

Kalandpályák statikai viselkedése,
tartószerkezeti méretezésének alapjai

Puskely Gergő Pál

2024

Pécsi Tudományegyetem
Műszaki és Informatikai Kar
Építőmérnöki Tanszék

Kalandpályák statikai viselkedése, tartószerkezeti
méretezésének alapjai

Készítette: Puskely Gergő Pál
Évfolyam: Szerkezet-építőmérnöki MSc 3. félév

Belső konzulens: Kovácsné Dr. Vanya Csilla
Beosztása: adjunktus

Külső konzulens: Szabó Gábor
Beosztása: statikus tervező

Pécs
2024

Tartalom

1.	Bevezetés	1
2.	Kötélpályák tartószerkezeti tervezése	2
2.1.	A szabadidős létesítményekről általánosságban	2
2.2.	Kötélpályák terhelése, erőtan elmélete	5
2.3.	Pályaszerkezetek statikai vizsgálata általánosságban	10
2.3.1.	Meteorológiai terhek	10
2.3.2.	Rendkívüli terhelések	12
2.3.3.	Nagy alakváltozások	12
2.3.4.	Alapozások kialakítása	13
2.3.5.	Kapcsolatok kialakítása	17
2.4.	Élő fák statikai vizsgálata	18
2.4.1.	Élő fa terhelései	18
2.4.2.	Gyökérzet és törzs stabilitásának vizsgálata statikus terheléssel	21
2.4.3.	Gyökérzet és törzs stabilitásának dinamikus vizsgálata	23
2.4.4.	Élő fa tomográfiás vizsgálata	24
3.	Kötélpálya tartószerkezeti tervezése	25
3.1.	Kiindulási adatok, pályarajz	25
3.2.	Tervezési módszer meghatározása	28
3.3.	Pillér kialakítások koncepció tervezése	30
3.3.1.	Merev rugókkal biztosított pályamodell	30
3.3.2.	Rácsrudakkal kialakított pályamodell	35
3.3.3.	Oszlopok lokális vizsgálata	36
3.4.	Kötélerek számítása	38
3.4.1.	Nyúlásmentes köté analitikus számítása	38
3.4.2.	Rugalmas köté számítása	40

3.4.3. Kötélerők ellenőrzése végeselem módszerrel	41
4. Összegzés, kötélpálya kialakításának meghatározása	44
5. Köszönetnyilvánítás.....	46
6. Irodalom- és forrásjegyzék.....	47
7. Ábra- és táblázatjegyzék.....	48
8. Mellékletek.....	50
Hallgatói nyilatkozat.....	
1. számú melléklet - Vázlatos pályaterv.....	
2. számú melléklet - Végeselem módszerrel számított pályamodellek táblázatos összevetése.....	
3. számú melléklet – Végeselem módszerrel számított lokális vizsgálatok táblázatos összevetése.....	
4. számú melléklet – Kötélpálya tartószerkezeti koncepcióterve	

1. Bevezetés

Különböző szabadidős létesítmények és szórakoztató célú eszközök vesznek minket körbe, melyekre a használatuk során általában ritkán tekintünk komplex erőtani rendszerekként vagy bármínemű mérnöki műtárgyként. Ezzel szemben megvalósításuk és biztonságos üzemeltetésük alapja a gondosan méretezett szerkezet megléte, mely olyan, a hagyományos építőmérnöki tervezéstől eltérő módszereken alapul, amik külön-külön is érdekes és bő témával szolgálnának kutatási szempontokra is. Dolgozatomban ezen létesítmények közül kifejezetten a kötél szerkezetekkel kialakított kalandpályák statikai vizsgálatát, méretezési elveit és ezen összetett rendszerek elemeinek összefüggését és egymásra hatását vizsgáltam meg, melyek súlyponti elemeként szerepel a kötelek erőjátéka, a nagy elmozdulások statikai hatása és a gyakorlatba átültetett vége-selemes számítások lehetőségeinek kiaknázása is.

A bemutatott elméleti módszereket a dolgozatomban a gyakorlatba is beültetem és elemzem őket egy vázlat szerinti kötélpálya tartószerkezeti koncepciótervén belül. A tervezés során vizsgálom a különböző tartószerkezeti kialakítások lehetőségeit és azoknak a közelítő méretfelvételét, valamint erőjátékát analitikus számítások és VEM módszerek segítségével.

2. Kötélpályák tartószerkezeti tervezése

2.1.A szabadidős létesítményekről általánosságban

Kezdeként fontos meghatározni, hogy miket is nevezünk szabadidős létesítményeknek. Egyszerű megfogalmazással azok az eszközök, építmények, amiket az emberek sportolási, kikapcsolódási vagy szórakozási célzattal használnak a hétköznapi életben. Érdekes módon használatukkor sokszor fel sem merül az emberben, hogy ezek a szerkezetek is milyen egyedi és fontos műszaki kategorizálásnak és követelményrendszerek vannak kitéve, általában csak akkor, ha bármi probléma adódik velük. Ilyenek például a különböző játszótérek, extrém sporteszközök, kötélfelvonók, fesztivál színpadok, stb. (1. ábra).



1. Ábra - Különböző szabadidős létesítmények fesztiválokon [1]

Természetesen ahhoz, hogy mind ezek a szerkezetek észrevétlenül vegyenek minket körül a hétköznapi életünk alatt és egyetlen szülőnek se kelljen féltve elengednie gyermekét példának okán egy vízicsúszdán, biztosítani kell a létesítmények és eszközök biztonságos kialakítását és állapotát. Ezen célból különböző jogszabályok, szabványok és segédletek állnak rendelkezésünkre, amik a szabadidős létesítmények tervezésére és üzemeltetésére egyaránt vonatkoznak.

Ha a hazai környezetet vizsgáljuk, akkor a vonatkozó szabályozó a 2020-ban megjelent 24/2020. (VII.3.) ITM rendelet, mely névlegesen is az egyes szórakoztatási célú berendezések, létesítmények és ideiglenes szerkezetek, valamint szórakozási célú sporteszközök biztonságosságáról szól^[2]. A rendelet hatályát tekintve kitér a benne található konkretizált paraméterek szerint követelményeket fogalmaz meg a tervezési, gyártási, szerelési és üzemeltetési szempontokon túl a használati, karbantartási és ellenőrzési szempontokra is, értelmező bekezdésében pedig definiálja a területre vonatkozó általános kifejezéseket, melyek véleményem szerint egy laikus számára is érthető nyelvezetben találhatók.

A jogszabályban foglaltak azért kiemelkedően fontosak számunkra, ugyanis a szabadidős és szórakozási célú létesítmények műszaki követelményei nem feltétlen egyeznek meg a hagyományos tervezésben megszokottakkal, így sok esetben az Eurocode szabványoktól eltérően vagy azokon túlmenően különböző MSZ EN termékszabványokban lehet fellelni, az általános szabályozást pedig hazánkban az ITM rendelet adja. Fontosnak tartom viszont megjegyezni, hogy a termékszabványok és a tervezéshez szükséges imperialisztikus adatok sok esetben veszik alapul az Eurocode szabványokat (pl. leesés elleni védelem, önsúly terhek, stb.)^[3]. Szintén egy eltérő eljárás a szabadidős és szórakoztatási létesítményeknél, hogy a hagyományos műtárgyaktól eltérően sok esetben nem építési engedélyhez kötött a létesítésük, viszont szintén az ITM rendelet által rögzített követelmények szerint a tartószerkezeti tervezésük, a statikai számítások, a műszaki leírások és kiviteli tervek megléte szükséges.

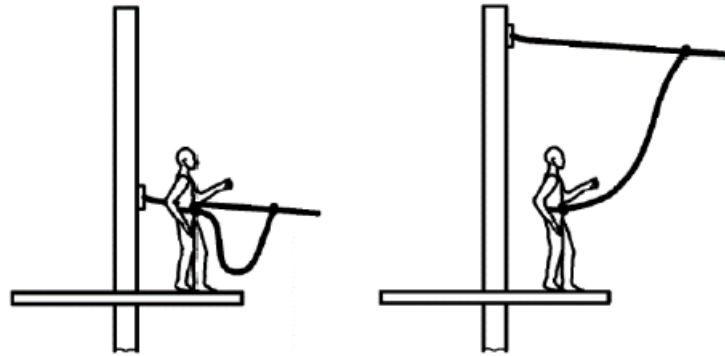
A jogszabály a tervezési feladatok részét képezi a szerkezet minőségellenőrzése, valamint az időszakos vizsgálatokhoz szükséges anyagvizsgálati módszerek meghatározása, illetve a mérnöki kockázatelemzés megléte is. A rendelet részletesen meghatározza a tervezési feladatokon túl a biztonságos szállításra, telepítésre, karbantartásra, ellenőrzésre és üzemeltetésre vonatkozó követelmények dokumentálását is, amely bizonyos esetekben független szakértők vagy külső mérnöki segítséggel történik, hasonlóképp, mint a hagyományos tartószerkezeti tervezésnél egy tervellenőri vagy műszaki ellenőri szerepkör ellátása. A diagnosztikai vizsgálatok eredményeinek kiértékelését követően javaslatokat kell tenni a szükséges fejlesztésekre, végül pedig a tervezési élettartamot pontosan meg kell határozni.

A tervezés során meghatározottak szerint üzemeltetési fázisban is ellenőrizni kell a létesítményeket. Ennek az időszakosságát a rendelet úgy határozza meg, hogy a vonatkozó paraméterek szerint a tervezendő létesítményt/berendezést három veszélyességi osztályba sorolja. Ezen felül jogszabályban foglalt időtartam, hogy osztálytól függetlenül 10 évente szükséges a felújítás és vizsgálat.

Típusát tekintve a rendelet értelmezésében háromféle szerkezetípust lehet elkülöníteni, amik a szórakozási célú sporteszközök (pl. mesterséges mászófalak, wakeboard pályák, gokart pályák, szabadesés szimulátorok), a szórakoztatással összefüggő ideiglenes szerkezetek (50 m² alapterületet meghaladó rendezvénysátrak és színpadok), illetve kifejezetten a szórakozási célú berendezések és létesítmények (pl. kalandparkok, vízcicsúsdák). Ennél jobban elkülönítve vonatkoznak rájuk az MSZ EN termékszabványok, amik mentén még tovább lehet bontani ezeket a létesítményeket, példának okán a Sport és szabadidős létesítmények. Kötélpályák címmel az MSZ EN 15567-1 és -2 szabványok kifejezetten a megjelölt területre specifikálódnak. Ezen felül több termékszabvány is található lebontva akár a kültéri fitneszeszközökre vagy akár a felfújható játékszerekre is. Ezek között vannak hasonló elemek, valamint léteznek olyan gyűjtőszabványok is, melyek általánosságban több létesítményre is vonatkozó előírásokat tartalmaznak, ilyen például az MSZ EN 13814-1:2019 - Vidámparki és szórakoztatóberendezések biztonsága, 1. rész: Tervezés és gyártás. A későbbiekben ezek a szabványok állnak rendelkezésre a tervezés során, illetve olyan kamarai kiadványok, mint például a 2020/114-TT azonosítóval rendelkező Segédlet szabadidős létesítmények tartószerkezeti tervezéséhez, ami értelmező segédletként született a jogszabályi és szabványi követelmények hatékony mérnöki értelmezéséhez.

2.2. Kötélpályák terhelése, erőtani elmélete

Ahogy a tervezési szabványoknál is sarkalatos pontként le lett fektetve, a kötélpályák tervezése merőben eltér a hagyományos szerkezetek statikai tervezésétől. Nincs ez másként a statikai viselkedésében sem, hiszen merevségükben, illetve a tartószerkezetet érő hatásokban is a klasszikus modellezéstől lényegesen más szempontból kell megközelíteni már a statikai koncepcióalkotásnál is az alkotott modellt. Elsőként vizsgáljuk meg, hogy mik is lesznek azok a külső hatások, melyek alapján meghatározhatók a pályák igénybevételei.



2. Ábra - Esési tényező meghatározása [3]

Természetesen az első számú hatást azt a pályák felhasználói fejtik ki, az építmények rendeltetésszerű használatával. Ennek során meg kell különböztetnünk a személyek súlyából adódó statikus terhelést, az álló helyzetükből és más hasznos terhekből összeadódó platformok terhelését, valamint a leginkább fontos terhelésként a felhasználók eséséből fakadó terheket is (2. ábra). A leesés ellen a szabványok által alkalmazott kialakítás szerint egyéni védőeszközöket kell használni, melyeket a kötélpályákon használt és méretezendő elemekhez (biztosító acélsodrony, rögzítési pontok. stb.) kell odakapcsolni. Ezeket tekintve a mértékadó terhelés az esésből eredeztethető dinamikus hatás lesz, melyet az MSZ EN 15567-1:2015 az 1. táblázat szerint tartalmazza^[4].

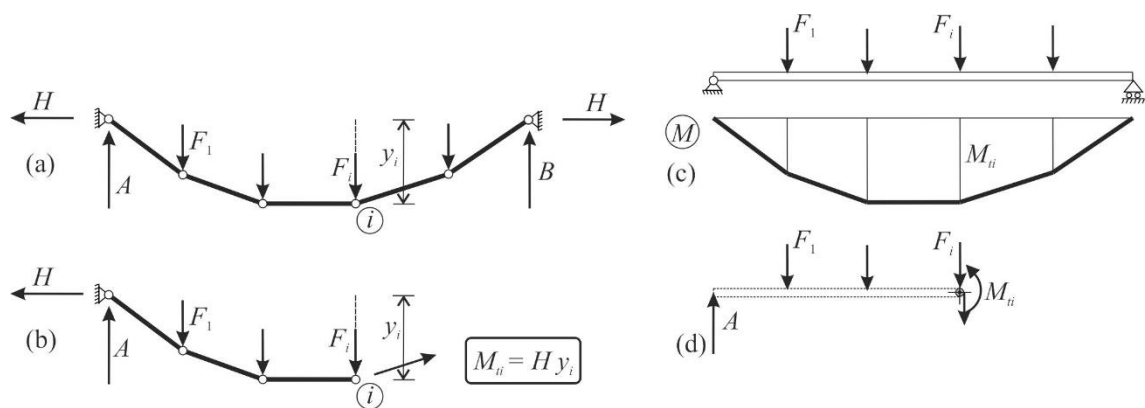
Definíció	Függőleges teher		Vízszintes teher
	F_v	q_v	F_h/ q_h
Felhasználó súlya	0,8 kN	-	$(1/10 F_v=)$ 0,08 kN
Platformok terhelése	-	1,6 kN/m ²	$(1/10 q_v=)$ 0,16 kN/m ²
Lecsúszópályák terhelése, ahol az esési tényező $<0,5$	3,0 kN	-	$(1/5 F_v=)$ 0,6 kN
Felhasználói terhelés egyéb esetekben	6,0 kN	-	$(1/5 F_v=)$ 1,2 kN
Felhasználói terhelés olyan esetekben, ahol az esési tényező nem alakulhat ki	3,0 kN	-	$(1/5 F_v=)$ 0,6 kN

1. Táblázat - Felhasználói terhek [4]

Bár sok szó esett a hagyományos tervezéstől való eltérésről, mégis megfigyelhető az azonosság az EUROCODE szerinti zuhanás jellegű balesetek (6 kN) teherértékeivel. Szintén azonosság a teheroldali biztonsági tényezők értékénél, ahol a vidámparki berendezések acélszerkezeti tervezésénél használt szabvány (MSZ EN 13814-1:2019)^[5] és az EUROCODE esetében az ideiglenes állapotnál $\gamma=1,1$, rendkívüli állapotot nézve pedig 1,0 értéket kell alkalmazni. A biztosító rendszerekre viszont tervezési érték szerint ($\gamma=1,5$) vonatkozik, hogy annak használati terhelése alatt nem alakulhat ki maradó alakváltozás, valamint rendkívüli terhelésnél szintűgy tervezési értéket figyelembe véve, nem következhet be tönkremenetel. A kötélpályák fáradásvizsgálatához viszont szintűgy az EC szerinti számítási eljárást szükséges alkalmazni.

A kötelek erőjátékának vizsgálatánál az őket érő hatásokon túl a terhelés okozta megnyúlás és az ebből eredő belógás miatti geometriai módosulás a legfontosabb tényező a kötel statika szempontjából. Fontos hozzáfűzni, hogy ezt az alakváltozást nem csak a használati terhelés okozhatja, hasonlóképp kell figyelembe venni a hőmérséklet változásából fakadó kötéllyúlást is. A kötelek viselkedésének figyelembevételével és a geometriai változás okozta nagy elmozdulások számításáról több módszert is alkalmazhatunk. Ezeket összegezve a Kötélpályák erőtan vizsgálat címmel Váradi Attila és Madaras Botond publikált egy szemléletes összevetést^[6].

Tekintettel arra, hogy maga a kötél hajlítómerevséggel nem rendelkezik, éppen ezért változtatja alakját terhelés hatására, így az összes tézis alapjául az anyag húzómerevsége és a felvett geometriai változás közötti kapcsolat szolgál, ugyanis a kötélgörbe felvételével a belső húzás segítségével tudja majd ellensúlyozni az eredetileg hajlítást okozó terheket. Ez a gyakorlatban ismerős lehet mindenki számára a statikai tanulmányainak kezdésekor oktatott kéttámaszú tartó viselkedésének reprezentálásával. Ez volt ugyanis az a kísérlet, amikor egy kötél szerkezet segítségével és koncentrált terhelés következtében beállt alakváltozásával került szemléltetésre a kéttámaszú tartó hajlítónyomatéki ábrájának kialakulása. Lényegében a kötél erő számítására is ez az egyszerű kísérlet szolgál alapul, különböző közelítések segítségével.



