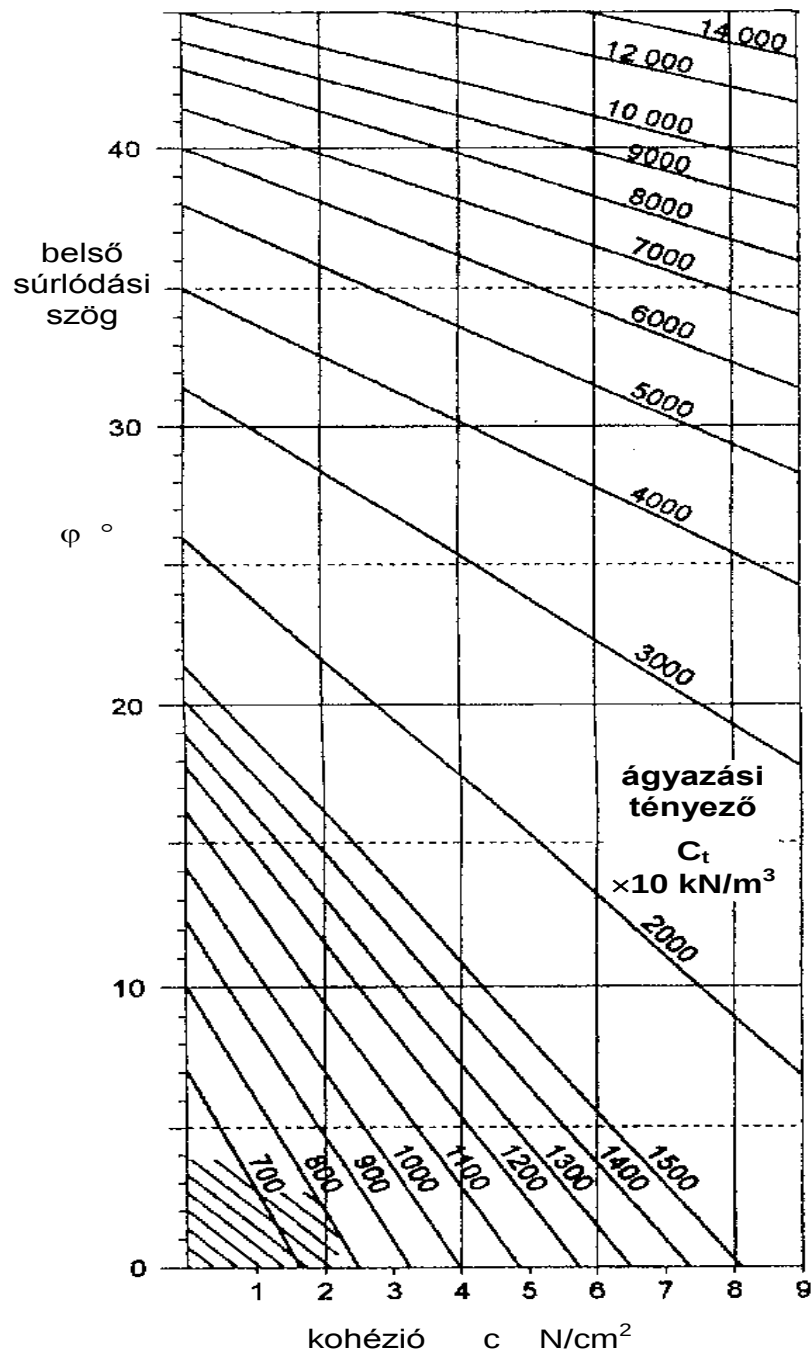
Az ágyazási tényezők,
rugóállandók felvétele

horgony

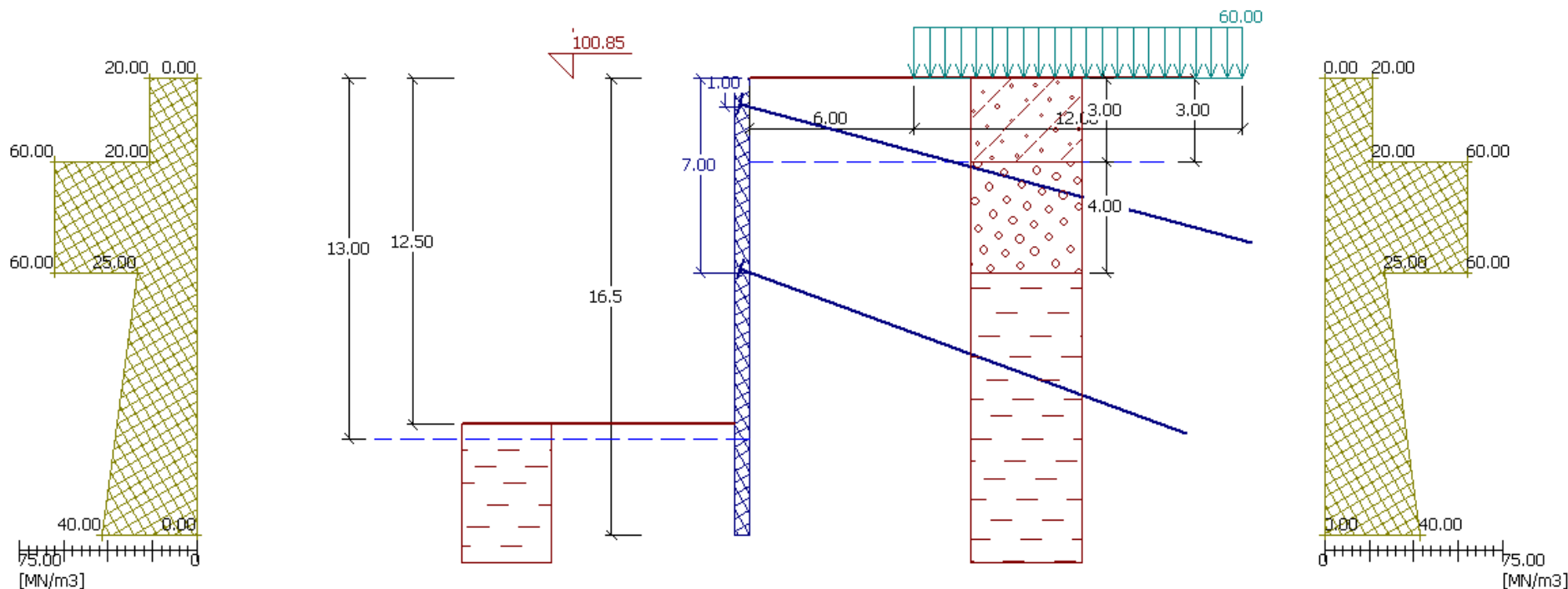
$$C_h = \frac{F_h}{S_h + \frac{0,5 \cdot F_h \cdot L_{hsz}}{A_h \cdot E_h}} \cdot \frac{1}{L_h}$$

dúc

$$C_d = \frac{2 \cdot A_d \cdot E_d}{B} \cdot \frac{1}{L_d}$$



GEO5 falméretezés kiindulási adatai

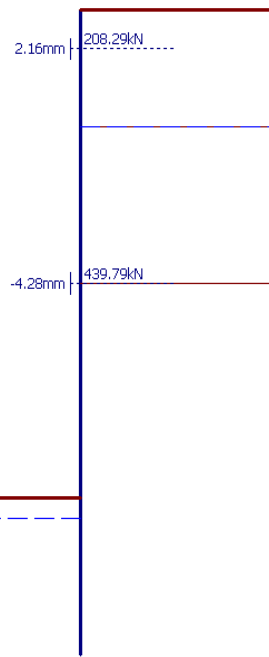


réteg	talaj	φ	c	E_s	γ	γ_t
		°	kPa	MPa	kN/m ³	kN/m ³
1	iszapos homok	28	5	20	20	20
2	homokos kavics	36	0	60	20,5	21
3	miocén agyag	18	60	25...40	20,5	21

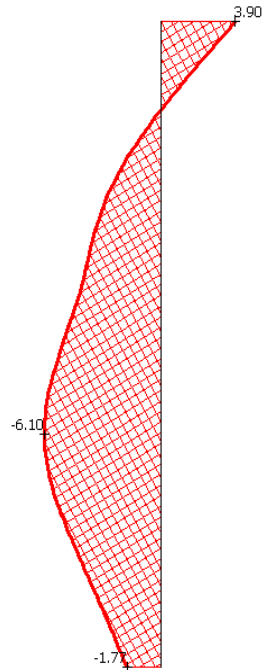
horgony	hossz	befogás	távolság	hajlás	feszítőerő
	m	m	m	°	kN
felső	19	7	1,0	15	200
alsó	17	7	1,0	20	350

GEO5 falméretezés számítás eredményei

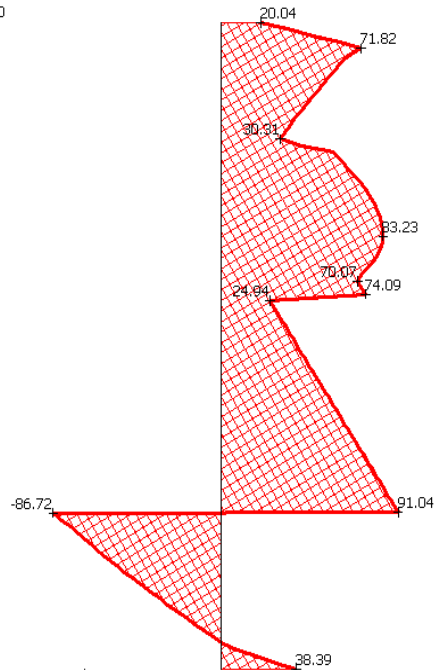
Geometry of structure
Length of structure = 16.50m



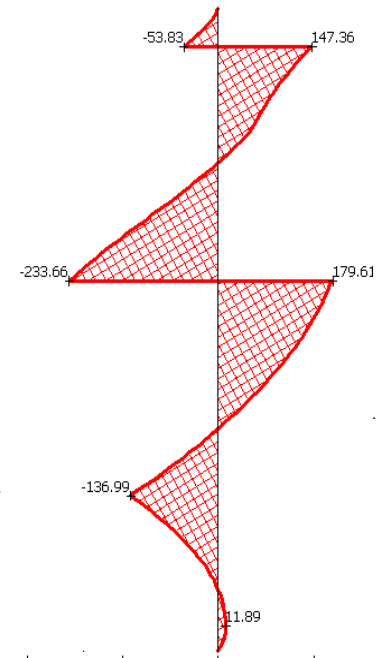
Deformation of structure
Max. def. = 6.1mm



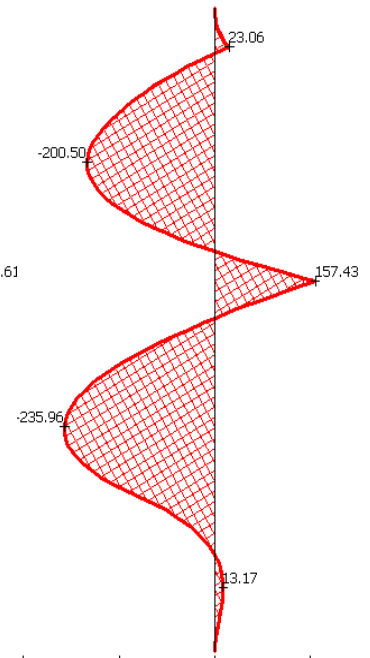
Pressure acting on structure
Max. pressure = 91.04kPa



Shear force
Max. Q = 233.66kN/m



Bending moment
Max. M = 235.96kNm/m



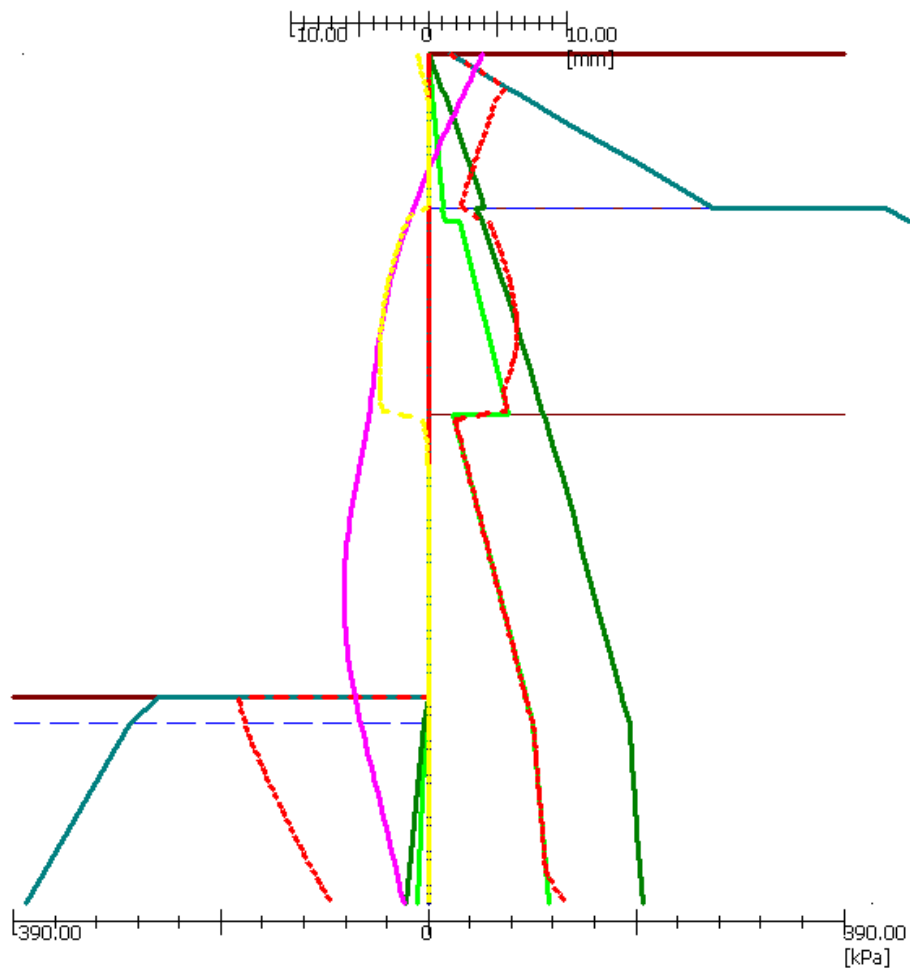
GEO5 falméretezés számítás eredményei

Modulus of subgrade reaction

Length of structure = 16.50m

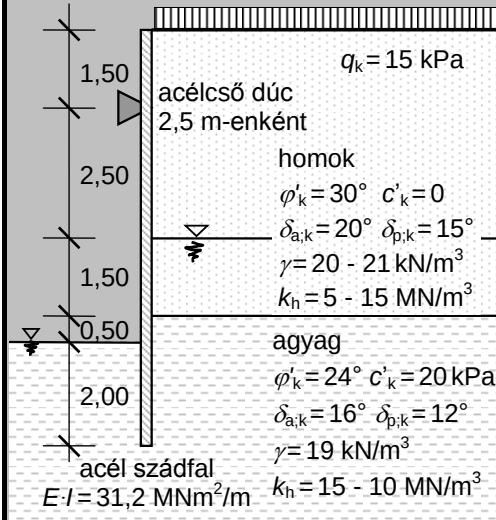


Earth pressures + deformations



Megtámasztott és befogott szádfal tervezése rugómodellel dolgozó program segítségével

Geometriai és terhelési és talajadatok



A k_h ágyazási tényezők első értékei a réteg tetejére, a másodikak a réteg, ill. a fal aljára érvényesek, köztük a változás lineáris. A belső megtámasztást (dűcot) végtelen merevnek tekintettük. A homok térfogatsúlyának talajvíz fölötti és alatti értéke van megadva. A térszíni terhelés karakterisztikus értékét a $\gamma_Q/\gamma_G=1,50/1,35=1,10$ szorzóval módosítva 16,5 kPa értékkel vittük be a programba.