3. Ábra - Kötéllánc elmélet [7]

Szintén az egyetemi oktatás szerinti példánál maradva, a kötél szerkezeteket jellemzően síkbeli rúdelemek láncolataként jellemeztük (3. ábra), amelyek viselkedése leegyszerűsíthető analitikusan függvényekkel megoldható számításokra. A rúdelemek összetettebb modellek esetén csuklókkal kapcsolódnak egymáshoz, amelyek lehetővé teszik a forgást, így a szerkezet diszkretizálható, erő-elmozdulás alakja pedig numerikusan is kiszámítható, például mátrix elmozdulás módszerek segítségével. A középpontban terhelt kötél esetében elegendő a mező középpontjában a befelé irányuló lehajlás meghatározása, és a kötél erő egyszerű vektorháromszög segítségével kiszámítható. A számítások nehézsége abból adódik, hogy a terhelés alatti lehajlás, valamint a kötél erő is ismeretlen, ezért gyakran csak a kezdeti befelé irányuló lehajlást veszik figyelembe, ami durva közelítéshez vezet, amely túlbecsülheti a kötél erőt. Bár ez a konzervatív megközelítés elfogadható elméleti számításra, gyakorlati alkalmazása nem gazdaságos. A valóságban a kötél rugalmas anyagból áll, így a rúdlánc elmélet helyett

egy rugalmasan változó, nagy alakváltozásokkal operáló modellt kell alkalmazni. Emellett fontos kiemelni, hogy ezzel az elméleti módszerrel nem tudunk számolni a kötél kezdeti, már önsúlyból is fakadó belógásával, ami a kötél erő mértékét és a tökéletes belógási alakot is módosítja (4. ábra).

A rugalmas kötélmodell alapján számított belógáshoz viszont szükségünk van a kötél effektív keresztmetszeti területének és az anyagának a rugalmassági modulusának szorzatához, ami összességében a már korábban említett kötél húzómerevséget határozza meg szorzatuk szerint (EA). A húzómerevség és a kötél fajlagos megnyúlásának (ε) szorzataként pedig számszerűen megállapítható a kötél erő (T) mértéke.

$$\varepsilon = \frac{T}{EA}$$

Ismert összefüggések miatt az elhanyagolható kezdeti belógású rugalmas kötelekre a külső terhelés (P) és a kötél lehajlása között (w) pedig az alábbi Kollár-féle egyenlet írható fel:

$$P = 8 * EA * \frac{w^3}{l^3}$$

Az előző két összefüggés átrendezésével pedig ismert terhelés esetén megállapítható a kötél lehajlásának mértéke:

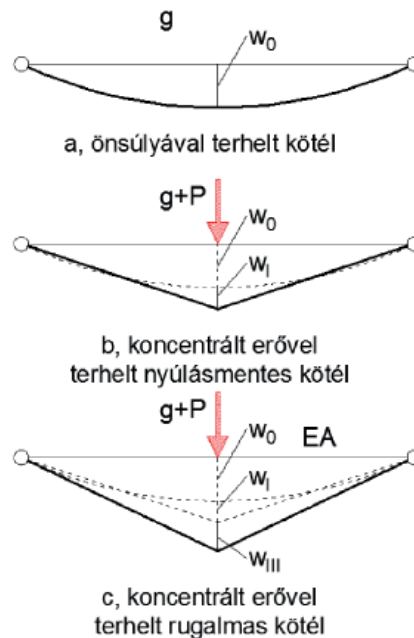
$$w = \sqrt[3]{\frac{P * l^3}{8 * EA}}$$

A lehajlás ismeretében egy egyszerű Pitagorasz-tétellel kiszámítható a kötél hossza (s), melyből az alábbi képlettel visszaszámítható a kötélben működő húzóerő:

$$T = \frac{0,5 * P}{w / (\frac{s}{2})}$$

Bár ez a módszer a rugalmas anyagállapot feltételezésével és zárt formulájával egy gyakorlatban is használható egyenletrendszer ad, a kezdeti belógás elhanyagolása miatt szintén konzervatívabbnak mondható, viszont előtervezéshez ideális számítási formának nyilvánítható. Ezen felül egy feszültségmentes kötélben, egészen addig nem keletkezik kötél erő, amíg a kötél fel nem veszi a terhelés alatti formáját. Ez azt jelenti, hogy a kötél szerkezet a terhelt állapot előtt nem rendelkezik merevséggel, ami instabilitást okoz, és ezt a kinematikai határozatlanságot csak előfeszítéssel lehet feloldani. Gyakorlati alkalmazásokban, például kötélrendszerek esetén, az előfeszítéssel

biztosított merevség jelentősen alacsonyabb, mint a nagy deformációkból származó keresztirányú merevség.



4. Ábra - Kötél belógása a különböző modellek szerint [6]

Az előző számítási forma az előfeszítésen és kezdeti belógáson túl nem veszi figyelembe a kötél két végén történő támaszelmozulásokat sem. Ez a gyakorlatban egy fennálló eset, hiszen akár a kötélpálya tartóoszlopainak elhajlásából adódó támasz elmozgás és szögelfordulás szintén befolyásolja a kötelek lehajlását, ahogyan a korábbiakban említett hőmérséklet okozta változások is. Ráadásul külön faktor, hogy általában nem egyetlen pályaszakaszon terhelt a komplett szerkezet, a helyben és időben is változó terhelések és támaszmozgások pedig egy olyan együttest alkotnak, melyet analitikus számítással képtelenség lenne pontosan meghatározni. Erre a különféle végeselemes számításokkal és hatására modellezésekkel lehet pontos végeredményt kapni, viszont a fentiek szerinti képletekkel és a nem lineáris összefüggéseket befolyásoló fenti tényezők elhanyagolásával a biztonság javára történik a közelítés, így alkalmazható ezektől függetlenül is.

Ezekén kívül létezik egy termékszabvány szerinti eljárás is, ami az MSZ EN 1176-1:2008^[8] szabványra alapul, amely a játszótéri eszközökre vonatkozó általános biztonsági követelményeket határozza meg. Ez a szabvány részletes eljárást ír elő a kötélpálya tartókötélre ható terhelés kiszámítására, figyelembe véve a nagy deformációk hatásait. A módszer reális eredményeket ad, ha a felhasználó jellemző testsúlyának

karakterisztikus értékét vesszük figyelembe, dinamikai tényezők figyelembevételével nélkül. Viszont a számítási módszerében harmadfokú képletekkel szükséges operálni, végeredményben a tapasztalatok alapján viszont nem pontosabb, mint a korábban ismertetett konzervatív módszer, így alkalmazása megfontolandó.

2.3. Pályaszerkezetek statikai vizsgálata általánosságban

2.3.1. Meteorológiai terhek

Az előbbieken kifejezetten a kötél szerkezetek statikai viselkedéséről és az arra mértékadóan ható használok által gerjesztett dinamikus terhelésről esett szó. Viszont ahogyan más szerkezeteknél, így a kötélpályák és egyéb szabadidős létesítmények esetén is figyelembe kell venni azokat a terhelési tényezőket, melyek a szerkezet egy részére vagy más elemeire hatnak. Ezeket a hatásokat és a rájuk vonatkozó tervezési metódust külön-külön szeretném ismertetni, elsőként a pályákra ható meteorológiai terheket véve górcső alá.

A szabadidős létesítményekre vonatkozó ilyen hatásokat több együttes előírás szerint kell vizsgálni, elsőként az MSZ EN 13814-1:2019 szerinti vidámparki berendezésekre vonatkozó előírásokat, valamint a benne is hivatkozott nemzetközi szabványegyüttesként az EUROCODE-ban leírtakat, illetve eltérés esetén az adott ország nemzeti szabályozójaként alkalmazott jogszabályt, ami jelen esetünkben a 24/2020. (VII.3.) ITM rendelet.

Szélterhelés esetében értelemszerűen azokat a létesítményeket és berendezéseket kell vizsgálni, melyek szélnek kitett szerkezetek, például beltéri játszóház tartószerkezetére egyáltalán nem vonatkoznak a szabványban leírtak. Ezen felül kültéri létesítményeknél is meg kell különböztetni az állandó vagy ideiglenes, illetve az üzemi és üzemén kívüli állapotokat. Alapesetben az EC szerinti szélterhelést kell használni, pár eltéréssel az épületszerkezetek analóg méretezéséhez képest. Ilyen például, hogy az állandóan telepített szórakoztató berendezéseknél az üzemén kívüli időszakban $P = 2\%$ -os éves túllépési valószínűséget kell meghatározni, valamint azoknál a berendezéseknél, amik nem állandó telepítéssel kerülnek alkalmazásra, ha a telepítési időszakuk 3 hónapnál rövidebb, akkor 0,85 c csökkentő tényezővel lehet a szélterhelést vizsgálni. Szintén eltérő a hagyományos EUROCODE alapú tervezéstől, hogy a szabadidős létesítmények esetén

a tervezési időtartam mindössze 10 év, amely a felülvizsgálati időszakkal egybeeső lehet az adott szerkezetre vonatkozó előírás szerint.

A tervezés során a szabványokon és helyi széladatok felhasználásán túl lehetséges különböző végeselemes szélszimulációk elvégzése is, mely árnyaltabb eredményt adhat a szerkezet viselkedéséről. Fontos szempont még a számítás esetén, hogy minden esetben figyelembe kell venni a berendezések bármely szélellenállással rendelkező elemét (pl. felhasználók számára létesített platform burkolata).

Meteorológiai terhelésként a hőteher számítása hasonlóképp alkalmazható, mint a fent írtak szerint a szélteher meghatározása. Itt szintén nem kell figyelembe venni azokat a berendezéseket, amelyek nincsenek hó terhelésnek kitéve pozíciójuk szerint, valamint az év olyan időszakában, amikor havazás valószínűsíthető, nem üzemelnek (5. ábra). Abban az esetben sem kell hőteherrel számolni a szabadidős létesítménynél, amelyen kialakítása és üzemeltetése miatt nem alakul ki hó borítás, illetve olyan megelőző intézkedéseket hajtanak végbe, amik megakadályozzák a hó leülepedését. Ez utóbbira feltétel, hogy üzemkész állapotban lévő fűtőberendezéssel legyen ellátva a szerkezet, mely a hóesés előtt már funkcionál. Minden más vidámparki vagy szabadidős létesítménynél, melyekre a fenti kitételek nem vonatkoznak, a hőterhelést jellemzően az MSZ EN 1991-1-3 szerint kell figyelembe venni.



5. Ábra - Téli időszakban nem üzemeltetett vidámpark [9]

2.3.2. Rendkívüli terhelések

Az ideiglenes szórakoztató berendezések és létesítmények esetében a szabványok általában nem írnak elő szeizmikus tervezést, hacsak a megrendelő kifejezetten nem kéri. Ugyanakkor a szórakoztatóiparban használt, korábban ismertetett termékszabványok szinte mindig megkövetelik a tervezési kockázatelemzés (DRA - Design Risk Assessment) elvégzését. Ennek célja, hogy a tervező részletesen dokumentálja azokat a potenciális veszélyeket, amelyek az eszköz használata során felmerülhetnek, és bemutassa a kockázatok minimalizálására szolgáló tervezési megoldásokat. A DRA segítségével meghatározhatók az üzemeltetési korlátozások is, amelyek további biztonsági intézkedéseket tartalmazhatnak.

Különös figyelmet kell fordítani a mozgó, nem merev szerkezeti elemekre, amelyek kifejezetten a kötélpályák esetén a több soros kábelek, görgős elemek esetén találhatóak. Ezek a dinamikusan változó elemek különös figyelmet igényelnek a tervezési folyamat során, hogy elkerüljük az esetleges baleseteket vagy meghibásodásokat, amelyek a működés során problémát okozhatnak.

A tervezés során a kötelek erőjátékánál ismertettek szerint a leesés okozta váratlan dinamikus hatás nem számít rendkívüli tehernek, az a felhasználói hasznos terhelés alapértelmezett velejárója.

2.3.3. Nagy alakváltozások

Ahogy a kötél szerkezetek viselkedésénél már volt szó róla, fontos szempont a kötelek terhelés okozta rugalmas és maradandó alakváltozása is. A szabadidős létesítményeknél és kifejezetten a kalandpályáknál a nagy elmozdulások mellett a nagy alakváltozások is jelentős mértékben befolyásolják az egész szerkezet erőjátékát, valamint a kötélgörbe alakját is, mely a teherbírási szempontok mellett a használhatósági és biztonsági oldalak esetén is fontos. Például egy lecsúszó pálya esetén rendkívül nagy probléma lehet, ha egy nagyobb tömeggel és nagyobb behajlással csúszó felhasználó a két végpont között a talajszintre is leérkezne csúszás között.

A használat közbeni alakváltozás miatt a spirális acélpázmák tényleges húzómerevsége csak előzetes számítás alapján határozható meg a változó keresztmetszet, illetve a sodronyok eltérő rugalmassági modulusa miatt. A húzott elemek merevségi

paramétereinek számítására az EUROCODE MSZ EN 1993-1-11:2007^[10] áll rendelkezésünkre. Ennek köszönhetően a spirális acélsodronyok hatékony keresztmetszetét az alábbi képlettel határozhatjuk meg:

$$A_m = \frac{\pi * d^2}{4} * f$$

A képletben a d a kötél külső átmérőjét adja meg, az f pedig egy kitöltöttségi tényező, mely a szabvány szerinti táblázatból határozható meg. Közelítő becslésnek a tényleges keresztmetszet a névleges átmérőhöz viszonyítva felvehető egy 0,75-0,85-ös szorzóval is kábelek esetén ^[14].

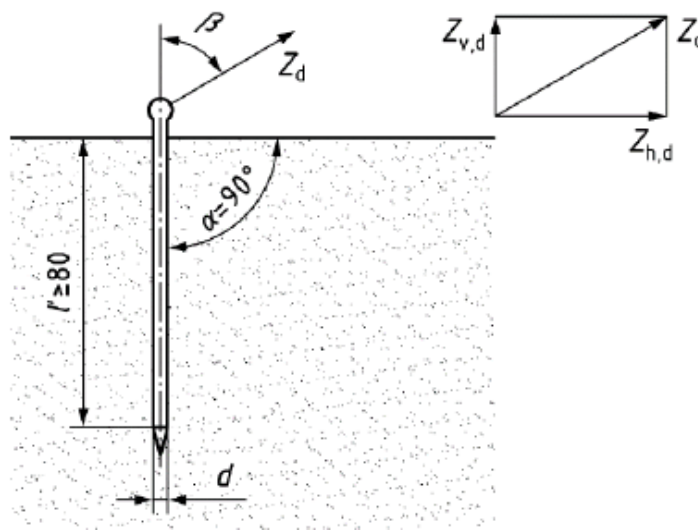
Az acélsodrony kötelekre vonatkozó követelményeket, szabványos jelöléseit a gyártói teljesítménynyilatkozatokon túl az MSZ EN 12385-2 szabványsorozat is tartalmazza.

2.3.4. Alapozások kialakítása

Talaj és felszerkezet kölcsönhatásánál a szabadidős létesítményeknél egy alfejezetbe nem is lehet belesűriteni a tervezésre vonatkozó szempontokat, így jelen esetben leszűkíteném kifejezetten a kalandpályákra vonatkozó tartószerkezeti információkra. Alapozási kérdéseknél elkülöníthető a tartóoszlopok alapozása és az esetlegesen alkalmazott kihorgonyzott acélkábelek talajkapcsolata. Konstrukció kérdésében mégis összefügg a kettő, hiszen ezek kombinációjával vagy kizárólagos alkalmazásával befolyásolni lehet a teljes szerkezet erőjátékát.

Példának okán, ha élő fa tartóoszlopról vagy olyan mesterséges pillérekre épül a kötélpálya, amik befogott alapozási kapcsolatban kialakítottak, nem feltétlen szükséges az acélsodronyos kialakítás. Ezzel szemben, ha csuklós alapozási kapcsolattal és oldalirányú, ferde kihorgonyzással épül a létesítmény, azáltal jelentős alapozási többletigénybevételtől lehet megszabadítani az oszlopokat. Az alábbiakban az ide vonatkozó műszaki követelmények és számítási alapelveket összegzem.

Elsőként a kihorgonyozott kapcsolattal foglalkozom, bár a cölöpök alapozását is befolyásolja a tény, hogy kalandparkok esetén általánosságban a tényleges geotechnikai talajjellemzés nem áll szokványosan rendelkezésre. Emiatt érdemes befogási szempontok alapján kedvezőtlen talajviszonyokat feltételezni. Az ilyen körülmények miatt nehéz a horgonyzások tényleges terhelhetőségét meghatározni, viszont a korábban már ismertetett EN 13814.1:2019-es szabvány egy közelítő eljárással ad iránymutatást a talajhorgonyok méretezésének becslésére (6. ábra).



6. Ábra - A kihorgonyzások közelítő számítása EN 13814-1:2019 szerint [5]

A számítás alapelve szerint egy minimum 80 cm-es elhelyezési mélységgel beágyazott kör alakú rudazattal történik a kihorgonyzás, mely a talajszinttel közel derékszögben kerül elhelyezésre. Ami változó tényező lehet, az a horgony átmérője, a húzóerő függőlegestől mért szöge (β), valamint a tényleges elhelyezési hossz, amiknek függvényeként és a becsült talajtípus szerint a 2. táblázattal határozható meg a húzóerő (Z_d) tervezési értéke.

$\beta=0^\circ$	$Z_d = 6,5 \times d \times l'$ for stiff cohesive and dense cohesionless soils
	$Z_d = 8,0 \times d \times l'$ for very stiff cohesive soils
$\beta < 45^\circ$	$Z_d = 10,0 \times d \times l'$ for cohesive soils of at least medium to stiff consistency
	$Z_d = 17,0 \times d \times l'$ for dense cohesionless soils

2. Táblázat - EN 13814-1:2019 szerinti húzóerő becslés horgonyra [5]

Amennyiben a β értéke 0 és 45° közé esik, a szabvány tartalmaz egy talajtípus és függőleges szög szerinti interpolált táblázatot, amiből megállapítható a számszerű érték. Fontos kitétel, hogy a horgonynak maximum 2 cm elmozdulása lehet a gyakorlatban, hogy a fenti számítással méretezni lehessen, ellenkező esetben nem használható a formula. Szintén ide vonatkozik, hogy esetlegesen 6 horgonyt meghaladó kapcsolat esetén az egész csoport ellenállását is méretezni szükséges.

A korábbi ismeretlenek közül a rúdátmérő legkisebb méretét is meg kell határozni, mely a tényleges lehorgonyzási hosszából származtatható az alábbi képlet szerint:

$$d_{min} = 0,025 * l' + 0,5 [mm]$$

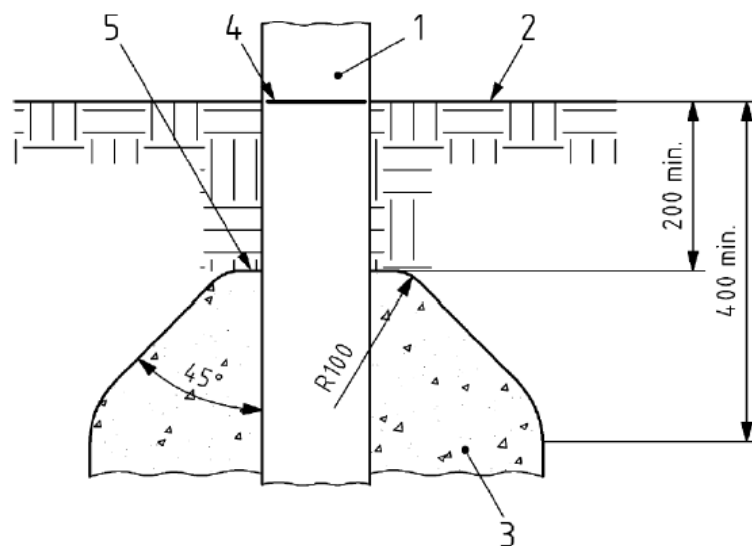
A tervezési képlet sok szempontból bizonytalan faktori miatt (tényleges talajszilárdság) érdemes a horgonyokat legalább három esettel a helyszínen terheléses vizsgálatnak kitenni a rudak húzóvizsgálatának végrehajtásával.

A gyakorlati tervezési értéket (Z_d) a vizsgálatok során mért minimumértékkel (Z_u) lehet meghatározni, mely a szabvány szerint $\gamma=1,6$ biztonsági tényező hányadossal állapítható meg.

A tartóoszlopok alapozási kialakítása anyaguktól függően lehet egyaránt csuklós vagy nyomatékbíró kapcsolattal kialakított alapozási forma. Élő fa esetén a talajjal való kapcsolat értelemszerűen a gyökérzet teherbírásától függ, amelyre a későbbiekben részletesen kitérek. Az alapozási mód kiválasztásánál a befogottság mértékén túl a legmeghatározóbb tényező a tartósság szempontja.

Jellemzően fa vagy acél anyagú pillérek esetén is megvalósítható a közvetlenül talajba vagy beton alaptestbe ágyazás lehetősége, mely során az ágyazottság mértékétől függően a passzív földnyomás befogást biztosító hatását is figyelembe lehet venni. Ez viszont korrózió szempontjából lehet egy kedvezőtlen konstrukció, melyre a megfelelő biztonság érdekében az MSZ EN 15567-1 szabvány külön feltételeket állít fel.

Faoszlopok esetén így lehetőség szerint a felszíntől is eltartott kialakítást célszerű alkalmazni, mely acél papucselemekkel akár befogott kapcsolat kialakításával is megvalósítható. Acél tartók esetén akár közvetlen talpalással talajcsavaros megoldást is lehet alkalmazni, melynek viselkedése hasonlít a lehorgonyzásoknál leírtakra, mindössze $\beta=0^\circ$ mértékben, de a vízszintes igénybevételeket is felvenni képes rendszerrel, vagy kialakítható beton alaptestekhez rögzített talpcsavaros telepítéssel, mely szintén egy befogott, lehorgonyzott kapcsolatot képes ellátni.

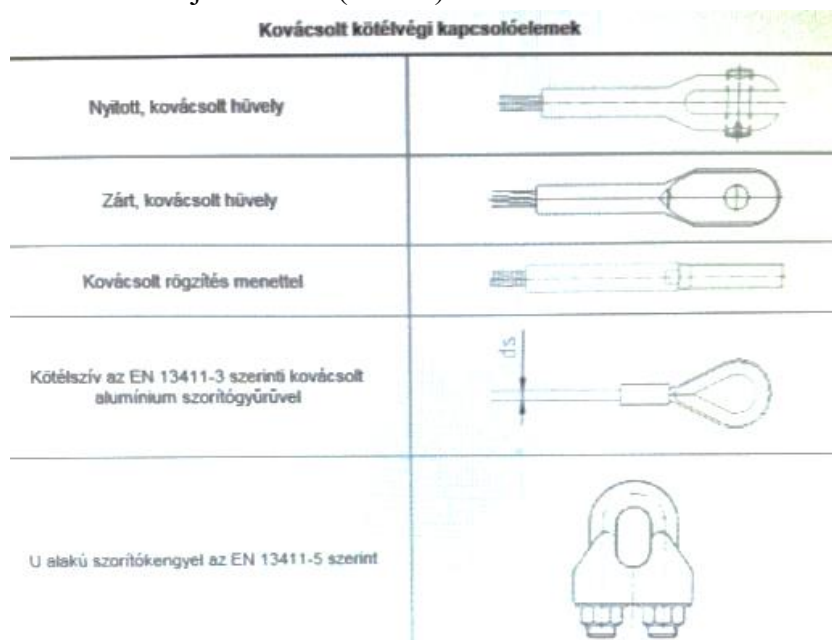


7. Ábra - MSZ EN 1176-1:2017 szerinti példa alapozás (1-oszlop, 2-játszófelület, 3-alapozás, 4-alapvonal, 5-alapozás felső széle) [8]

Bár a korrózióállóság miatt fontos lehet a felszín feletti kapcsolati kialakítást tartani, az alaptestekre úgyszintén vonatkoznak biztonsági követelmények, melyek sok esetben ellentmondásosak lehetnek ezzel. Kötélpályák esetén, de általánosságba véve minden szabadidős létesítményt ideértve olyan alapozási módot kell választani, hogy ne álljon fent botlás- és ütközésveszély, valamint a tervezési élettartamban leírt ellenőrzési időszakonként az alapozás is ellenőrizhető legyen, így ne legyen teljesen eltakarva sem. Erre az MSZ EN 1176-1:2017 a 7. ábra szerinti példa alapozást tartalmazza.

2.3.5. Kapcsolatok kialakítása

Az acélszerkezetek és sodronykötelek kapcsolati kialakításait általánosságban az MSZ EN 1993-1-8, az MSZ EN 1993-1-11, az MSZ EN 15567-1:2025 és az MSZ EN 13411-5:2003 szabványok írják elő részletesen, az alkalmazandó elemek megnevezésével és a biztonságos kialakításra adott javaslatokkal együtt. Az előírásokban szerepelnek általános kapcsolati szabályok, például a csavarkapcsolatok kontraanyával történő lazulás elleni biztosítását, valamint szerepelnek a kötélkapcsolatokra jellemző kovácsolt acél elemek kialakítására tett ajánlások is (8. ábra).

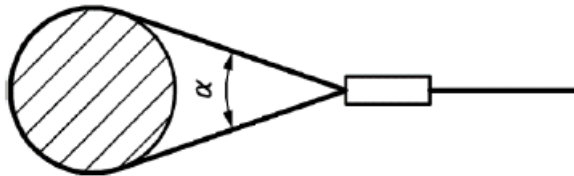


8. Ábra - Kovácsolt kötélvégi kapcsolóelemek [10]

A vidámparkoknál, illetve kötélpályák esetén is fontos biztonsági elem, hogy a csavarokat, szegeket és szabadon álló sodronykötél végeket el kell kerülni vagy valamilyen ültetett, takart módszerrel kell kialakítani a fennakadások és sérülések elkerülése végett. A kötélpályákon leggyakrabban megoldása a kötélvégek kialakítására a 8. ábrán is látható U alakú szorítóhengyelekkel történő visszakötés. Fontos, hogy a szorítópofáknak mindig a kötél terhelt oldalán kell megakadályoznia a hurok oldódását.

Csavarozott kapcsolatoknál a beépítés és leterhelés után többször ellenőrizni és utólagosan ráhúzni szükséges a rögzítőanyákra. Ez úgyszintén igaz a kengyelkapcsolatokra is, hiszen a korábban ismertetett kötéلكeresztmetszeti hatékony csökkenés miatt, ami a terhelés hatására következik be, lazulhat a rögzítési csomópont. Erről az MSZ EN 1176-1:2017 termékszabvány rendelkezik részletesen.

Az MSZ EN 15567-1:2015 szabvány rendelkezik továbbá a rögzített kötél végei által bezárt szögről is, aminek a 9. ábra szerint látható módon lehetőleg 60° -nál kisebbnek kell lennie (9. ábra). Efölött a kötélvég rögzítését részletesen szükséges vizsgálni. Az oszlopokhoz, fákhoz való rögzítésről a kötélsszög ellenőrzése mellett a kötélslródás hatására is kitér a szabvány, mely során az érintkező, ezzel pedig slródó felület a körbetekerés után a kötelekben ébredő húzóerő csökkenését hordozza magával.



9. Ábra - Kötélsszög definíciója [4]

A kötelek körbetekerésénél különlegesen oda kell figyelni és rendszeresen ellenőrizni az esetlegesen élő fa beépítésénél kialakított kötélkapcsolatokat. Tekintettel arra, hogy a fa törzse az idővel növekszik, így az eddig felsorolt szempontok mellett (kötélsszög növekedése, slródási növekmény) az is fontos, hogy a sodronykötél benövését meg kell akadályozni a fába, hiszen mindkét elemre káros hatással van a jelenség, ez pedig komoly kockázatot hordozhat magával szerkezeti szempontból is.

2.4.Élő fák statikai vizsgálata

2.4.1. Élő fa terhelései

Az eddigiekhez képest kissé eltérő és sokkal inkább tapasztalati módszerekkel lehet vizsgálni a kalandpályák és egyéb szabadidős létesítmények során integrált élő fák viselkedését. Aki látott már kötélpályát, nagy valószínűséggel találkozott olyan kialakítással, ahol magas, vastag törzsű, lombos fák között húzódó sodronyokon csúszva/mászva lehet extrém élményeket szerezni az arra vágó személyeknek (10. ábra). Bár ilyenkor az adrenalin dolgozik az ember szervezetében és nem feltétlen a magaslatban gondolkozik ilyenén, de ezeknél a pályáknál is kiemelten fontos a korábban bemutatott mesterséges pályaelemek biztonságos méretezésén túl a két végpont közötti fa állandó vizsgálata és az erre vonatkozó módszerek mikéntje.

Az ilyen szórakoztató létesítmények esetén, ahol élőfa tartószerkezeti szerepkörben vesz részt, több előírás által is vizsgálandó. Az előzőekben már bemutatott MSZ EN 15567-1:2015-ös termékszabvány is előírja többek között az újonnan létesítendő pályákhoz az előzetes favizsgálatot, majd a későbbiekben éves rendszerességgel kell felülvizsgálni a pályaelemeket a biztonság érdekében.



10. Ábra - Élőfa tartószerkezeti kalandpálya (forrás: saját kép)

Bár az élőfák bevizsgálása nem tartozik a statikus tervezői kompetenciák közé, a terveken szükséges szerepeltetni, valamint a külön erdészeti és faipari tudással rendelkező szakmérnökök által meghatározott teherbírási tulajdonságokat ismerve kell számítani a tartószerkezetként szolgáló élőfákkal a méretezés során. A továbbiakban az ehhez szükséges erdőmérnöki számítások és módszerek alapját fogom bemutatni dióhéjban.

Ennek megismeréséhez több szakirodalom is rendelkezésemre állt, melyek több pontban is összefüggnek. Elsőként talán a Magyar Mérnöki Kamara Erdőmérnöki, Faipari és Agrárműszaki Tagozatának kiadványa, mely az Élő fák, mint teherhordó faszerkezetek alcímmel megjelent összegző segédlete szolgált^[11], amelyben általános mérnöki szemlélettel került összefoglalásra a témával kapcsolatos minden tudnivaló, így aki műszaki szakemberként még nem találkozott a témakörrel korábban, az is szemléletesen megértheti az élő fák viselkedéseinek szerkezeti vizsgálatát. Ezen kívül szintén hasznos

segítséget nyújtott Dr. Veperdi Gábor egyetemi oktató által 2011-ben kiadott Erdőbecsléstan^[12] szakirodalma is.

Többek közt ezen segédleteken keresztül meg lehet ismerni az élőfák terheléseinek figyelembevételét, melyek két mértékadó hatása a fák önsúlya, valamint a fákra ható szél terhelése. A kettő közül a szélteher lesz a jelentősebb igénybevétel, ugyanis részletes számításoktól függetlenül is akár 10-20-szorosa lehet az önsúlyból fakadó terhelésnek. Az önsúly megállapításához többféle számítási és mérési módszert lehet alkalmazni, a legegyszerűbb viszont egy közelítő becslés használata, mely során mellmagasságban (1,3 méter) megmérjük a fa átmérőjét ($D_{1.3}$), valamint műszeresen megmérjük a fa magasságát (H), illetve a fafaj ismeretében szabvány szerint meghatározzuk az élő nedves fa sűrűséget (ρ), akkor az alábbi képlettel meghatározható a mérni kívánt fa tömege:

$$m_{fa} = \rho * H * D_{1.3}^2 * \pi / 4$$

Ezzel a konzervatívabb számítással nagyjából a tényleges tömegnek az 1,05-1,15-szörös többletét lehet tapasztalati úton meghatározni, ami a szélteher által nyújtott mértékadó igénybevételhez képest minimális relatív hibával számítható.

A szél terhelésének megállapítására egy másik közelítő képletet használhatunk^[13], mely során a szélerőt ($F_{szél}$) az áramlástan alapjain keresztül a levegő sűrűsége ($\rho_{levegő}$), a szélesebbesség ($v_{szél}$) négyzetes értéke, a korona szélirány felőli felületéből (A_{korona}) és az Eurocode alapján számított szélteher számításból is ismert ellenállás tényező (c) táblázatos meghatározásából lehet megállapítani az alábbiak szerint:

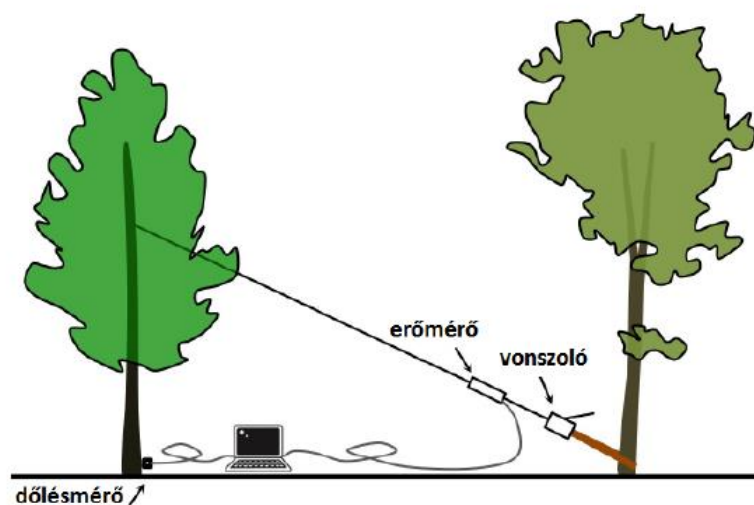
$$F_{szél} = \left(\frac{\rho_{levegő}}{2} \right) * v_{szél}^2 * A_{korona} * c$$

A számításból kapott értékek beépítettségétől és fa magasságtól függően eltérhetnek az EC szerinti szélteher számításától. A két mértékadó teher mellett természetesen hat a fára az egyéb hasznos terhelés, télen értelemszerűen hó borítja (a lombkorona nélküli) a fát, illetve az élőfa belső összetétele is befolyásolja a teherviselési értékeket, mindenesetre elsősorban ez a két vizsgált mértékadó teher képezi a favizsgálatok alapját. Az állapotfelméréseknek a pontos statikai és viselkedési eredmények meghatározása mellett két gyakorlatias és egyértelmű csoportba sorolás a célja, miszerint a fa beavatkozást igényel, illetve nem igényel beavatkozást.

2.4.2. Gyökérzet és törzs stabilitásának vizsgálata statikus terheléssel

A fa gyökérzetét és törzsét stabilitási szempontból vizsgálhatjuk statikus és dinamikus terheléses vizsgálatokkal egyaránt. Mindkét módszernek megvannak az előnyei, illetve a hátrányai, melyeket külön-külön szeretnék ismertetni, először a statikus vizsgálatokkal kezdve. Mindegyik vizsgálatnak a célja, hogy a stabilitás megítélésével az adott fa biztonsági vagy stabilitási faktorát meghatározzuk (SF). Ezt leegyszerűsítve a fa kifordulásához szükséges kritikus forgatónyomaték és a terhelések okozta tényleges forgatónyomaték hányadosaként lehet értelmezni. Ha a faktor, azaz a hányados 1,5 feletti, akkor a fa biztonságosnak tekinthető, amennyiben 1,5 és 1 közötti értéke van a tényezőnek, akkor még van biztonsági tartaléka a fának, viszont beavatkozás szükséges, 1 alatt pedig a fa kifordulásra veszélyes.