A fenék alatti földellenállás vizsgálata (GEO határállapot)

A programba mindegyik talajparamétert a karakterisztikus értékével vezettük be, viszont a földellenállást a programmal redukáltattuk az $1/(\gamma_G \cdot \gamma_Q) = 1/(1,35 \cdot 1,40) = 1/1,90 = 0,53$ értékkel, a hatás és az ellenállás parciális tényezőinek szorzatával.

A program lefutott a fal alján csekély befogást mutatva ki. A földellenállás tehát bőven elegendő 2,0 m lehajtási mélység esetén.

Ezt 1,5 m-re csökkentve is lefutott a program, de már nem volt befogás, a szerkezet szabadon támaszkodó lett. 1,0 m lehajtási mélységgel viszont már elakadt a futtatás, szerkezet azzal már nem állékony.

Az igénybevételek meghatározása (STR határállapot)

A fal nyomatéki igénybevételének tervezési értéke

$$M_d = \gamma_G \cdot M_{\max, k} = 135 \cdot 72 = 97 \text{ kNm/m}$$

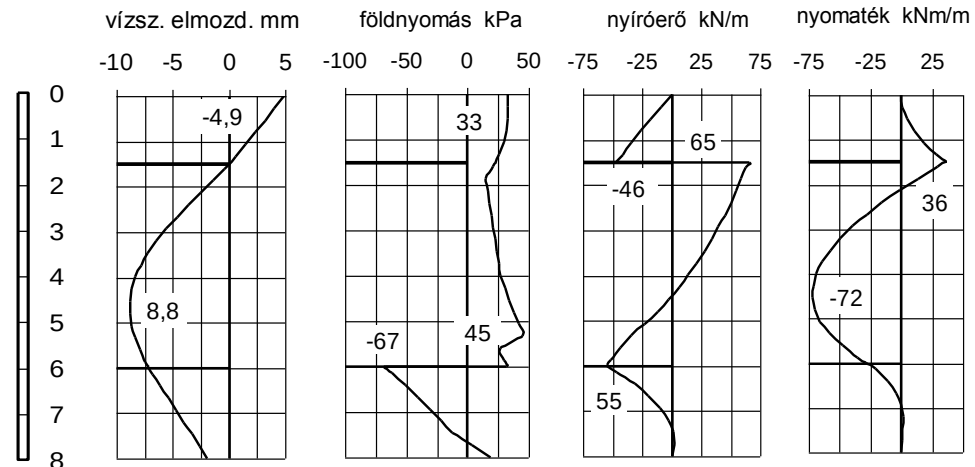
A dűcra ható normálerő tervezési értéke

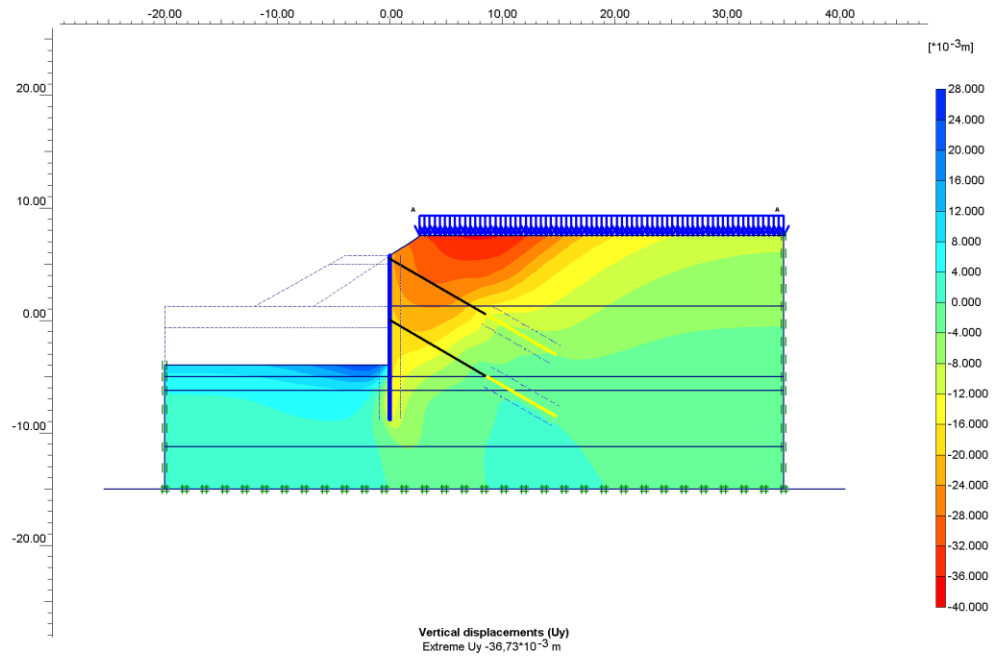
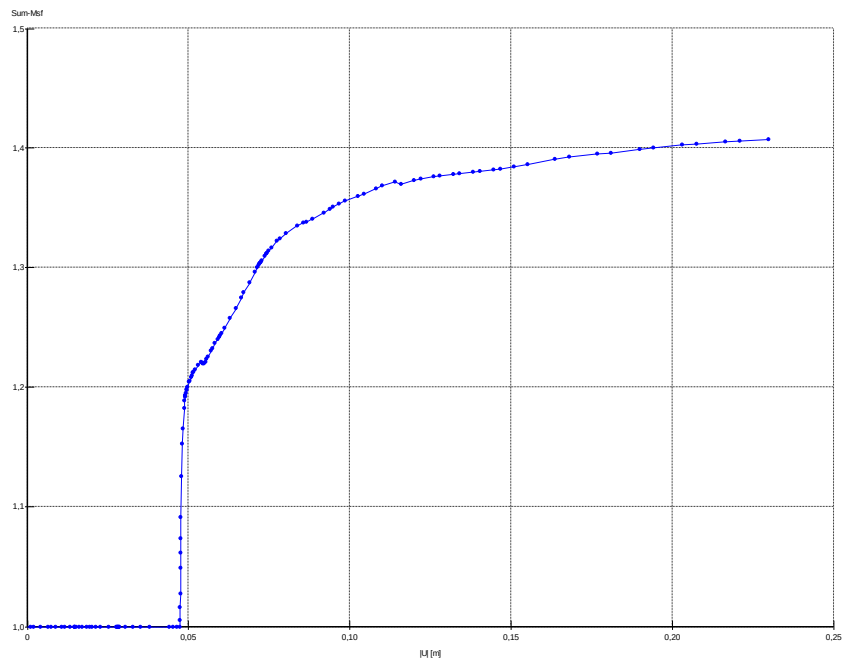
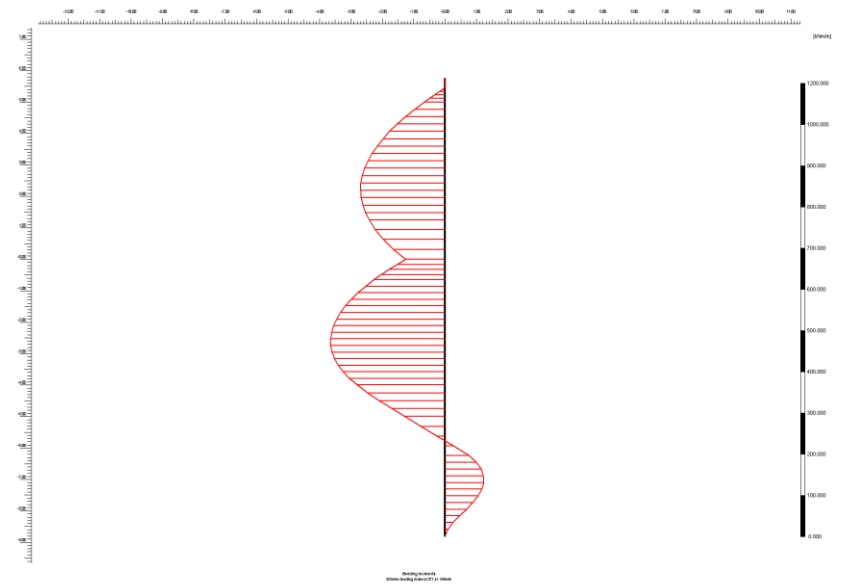
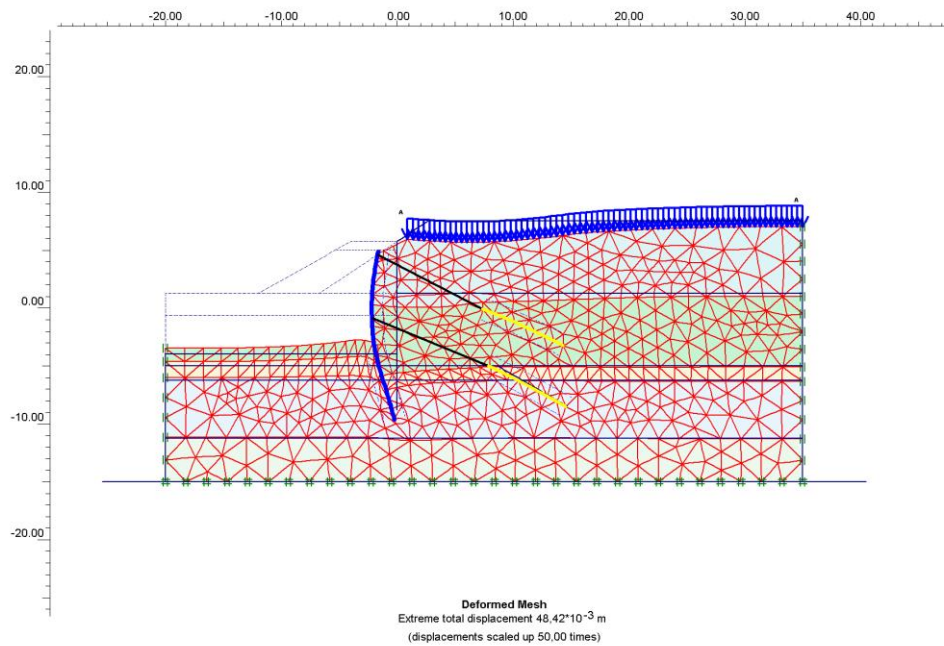
$$N_d = \gamma_G \cdot (-T_{1,k} + T_{2,k}) \cdot L = 135 \cdot (46 + 66) \cdot 2,5 = 378 \text{ kN}$$

1,5 m lehajtási mélységre az igénybevételek növekménye 5 %-nál kisebb.

A vízszintes elmozdulás csak a faldeformációt foglalja magába, a teljes mozgás ennél általában több.

Karakterisztikus értékekkel s a földellenállás redukciója nélkül végzett futtatás eredményei az ábrán láthatók. A fal részlegesen befogott szerkezetként viselkedik.





„Befogás” (alsó feltámaszkodás) ellenőrzése

- Elegendő mélyre nyúlik-e le a fal, a gödörfenék alatti passzív földnyomás (alsó támasz) biztonsággal elegendő-e a fal egyensúlyához?
- A legtöbb GEO-határállapotnak ez a kulcseleme.
- Vizsgálati lehetőségek:
 - passzív földnyomás „beépített” osztása a biztonsággal
 - passzív földnyomás számítása gyengített nyírószilárdsággal
 - az egyensúlyozó földnyomás összevetése a passzív földnyomással
- Az EC 7 szerint a síkcúszólapos földnyomásszámítás nem biztonságos.
- Az eddigi gyakorlat csak 1,50 biztonságot várt el a talajparaméterek karakterisztikus értékeivel végzett számításokor.
- Az EC 7 által elvárt biztonság $1,35 \times 1,40 \approx 1,90$, ezt főleg a síkcúszólapos számítás esetén indokolt teljesíteni.
- Elegendő a biztonságot az eredő földnyomásokra igazolni.

Horgonyméretezés

Kihúzódas vizsgálata = befogási hossz tervezése

- előzetesen: tapasztalat alapján (MI 04-194-82)
- munka kezdetén: alkalmassági vizsgálattal
- munka közben: elfogadási vizsgálattal

Horgonyszár szakadási vizsgálata acélszerkezetként

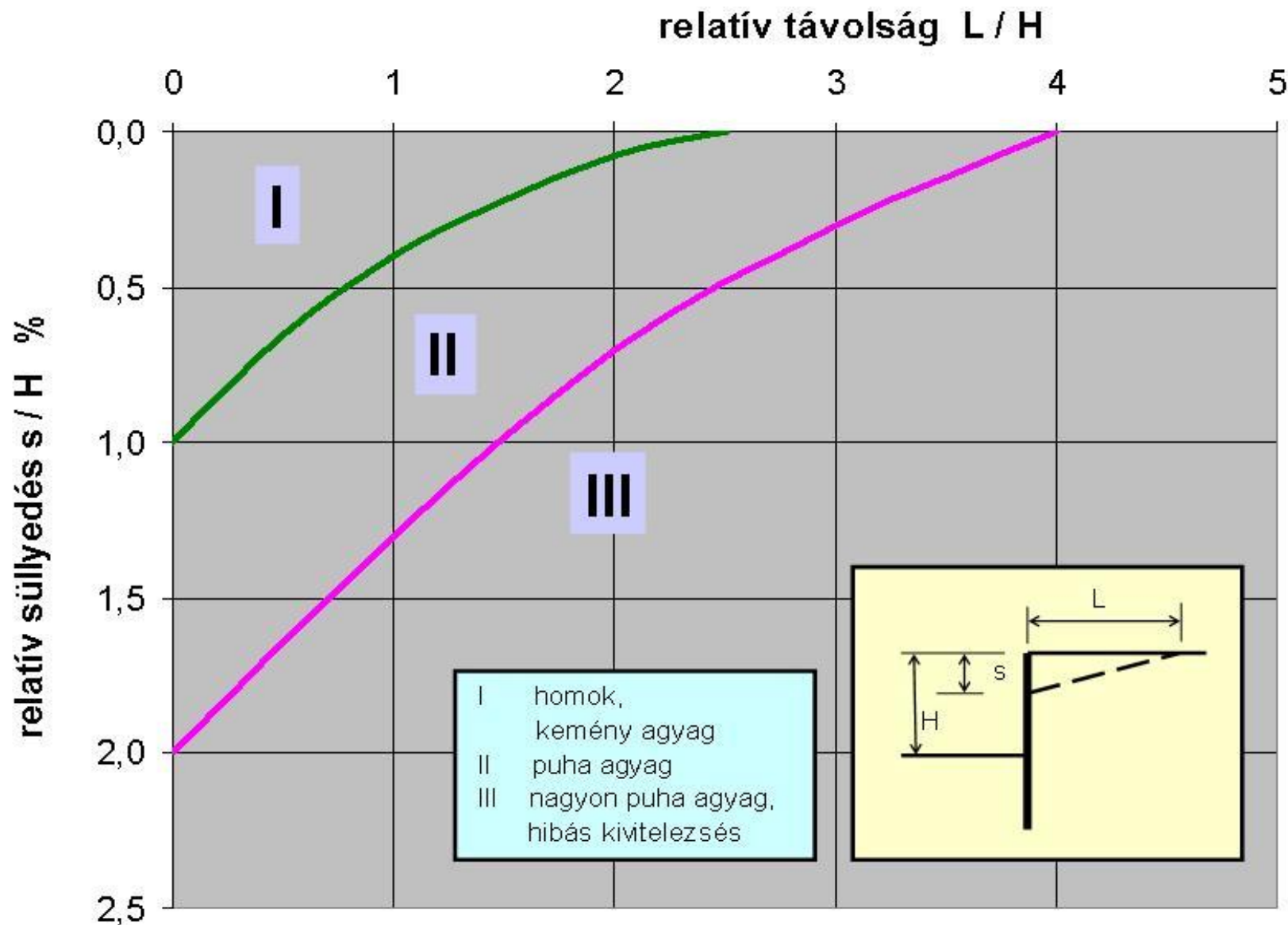
Szabad horgonyhossza tervezése

- Krantz-féle szerkesztés (lehetséges horgonyerő)
- Ostermayer-féle blokkos állékonyságvizsgálat
- általános állékonyság lamellás vizsgálata
kör és összetett csúszólapokra különböző programokkal
(GEO5, Nemetschek)