A meghatározáshoz szükséges nyomatéki értékeket statikus vizsgálat esetén egy mérőszenzorokkal ellátott húzóvizsgálattal tudjuk meghatározni. Ilyen esetben a 11. ábra szerinti sematikus elrendezéssel a vizsgálandó fára sodronykötelet szükséges erősíteni, melyet a súlypontja közelében ajánlott rögzíteni.



11. Ábra - Élőfa statikus húzóvizsgálata [11]

Ezt a kötelet egy másik fa tövéhez vagy egy nagyobb súlyú segédszerkezethez (pl. teherautó) szükséges másik irányból kikötni. A sodronyra helyezett erőmérő és a vizsgálandó fa törzséhez helyezett digitális dőlésmérő segítségével tudjuk értelmezni az erő-alakváltozási állapotváltozást, amit a kötél végének megfeszítésével gerjesztünk. Fontos ezen kívül a kötél rögzítési magasságának és hosszának ismerete a számítás szempontjából.

A vizsgálat közben a roncsolásmentesség érdekében csak biztonságos mértékig kerül ténylegesen terhelésre a fa, mely jellemzően 0,2 fokos dőlési szöget jelent. Ez után a mért adatokat tapasztalati úton meghatározott, fafaj függő értékekkel extrapolálni szükséges 2 fokos dőléssel megegyezően, melyből számíthatók a kritikus nyomatékhöz szükséges erőtani értékek.

A törzs stabilitásának méréséhez a felszerelt dőlsmérőn túl egy elmozdulásmérőre is szükség van. Ez a törzs rugalmasságának eredménybeli befolyásolásának kizárásához szükséges, hogy a deformáció ne érje el mérés közben a rugalmasság határát, mely fafajtól függően 1,6-4 ezrelék között lehet táblázatos értékek szerint. Fontos szempont, hogy az elmozdulásmérőt a vizsgálat során a szemrevételezéssel megállapított leggyengébb részére kell rögzíteni a fatörzsnek.

Bár alkalmazott és bevált vizsgálat a statikus húzóterhelés, több olyan tényező is adott a vizsgálatnál, amely nem feltétlen a valós viselkedésre ad eredményt. Ilyen például az a tényező, hogy bár a kritikus nyomaték számításánál az erőkar a kötési magasságból fakad, a számítás nem számol a vízszintes erőből fakadó forgatónyomaték mellett a ferde kötélből adódó függőleges, stabilizáló komponenssel. Ezt a hatást viszont lehet minimalizálni azzal, hogy minél hosszabb kötelet alkalmazva a háromszögelésből adódó húzási szöget minimalizáljuk.

Szintén egy hasonló faktor, hogy a vizsgálat során egyetlen fát vizsgálunk, a valós terhelés során pedig máshogy viselkedik a szél terhelése a környező fák, a beépítettség és a környezeti tényezők okán (pl. hegytetőn vagy alföldön helyezkedik el a fa). Valamint az is egy bizonytalanító tényező, hogy a szél valós viselkedésével dinamikus teherként hat a fára, a vizsgálat pedig csak egyenletes, statikus terhelésként helyettesíti azt.

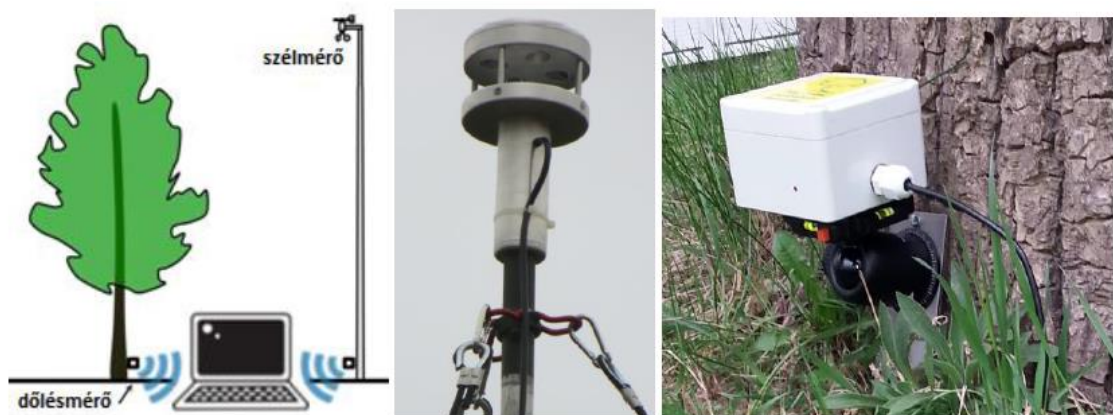
Ezekon kívül van más tapasztalt tény, ami a vizsgálatok alapján érdekes észlelés és érdemes szem előtt tartani őket. Ilyen például, hogy a gyökérzet terhelésénél a talaj nedvességtartalma az előzetes feltevésekkel ellentétben nem befolyásolja érdemben a vizsgálat eredményét, valamint hasonlóan érdekes általános tény, hogy a nem megfelelő húzási iránnyal megtéveszthető a vizsgálat eredménye. Ennek értelmében, ha az uralkodó széliránynak megfelelően végezzük a vizsgálatot, akár 1,2-szer magasabb biztonsági tényezőt is kaphatunk végeredményül.

További befolyásoló körülmény a fa törzsének korhadása, melynek nem mindegy az alakja, mértéke és a korhadás típusa sem. Szintén fontos szempont, hogy amíg a

korhadás és egyéb biológiai vagy mechanikai kár nem sérti úgy a törzset, mely során megszűnik rúdként vagy zárt csőként viselkedni, a stabilitásvesztés nem számottevő. Ennek meghatározására különféle tomográfiás vizsgálatok állnak rendelkezésünkre.

2.4.3. Gyökérzet és törzs stabilitásának dinamikus vizsgálata

A korábban ismertetett problémákat kiküszöbölendő el lehet végezni az élő fák dinamikus vizsgálatát is. Az elv valamilyen szinten hasonlít a statikus vizsgálatéhoz, viszont jelen esetben a húzóeszköz helyett a természetes szél által okozott mozgásokat és alakváltozásokat mérjük. Ebből fakad, hogy érdemes a vizsgálatot a meteorológiához igazítani és minél erősebb széljárás esetén véghezvinni. Ez részben az egyik hátránya is a vizsgálatnak, hogy a körülményekhez kell igazítani a vizsgálatot, olyannyira, hogy előírás szerint olyan enyhe szeles időben, amelyben a maximális szélhőke nem éri el a 25 km/h értéket, nem is hajtható végre a vizsgálat.



12. Ábra - Dinamikus élőfa vizsgálatának eszközei [11]

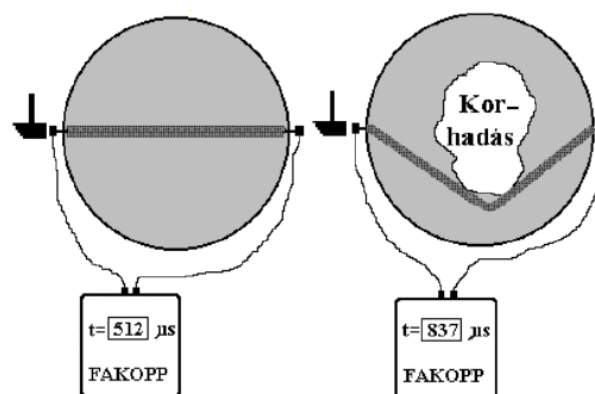
A statikus vizsgálatához hasonlóan jelen esetben is szükség lesz a vizsgálandó fára rögzített dőlésmérőre a gyökérzet vizsgálatához, valamint az elmozdulásmérőre a törzs vizsgálatához. A vizsgálat előnye, hogy nincs korlátozva elméletben a vizsgálandó fa száma, így akár annyi fát is lehet egyszerre vizsgálni, amennyi műszer áll a rendelkezésre. Az előbbieken túl a vizsgálat elengedhetetlen kelléke egy dinamikus szélmérő, melyet időben és helyben is össze kell hangolni a fán lévő szenzorokkal, ezáltal élő eredményekkel vizsgálva az aktuális szélhőkekre adott elmozdulási válaszokat (12. ábra).

Az eredmények értékelésénél egy dinamikus, nem lineáris eredményhalmazt kapunk, melyet rendszerezve, megfelelő programhasználattal lehet kiértékelni a fák biztonsági faktorát és a mérések végeredményét.

2.4.4. Élő fa tomográfiás vizsgálata

Ahogy az előzőekben is említés szintén rátértem, minden külső vizsgálat mellett fontos tudnunk azt is, hogy a fatörzs belsejében milyen állapotok uralkodnak. Ennek megállapítására többféle tomográfiás meghatározás áll rendelkezésünkre, ahol akár hanghullámokkal vagy elektromos hullámokkal próbáljuk műszerek segítségével megállapítani a fa rejtett összetételét és állapotát. Ez azért fontos, mert a jó fizikai mérések mellett is gyors romlásnak indulhat a fa mechanikai tulajdonsága is, egy egészséges fa törzsében például betegség okán bekövetkező, átmérő szerinti háromnegyedes korhadás már a biztonsági faktort akár harmadával is csökkentheti.

Több évtizedes tapasztalatokkal felvértezve és a modern technológia segítségével ezt fel lehet mérni a hangsebesség mérésével is. Nagyon leegyszerűsítve az elve hasonló, mint a fakopáncs zsákmányszerzésének, viszont a teljes kép megalkotásához szükséges a fa törzsén több oldalról elhelyezni mérőeszközöket, majd egy oldali koppintással felmérni a hang terjedését, ezáltal több pont között felmérve megkapva az eredményeket (13. ábra). A hang terjedésének sebességét befolyásolják a fa törzsében található üregek, korhadások, illetve maga a fa fajtája is, melyhez táblázatos segítség áll rendelkezésre tapasztalati úton szerzett adatok által. A mérés statikai felhasználásához jelölni kell a mértékadó szélirányt, valamint fotogrammetrikus módon meg kell határozni a korona terület és koronaközép magasságokat is.



13. Ábra - Élőfa akusztikus tomográfiai vizsgálata [11]

3. Kötélpálya tartószerkezeti tervezése

Az eddigi ismeretekkel felvértézve a következőkben egy korábban üzemeltetett kalandpálya mintájára egy fiktív kötélpályának a tartószerkezeti koncepciótervezését hajtom végre. Az eredetileg kívánt pályarajzot digitális formában szerkesztettem ki, jellemző elhelyezkedési méreteit jelölve, mely a 14. ábrán, illetve méretarányosan az 1. számú mellékletben található.



25

indokolt esetben szándékozok eltérni, például ha szükséges kiegészítő biztosítókötél használata vagy szükségtelen a pályarajz szerint tervezett megtámasztás. A rajzon kör szimbólummal vannak jelölve a köteleket tartó pillérek, O1-14 számozással ellátva a mesterségesen épített oszlopok, F1-3 jelöléssel pedig a helyszínen adott, pályaelemként felhasználandó élőfák azonosíthatók. Tekintettel a koncepciótervezésre, valamint a korábban ismertetett favizsgálati jelentések hiányára, a dolgozat során feltételezem, hogy az élő fák a rájuk terhelendő terheknek megfelelnek, így részletes vizsgálatot nem végzek ezekre a tartókra.

A többi pillért egyenlően 9 méter magasnak tervezem a vázlatterven szereplő kötélmagasságok és a megfelelő kivitelezhetőség jegyében. Ezek során két fontosabb meghatározandó irány van. Elsődlegesen az alapozáshoz történő megtámasztási mód kiválasztása, mely során járható út lehet a csuklós megtámasztás, illetve a befogott pillérek alkalmazása is, valamint ezen felül szükség esetén a pályarajzon is látható kiegészítésként (rózsaszín szaggatott vonallal) a pillérek biztosító kötelekkel történő stabilizálására is van mód. Második fontos szempont a tartóoszlopok anyagának meghatározása. Erre az ismeretünkben lévő összes tartószerkezeti anyag rendelkezésre áll, viszont hagyományosan fa- illetve acélpillérekkel számítva maradok a klasszikus kialakítású kalandpályák anyagválasztásánál (15. ábra).



15. Ábra - Acél oszlopos csúszó kötélpálya

Természetesen lehetne akár vasbeton pillérekkel vagy rácsos acéltartókkal is tervezni, viszont ezek kialakítása és viselkedése bonyolultabb és összességében gazdaságtalanabb is lehet, így szabad tervezői döntésként redukálom a vizsgált anyagokat

acél- és faszelvényekre. A szimmetria, illetve a változékony igénybevételek szempontját is figyelembe tartva úgy vélem, hogy a kör keresztmetszetű pillérek lesznek a legideálisabbak mindkét vizsgált anyag esetén, így fa pilléreknél a tömör kör szelvényeket fogom számítani, acéloszlopok esetén a körgyűrűs CHS szelvények fognak ezen elhatározással a segítségemre lenni.

Jelen tervezési feladatban az oszlopokkal összefüggésben lévő kötelek vizsgálatát kell még elvégezni. Jelen kalandpálya esetén három féle kötéltypust lehet és kell elkülöníteni. Az egyik a korábban ismertetett kihorgonyzást biztosító kötelek csoportja, melyek funkciója a pillérek esetlegesen szükséges oldalirányú kifüggesztése. Ezek a köteleken funkciójából adódóan a pillérekről átadódó terhek kapnak szerepet, felhasználó közvetlen terhelés nem működik rajtuk, így arra nem is szükséges vizsgálni. Jellemzően feszebb kialakításúak, egyfajta húzott rácsrúd statikai modelljével lehet figyelembe venni a tervezés során.

A másik kétféle kötéltypus a pályakötél (PK) és a biztosító kötél (BK), melyek a felhasználók általi terhelésre kerülnek méretezve. A vázlatrajzon látható a kötelek bekötési magassága a pillérekre, illetve a vonalvezetésük. A kettő közötti különbséget az adja, hogy a pályakötél jellemzően valamilyen ügyességi funkcióval ellátott, folyamatos haladást biztosító szakaszt tart (pl. függőhíd, mászórudak, stb.), ezen a felhasználó statikus terheléssel adja át súlyát a kötéltre (az egyéb pályaelemek, kiegészítő műtárgyak súlyát tervezési szempontból elhanyagoljuk). Ezekre így az 1. táblázat szerinti 0,8 kN koncentrált terhelésű hasznos terhelés vonatkozik. Ennél mérvadóbb tervezési szempontból a biztosító kötelek kategóriájába tartozó csoport, mely kettős szerepet láthat el, egyrészt a pályakötéllal kialakított szakaszokon a személyek esetleges leeséséből származó terhek biztonsági felvétele, másrészt a kifejezetten csúszópályás szakaszokon a felhasználó hevederekkel történő haladásának dinamikus terheit veszi fel és továbbítja a tartóoszlopokra. Ezt az 1. táblázat szerinti 3 kN-os koncentrált erővel redukálhatjuk a kötelekre a tervezés során. A továbbiakban ezeket az ismereteket felhasználva, több módszert alkalmazva keresek megoldást a pálya valós viselkedésének modellezésére és a leghatékonyabb tervezési metodika megtalálására.

3.2. Tervezési módszer meghatározása

Hagyományos statikai tervezés esetén is összefüggésben van az egyes szerkezeti elemek közötti erőjáték és modellek oda-vissza hatása, viszont jelen esetben kifejezetten nagy eltéréseket produkálhat a tervezési módszerek és a fent ismertetett kialakítások meghatározása közben a teljes kötélpálya, valamint azok elemei egyesével is a karcsú szerkezetek, a kötélt különleges viselkedése, illetve a nagy elmozdulások miatt.

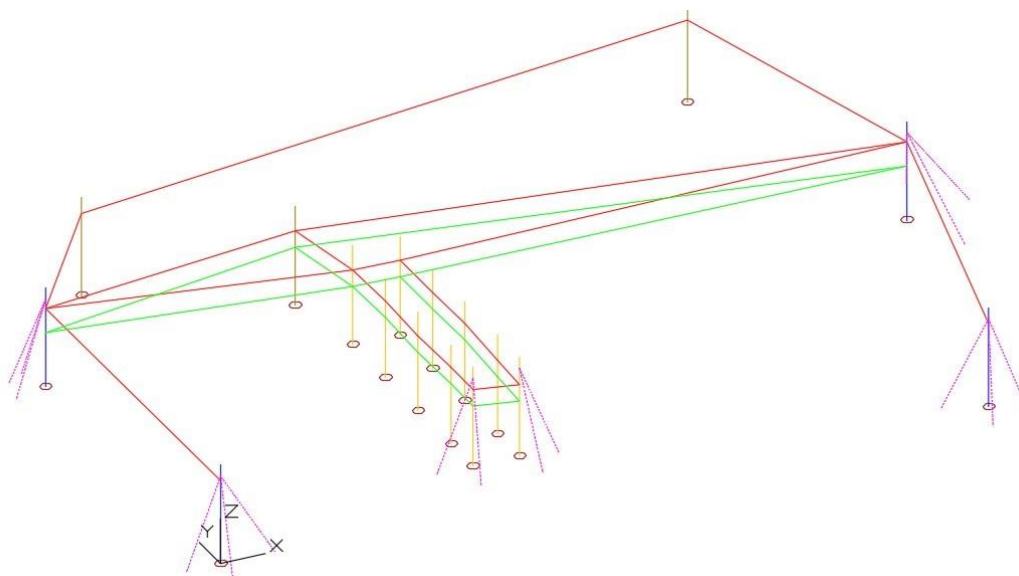
Ezen indokok miatt szükséges a teljes modell méretezése az egymásra hatás vizsgálata során, valamint szükséges lokálisan is számítani a szerkezeti elemeket jellemző értékekkel. Ehhez szükséges különböző ökölszabályok és szabványi előírások alkalmazása is, valamint a tervezési folyamat leegyszerűsítése is, a biztonság kárára nem tévedve.

Ennek értelmében a jelenlegi tervezési fázisban az élőkák vizsgálatát a korábban ismertetettek szerint lokális szinten elhanyagolom. Ezen kívül a mértékadó terhelést figyelembe véve a kötélpályán a pályakötelek viselkedését elhanyagolom, így a rájuk eső terhelést, valamint az általuk nyújtott esetleges stabilizáló kötéllhatást sem veszem figyelembe. Ennek mérnöki oka, hogy az előző fejezetben leírt statikus felhasználói terhelésnél jóval nagyobb igénybevételeket okoz a biztosító kötelekre eső leesési teher, mely a gyakorlatban úgy sem szerepelhet egyidejűleg ugyanazon szakaszon a pályakötél felhasználói terheivel. Így feltételezve a fő terhelést a számításban elsődlegesen a biztosító kötelek erőhatását kell figyelembe vennem. Kötelek esetén a kihorgonyozó köteleket kell felvennem, melyek önsúlyukon kívül más terhelést csupán reakcióból kapnak. Az oszlopoknál figyelembe kell vennem a szerkezetek önsúlyát, a hozzájuk bekötött kötelek hatását, ezen felül a tervezés során hasznos teherként számítok a rájuk épített és azon felhasználói teherként működő platformok terheivel, melyeket egységesen az oszlopokra központosan terhelt 2,4 kN-os koncentrált erővel redukálok a platformok pontos méretének és kialakításának hiányában. Emellett kifejezetten az élőkák esetén a lombkorona okozta terheléssel is számolni kell, melyet egységesen 10 kN-os függőleges erővel veszek figyelembe a számítás során.

A 2.3.1 fejezetben leírtak szerint foglalkoznom kell a pályára ható meteorológiai terhelésekkel is. Figyelembe véve, hogy hiába kültéri szerkezetről van szó, így szélnek és csapadéknak is kitett építmény, az üzemideje miatt nem szükséges felvennem a

tervezéshez ezen terheket. Ennek oka, hogy téli időszakban, amikor hóteher nehezedik a pályaelemekre, nem használható felhasználók által, a terhek mértékét összevetve pedig a kizárólagosság miatt az üzemidőben fellépő igénybevételek a mérvadók, így a hóteher a számítási metódusból kiesik. Ugyanez az eset vonatkozik a szélterhelésre is, ugyanis viharos időben nem használható a pálya, összevetésben pedig a felhasználói terhelés magasabb, mint az EC által előírt maximális szélteher.

Ezen megállapítások után elsődlegesen azzal foglalkoztam, hogy létrehozam a pálya geometriából adódó statikai modelljét a kötélpályának.



16. Ábra - Kalandpálya statikai drótvázja

Ezt a 16. ábra szerint végeztem el, melyben az előzetes megállapításoktól eltérően igyekeztem az összes elemet feltüntetni, amennyiben a számítások során szükségessé válna a bevonásuk. Ahogyan látni lehet a pályarészeket el lehet nagyjából különíteni egy nagyobb fesztávokkal kialakított külső gyűrűre, valamint egy kisebb fesztávokból álló belső oszlopcsoportra. Ez feltételezhetően eltérő viselkedést fog eredményezni, így már a modellben is külön ábrázolva építettem fel őket.

A digitális modellt azért láttam már az elején szükségesnek, ugyanis a feladat komplexitása miatt az egyszerű és pontos számításhoz szükség lesz valamely végeselemes szoftver használatára. Így kiindulásképp különféle szoftvereket és azon belül a kötelek modellezésének és végeselemes viselkedésének láttam neki. Tekintettel arra, hogy nem egy szokványos szerkezeti formáról van szó, azt tapasztaltam, hogy a szoftverfejlesztők érthető módon nem is feltétlen készítettek olyan funkciókat, amikkel

egyértelműen számítható a kötél erő, a kötelek elmozdulása és valós erőtan viselkedése. Amit alapvető beállításaként valamilyen módon modellezni kell az a hajlítómerevség nélküli, csak nyújtásra viselkedő, acél keresztmetszetű rugalmas elem, aminek nagy elmozdulása van és tengelyére merőleges terhelést kap, valamint kezdeti lehajlási alakja is van.

A piacon található FEM-Design és Consteel szoftverek használatában kezdő jártassággal rendelkezek, így mélyreható beállításokkal nem tudtam modellezni a kötél szerkezetet. Amilyen formában sikerült, az viszont nem felelt meg a fent leírt viselkedési kritériumnak, ugyanis vagy nem lehetett a terhelést az elemre illeszteni, illetve nem tudtam a kezdeti belógással sem számolni. Másik szoftverként a Robot Structural Analysis szolgálhatott volna alternatívaként, mely tapasztalatból adódóan képes kötél szerkezetek statikai vizsgálatára, viszont a dolgozat készítésekor nem volt jártasságom mélyrehatóan a program használatában, így nem volt módom a pontos modellt felépíteni és vizsgálni a tervezés során, viszont a jövőre nézve alkalmas lehet mélyrehatóbban is figyelembe venni ezt a lehetőséget. Amely véges elemes programmal lehetőség nyílt a kötélpálya statikai vizsgálatára és feltételezhető volt a tényleges viselkedés megközelítése az az Axis VM szoftver, így a továbbiakban ezen az úton próbálkoztam a számítások elvégzésével.

3.3. Pillér kialakítások koncepció tervezése

3.3.1. Merev rugókkal biztosított pályamodell

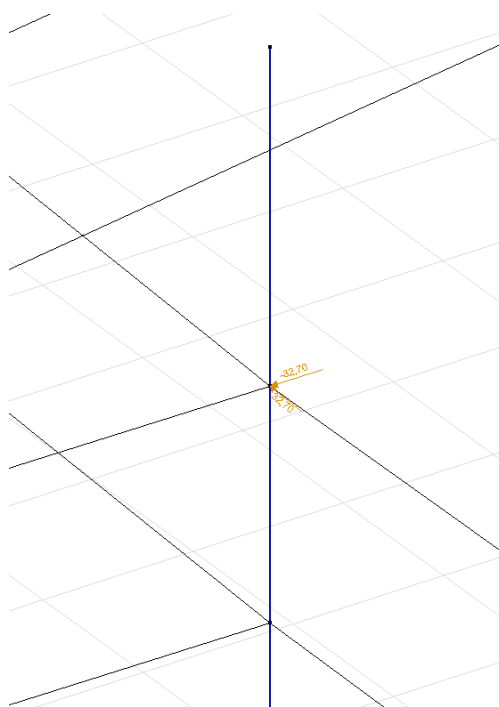
A tervezés során elsőként a pillérek viselkedését és azok kialakítását próbáltam megvizsgálni. Ehhez szükség volt a rájuk terhelő kötelek tulajdonságainak ismeretére. Előzetesen a kötél erő ismertetének híján kellett megbecsülni az alkalmazandó kötelek méreteit. A gyártók megadják az adott sodronykötél kialakításán, átmérőjén és fajlagos súlyán túl a deklarált, számított szakítóerejét, valamint a minimális szakítóerőt is. Az MSZ EN 15567-1:2015 szabvány szerint a tervezés során 3-szoros biztonságot kell teljesíteni a kötelek terhelésében, így a maximális kihasználtságot feltételezve a feltételezett kötél erőket a megadott értékeket visszaosztva veszem fel és működtetem redukáltan a méretezni kívánt pillérekre. A felvett kötélpár paraméterek a következők:

- Biztosítókötélnek $\Phi 12$ -es névleges átmérőjű 6x19 eres nagyszilárdságú (1770 N/mm^2 szakítószilárdság) acél sodronykötelet veszek fel, melynek névleges szakítóereje 98,1 kN (felvett kötél erő 32,7 kN)
- Lehorgonyzó kötélnak $\Phi 10$ -es névleges átmérőjű 6x19 eres nagyszilárdságú (1770 N/mm^2 szakítószilárdság) acél sodronykötelet veszek fel, melynek névleges szakítóereje 68,1 kN (felvett kötél erő 22,7 kN)

Ezen meghatározások után a felépített drótvázás modellt importáltam az Axis VM programba. Az egész modellt nézve az oszlopokkal nem kell unortodox megoldást keresnem, hiszen viselkedésüket rúdelemmel tudom vizsgálni. A kötelek szerepét viszont átgondoltan kell beállítanom, hogy ne kapjak fars eredményt. Rúdelemként bemodellezve mindenképpen hajlításra is fellép az elemben igénybevétel, ami a kötélnél ismert tulajdonságait tudva nem lehetséges. Ezt rácsrúd vonalelemként modellezve lehet orvosolni, ahol nem lineáris anyagtulajdonságokkal felvértézve csak húzásra is be lehet állítani a kötél szerkezeteket. Ebben az esetben viszont fennáll az a probléma, hogy a program nem engedi a rácsrudat tengelyére merőlegesen terhelni, márpedig a felhasználói terhelést így lehetne felvenni.

Erre a megoldás a belógással megtört rácsrúd-láncolatok alkalmazása lehet, ami egy iterációkkal terhelt több modelles vizsgálatnál növelné a lehetséges hibafaktorok számát és lassítaná a számítási metódust, így a méretezés során azon elhatározásra jutottam, hogy a korábban meghatározott felvett kötél erőket működtetem helyettesítő erőként a kötelek tengelyvonalában, lehajlás nélkül (17. ábra). Ez erő többlettel is jár, valamint a tényleges kötél erő függőleges komponensét kihagyva nagyobb hajlítással is hat a pillérekre, mely mindkét tekintetben a biztonság javára közelít.

A maximális igénybevételek elérése érdekében gondolnom kellett az egymást kioltó kötélerők esetére is. Elvégre, ha totális leterhelést használok, az olyan hatást kelt azonos tengelyen működő, ellentétes irányú kötelekkel terhelt oszlopokra, miszerint a két kötélerő eredője zérus értéket vesz fel a csomópontban, így nem a legnagyobb hajlítást tapasztalhatjuk ezekben az esetekben. Erre megoldásként olyan módszert alkalmazok, mely megegyezik a földemterhelés során használt sakktáblás módszerrel. Ez a kötélterők működtetésénél úgy jelenik meg, hogy elrendezés szerint minden páros kötelet helyettesíték a feltételezett reakcióerővel, ez adja meg a maximális igénybevételeket a pillérek esetén (17. ábra).



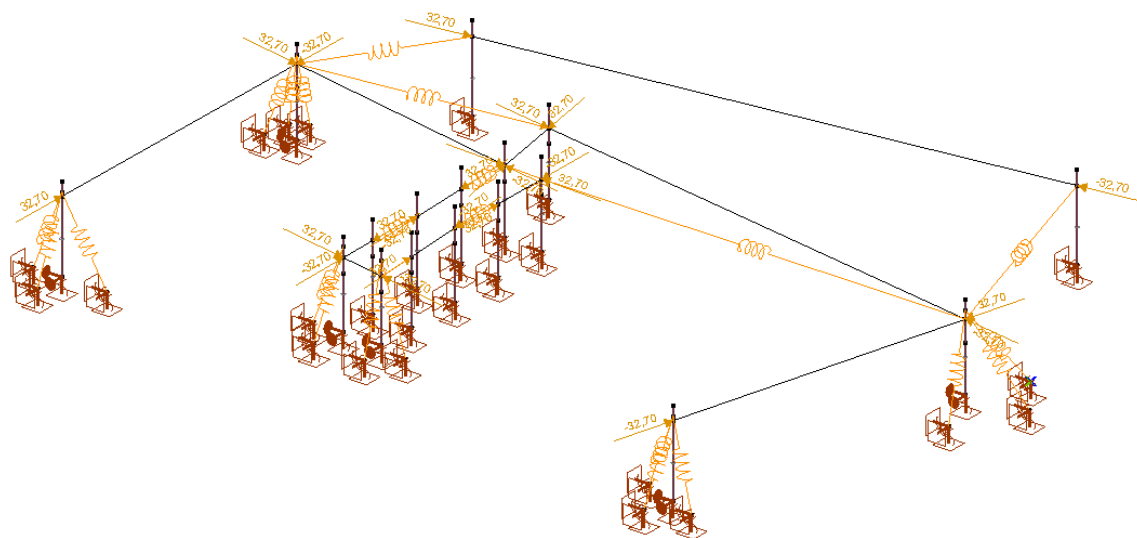
17. Ábra - Koncentrált behatásító erők használata kötelek tengelyvonalában sakktáblászerű elven

Elsőként szimplán a páros erők működtetésével, befogott pilléreket használva a végeelem számítás lefutott, viszont irreális elmozdulási értékeket produkálva, hiszen az egymásra hatás miatt az éppen nem működtetett kötelek is segítik az erőátadást elemek közt, valamint stabilizáló hatással ellentartanak az egyik irányból terhelt oszlopnak. Ezen felül értelemszerűen csuklós megtámasztással stabilitásvesztés miatt a modell nem is működött.

Ezen logika alapján próbáltam olyan modellt építeni, melyben megvan a kapcsolat a pillérek között, valamint az esetlegesen szerepeltetett kihorgonyozott megtámasztásoknál. Erre egy közelítő számításként a „nem terhelt” köteleket

rugóelemként vettem fel. Ennek következtében valósabb elmozdulásokat mutatott a teljes modell, így első számítási módszernek ezt alkalmaztam (18. ábra).

A számítás során tapasztalt stabilitási és igénybevételi eredmények miatt a csuklós pillérmegtámasztásokat kihúztam a lehetséges opciók közül, a későbbiekben megtámasztásnál a szimplán befogott, valamint a befogással egyszerre használt kihorgonyozott pilléreket vizsgáltam.



18. Ábra - Rugós modell kihorgonyozott oszlopok esetén

Így ezzel a módszerrel négy modell eredményeit vettem össze, acél oszlopokat szimplán befogott kapcsolattal, acél oszlopokat kihorgonyozott-befogott kapcsolattal, fa oszlopokat szimplán befogott kapcsolattal, valamint fa oszlopokat kihorgonyozott-befogott kapcsolattal. Anyagminőségek tekintetében az acél oszlopoknál S235, a fa oszlopoknál C24-es szilárdsági értékekkel számoltam. A méretezés során a szelvényeket addig optimalizáltam, míg a pillérek kihajlása el nem érte a súlyoptimumot, valamint a keresztmetszet racionális növelése mellett nem volt már tapasztalható nyereség kihajlási tekintetben. Ezt elérve külön vizsgáltam a korábban megállapított külső, illetve belső zónákat vízszintes elmozdulás, a pillérek igénybevételei, a támaszreakciók, valamint a kihorgonyozások támaszerőit figyelembe véve.

A kapott eredményeket a 3. számú táblázat tartalmazza, valamint összesítve megtalálható a 2. számú mellékletben.