Használhatósági határállapot vizsgálata az EC7 szerint

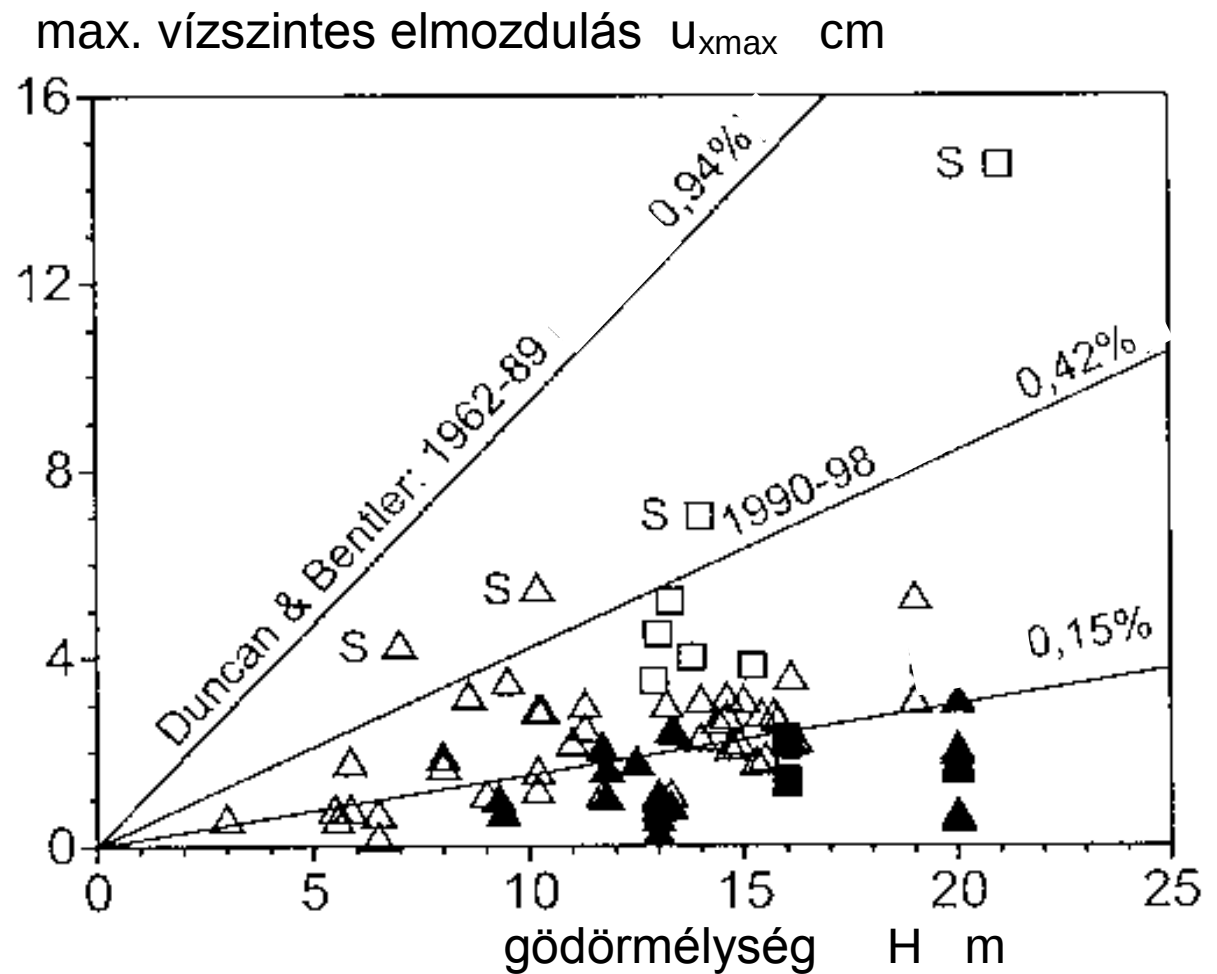
- A megengedett elmozdulás határértékeit meg kell megállapítani a megtámasztott szerkezet és a közművek eltűrhető elmozdulásaiból.
- Mindig(!) összehasonlítható tapasztalatokra támaszkodva kell óvatos becslést adni a támszerkezetek elmozdulására, illetve ezeknek a megtámasztott szerkezetekre és a közművekre gyakorolt hatásaira (az építés és a forgalom hatásait is figyelembe véve).
- Általában a terv igazolható annak kimutatásával, hogy a becsült elmozdulások nem lépik túl a megállapított határértékeket.
- Ha a kezdeti óvatos becsléssel nyert elmozdulások meghaladják a határértékeket, akkor részletesebb elmozdulás vizsgálat kell.
- Részletesebb vizsgálat kell, ha
 - a közeli szerkezetek és közművek rendkívül érzékenyek,
 - nincs jól megalapozott összehasonlítható tapasztalat.
- Ajánlatos a részletes számítás
 - 6 m-nél magasabb kis plaszticitású kohéziós talaj megtámasztásakor,
 - 3 m-nél magasabb nagy plaszticitású talaj megtámasztásakor,
 - puha agyag megtámasztásakor.
- A részletes számításban figyelembe kell venni a talaj és a szerkezet merevségét, valamint az építés sorrendjét.
- A számításban feltételezett viselkedést célszerű kalibrálni az ugyanazon számításra vonatkozó összehasonlítható tapasztalatokkal.

A süllyedések nagysága és kiterjedése munkagödrök mentén



Munkagödrök
frankfurti
agyagokban

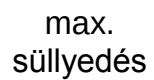
Moormann és
Katzenbach (2000)



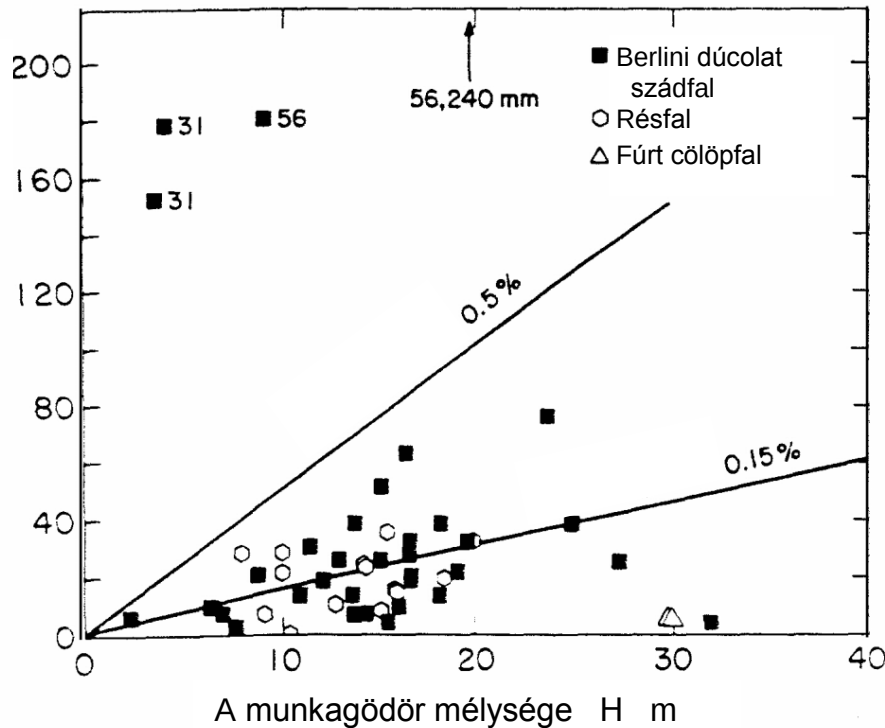
$\square$	berlini dúcolat, horgonyozva
$\blacksquare$	berlini dúcolat, dúcolva
$\triangle$	cölöpfal, horgonyozva
$\blacktriangle$	cölöpfal, dúcolva
S	kritikus mozgások a szomszédos építmények szempontjából

max.
vízsz.
elmozd.

$$u_{x\max}$$

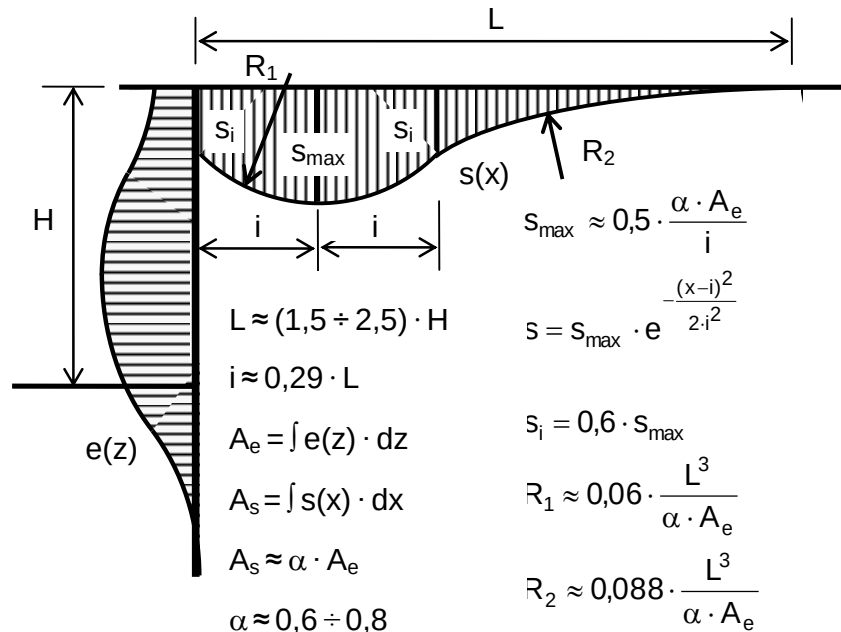
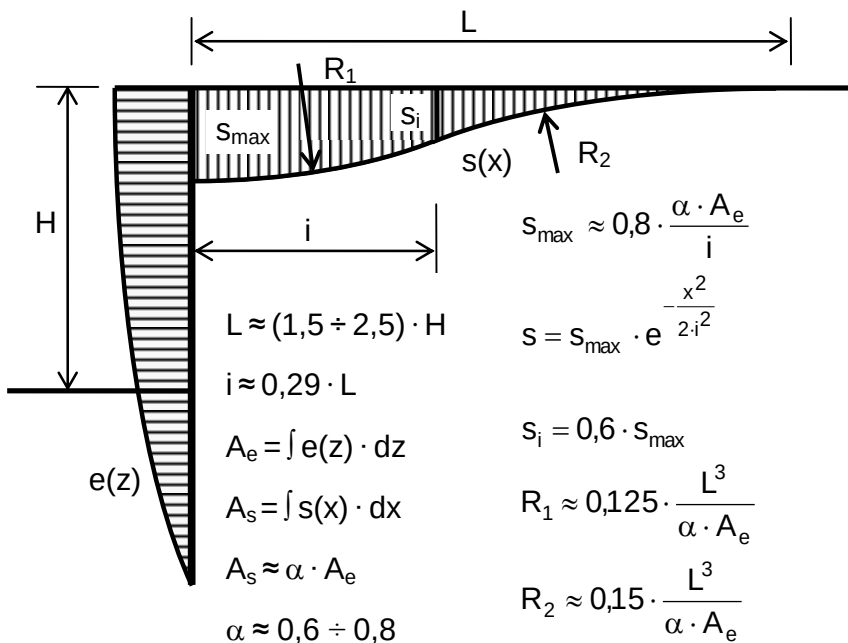
$$\text{mm}$$


$S_{\max}$
mm



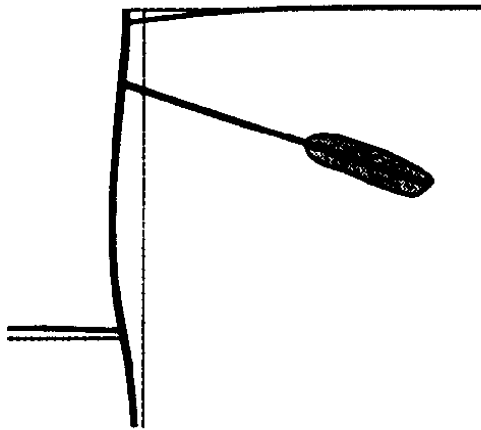
Clough és O'Rourke
(2000)

Mozgások a fal mentén

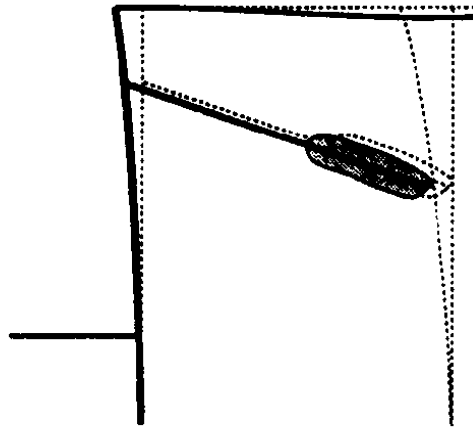


talajtípus	vízszintes mozgás (e) a gödörmélység (H) %-ában		függőleges mozgások (s) a gödörmélység (H) %-ában			
	Tomlinson			Clough és O'Rourke		
	átlag	tartomány	átlag	tartomány	átlag	tartomány
puha-merev agyag	0,30	0,08 – 0,58	0,80	0,20 – 1,70	1,00	0,00 – 2,50
merev-kemény agyag	0,16	0,06 – 0,30	0,30	0,10 – 0,60	0,20	0,10 – 0,70
homok és kavics	0,19	0,04 – 0,46	0,10	0,10 – 0,20	0,10	0,05 – 0,30

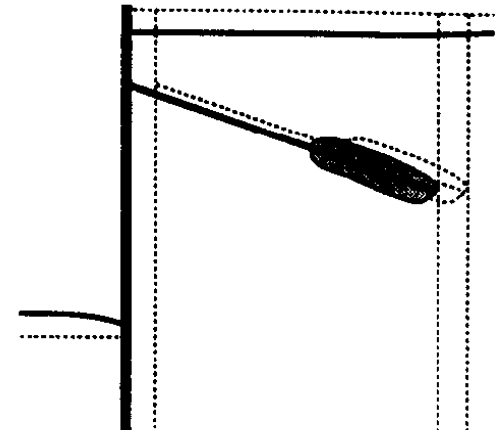
Munkagödör menti mozgások



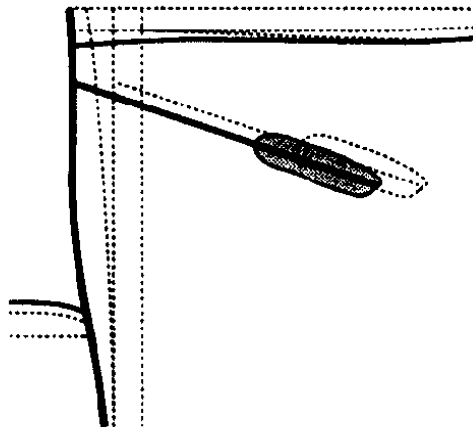
a fal
deformációiból



a megtámasztott föld
hajlítás és nyírása miatt

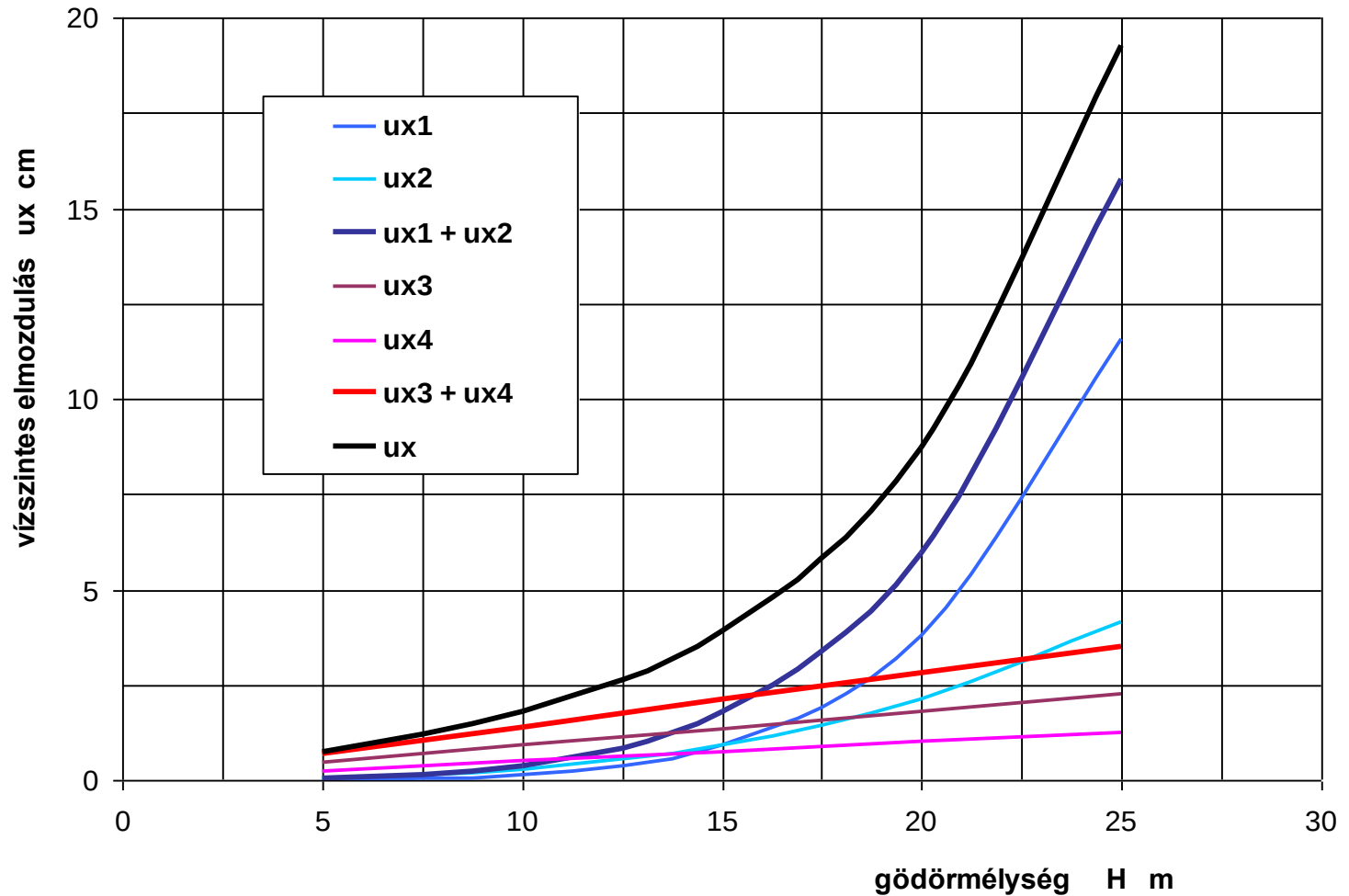


a fal előtti talajzóna
összenyomódása miatt



eredő elmozdulások

Mély
munka-
görök
többl-
mozgásai
Kempfert
nyomán



$$u_x = \sum_{i=1}^4 u_{xi} = 0,2 \cdot \frac{\gamma \cdot H^5}{E_t \cdot b^3} + 0,2 \cdot \frac{\gamma \cdot H^3}{E_t \cdot b} + 0,225 \cdot \frac{\gamma \cdot H \cdot B}{E_g} + 0,125 \cdot \frac{\gamma \cdot H \cdot B}{E_g}$$

háttöltés

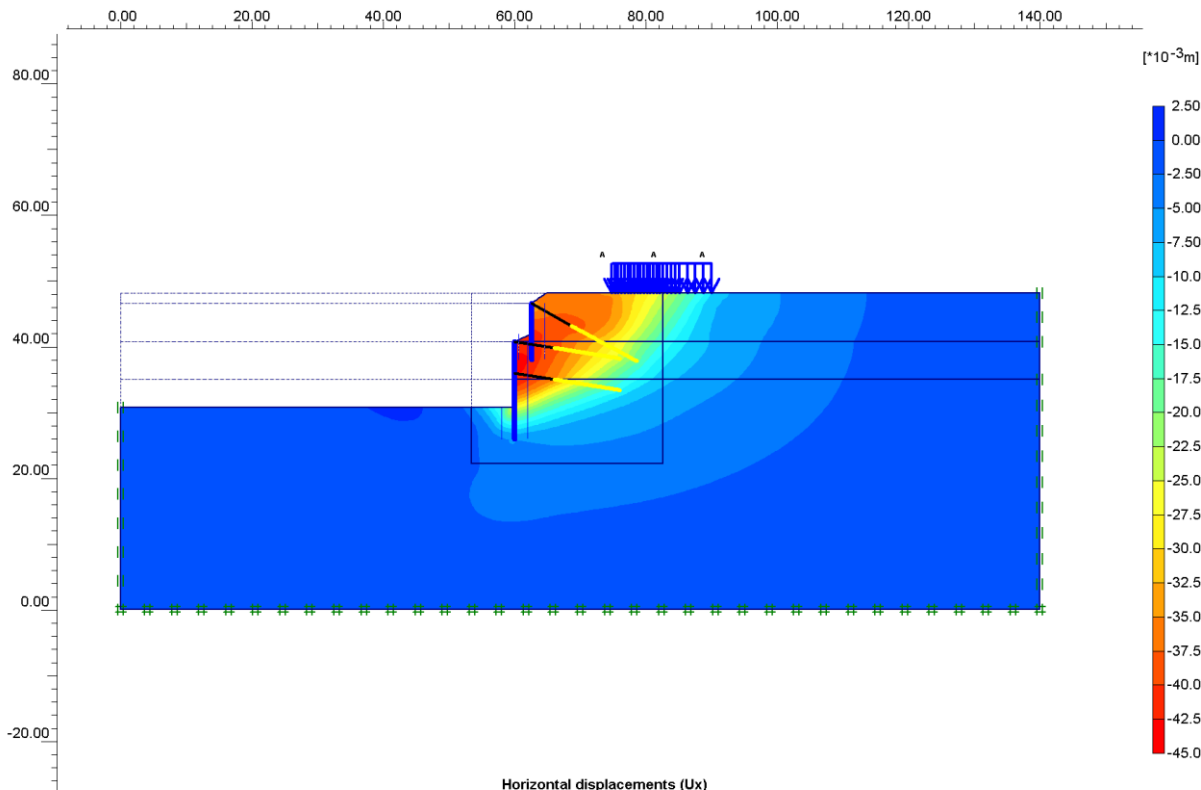
fenékszóna

hajlításából

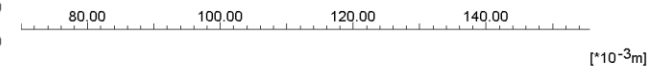
nyírásából

többlletterhéből

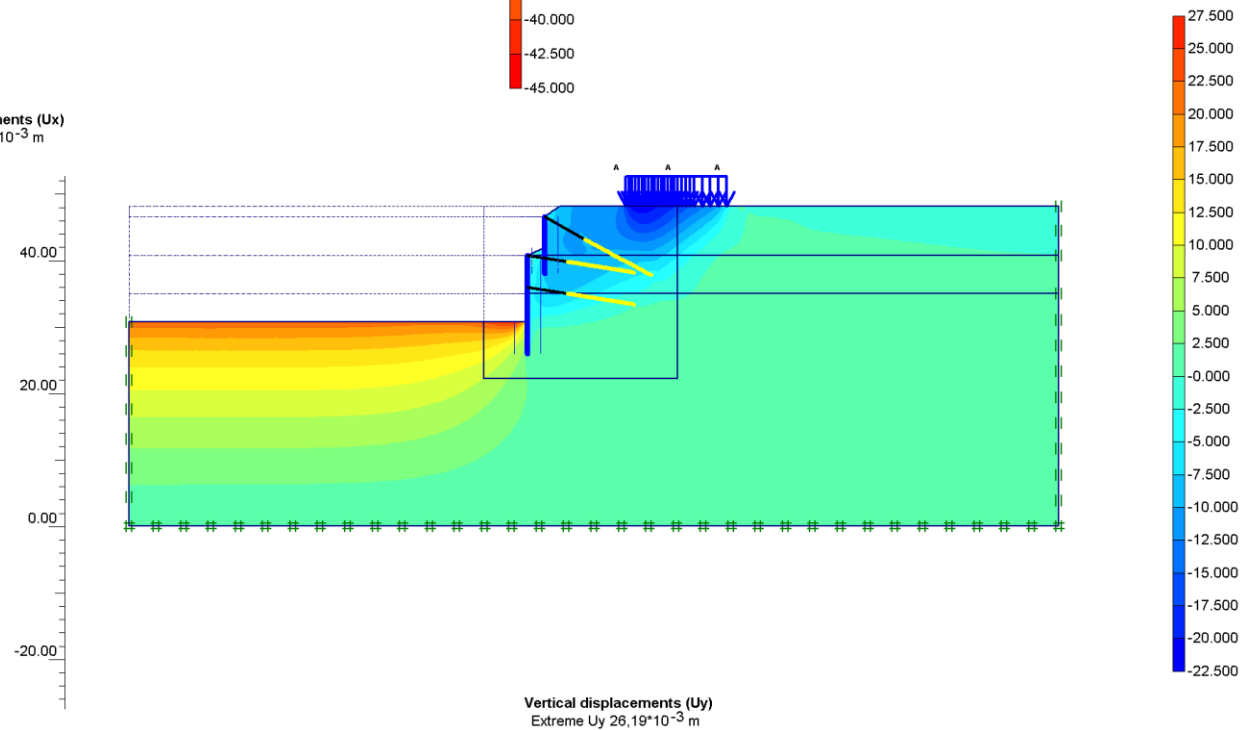
tehermentesüléséből



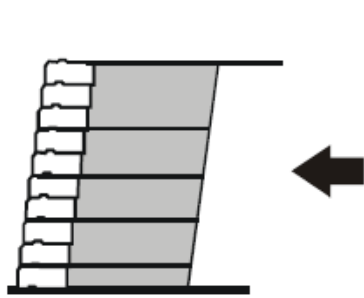
Elmozdulás-vizsgálat PLAXIS-programmal



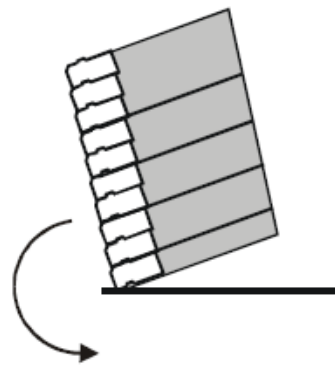
Felkeményedő
talajmodell
alkalmazása



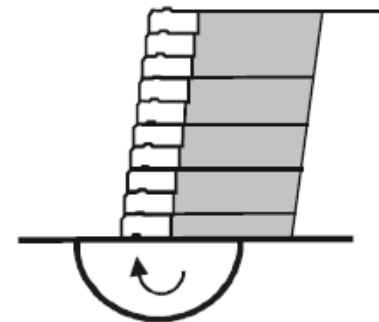
Erősített talajtámfalak tervezése



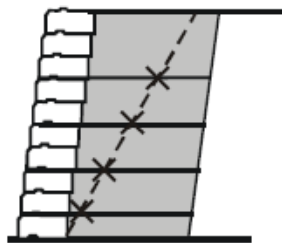
a) base sliding



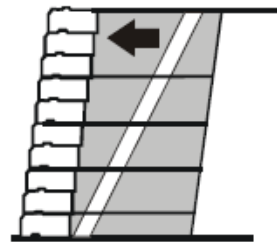
b) overturning



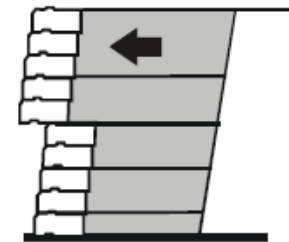
c) bearing capacity
(excessive settlement)