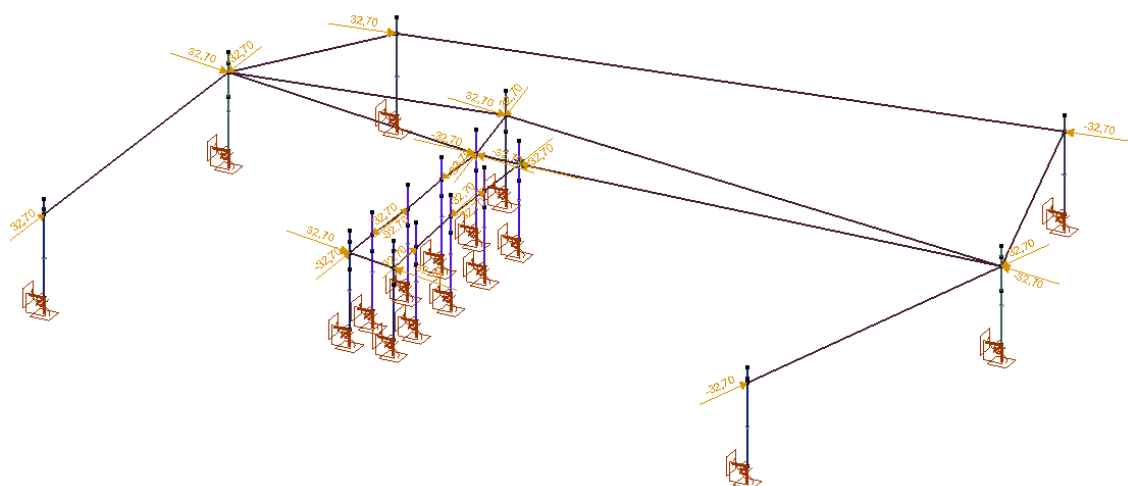
	Befogott acél pillérek	Befogott fa pillérek	Kihorgonyzott acél pillérek	Kihorgonyzott fa pillérek
ex max [mm] külső zóna	94,321	82,424	11,93	46,797
ex max [mm] belső zóna	50,891	43,257	14,245	30,917
ey max [mm] külső zóna	65,117	56,904	7,692	30,942
ey max [mm] belső zóna	46,604	43,166	14,464	23,766
Nx [kN] max külső zóna	0	0	24,59	38,9
Nx [kN] min külső zóna	-44,07	-63,98	-4,4	-8,08
Nx [kN] max belső zóna	0	0	15,14	13,05
Nx [kN] min belső zóna	-19,41	-43,03	-4,87	-13,42
Vmax [kN] külső zóna	77,47	95,88	97,16	93,51
Vmin [kN] külső zóna	-39,06	-32,7	-90,74	-89,55
Vmax [kN] belső zóna	32,46	32,46	28,29	28,34
Vmin [kN] belső zóna	-32,39	-32,39	-28,35	-28,4
Mmax [kNm] külső zóna	0	0	77,12	76,12
Mmin [kNm] külső zóna	-553,89	-685,52	-82,58	-79,48
Mmax [kNm] belső zóna	0	0	39,36	38,64
Mmin [kNm] belső zóna	-227,21	-227,21	-38,76	-38,05
Rz max [kN] külső zóna	-7,52	-18,62	16,24	-2,07
Rz min [kN] külső zóna	-44,07	-63,98	-4,4	-8,08
Rz max [kN] belső zóna	-7,12	-20,4	14,34	-3,12
Rz min [kN] belső zóna	-19,41	-42,89	-4,85	-13,61
Rxy max [kN] külső zóna	77,47	95,88	11,56	11,12
Rxy max [kN] belső zóna	32,48	32,46	6,08	5,94
Rz max [kN] kirögzítés	-	-	-2,9	-0,86
Rz min [kN] kirögzítés	-	-	-7,92	-13,2
Rxy max [kN] kirögzítés	-	-	32,43	31,17
Nx [kN] max kikötés külső zóna	-	-	-	-
Nx [kN] max kikötés belső zóna	-	-	-	-
Külső szelvények	CHS 355,6x12,5 + CHS 355,6x10	O90 + O80	CHS 323,9x12,5 + CHS 273x5	O40
Oszlop önsúly	3437,3 kg	8603,7 kg	2322,3 kg	1897,6 kg
Belső szelvények	CHS 355,6x10 + CHS 323,9x8	O90 + O80	CHS 323,9x5 + CHS 244,5x5	O40
Oszlop önsúly	6020,3 kg	21277,2 kg	2833,6 kg	6031,8 kg

3. Táblázat - Rugós megtámasztással felvett modellek összevetése

3.3.2. Rácsrudakkal kialakított pályamodell

A rugós modellnek több elvi aggálya is van ahhoz, hogy mérvadó tervezési modellként lehessen használni. A négy vizsgált módszer összevetésére alkalmas lehet, hiszen ugyanazon peremfeltételek mellett megmutatja miben térnek el az egyes kialakítások, de annak az ismeretnek a hiányában, hogy a merev rugók mennyire torzítják a fenti eredményeket, nem érdemes nagy konzekvenciát levonni erről a módszerről, más utat kellett választanom a teljes modell esetén történő oszlopvizsgálatra.

Ennek megfelelően kipróbáltam azt a módszert, mely során az előző módszer szerint működtetem a helyettesítő kötélereket (19. ábra), valamint ugyanazt a négy eshetőséget vizsgálom, mindössze a rugókat kicserélem a felvett köteleknek megfelelő, csak húzásra működő rácsrudakra a biztosító kötelek és a lehorgonyzás esetén is.



19. Ábra - Rácsrudas kapcsolatokkal kialakított befogott pilléres modell

Itt a kapott eredmények többségében eltérnek az előző módszertől, az elmozdulások három esetben is sokszorosára nőnek a rugós modellektől, egyedül a befogott fa pilléres módszernél tapasztalhatunk elmozdulás csökkenést. Fontos hozzátennem, hogy a vizsgálatok összevethetőségének érdekében az eredeti szelvényeket és eredeti anyagminőségeket alkalmaztam. Az oszlopok igénybevételeinél az tapasztalható, hogy a befogott modellek esetén minimális eltérés tapasztalható mindkét irányba, a számottevő különbség a kihorgonyozott modelleknél figyelhető meg, így arra lehet következtetni, hogy a lehorgonyzó kötelek valósabb viselkedése (egy merev rugóhoz képest) jelentősen befolyásolja a teljes pálya erőtani jellemzőit. Ennél a

számú melléklet tartalmazza. Ami megfigyelhető, hogy a $\Phi 10$ -es névleges átmérőjű sodronnyal felvett kihorgonyzó kötelekben a számított kötélterőnél magasabb igénybevétel keletkezik, viszont a határerőt nem haladja meg. Erre megoldás lehet a rácsrudak határerőinek megadása, mely korlátozza a többletígyenbevételt, mely így átadódik a pillér alapozások felé. Ez azt mutatja, hogy az alkalmazott formula már közelebb járhat a tényleges modell erőjátékához, viszont így is csak közelítő feltételezéssel szabad tekinteni rá.

A teljes pálya viselkedéséről kaphattunk információkat az előző módszerrel, módszerekkel. Viszont a cél az oszlopok kialakításának meghatározása, melyhez szükséges lokális modellek vizsgálatával összevetni az eddig alkalmazott módszereket. Ennek értelmében felvettem egy önálló pillért, a korábban is működtetett 32,7 kN-os vízszintes kötélteherrel, valamint a pillér önsúlyával és platform terhelésével, amit mind a négy szerkezettel számítottam. Annyi további feltételt szabtam az előzőekben használtakhoz képest, hogy az alkalmazott szelvények ne csak teherbírásra feleljenek meg az önsúly optimalizálása mellett, hanem a pillérekre vonatkozó H/150-es maximális

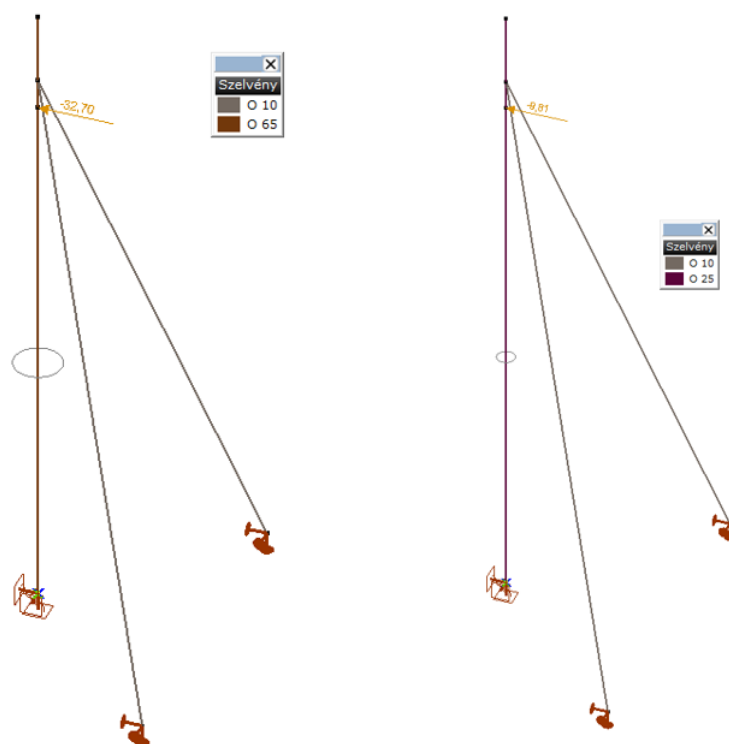
elmozdulási kritériumnak is megfeleljenek, ami 9 méteres oszlopoknál 60 mm-es kilengést jelent. Az ebből adódó eredményeket a 3. számú melléklet és a 4. táblázat tartalmazza.

	32,7 kN terhelés (30%)			
	Befogott pillér támasz		Kihorgonyzott pillér támasz	
	Acél pillérek	Fa pillérek	Acél pillérek	Fa pillérek
ex max [mm]	59,705	53,013	51,702	55,723
ey max [mm]	0		0	0
Nx [kN] max	0,2	0,18		
Nx [kN] min	-10,84	-15,31	-31,79	-34,07
Vmax [kN]	0	0	8,89	9,58
Vmin [kN]	-32,7	-32,7	-23,72	-23,02
Mmax [kNm] közbenső	0	0	-3,74	-4,02
Mmax [kNm] befogás	247,86	247,86	176,09	170,47
Rz max [kN] oszlop	-10,84	-15,31	-31,72	-34,02
Rx max [kN] oszlop	-32,7	-32,7	-23,55	-22,82
Ry max [kN] oszlop	0	0	0	0
Rz max [kN] kirögzítés	0	0	15,86	17,1
Rx max [kN] kirögzítés	0	0	-4,57	-4,94
Ry max [kN] kirögzítés	0	0	4,49	4,84
Nx [kN] max kikötés külső zóna	0	0	17,1	18,44
Maximális elmozdulás (H/150) [mm]	60	60	60	60
Kihasználtság	100%	88%	86%	93%
Külső szelvények	CHS 508x10	O72,5	CHS 508x8	O65
Oszlop önsúly	1105 kg	1560 kg	894 kg	1260 kg

4. Táblázat - Oszlopok lokális vizsgálata számított kötélérő hatására

Ezt követően a lokális vizsgálatot elvégeztem csökkentett terhelésre is. Ugyebár a felvett kötélérőt a szabvány szerint működtetett maximumnak vettem fel, ezzel a pillérek előző vizsgálata is a modell lehetséges igénybevételeinek felső határát célozta meg. A valóságot közelítve merem feltételezni, hogy nem minden esetben a maximális kötélérő fog működni a pálya elemein. Ennek a közelítéséhez redukáltam a kötélérőt a maximális szakítóerő tizedére, ami így az előzőben vizsgált 32,7 kN harmadára, 9,81 kN-ra csökken. Így külön négy modellt alkotva megvizsgáltam, hogy kisebb terhelés esetén mennyivel csökkenthetők a pillérek keresztmetszetei ugyanazon elmozdulási peremfeltétel mellett (21. ábra).

Ez alapján azt az eredményt kaptam, hogy bár a kötélrőt csak harmadára csökkentettem, bizonyos esetekben a keresztmetszeti méreteket ennél sokkal nagyobb mértékben lehet optimalizálni. Ez különösen a kihorgonyzott fa pillérekre jellemző, ahol a keresztmetszet átmérőjét is közel harmadára lehet csökkenteni, ami súlyelemzés esetén az előző pilléreknek 15%-át jelenti. A szimplán befogott oszlopok esetén is értelemszerűen csökkenthető a keresztmetszet, viszont ott csak közel felére lehet a szelvények tömegét csökkenteni. A teljes összevetést és a számszerű eredményeket a 3. számú melléklet tartalmazza.



21. Ábra - Pillérek lokális vizsgálata eltérő kötélrőkkel

3.4. Kötélrők számítása

3.4.1. Nyúlásmentes kötél analitikus számítása

Az oszlopok kialakítására a korábbi számítások alapján feltételezéseket már lehet tenni, ehhez viszont igazolni kell a rájuk ható kötélrőket is, valamint bizonyítani ez eredetileg felvett keresztmetszetek megfelelőségét. Ehhez több módszer is rendelkezésemre állt, melyeket a 2.2. fejezetben vezettem le elméleti szinten. A számítások elvégzése előtt fontos leszögezni a korábban is ismertetett tényeket, hogy az

analitikus számításokban alkalmazott képletek nem feltétlen vesznek figyelembe minden geometriai és anyagi tulajdonságot, így ezek közelítő számítások elvégzésére alkalmasak, eredményeik viszont pontos tervezéshez nem gazdaságosak.

Elsőként a nyúlásmentes kötelekre érvényes számítási módszerrel próbálom kiszámítani az ismert terhelésre keletkező igénybevételekre a feltételezett kötelek megfelelőségét. Ez a módszer nem veszi figyelembe a kötél keresztmetszetét, valamint anyagi tulajdonságait, ezzel szemben a pálya kialakításakor előirányzott kezdeti belógást és az áthidalni kívánt fesztávot igen.

A részletes elemzés érdekében többféle kialakítást is számítok, amihez a pályarajzon található kötélhosszakat is igyekszem szem előtt tartani. Így három fesztávra végzek számítást, egyrészt 50 m-re, hiszen vannak kötelek, amik közel ekkora távolságot hivatottak áthidalni, 6,5 m-re, ugyanis a belső részen ez alatti kötélhosszak a jellemzőek, valamint ezeket nagyjából kiközepeelve 30 méteres kötelet is vizsgálok a közbenső kötelek számításához közelítve.

Ezen felül több belógással kombinálva számítok ezekre a fesztávokra, hiszen a számítás során a kötél erő egyik meghatározó tényezője lehet a feszesség és a kezdeti belógás, így 2,3 és 5%-os közbenső magassági eltérést is görbeső alá veszek a számításaimban.

Nyúlásmentes számításnál elsőként meg kell határozni ezen értéket, amely megadja a w_0 kezdeti belógást (50 m hossz, 3%-nál ez 1,5 métert jelent). Ennek ismeretében a lapos görbék ívhosszát az alábbi képlettel tudjuk megkapni:

$$s = l + \left(\frac{8}{3}\right) * \frac{w_0^2}{l}$$

Az ismert tényleges kötélhosszból számítani lehet geometriai képlettel a nyúlásmentes kötél maximális belógását az alábbi számítással:

$$w_0 + w_1 = \sqrt{\left(\frac{s}{2}\right)^2 - \left(\frac{l}{2}\right)^2}$$

Ennek ismeretében, valamint a rendelkezésünkre álló koncentrált erő tervezési értékével (1,5-es biztonsági tényezővel 4,5 kN esési teherrel számolva) megkaphatjuk a nyúlásmentes kötélben működő húzóerőt az alábbi módon:

$$T = \frac{0,5 * Ped}{\frac{w_1}{0,5 * s}}$$

Az így megállapított kötélről felbonthatjuk komponensekre a belógás-hossz okozta vektorháromszög szerint, ami segítségével a feltételezett támaszerők is megállapíthatók, melyekkel az oszlopokra terhel a kötel. Ezeket a számításokat elvégeztem a korábban bemutatott paraméterekkel, melyek eredményét az 5. táblázat és a 3. számú melléklet tartalmazza.

	Támaszköz [m]	Belógás [%]	Kezdeti belógás [m]	Maximális belógás [m]	Kötélről [kN]	Rz [kN]	Rx [kN]
Nyúlásmentes kötel	50	5	2,5	2,892	19,58	2,27	9,725
	50	3	1,5	1,733	32,53	2,26	16,23
	50	2	1	1,155	48,75	2,25	24,35
	30	5	1,5	1,735	19,58	2,26	9,725
	30	3	0,9	1,04	32,53	2,26	16,23
	30	2	0,6	0,693	48,75	2,25	24,35
	6,5	5	0,325	0,376	19,58	2,26	9,725
	6,5	3	0,195	0,225	32,53	2,26	16,23
	6,5	2	0,13	0,15	48,75	2,25	24,35

5. Táblázat - Nyúlásmentes kötelek analitikus számítása

Ez alapján több következtetést is le lehet szűni. Az előzetesen várt eredményeknek megfelelően a belógás mértékével a kötélről mértéke is csökken, amit a számítási módszer visszaad. A változók tekintetében minden számításnál a terhelés azonos volt, ami az azonos belógásokkal ugyanazon kötélről eredményezte feszítástól függetlenül. A korábban maximális kötélről működtetve 2x-es biztonsággal vizsgáltam az oszlopokat, így igazoltan szükség volt a kötélszámításra az oszlopalkalítás meghatározása előtt.

Ami viszont nem megállapítható feltétlen az a lehajlás mértéke, hiszen az előzetes várakozásokkal ellentétesen a kötélről növekedésével fordítottan arányos a többlet belógás mértéke, ez a számítási módszer hiányosságára mutat rá, a közelítés igazolásához érdemes rugalmas kötélszámítást is végezni.

3.4.2. Rugalmas kötel számítása

A rugalmas számítási módszer a 2.2. fejezetben bemutatott egyenletekre alapul. Ez a korábbi módszerhez képest nem veszi figyelembe a kezdeti belógás mértékét, így ez inkább lapos kötelek keresztmetszeti ellenőrzésére alkalmas. Ezzel szemben az anyagi és szelvényméreteket számításba hozza. A névleges keresztmetszetet húzott sodronykötél

esetén redukálnunk kell az effektív keresztmetszeti területre, mely az MSZ EN 1993-1-11 szerinti csökkentő tényezővel 0,75-ös csökkentő értéket kap. Ez a kötél húzómerevségének megállapításához szükséges, mely az anyag 165 GPa rugalmassági modulusával szorzatban $EA = 13.996 \text{ kN-os}$ értéket vesz fel.

Az ismert terheléssel, fesztávval és a számított húzómerevséggel megállapítható a teher alatti belógás mértéke, mely 50 m eredeti hosszánál 1,713 méteres belógást, 30 m fesztávnál 1,028 métert, 6,5 méteres eredeti kötélhossznál 0,223 m belógást eredményez. Ezzel a két hossz mérettel Pitagorasz-tétellel számítható a megnyúlt kötél hossza, ami a nyúlásmentes vizsgálat során alkalmazott kötél erő számításával megegyező képletbe helyettesítendő a húzóerő megállapításához.