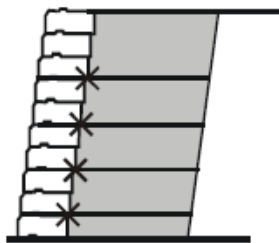
d) tensile over-stress



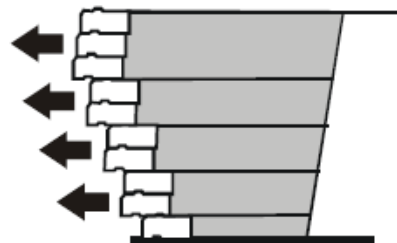
e) pullout



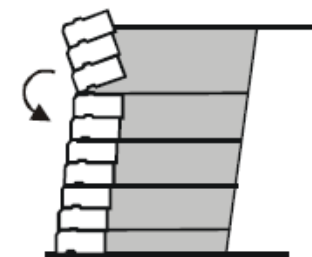
f) internal sliding



g) connection failure



h) column shear failure



i) toppling

Az erősített talajtámfalak belső stabilitásának vizsgálata

az erősítő elemek
szakadásának vizsgálata



az elemek
erőssége

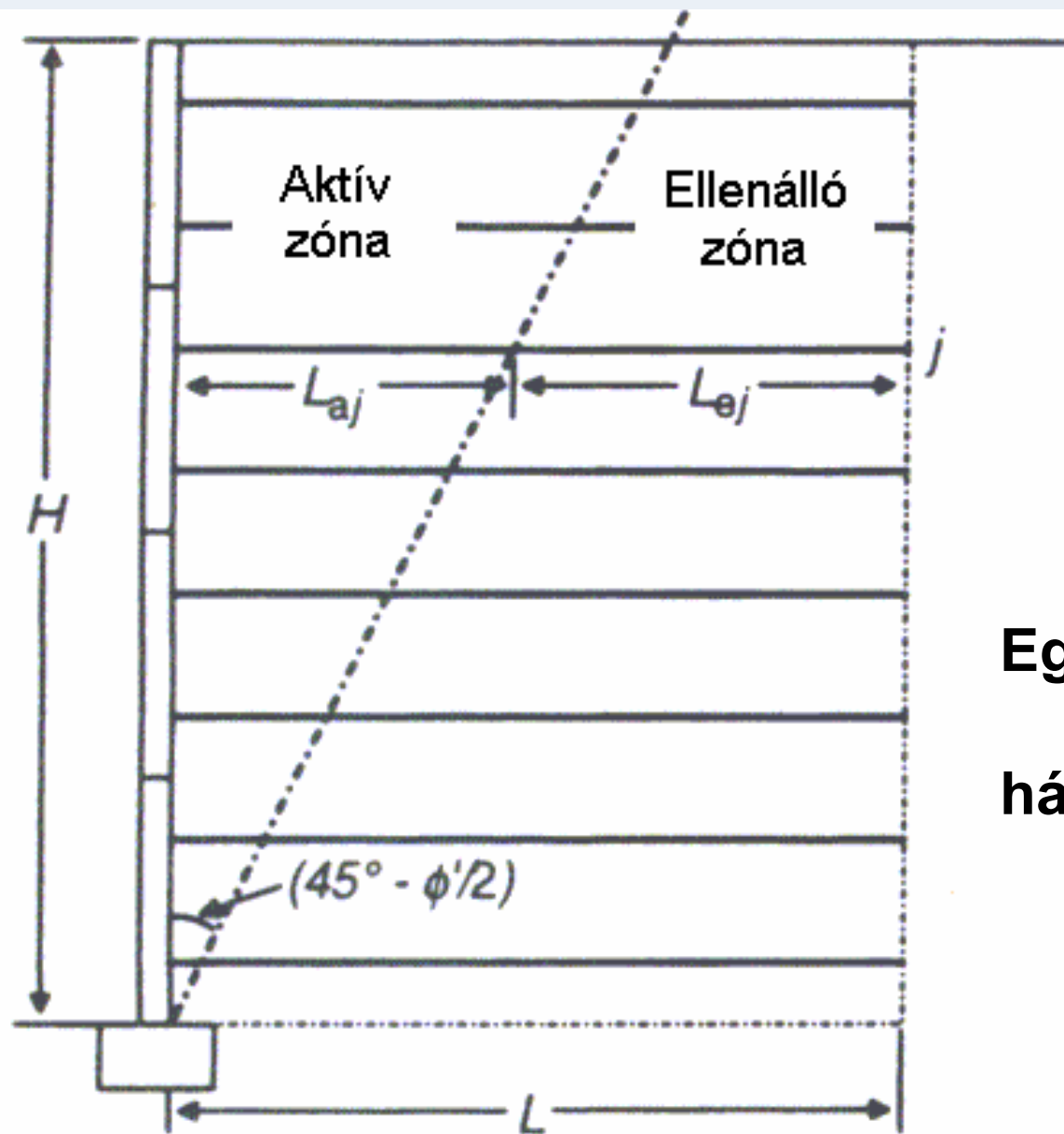
az erősítő elemek
kihúzódasának vizsgálata



az elemek
hossza, távolsága

az erősítő elemek közötti
csúszólapokon való
elcsúszás vizsgálata





**Egyszerűsített módszer:
hátrahorgonyzott ék**

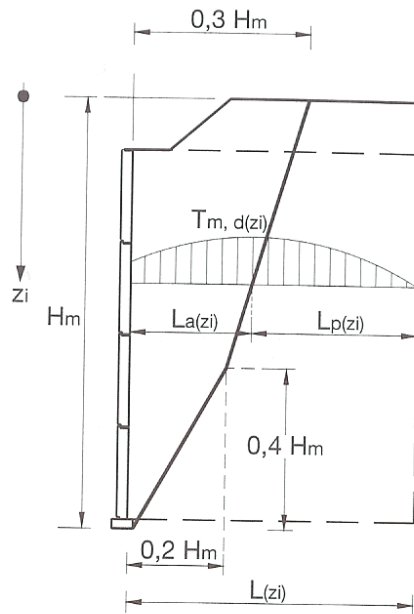


Bild 34: Lage der maximalen Zugkraftlinie (schematische Darstellung)

8.8.6 Bestimmung des Bemessungswertes der resultierenden Maximalkraft $T_{m,d(z_i)}$ in Höhe des Bewehrungsbandes in der Tiefenlage z_i

Die Einflusshöhe der Bewehrungselemente in einer bestimmten Tiefenlage ist schematisch im Bild 35 dargestellt.

Der Bemessungswert der resultierenden Maximalkraft in den Bewehrungselementen der Tiefenlagen z_i ergibt sich wie folgt:

$$T_{m,d(z_i)} = \frac{\sigma_{h,d(z_i)} \cdot S_{v(z_i)}}{n_i} \quad (34)$$

mit:

$S_{v(z_i)}$ vertikaler Einflussbereich des Bewehrungselementes in Tiefenlage z_i
 n_i Anzahl der Bewehrungselemente pro Meter Wand in Wandlängsrichtung in Tiefenlage z_i

$\sigma_{h,d(z_i)}$ Bemessungswert der horizontalen Spannung in der Tiefenlage z_i
 $\sigma_{h,d(z_i)} = K_{z_i} \cdot \sigma_{v,d(z_i)} + \sigma_{hq,d(z_i)}$ (35)

$\sigma_{v,d(z_i)}$ Bemessungswert der Vertikalspannung in der Tiefenlage z_i

$\sigma_{hq,d(z_i)}$ Bemessungswert des Horizontalspannungsanteils in der Tiefe z_i infolge auf den Stützkörper aufgebracht, horizontaler Lasten (siehe Abschnitt 8.8.6.3 und Anlage D)

K_{z_i} Erddruckbeiwert in der Tiefenlage z_i .

A húzóerők maximumhelyének a változása

A földnyomási szorzó változása

$$K_{z_i} = K_0 \cdot \left(1 - \frac{z_i}{z_0}\right) + \frac{K_a \cdot z_i}{z_0} \quad \text{für } z_i \leq z_0 = 6 \text{ m} \quad (36)$$

$$K_{z_i} = K_a \quad \text{für } z_i > z_0 = 6 \text{ m} \quad (37)$$

mit:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi_{1,k} \quad (38)$$

$$K_a = \tan^2 \cdot \left(45^\circ - \frac{\varphi_{1,k}}{2}\right) \quad (39)$$

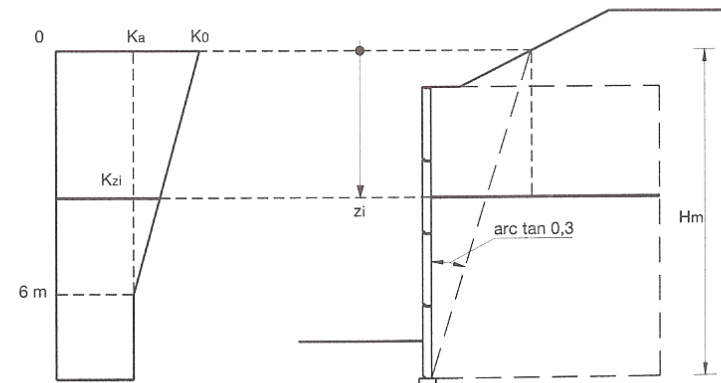


Bild 36: Veränderung des Erddruckes mit zunehmender Tiefe

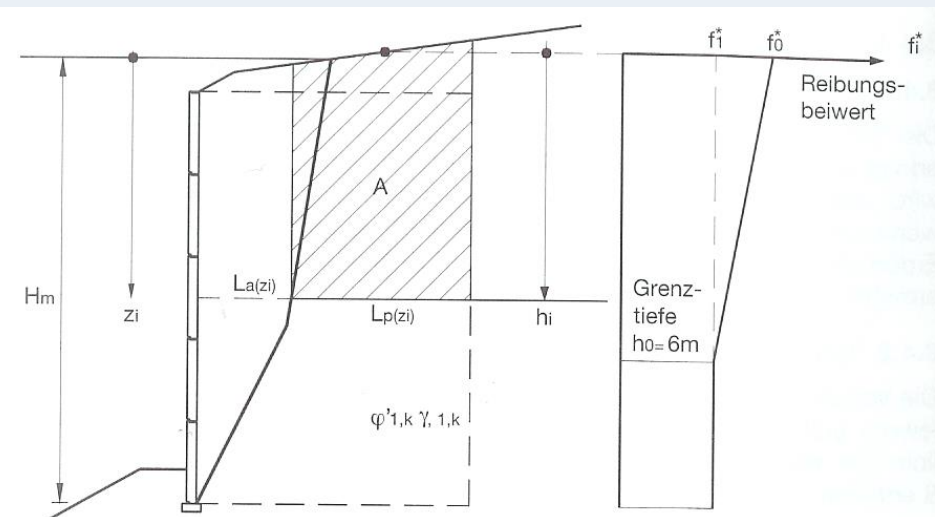


Bild 29: Verlauf der Reibungsbeiwerte über die Wandhöhe und wirksame Überschütthöhe über den Bändern

Tabelle 6: Reibungsbeiwerte zwischen gerippten Bändern und Füllboden

		Füllboden (gemäß DIN EN 14475, Anhang A)		
		Typ 1	Typ 2	Typ 3
		Dränagematerial	Grobkörniges Material	Gemischtkörniges Material
Gerippte Bänder ^{*1)}				
Grenztiefe	h ₀ [m]	6,0		
f ₀ [*]	C _U ≤ 2	1,2	1,2	1,2 tan φ _{1,k} /tan36°
	2 < C _U ≤ 10	1,5	1,5	1,5 tan φ _{1,k} /tan36°
	10 < C _U ≤ 20	2,2	2,2	
	C _U > 20	2,5	2,5	
f ₁ [*]		min (tan φ _{1,k} ; 0,80)	min (tan φ _{1,k} ; 0,80)	tan φ _{1,k}

^{*1)} Die hier verwendeten Angaben beziehen sich auf die unter dem Abschnitt 6.2 definierten Bewehrungselemente. Bei abweichenden Bewehrungselementen sind diese Werte anzupassen bzw. der Nachweis des Reibungsbeiwertes ist zu erbringen.
C_U = Ungleichförmigkeitszahl

A súrlódási tényező változása

8.8.8 Ermittlung des Herausziehwiderstandes $T_{f,k(z_i)}$ in den einzelnen Bewehrungslagen z_i

Der Herausziehwiderstand $T_{f,k(z_i)}$ (mobilisierbare Reibung) in den einzelnen Bewehrungsanlagen wird nach der Gleichung (45) ermittelt.

$$T_{f,k(z_i)} = 2 \cdot b \cdot f_i^* \cdot L_{p(z_i)} \cdot \gamma_{1,k} \cdot h_i \quad (45)$$

mit:

- $T_{f,k(z_i)}$ charakteristischer Herausziehwiderstand des Bandes in der Tiefenlage z_i
- b Breite des Bewehrungsbandes
- f_i^* Reibungsbeiwert in der Bewehrungsbandlage z_i (siehe Abschnitt 8.5)
- $L_{p(z_i)}$ wirksame Bandlänge (Verankerungslänge)
- h_i mittlere Überschütthöhe über der Bewehrungsbandlage z_i .

8.8.6.2 Ermittlung des Bemessungswertes der Vertikalspannung $\sigma_{v,d(z_i)}$ in der Tiefenlage z_i

Der Bemessungswert der Vertikalspannung $\sigma_{v,d(z_i)}$ in der Tiefenlage z_i wird nach der Gleichung (40) ermittelt.

$$\sigma_{v,d(z_i)} = \frac{R_{v,d(z_i)}}{L_{z_i} - 2e_{z_i}} + \sigma_{vq,d(x,z_i)} \quad (40)$$

mit:

 $\sigma_{v,d(z_i)}$ Bemessungswert der Vertikalspannung in der Tiefenlage z_i

$R_{v,d(z_i)}$ Bemessungswert der vertikalen Einwirkungen in der Tiefenlage z_i

L_{z_i} Bewehrungsbandlänge in der Tiefenlage z_i

e_{zi} Ausmittigkeit des Bemessungswertes der vertikalen Einwirkungen
 $R_{v,d(z_i)}$, wobei

$$e_{zi} = \frac{M_{d(zi)}}{N_{v,d(zi)}} = \frac{M_{d,dst(zi)} - M_{d,stb(zi)}}{N_{v,d(zi)}} \quad (41)$$

$M_{d(z_i)}$ Bemessungswert des Kippmoments bezogen auf den Schwerpunkt der Aufstandsfläche des Stützkörpers in der Tiefenlage z_i

$\sigma_{v,q,d}(x,z)$ Bemessungswert des Vertikalspannungsanteils infolge konzentrierter, vertikaler Auflasten auf dem Stützkörper unter Berücksichtigung der Spannungsausbreitung im Untergrund.

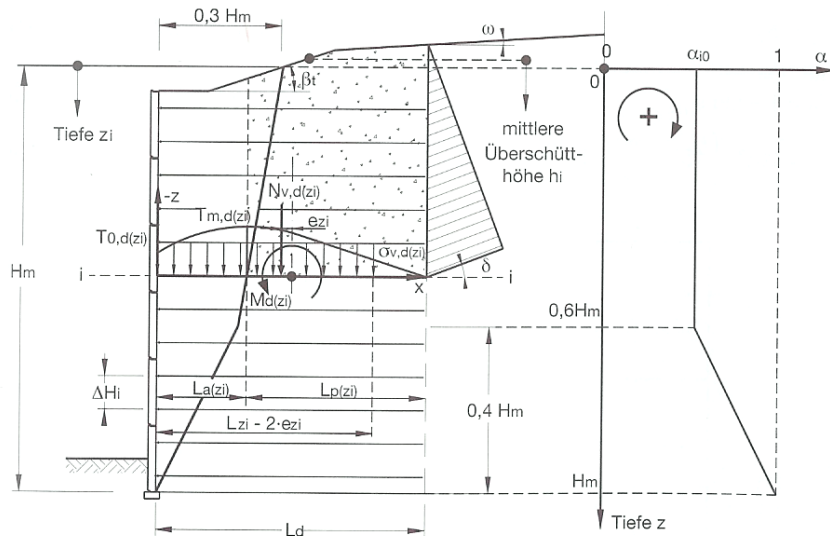


Bild 37: Schematische Darstellung der Restzugkraft an der Außenhaut

8.8.6.3 Ermittlung von $\sigma_{hq,d(zi)}$

$\sigma_{\text{hq,d(z}_i\text{)}}$ ist der Bemessungswert der horizontalen Spannung in der Tiefenlage z_i , die aufgrund zusätzlich aufgebracht horizontaler Lasten auf den Bewehrte-Erde-Körper im Füllboden wirkt. Hervorgerufen werden diese beispielsweise durch Bremslasten auf einem Widerlager, Wasserstandsunterschiede bei einer Kaimauer oder Einbauten in den Bewehrte-Erde-Körper wie Gründungen von Lärmschutzwänden, Bohrpfähle, etc. (siehe hierzu auch Anlage D).

8.8.7 Ermittlung der Lasten an der Außenhaut

Der Verlauf der verbleibenden Zugkraft an der Außenhaut ist im Bild 37 dargestellt und kann wie folgt ermittelt werden:

$$T_{0,d(z_i)} = \alpha_i \cdot T_{m,d(z_i)} \quad (42)$$

α_i	Abminderungsfaktor zur Berechnung der Zugkräfte am Anschluss der Bewehrungselemente an die Außenhaut
------------	--

$$\alpha_i = \alpha_{i0} \quad \text{für } 0 \leq z_i \leq 0,6 \cdot H_m \quad (43)$$

$$\frac{1 - \alpha_i}{1 - \alpha_{i0}} = 2,5 \cdot \left(1 - \frac{z_i}{H_m} \right) \quad \text{für } 0,6 \cdot H_m \leq z_i \leq H_m \quad (44)$$

mit:

a_{i0} Abminderungsfaktor in Abhängigkeit der Flexibilität der Außenhaut (siehe Abschnitt 6.1)

$a_{j0} = 0,75$ flexible Außenhaut

(z. B. Stahlgittermatten oder elliptische Stahlprofilbleche)

$a_{i0} = 0,85$ Außenhaut mittlerer Steifigkeit

(z. B. Betonfertigteilplatten mit geringer Bauhöhe)

$a_{j0} = 1,00$ starre Außenhaut

(z. B. über die volle Wandhöhe durchgehende Betonplatten).

A csatlakozási erő szorzójának változása

Ellenőrzések

8.8.2 Nachweis gegen Bruch des Bewehrungsbandes

$$T_{m,d(z_i)} \leq T_{r,k} / \gamma_M = T_{r,d} \quad (24)$$

$$T_{r,k} = f_{y,k} \cdot (b - e_s) \cdot (e_0 - e_s) \quad (25)$$

mit:

$T_{r,k}$ charakteristische Bandzugkraft

$T_{r,d}$ Bemessungswert der Bandzugkraft

$T_{m,d(z_i)}$ Bemessungswert der resultierenden Maximalkraft im Bewehrungsband in der Tiefenlage z_i

b Breite des Bewehrungsbandes

$f_{y,k}$ Streckgrenze der Bewehrungselemente

e_0 Nenndicke des Bewehrungsbandes

e_s Korrosionszuschlagdicke (siehe Abschnitt 6.2, Tabelle 1)

γ_M Teilsicherheitsbeiwert für Bewehrungselemente (siehe Tabelle 8)

8.8.3 Nachweis des Bewehrungsbandes am Anschluss

$$T_{0,d(z_i)} \leq T_{r0,k} / \gamma_M = T_{r0,d} \quad (26)$$

$$T_{r0,k} = f_{y,k} \cdot (b - d - e_s) \cdot (e_0 - e_s) \quad (27)$$

mit:

$T_{0,d(z_i)}$ Bemessungswert der verbleibenden Zugkraft an der Außenhaut (siehe Abschnitt 8.8.7)

$T_{r0,k}$ charakteristische Bandzugkraft am Anschluss

$T_{r0,d}$ Bemessungswert der Bandzugkraft am Anschluss

d Lochdurchmesser

γ_M Teilsicherheitsbeiwert für Bewehrungselemente im GZ 1B (siehe Tabelle 8).

8.8.4 Nachweis der Sicherheit gegen Herausziehen des Bewehrungsbandes

$$T_{m,d(z_i)} \leq T_{f,k(z_i)} / \gamma_A = T_{f,d(z_i)} \quad (28)$$

mit:

$T_{f,k(z_i)}$ charakteristischer Herausziehwiderstand des Bandes in der Tiefenlage z_i

$T_{f,d(z_i)}$ Bemessungswert des Herausziehwiderstandes des Bandes in der Tiefenlage z_i

$T_{m,d(z_i)}$ Bemessungswert der resultierenden Maximalkraft im Bewehrungsband in der Tiefenlage z_i

γ_A Teilsicherheitsbeiwert für Reibung zwischen Boden/Bewehrungsband im GZ 1B (Herausziehwiderstand, siehe Tabelle 8).

Parciális tényezők

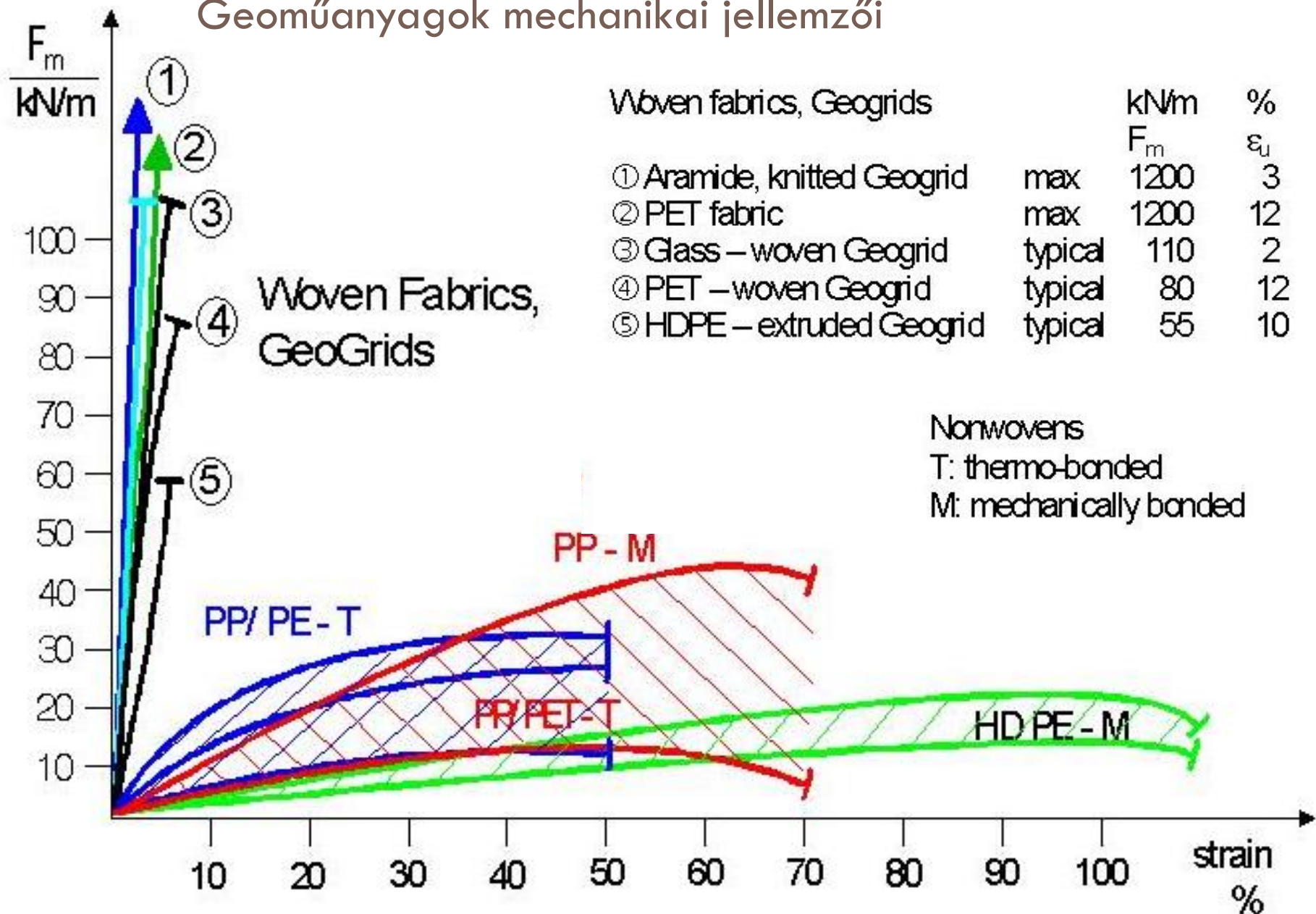
Tabelle 7: Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Beanspruchungen

Einwirkung bzw. Beanspruchung	Formel- zeichen	Lastfall		
		LF1	LF2	LF3
GZ 1B: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken und Bauteilen				
Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen allgemein ^{a)}	γ_G	1,35	1,25	1,10
Beanspruchungen aus ungünstigen veränderlichen Einwirkungen	γ_Q	1,50	1,30	1,10
GZ 1C: Grenzzustand des Verlustes der Gesamtstandsicherheit				
Ständige Einwirkungen	γ_G	1,00	1,00	1,00
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,30	1,20	1,00
GZ 2: Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit				
$\gamma_G = 1,00$ für ständige Einwirkungen bzw. Beanspruchungen				
$\gamma_Q = 1,00$ für veränderliche Einwirkungen bzw. Beanspruchungen				
^{a)} einschließlich ständigem und veränderlichem Wasserdruck				

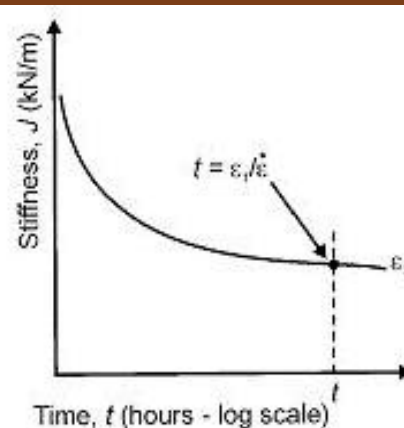
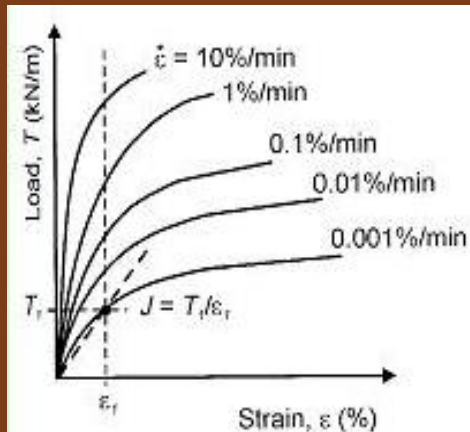
Tabelle 8: Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände

Widerstand	Formel- zeichen	Lastfall		
		LF1	LF2	LF3
GZ 1B: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken und Bauteilen				
Bodenwiderstände				
Grundbruchwiderstand	γ_{Gr}	1,40	1,30	1,20
Gleitwiderstand	γ_{Gl}	1,10	1,10	1,10
Widerstände Stahlbewehrungselemente ^{a)}				
Materialwiderstand der Stahlbewehrungselemente ^{b)}	γ_M	1,10	1,10	1,10
Herausziehwiderstand der Stahlbewehrungselemente ^{c)}	γ_A	1,10	1,10	1,10
GZ 1C: Grenzzustand des Verlustes der Gesamtstandsicherheit				
Scherfestigkeit				
Reibungsbeiwert $\tan \varphi'$ des dränierten Bodens und Reibungsbeiwert $\tan \varphi_u$ des undränierten Bodens	$\gamma_{\varphi}, \gamma_{\varphi_u}$	1,25	1,15	1,10
Kohäsion c' des dränierten Bodens und Scherfestigkeit c_u des undränierten Bodens	γ_c, γ_{cu}	1,25	1,15	1,10
Herausziehwiderstände				
Flexible Bewehrungselemente (Stahlbewehrungselemente) ^{c)}	γ_A	1,10	1,10	1,10
^{a)} wird hier ergänzend zu DIN 1054 definiert				
^{b)} Da die Bewehrungselemente aus Stahl sind, gelten hier die Teilsicherheitsbeiwerte für Stahl gemäß DIN 18800.				
^{c)} Der Herausziehwiderstand der Stahlbewehrungselemente ist nach DIN 1054 Abs. 12.4.3 (1) nach den Empfehlungen und Zulassungen des Herstellers zu ermitteln.				

Geoműanyagok mechanikai jellemzői

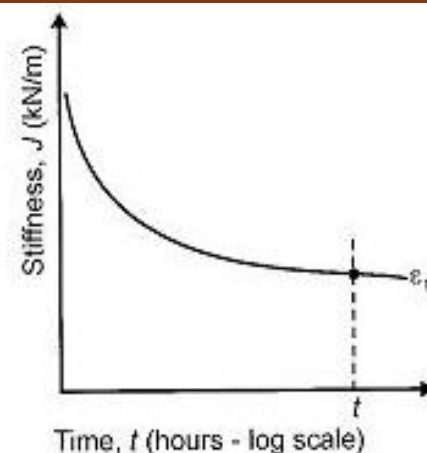
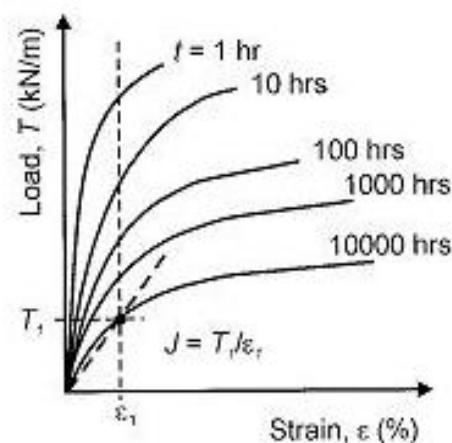
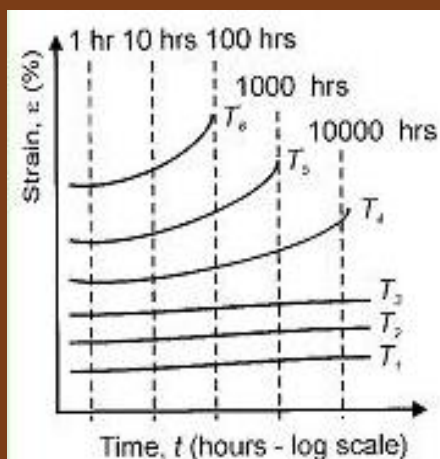