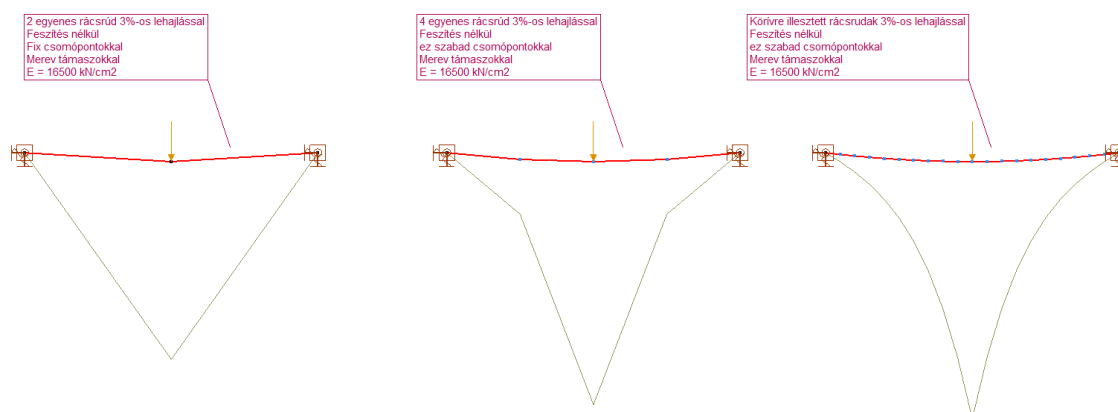
Tekintettel arra, hogy kezdeti belógás nem szerepel, a képletben szereplő aránypárok pedig azonosak, így mind a kilenc vizsgált esetben ugyanazon eredményt kapjuk, így ezzel a módszerrel a számított kötél erő 32,92 kN és közel 4° kötél törési szöget eredményez. Ez igazolja az eredetileg számított kötél erő megfelelőségét az alkalmazott esési terhelésre. Mindazonáltal a kezdeti belógással ezt csökkenteni ezzel a módszerrel nem tudjuk, így szükségesnek tartom végeselemes számításal is bizonyítani a kötelekben keletkező alakváltozásokat és feszültségeket.

3.4.3. Kötél erő ellenőrzése végeselem módszerrel

A végeselemes számítást szintén az Axis VM szoftver segítségével hajtottam végre több közelítést alkalmazva. Elsőként közelítő keresztmetszettel vettem fel a kötél effektív szelvényét. Kiszámítva hozzávetőlegesen egy 10,38 mm átmérőjű, a kötélszámítás során alkalmazott anyagi tulajdonságokkal megegyező kosárgörbe láncolatú rácsrúd szerkezettel lehet legpontosabban modellezni a $\Phi 12$ -es acélsodronyt. A program viszont ilyen pontosságban nem ad lehetőséget körszelvény meghatározására, így a biztonság oldalára csökkentve 10 mm-es rúdként modelleztem a kötelet.

Elsőként fel kellett oldani azt a korábban ismertetett fennakadást, miszerint a rácsrúd a saját tengelyére merőlegesen nem is veszi fel a terhet, így egyből kezdeti belógást kellett alkalmaznom, mely több komponensre bontja a terhelést is. Elsőként egyszerűen tört szerkezetként bontottam fel a kötelet, ami így V alakban vette fel a geometriai formáját. A közelítés miatt a lehajlás alakja is egy egyenlő szárú háromszög lett, mely nem felel meg a valóságban ismert kötélalaknak.

Ezen felindulásból több töréspontot hoztam létre a kötéltartón, melyek közt először nem adódott át a koncentrált terhelésből adódó teher okozta lehajlás. Ez a csomóponti szabadságfokok beállításával került feloldásra. Függőleges terhelés és elmozdulás okán a z irányú elmozdulási szabadságfokot szabaddá téve közelítően viselkedik a kötél a várt alakhoz, viszont a tényleges lehajlási görbület eléréséhez sűríteni volt szükséges a töréspontokat (22. ábra).



22. Ábra - Megfelelő lehajlási alak elérése végelemek modelleknél

Függőleges terhet működtetve végül csuklós megtámasztások alkalmazásával és z,x irányú szabad elmozgási, valamint y irányú elfordulású rácsrúd lánc csomópontokkal sikerült elérni a valósághoz közelítő kötéltviselkedést. A program számítási iterációja viszont nem teszi lehetővé ily módon a vízszintes erőkomponenssel történő számítást, ugyanis gyűrődéshez hasonló láncviselkedést eredményez, ha a szabvány szerint 10%-os vízszintes erőkomponenssel szeretném méretezni a kötelet. Figyelembe véve a függőleges erők mellett ébredő vízszintes kötelerő mértékeit, konzulensi javaslatra így elhanyagoltam az esésből származtatott minimális horizontális komponens.

A számítási módszer igazolására teszteltem az anyagi és geometriai módosulásokra történő lehajlási és feszültségváltozást és az előzetes elvárásokkal megegyezően nagyobb keresztmetszet vagy magasabb rugalmassági modulus esetén a lehajlás is csökkenne, így a modell ilyen szempontból megfelel. Ennek következtében elvégeztem az analitikus számítás során felvett kilenc modellt, melynek az eredménye a 6. számú táblázatban és a 3. számú mellékletben található.

	Támaszköz [m]	Belógás [%]	Kezdeti belógás [m]	Maximális belógás [m]	Kötélerő [kN]	Rz [kN]	Rx [kN]
Axis VM végelem modellből származtatott eredmények	50	5	2,5	3,048	19,61	2,25	11,45
	50	3	1,5	2,296	32,43	2,25	17,84
	50	2	1	2,010	48,05	2,25	23,18
	30	5	1,5	1,829	19,61	2,25	11,45
	30	3	0,9	1,377	32,43	2,25	17,84
	30	2	0,6	1,206	48,05	2,25	23,18
	6,5	5	0,325	0,396	19,61	2,25	11,45
	6,5	3	0,195	0,298	32,43	2,25	17,84
	6,5	2	0,13	0,261	48,05	2,25	23,18

6. Táblázat - Axis VM végeelemes kötélmodellek eredményei

Összevetve az eredményeket arra a következtetésre juthatunk, hogy kötélerek tekintetében közel hasonlít a nyúlásmentes számítással kapott eredményekre, ami okán a két módszer igazolja egymást bizonyos mértékben. A végeelemes számításnál viszont megfigyelhető, hogy kisebb belógásnál a nagyobb kötélerek mellett a kezdeti belógáshoz mért fajlagos lehajlástöbblet is nagyobb, ami az előzetes feltételezésnek megfelel. Ennek köszönhetően a behajlási szögek módosítják a keletkezett vízszintes támaszreakciók értékét.

4. Összegzés, kötélpálya kialakításának meghatározása

Az elvégzett számítások igazolják, hogy a felvett kötéلكeresztmetszet megfelelő lehet a szabványos 1/3-os kihasználtságnak, amennyiben maximum 3%-os kezdeti lehajlással kerül kialakításra a pályavezetés minden szakaszában, fesztávtól függetlenül. Tekintettel arra, hogy a nagyobb fesztávok esetén a számított 5%-os belógás használata akár 50-80 cm belógás többletet, ezáltal feszesség csökkenést is okoz, így a jelenlegi tartószerkezeti vázlattervezés során a külső zónában, ahol csúszópályaként is funkcionálnak a kötelek, maradjon az alkalmazott $\Phi 12$ -es acélsodrony 3%-os belógással.

A belső zónában, ahol jellemzően csak biztonsági eszközként szerepel, valamint a kezdeti többlet belógás esetében sem keletkezik nagy mértékű eltérés (5-10 cm-es eltérés), így ezen a területen, ahol nem lát el csúszópálya funkciót a sodrony, ugyanezen keresztmetszeti érték mellett 5%-os kezdeti belógás kialakítása javallott, ezáltal jelentősebb terhelésektől felszabadítva a tartópilléreket.

A pillér kialakításokat az így megállapított terhelések és az elvégzett oszlopvizsgálatok tapasztalatai alapján határozom meg. Hasznos tapasztalat volt a lokális vizsgálatok során látni, hogy mennyi feszültségtöbbletet lehet megspórolni a kihorgonyzások használatával, ami az oszlopok keresztmetszeti csökkentését, valamint a számított támaszreakciókból az alapozás alacsonyabb igénybevételekre származtatott tervezését jelenti. Ennek értelmében a külső és a belső zónában is alkalmaznék kihorgonyzást, az előzetes vázlatterv szerint meghagyva a koncepció szerinti eredeti köteleket, kiegészítve a belső zónában pillérenként 2-2 kihorgonyzó kötéllel.

Az ismert igénybevételek mellett és a mért viselkedéssel az anyaghasználatot illetően a tartószerkezeti koncepciótervben a külső zónában acélpillérek kialakítását, a belső zónában a gazdaságosság jegyében fa pillérek alkalmazását használok, melyek keresztmetszetének végleges kialakítása nem képezi jelen tervezési feladat részét. A tartószerkezeti koncepcióterv az eredeti vázlatterv kiegészítéseként szolgál, mely a 4. számú mellékletben található.

A tudományos munkám összegzéseként azon következtetéseket kell levonnom, hogy az ismertetett és alkalmazott módszerek összessége ad egy olyan közelítő lehetőséget, mely által kutatható a bemutatott kötélpályák viselkedése és tartószerkezeti szempontból megfelelő mérnöki szempontrendszer alkalmazva tervezhető. Viszont

megfigyelhető az is, hogy jelen formájában csak egyszerűsített módon lehetséges, hiszen a dolgozatban bemutatott egyes elemek jelentősége, mint a hőmérsékleti hatások szerepe, megoszló és vízszintes erőkomponensek hatása a kötelekre, valamint a tervezendő élőfák tulajdonságának pontos ismerete tudja pontosítani a hasonló kalandparkok statikai méretezését és vizsgálatát.

5. Köszönetnyilvánítás

Ezúton szeretnék köszönetet mondani mindenkinek, aki segített a dolgozatom elkészítéséhez és az elinduláshoz is löketet adott. Elsőként szeretném megköszönni belső konzulensemnek Kovácsné Dr. Vanya Csillának, aki a mesterszakos tanulmányaim segítése mellett felkeltette az érdeklődésemet a TDMK dolgozat készítésére és elindított ezen az úton. Továbbá a dolgozat írása során bármikor fordulhattam hozzá segítségért, amire minden esetben rendelkezésemre állt, ezért nagyon hálás vagyok számára.

Ugyanígy köszönettel tartozom Szabó Gábornak, aki kollégaként és konzulensként is mindig igyekszik inspirálni és átlendíteni a nehézségeken. A szakmai és morális segítségen túl hálás vagyok neki a téma ajánlásáért is, hiszen a szakmánknak olyan ritka és izgalmas oldalát mutatta meg, amit magamtól lehet meg sem ismertem volna ennyire behatóan.

Hálás vagyok a Pécsi Tudományegyetemnek is, hogy felsőoktatási tanulmányaim vége felé közeledve sikerült a szakmai fejlődésemet ezen TDMK dolgozattal is előrébb juttatni és lehetőséget biztosít a szükséges erőforrások és keretek hozzáféréséhez.

Köszönöm azoknak a hallgatótársaknak, jelenlegi és volt kollégáknak, barátoknak, akik szakmailag és emberileg is segítettek a dolgozat létrejöttét és amikor elakadtam, akkor is adtak olyan impulzusokat, amikkel megoldást találtam a kutatási és tervezési feladataim során.

Végül pedig köszönöm menyasszonyomnak és a családomnak azt a támogatást, amivel biztosították a dolgozat elkészítéséhez szükséges nyugodt környezetet és türelemmel voltak szakmai tevékenységemre minden esetben.

6. Irodalom- és forrásjegyzék

- [1] Recorder.blog.hu – Tudom, hol fesztiválozol idén nyáron – hazai fesztiválkörkép a járványidőszakból - -
(https://recorder.blog.hu/2020/06/23/tudom_hol_fesztivalozol_iden_nyaron_hazai_fesztivalkorkep_a_jarvanyidoszakbol) (megtekintve: 2024.10.05.)
- [2] 24/2020. (VII.3.) ITM rendelet egyes szórakoztatási célú berendezések, létesítmények és ideiglenes szerkezetek, valamint szórakozási célú sporteszközök biztonságosságáról <https://njt.hu/jogszabaly/2020-24-20-7Q> (megtekintve: 2024.09.21.)
- [3] VÁRDAI ATTILA – *Segédlet szabadidős létesítmények tartószerkezeti tervezéséhez*, Magyar Mérnöki Kamara Kiadványsorozata 59., Budapest 2020.
- [4] MSZ EN 15567-1:2015 termékszabvány
- [5] MSZ EN 13814-1:2019 termékszabvány
- [6] VÁRDAI A., MADARAS B. – *Kötélpályák erőtani vizsgálata*, Magyar Építőipar, 2016. 3. szám
- [7] KOLLÁR LÁSZLÓ P. – *Bevezetés a tartószerkezetek tervezésébe*, Akadémiai Kiadó, 2022.
- [8] MSZ EN 1176-1:2008
- [9] Ukthemeparkspy.co.uk - U.K. Theme Parks Close Due to Snow: Latest Parks & Updates (<https://www.ukthemeparkspy.co.uk/u-k-theme-parks-close-due-to-snow-latest-parks-updates/>) (megtekintve 2024.10.06.)
- [10] MSZ EN 1993-1-11:2007
- [11] DR. DIVÓS FERENC – *Az élő fák stabilitása – mérnöki megközelítés Élő fák, mint teherhordó faszerkezetek*, Magyar Mérnöki Kamara Kiadványsorozata 20., Budapest, 2018.
- [12] DR. VEPERDI GÁBOR – *Erdőbecslés tan c. jegyzet*, Sopron, 2011.
- [13] LAJOS TAMÁS – *Az Áramlástan Alapjai c. jegyzet*, Budapest, 1992.
- [14] DR. HEGEDŰS ISTVÁN – *Térbeli tartószerkezetek*, órai jegyzet, Budapest
- [15] Szallasvisegradon.hu - Visegrád – Ezüstfenyő üdülő, Canopy drótkötélpálya (<http://www.szallasvisegradon.hu/Programok--szabadido/Canopy-drotkotelpalya>) (megtekintve 2024.11.30.)

7. Ábra- és táblázatjegyzék

1. Ábra - Különböző szabadidős létesítmények fesztiválokon [1]	2
2. Ábra - Esési tényező meghatározása [3]	5
3. Ábra - Kötéllánc elmélet [7]	7
4. Ábra - Kötél belógása a különböző modellek szerint [6]	9
5. Ábra - Téli időszakban nem üzemeltetett vidámpark [9]	11
6. Ábra - A kihorgonyzások közelítő számítása EN 13814-1:2019 szerint [5]	14
7. Ábra - MSZ EN 1176-1:2017 szerinti példa alapozás (1-oszlop, 2-játszófelület, 3-alapozás, 4-alapvonal, 5-alapozás felső széle) [8]	16
8. Ábra - Kovácsolt kötélvégi kapcsolóelemek [10]	17
9. Ábra - Kötélszög definíciója [4]	18
10. Ábra - Élőfa tartószerkezetű kalandpálya (forrás: saját kép)	19
11. Ábra - Élőfa statikus húzóvizsgálata [11]	21
12. Ábra - Dinamikus élőfa vizsgálatának eszközei [11]	23
13. Ábra - Élőfa akusztikus tomográfiai vizsgálata [11]	24
14. Ábra - Pályarajz vázlata	25
15. Ábra - Acél oszlopos csúszó kötélpálya	26
16. Ábra - Kalandpálya statikai drótváza	29
17. Ábra - Koncentrált helyettesítő erők használata kötelek tengelyvonalában sakktáblaszerű elven	32
18. Ábra - Rugós modell lehorgonyzott oszlopok esetén	33
19. Ábra - Rácsrudas kapcsolatokkal kialakított befogott pilléres modell	35
20. Ábra - Rácsrudakkal helyettesített kötelek normálerői	36
21. Ábra - Pillérek lokális vizsgálata eltérő kötélérőkkel	38
22. Ábra - Megfelelő lehajlási alak elérése végeselemes modelleknél	42
1. Táblázat - Felhasználói terhek [4]	6
2. Táblázat - EN 13814-1:2019 szerinti húzóerő becslés horgonyra [5]	15
3. Táblázat - Rugós megtámasztással felvett modellek összevetése	34
4. Táblázat - Oszlopok lokális vizsgálata számított kötélérő hatására	37
5. Táblázat - Nyúlásmentes kötelek analitikus számítása	40

6. Táblázat - Axis VM végeselemes kötélmodellek eredményei.....	43
---	----

8. Mellékletek

Hallgatói nyilatkozat

1. számú melléklet - Vázlatos pályaterv
2. számú melléklet - Végeelem módszerrel számított pályamodellek táblázatos összevetése
3. számú melléklet – Végeelem módszerrel számított lokális vizsgálatok táblázatos összevetése
4. számú melléklet – Kötélpálya tartószerkezeti koncepcióterve