állandó
alakváltozási
sebesség

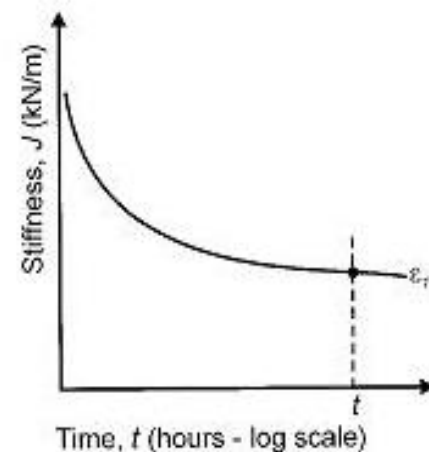
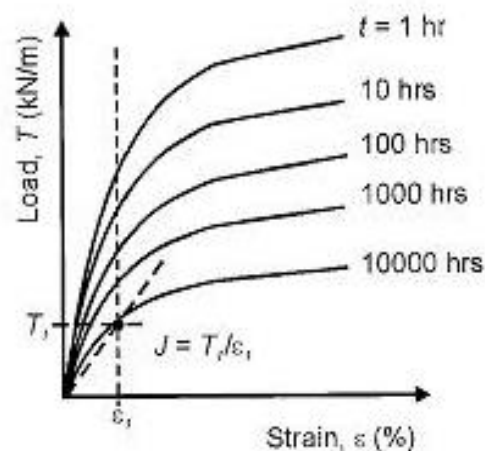
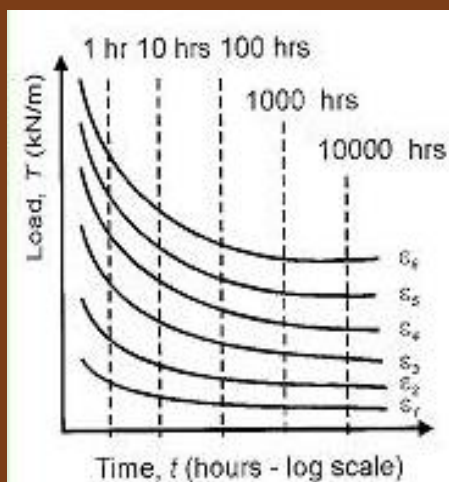


Műanyagok
terhelés-
alakváltozás-idő
kapcsolata

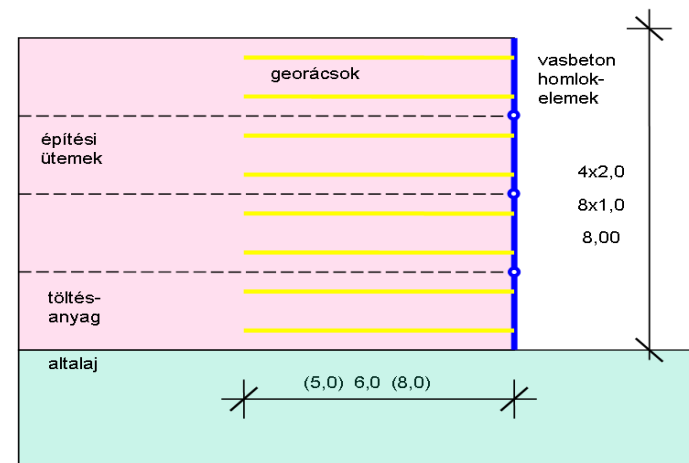
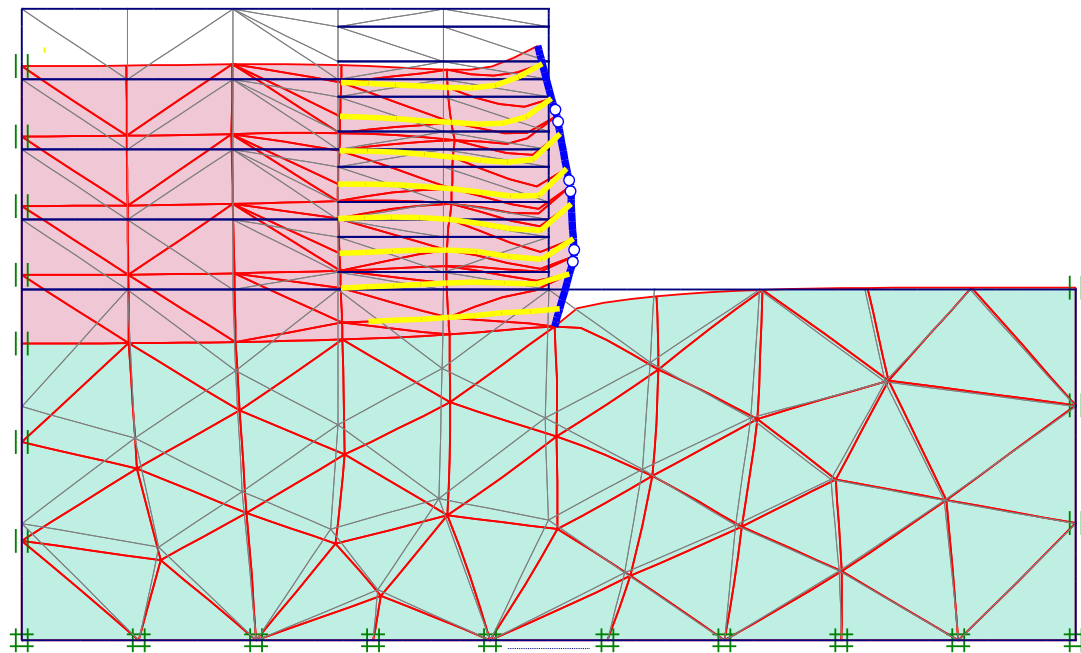
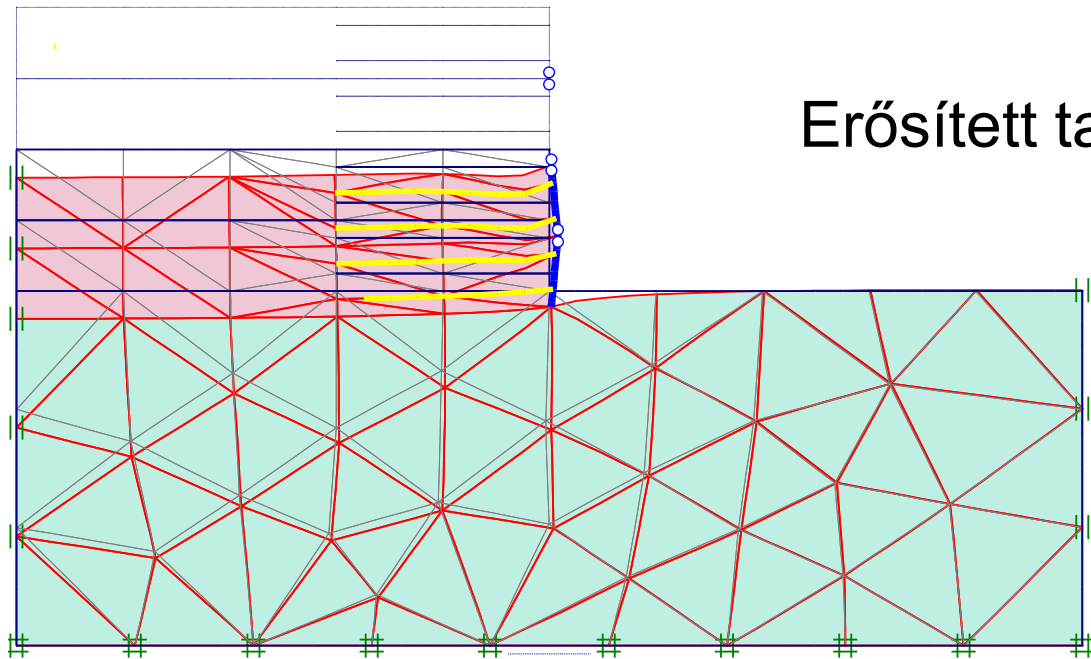
állandó
terhelés
(kúszás)

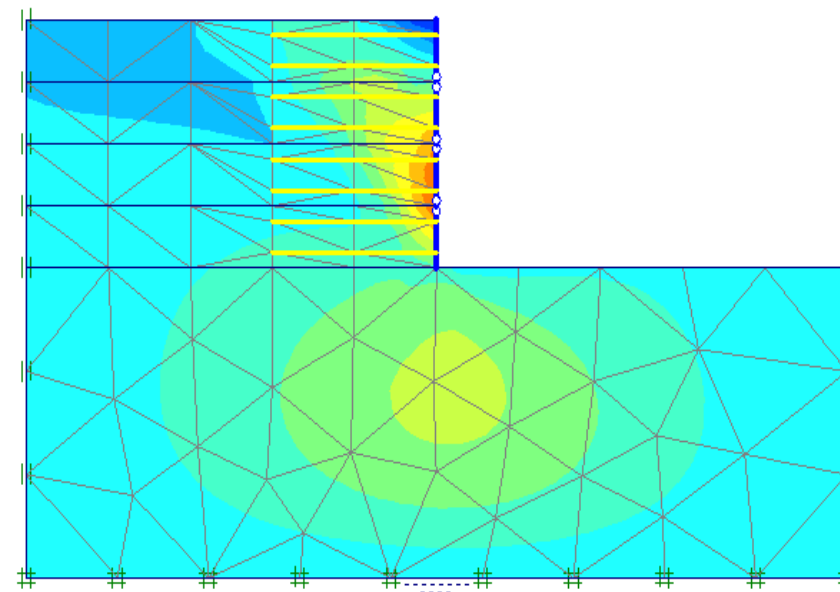
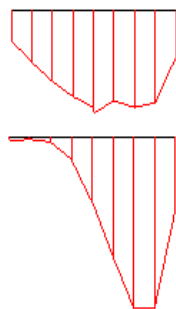
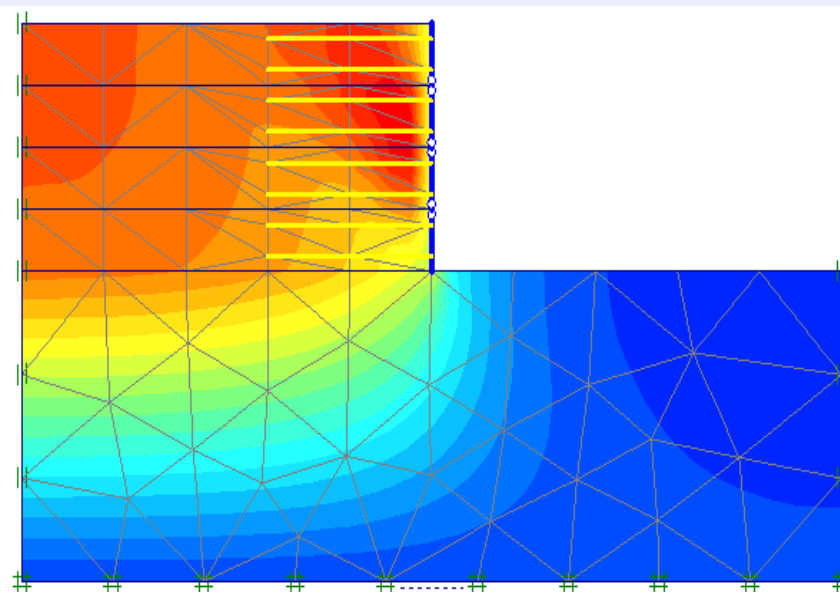
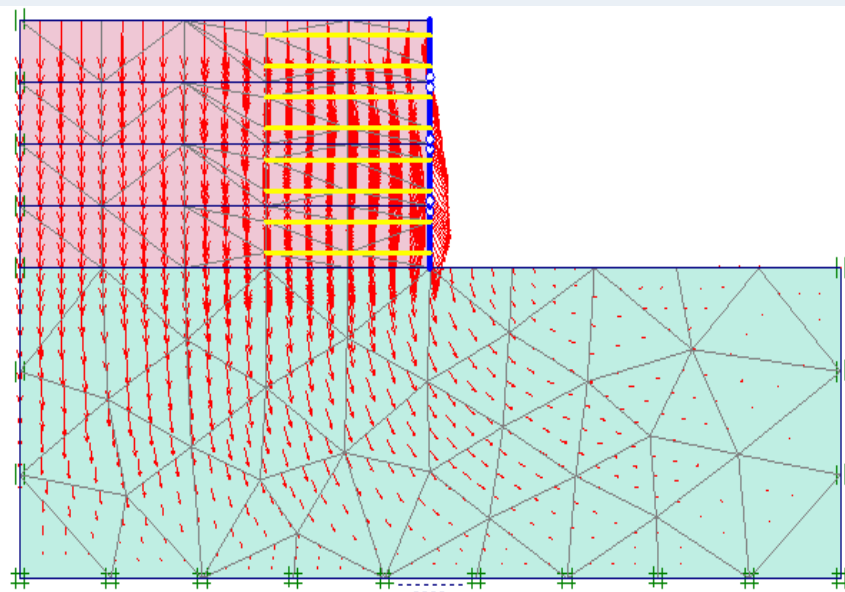


állandó
alakváltozás
(ernyedés)



Erősített talajtámfal FEM-vizsgálata





11.12. ábra Az erősített talajtámfal FEM-vizsgálatának eredményei

átlagos altalaj – jó töltésanyag – 6 m hosszú georács

1000 kN/m rácsmerevség – jó talaj-georács kapcsolat

balra fent: a teljes elmozdulások vektorai (max. 115 mm)

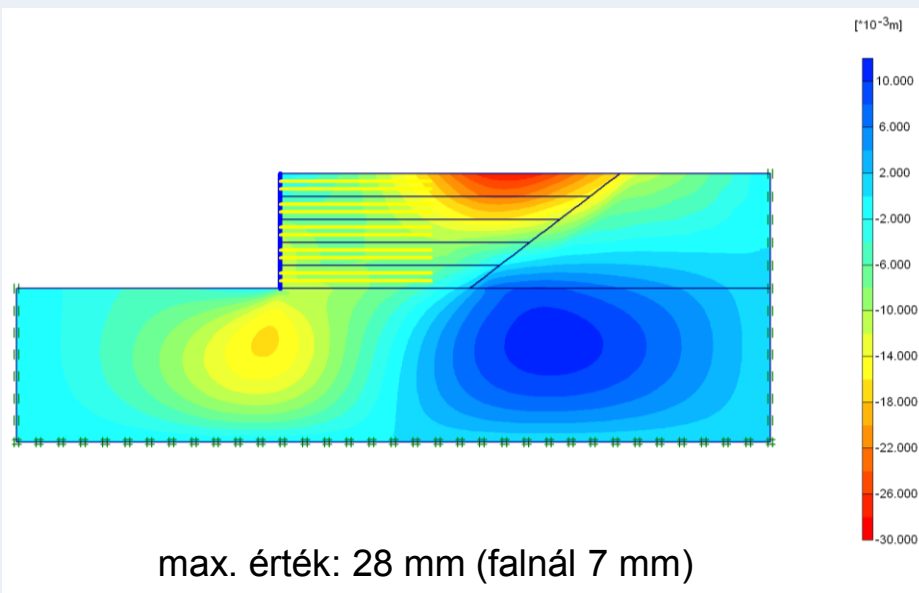
alatta: a felülről negyedik georácsban működő erők (max: 7 kN/m)

az alulról harmadik georácsban működő erők (max: 15 kN/m)