HALLGATÓI NYILATKOZAT

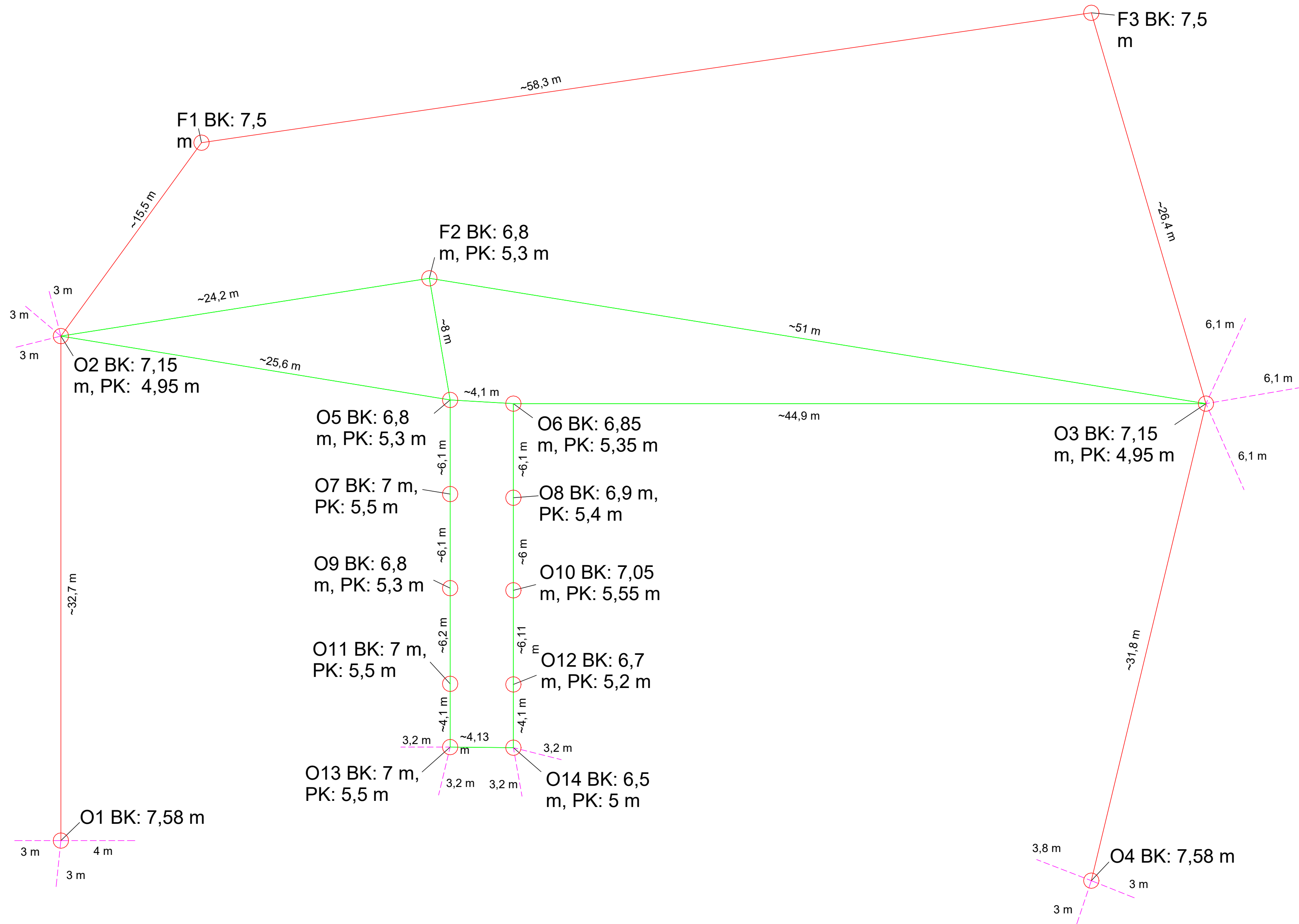
Alulírott Puskely Gergő Pál záróvizsgázó hallgató kijelentem, hogy a Kalandpályák statikai viselkedése, tartószerkezeti méretezésének alapjai TDMK dolgozatot a Pécsi Tudományegyetem Műszaki és Informatikai Kar Mérnöki és Smart Technológiák Intézet Építőmérnök Tanszékén készítettem Szerkezet-Építőmérnök MSc szakos hallgatóként.

Kijelentem, hogy a TDMK dolgozat a saját munkám eredménye, és kizárólag a megjelölt forrásokat használtam fel. Minden olyan részt, amelyet szó szerint vagy azonos értelemben, de átfogalmazva más forrásból átvettem, a forrás megadásával egyértelműen, az előírásoknak megfelelően megjelöltem. Ugyanígy jártam el a más forrásból átvett illusztrációk (rajzok, ábrák, képek, grafikonok, táblázatok, stb.) esetében is.

Pécs, 2024. december 2.


.....

hallgató aláírása



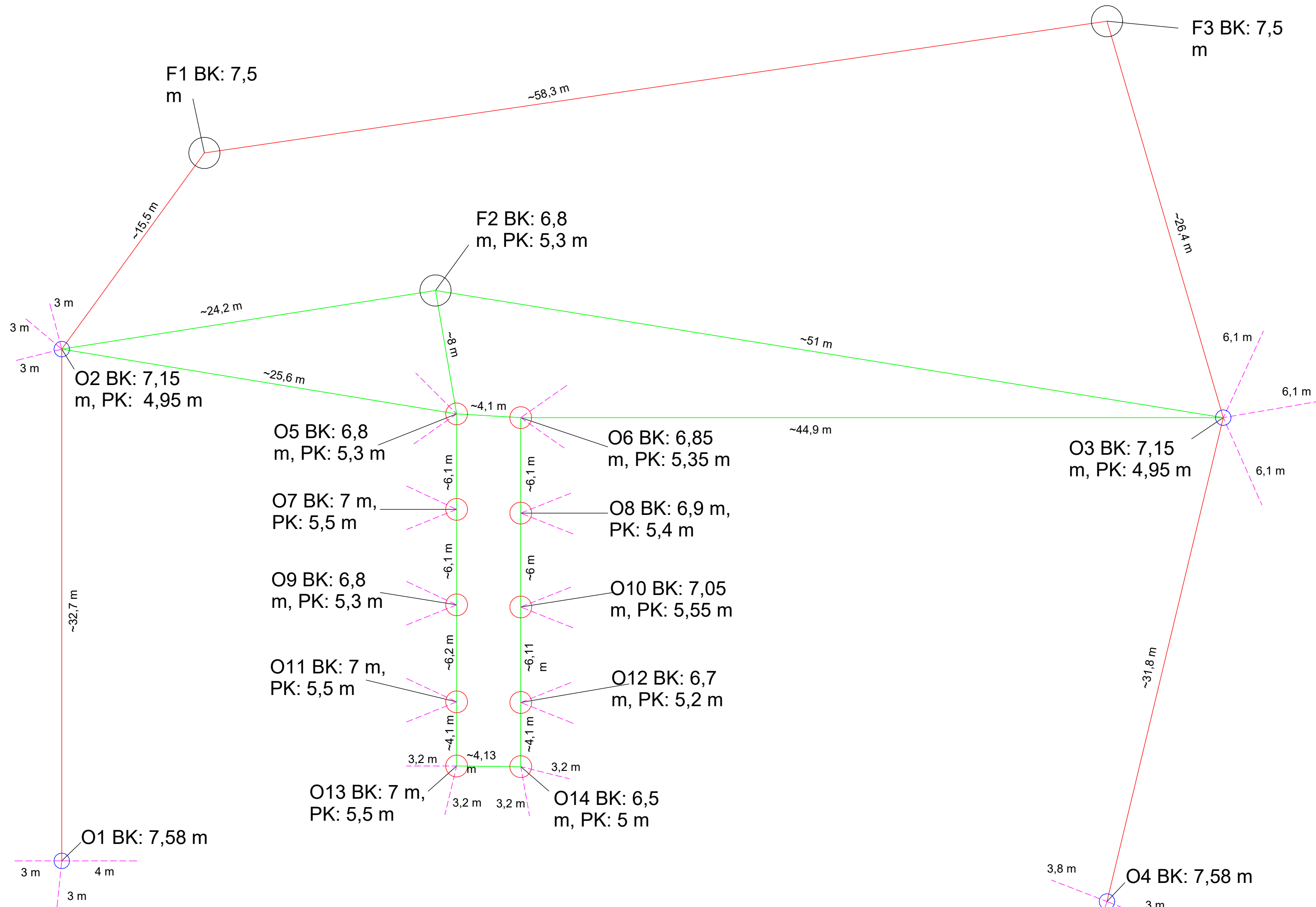
 Pécsi Tudományegyetem Műszaki és Informatikai Kar	
Intézmény: Pécsi Tudományegyetem	
Fájl: 2024/25/1	
Tárgy: Kalandpályák statikai viselkedése, tartószerkezeti méretezésének a) aljai	
Terv: Vázlatos pályaterv	
Melléklet: 1. sz. melléklet	Rajzsám: S01
Méretarány: 1:200	Dátum: 12/02/24
Hallgató: Kovácsné Dr. Varga Csilla	Ellátó konzulens: Szabó Gábor

2. számú melléklet - Végeelem módszerrel számított pályamodellek táblázatos összevetése

	Rugós kirögzítés				Rácsrudas kirögzítés							
	Befogott pillér támasz		Kihorhonyzott pillér támasz		Befogott pillér támasz				Kihorgonyzott pillér támasz			
	Acél pillérek	Fa pillérek	Acél pillérek	Fa pillérek	Acél pillérek		Fa pillérek		Acél pillérek		Fa pillérek	
ex max [mm] külső zóna	94,321	82,424	11,93	46,797	239,48	254%	44,135	54%	104,039	872%	141,641	303%
ex max [mm] belső zóna	50,891	43,257	14,245	30,917	213,383	419%	31,186	72%	118,53	832%	160,306	519%
ey max [mm] külső zóna	65,117	56,904	7,692	30,942	178,536	274%	35,757	63%	82,646	1074%	121,792	394%
ey max [mm] belső zóna	46,604	43,166	14,464	23,766	233,039	500%	31,121	72%	232,719	1609%	454,485	1912%
Nx [kN] max külső zóna	0	0	24,59	38,9	2,48		0,53		0		0	
Nx [kN] min külső zóna	-44,07	-63,98	-4,4	-8,08	-9,75	22%	-24	38%	-119,42	2714%	-155,31	1922%
Nx [kN] max belső zóna	0	0	15,14	13,05	5,84		4,8		2,09	14%	2,13	16%
Nx [kN] min belső zóna	-19,41	-43,03	-4,87	-13,42	-7,55	39%	-23,73	55%	-72,96	1498%	-102,42	763%
Vmax [kN] külső zóna	77,47	95,88	97,16	93,51	59,03	76%	71,08	74%	37,76	39%	49,55	53%
Vmin [kN] külső zóna	-39,06	-32,7	-90,74	-89,55	-46,01	118%	-41,32	126%	-16,67	18%	-45,3	51%
Vmax [kN] belső zóna	32,46	32,46	28,29	28,34	32,5	100%	32,47	100%	30,73	109%	30,63	108%
Vmin [kN] belső zóna	-32,39	-32,39	-28,35	-28,4	-32,44	100%	-32,64	101%	-17,84	63%	-22,33	79%
Mmax [kNm] külső zóna	0	0	77,12	76,12	0	100%	0	100%	113,43	147%	56,74	75%
Mmin [kNm] külső zóna	-553,89	-685,52	-82,58	-79,48	-422	76%	-508,25	74%	-201,7	244%	-88,15	111%
Mmax [kNm] belső zóna	0	0	39,36	38,64	0	100%	0	100%	210,5	535%	209,71	543%
Mmin [kNm] belső zóna	-227,21	-227,21	-38,76	-38,05	-227,56	100%	-227,29	100%	-100,08	258%	-52,59	138%
Rz max [kN] külső zóna	-7,52	-18,62	16,24	-2,07	0,26	-3%	0,28	-2%	0	0%	0	0%
Rz min [kN] külső zóna	-44,07	-63,98	-4,4	-8,08	-9,75	22%	-24	38%	-118,82	2700%	-154,46	1912%
Rz max [kN] belső zóna	-7,12	-20,4	14,34	-3,12	4,95	-70%	4,65	-23%	2,09	15%	2,13	-68%
Rz min [kN] belső zóna	-19,41	-42,89	-4,85	-13,61	-7,55	39%	-23,73	55%	-76,85	1585%	-102,59	754%
Rxy max [kN] külső zóna	77,47	95,88	11,56	11,12	59,05	76%	71,09	74%	30,96	268%	36,13	325%
Rxy max [kN] belső zóna	32,48	32,46	6,08	5,94	32,46	100%	32,64	101%	30,74	506%	12,1	204%
Rz max [kN] kirögzítés	-	-	-2,9	-0,86	-		-		52,34	-1805%	69,87	-8124%
Rz min [kN] kirögzítés	-	-	-7,92	-13,2	-		-		-0,03	0%	-0,03	0%
Rxy max [kN] kirögzítés	-	-	32,43	31,17	-		-		27,66	85%	26,53	85%
Nx [kN] max kikötés külső zóna	-	-	-	-	-		-		56,1		75	
Nx [kN] max kikötés belső zóna	-	-	-	-	-		-		44,02		60,6	
Külső szelvények	CHS 355,6x12,5 + CHS 355,6x10	O90 + O80	CHS 323,9x12,5 + CHS 273x5	O40	CHS 355,6x12,5 + CHS 355,6x10		O90 + O80		CHS 323,9x12,5 + CHS 273x5		O40	
Oszlop önsúly	3437,3 kg	8603,7 kg	2322,3 kg	1897,6 kg	3437,3 kg		8603,7 kg		2322,3 kg		1897,6 kg	
Belső szelvények	CHS 355,6x10 + CHS 323,9x8	O90 + O80	CHS 323,9x5 + CHS 244,5x5	O40	CHS 355,6x10 + CHS 323,9x8		O90 + O80		CHS 323,9x5 + CHS 244,5x5		O40	
Oszlop önsúly	6020,3 kg	21277,2 kg	2833,6 kg	6031,8 kg	6020,3 kg		21277,2 kg		2833,6 kg		6031,8 kg	

3. számú melléklet - Végeelem módszerrel számított lokális vizsgálatok táblázatos összevetése

	32,7 kN terhelés (30%)				9,81 kN terhelés (10%)							
	Befogott pillér támasz		Kihorgonyzott pillér támasz		Befogott pillér támasz				Kihorgonyzott pillér támasz			
	Acél pillérek	Fa pillérek	Acél pillérek	Fa pillérek	Acél pillérek	Fa pillérek	Acél pillérek	Fa pillérek	Acél pillérek	Fa pillérek	Acél pillérek	Fa pillérek
ex max [mm]	59,705	53,013	51,702	55,723	53,568	90%	48,121	91%	46,984	91%	47,443	85%
ey max [mm]	0		0	0	0		0		0		0	
Nx [kN] max	0,2	0,18			0,05	25%	0,05	28%				
Nx [kN] min	-10,84	-15,31	-31,79	-34,07	-7,52	69%	-8,8	57%	-29,6	93%	-30,51	90%
Vmax [kN]	0	0	8,89	9,58	0		0		8,36	94%	8,67	91%
Vmin [kN]	-32,7	-32,7	-23,72	-23,02	-9,81	30%	-9,81	30%	-1,45	6%	-1,19	5%
Mmax [kNm] közbenső	0	0	-3,74	-4,02	0		0		-3,51	94%	-3,64	91%
Mmax [kNm] befogás	247,86	247,86	176,09	170,47	74,36	30%	74,36	30%	7,49	4%	5,39	3%
Rz max [kN] oszlop	-10,84	-15,31	-31,72	-34,02	-7,52	69%	-8,8	57%	-29,55	93%	-30,48	90%
Rx max [kN] oszlop	-32,7	-32,7	-23,55	-22,82	-9,81	30%	-9,81	30%	-1,3	6%	-1,02	4%
Ry max [kN] oszlop	0	0	0	0	0		0		0		0	
Rz max [kN] kirögzítés	0	0	15,86	17,1	0		0		14,78	93%	17,1	100%
Rx max [kN] kirögzítés	0	0	-4,57	-4,94	0		0		-4,26	93%	-4,39	89%
Ry max [kN] kirögzítés	0	0	4,49	4,84	0		0		4,18	93%	4,31	89%
Nx [kN] max kikötés külső zóna	0	0	17,1	18,44	0		0		15,93	93%	15,24	83%
Maximális elmozdulás (H/150) [mm]	60	60	60	60	60		60		60		60	
Kihasználtság	100%	88%	86%	93%	89%		80%		78%		79%	
Külső szelvények	CHS 508x10	O72,5	CHS 508x8	O65	CHS 355,6x10		O55		CHS 193,7x5		O25	
Oszlop önsúly	1105 kg	1560 kg	894 kg	1260 kg	767 kg	69%	897 kg	58%	209 kg	23%	185 kg	15%



Megjegyzések:

- A felvett értékek nem kezelendők végleges tartószerkezeti kialakításként, annak megállapításához részletes statikai számítások szükségesek.
- A számítás során felvett szerkezeti acél anyagminősége S235, a fa oszlopok szilárdsági osztálya min. C24.
- A pálya részeként élőfák teherbírása helyszíni vizsgálatokkal ellenőrizendő.
- A tervlap együtt kezelendő a dolgozat szövegezésében leírt technikai információkkal.

Jelmagyarázat:

- Három irányú kihorgonyzással kialakított, CHS körszelvényű acélpillér
- Két irányú kihorgonyzással kialakított, tömör körszelvényű, faragott fa pillér
- Élő fa tartószerkezeti elem
- $\Phi 10$ -es névleges átmérőjű 6x19 eres nagyszilárdságú (1770 N/mm²) acél sodronykötélből kialakított kihorgonyzás
- $\Phi 12$ -es névleges átmérőjű 6x19 eres nagyszilárdságú (1770 N/mm²) acél sodronykötélből, 5%-os kezdeti lehajlással kialakított biztosítókötél
- $\Phi 12$ -es névleges átmérőjű 6x19 eres nagyszilárdságú (1770 N/mm²) acél sodronykötélből, 3%-os kezdeti lehajlással kialakított biztosítókötél



Intézmény	
Pécsi Tudományegyetem	
Fájl:	2024/25/1
Tárgy:	Kalandpályák statikai viselkedése, tartószerkezeti méretezésének alapjai
Tervlap:	Tartószerkezeti koncepcióterv
Melléklet:	Rajzsám: S02
Méretarány:	Dátum: 12/02/24
Hallgató:	Posztoly Gergő Pál - ZWSEFLN
Belső konzulens:	Külső konzulens:
Kovácsné Dr. Vanya Csilla	Szabó Gábor