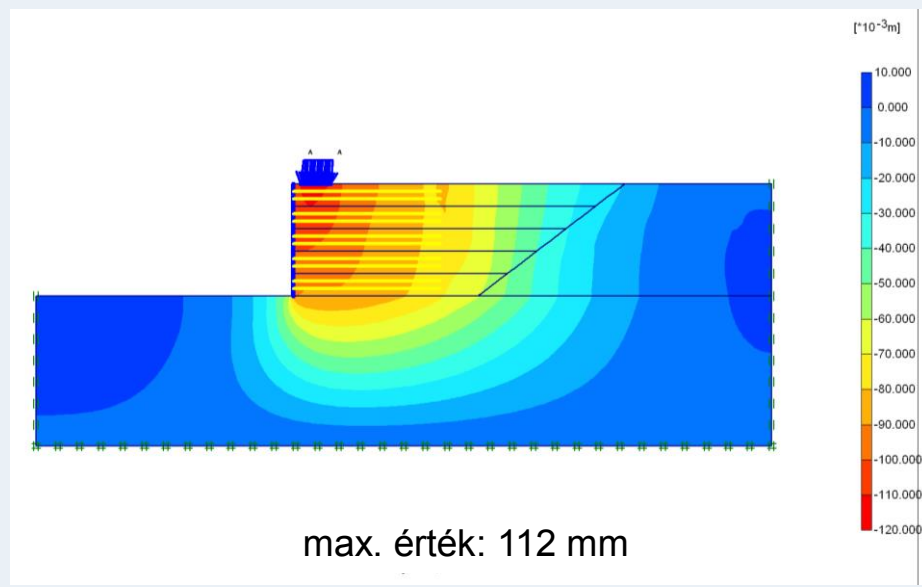
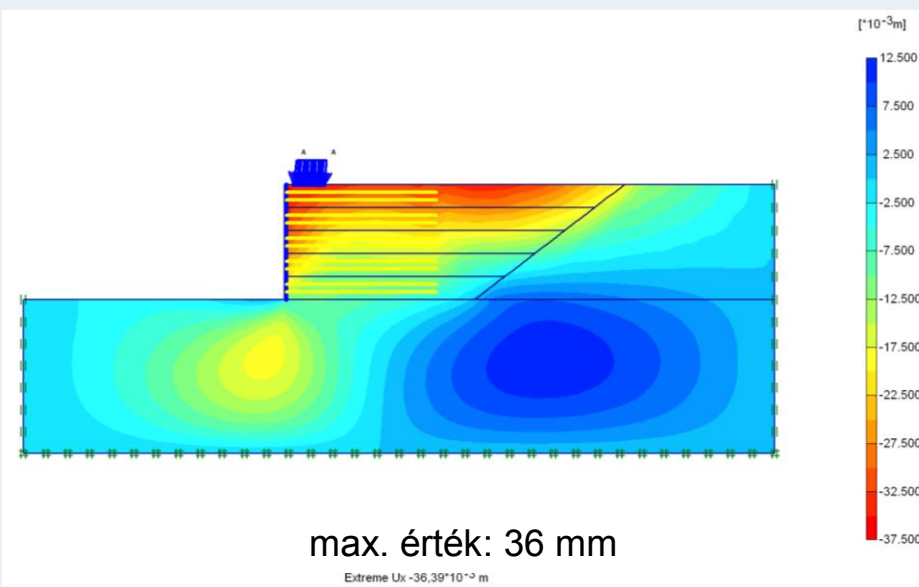
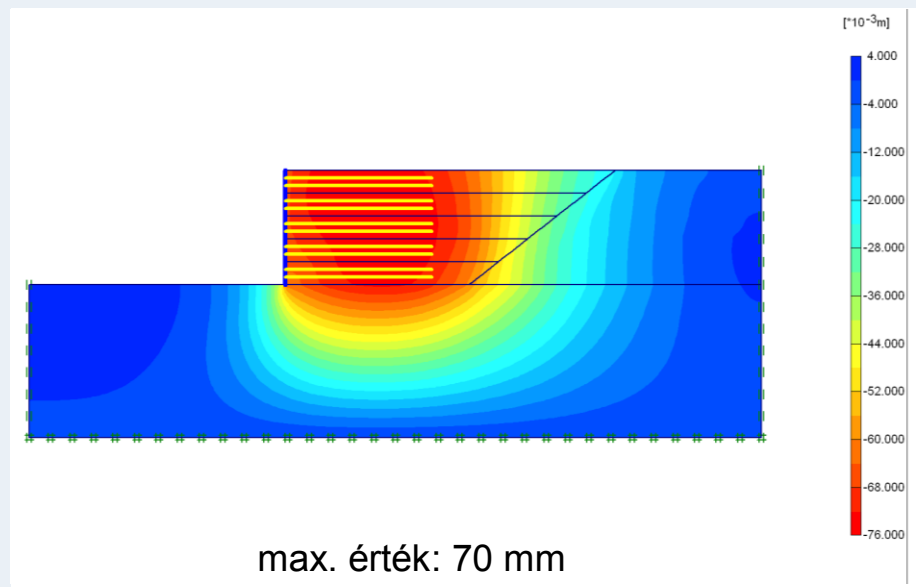
jobbra fent: a függőleges elmozdulások ábrája (vörös: ~115 mm, erős kék: ~0 mm)

jobbra lent: a vízszintes elmozdulások ábrája (vörös: ~52 mm kifelé, erős kék: ~22 mm visszafelé)

Vízszintes elmozdulások

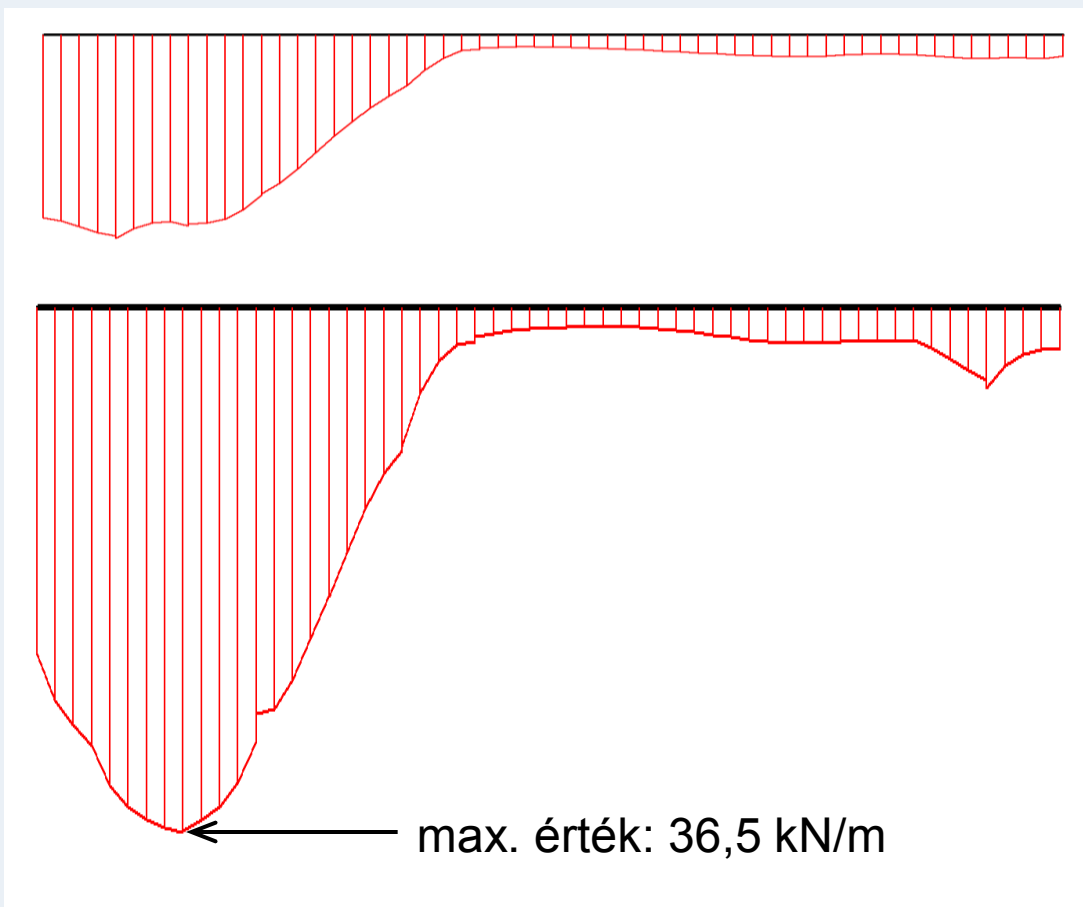


Függőleges elmozdulások



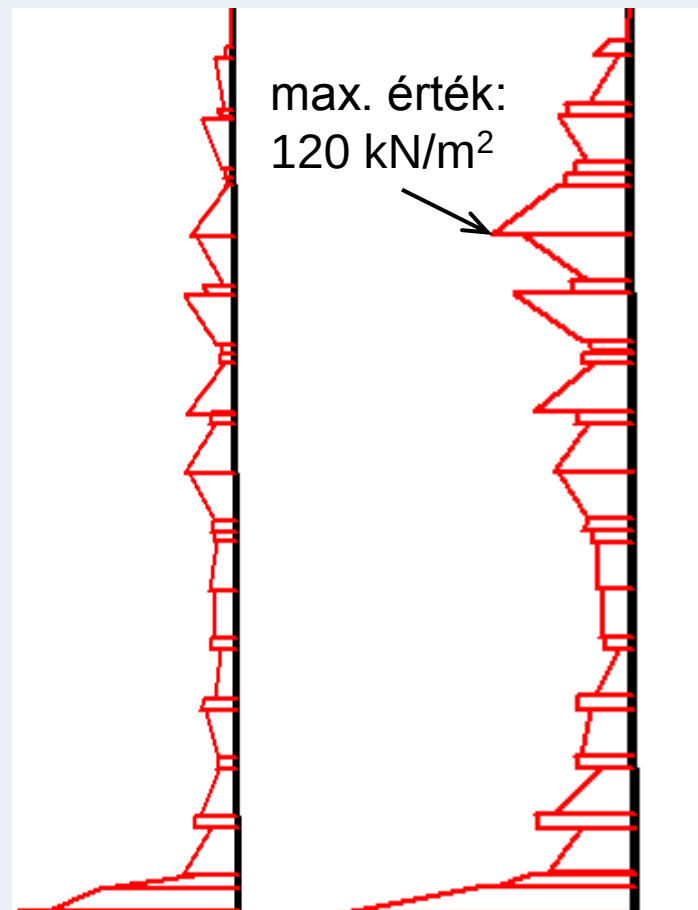
A középmagasságban levő,
legnagyobb terhelésű georácsban
keletkező erők

felül: a hídterhelés előtt
alul: a hídterhelés után



A homlokfalra ható
földnyomások

balra: a hídterhelés előtt
jobbra: a hídterhelés előtt



„Speciális geotechnikai munkák”

szabványsorozat:

**Konstrukciós, technológiai és minőségi
utasítások**

Résfalazás

7.5.3. Függőleges vasalás

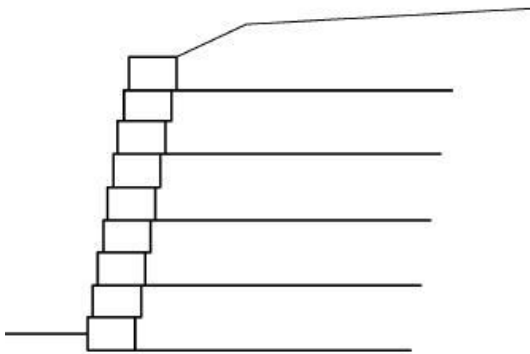
- 7.5.3.1. Az acélbetétek átmérője legalább 12 mm legyen, és méterenként legalább 3 szál legyen a kosár mindkét oldalán.
- 7.5.3.2. Az acélbetétek vagy acélbetétkötegek közti szabad vízszintes távolság, a falsíkk párhuzamosan legalább 100 mm legyen.
- 7.5.3.3. Ha az adalékanyag legnagyobb szemcsemérete nem nagyobb, mint 20 mm, ez a szabad vízszintes távolság a toldási hosszon 80 mm-re csökkenthető.
- 7.5.3.4. Ha a kosár több függőleges egységből készül, akkor átfedéssel vagy toldószerelvénnyel kell a betéteket csatlakoztatni.
- 7.5.3.5. Ha átfedéses toldás készül, akkor az emelés közbeni szétcsúszást szerelővarrattal vagy más alkalmas módon, például drótkötéssel, szorítókengyellel meg kell akadályozni.
- 7.5.3.6. Ajánlatos a betéteket a legnagyobb hajlítónyomaték helyétől távol toldani.

7.7. Minimális és névleges betonfedés

- 7.7.1. A minimális betonfedés figyelemmel a környezeti viszonyokra és a tapadási követelményekre feleljen meg az EN 1992-nek.
- 7.7.2. A minimális betonfedés a kivitelezési szempontok miatt ne legyen kevesebb, mint 75 mm.
- 7.7.3. Távtartókat kell használni, hogy a beton szabadon átfolyva mindenütt biztosítsa megfelelő betonfedést.
- 7.7.4. Az egyedi távtartó elemek méreteit a talajviszonyoknak megfelelően kell megválasztani.
- 7.7.5. Végleges szerkezetekhez olyan nemfém távtartókat kell alkalmazni, melyek tartóssága legalább a betonéval azonos.
- 7.7.6. Végleges szerkezetekhez a távtartók készülhetnek fémből, feltéve, hogy azokat a betonozás közben eltávolítják (visszahúzzák).

Talajerősítés

C5. táblázat: Betonblokkok

		ERŐSÍTÉS	FŐ ALKALMAZÁSOK
		Georács, acéllétra, szalag vagy acélrács a leggyakoribb. Más erősítés (acél vagy polimer szalag) is szóba jöhet.	Függőleges, lépcsős vagy megdöntött falként és kisebb hídfőként a leggyakoribb.
TECHNOLÓGIA	HOSSZIRÁNYÚ HAJLÉKONYSÁG	KERESZTIRÁNYÚ HAJLÉKONYSÁG	TÖLTÉSANYAG
A blokkokat vízszintes sorokba, téglakötés-szerűen rendezik, a vízszintes csatlakozásokban rendszerint összenyomható ágyazó anyag nélkül. Az erősítéseket rendszerint a blokk sorok közé fogják be, vagy a blokkok hátoldalán lévő kapcsoló-elemekhez rögzítik.	A blokkrendszerek ellenállása a hosszirányú süllyedés-különbségekkel szemben korlátozott, minthogy az ellenállás csak akkora lehet, mint amekkora az elemek kis méretéből és azok egymáshoz viszonyított elmozdulásából tud létrejönni.	A homlokzat és az erősítések közötti mozgáskülönbség kezelésének hiánya a rendszert merevvé teszi.	Jó minőségű szemcsés töltésanyag ajánlatos, hogy csökkenjen a homlokzatburkolat és az erősítések között lehetséges süllyedés-különbségek következményei.
	TŰRÉSEK		EGYÉB MEGJEGYZÉS
<u>Eltérés a síktól</u> ± 50 mm	<u>Süllyedéskülönbség</u> ~ 0,5%	<u>Összenyomhatóság</u> ~ 0%	

Talajszegezés

Talajviszonyok		A szerkezet élettartama években				
		Habarcstakarás mm-ben				
		5	25	50	75	100
IV	nem agresszív	10	20	25	35	a ₁
III	gyengén agresszív	20	30	40	50	a ₁
II	agresszív	30	40	50	75	a ₁
I	nagyon agresszív	nem alkalmazható				

a₁ különleges megfontolás szükséges a szükséges habarcstakarás meghatározásához