

**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ
V PRAZE
FAKULTA STAVEBNÍ**

**KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH
KONSTRUKCÍ**



**ANALÝZA A PRŮBĚH VÝSTAVBY
ŽELEZOBETONOVÉHO JÁDRA BUDOVY
CAPITAL GATE**

DIPLOMOVÁ PRÁCE

Vypracoval:

Sebastián Náse

Vedoucí práce:

prof. Ing. Petr Štemberk, PhD., D.Eng.

2021/2022

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Náse Jméno: Sebastián Osobní číslo: 468620
Zadávající katedra: Katedra betonových a zděných konstrukcí
Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Analýza a průběh výstavby železobetonového jádra budovy Capital Gate

Název diplomové práce anglicky: Analysis and construction of reinforced concrete core of Capital Gate

Pokyny pro vypracování:

- Analýza železobetonového jádra budovy Capital Gate
- Postup výstavby
- Výpočet dotvarování železobetonového jádra
- Předpětí jádra
- Výpočet časově závislých deformací a jejich zohlednění během výstavby

Seznam doporučené literatury:

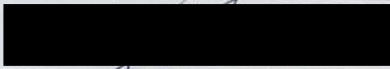
- Navrátil, J.: Předpjeté betonové konstrukce. CERM, Brno, 2008, ISBN 978807045617
<https://www.archdaily.com/889854/capital-gate-rmj>
- Šmerda, Z., Křístek, V.: Dotvarování a smršťování betonových prvků a konstrukcí, Nakladatelství technické literatury, 1978

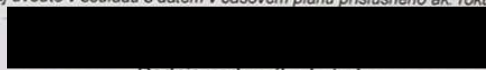
Jméno vedoucího diplomové práce: prof. Ing. Petr Štemberk, Ph.D., D.Eng.

Datum zadání diplomové práce: 1. 10. 2021

Termín odevzdání diplomové práce: 3. 1. 2022

Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

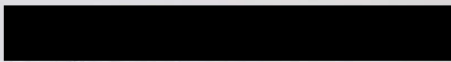

Podpis vedoucího práce


Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v diplomové práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.

1. 10. 2021
Datum převzetí zadání


Podpis studenta(jay)

ČESTNÉ PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem svoji diplomovou práci vypracoval samostatně s použitím uvedené literatury a podkladů.

V Praze dne

.....

Bc. Sebastián Náse

PODĚKOVÁNÍ

Touto cestou bych rád poděkoval svému vedoucímu bakalářské práce prof. Ing. Petru Štemberkovi PhD., D.Eng. za odborné vedení, za pomoc a cenné rady při zpracování této práce. Dále bych rád poděkoval paní Ing. Michaele Frantové, Ph.D. a celému týmu za konzultace a různé tipy. Poděkování patří v neposlední řadě i mé manželce, rodičům a kamarádům, kteří mě podporovali a udržovali při zdravém rozumu v této náročné době.

ABSTRAKT

Diplomová práce se zabývá analýzou a návrhem železobetonového jádra budovy inspirované budovou Capital Gate. Samotná práce má několik částí. V první je vysvětleno předpětí, jeho možnost, vliv a případné problémy či negativní účinky. Další částí je seznámení s budovou Capital Gate, poukázání na případné poruchy a ukázka jejich řešení. Následně jsou vyřčeny rozdíly mezi budovou Capital Gate a řešenou konstrukcí. Na konstrukci je provedena analýza jádra, návrh předpětí, rozmístění předpínacích kabelů jak půdorysně, tak po výšce konstrukce. V průběhu celé analýzy jsou počítána napětí na straně tažených vláken a deformace. Posledním krokem je návrh vyklonění jádra, aby se kompenzovala deformace způsobená nakloněním budovy.

Klíčová slova

Předem a dodatečně předpínané konstrukce, ztráty předpětí, dotvarování a smršťování, dlouhodobá a okamžitá deformace, tahové napětí

ABSTRACT

The diploma thesis looks at the analysis and design of the reinforced concrete core of a building inspired by the Capital Gate building. The work itself has several parts. The first part explains the preload, its possibility, influence and possible problems or negative effects. The next part is an introduction to the Capital Gate building, pointing out possible failures and a demonstration of their solution. Subsequently, the differences between the Capital Gate building and the solved structure are stated. The core is analyzed, prestressed design, placement of prestressing cables both in plan and in height of the structure. Throughout the analysis, the tensions on the drawn fibers and the deformations are calculated. The last step is to design the tilt of the core to the opposite side to compensate deformation caused by tilting the building.

Keywords

Prestressed structures, prestress losses, creeping and shrinking, long and short term deformation, tensile stress

OBSAH

1 ÚVOD	8
2 Předpjaté konstrukce	9
2.1 Historie předpjatého betonu	9
2.2 Podstata předpjatého betonu.....	9
2.3 Rozdělení předpjatého betonu	10
2.3.1 Rozdělení dle soudržnosti.....	11
2.3.2 Rozdělení dle výztuže.....	12
2.3.3 Rozdělení dle umístění výztuže	13
2.3.4 Rozdělení dle vnášení síly	14
2.3.5 Rozdělení dle stupně vyztužení předpětím	15
2.4 Změny a ztráty předpětí.....	16
2.4.1 Krátkodobé ztráty	16
2.4.2 Dlouhodobé ztráty	19
3 Capital Gate.....	23
3.1 Popis objektu	23
3.2 Kritická místa budovy	23
3.2.1 Fasáda	23
3.2.2 Založení	24
3.2.3 Termín stavby	25
4 Analýza jádra	27
4.1 Zatěžovací stavy	27
4.1.1 Kompletní obsazení budovy	27
4.1.2 Maximální tahové síly	27
4.1.3 Minimální tahové síly	27
4.2 Model v programu ANSYS.....	28
4.2.1 Výsledky	29
4.2.2 Vlastní frekvence a vlastní tvary	30
4.3 Ruční model	32
4.3.1 Kompletní zatížení budovy.....	34
4.3.2 Maximální zatížení	35
4.3.3 Minimální zatížení	36

4.3.4 Vlastní frekvence	36
5 Předpětí jádra	38
5.1.1 Návrh předpětí	38
5.1.2 Výpočet ztrát předpětí.....	38
5.1.3 Rozmístění předpínací výztuže.....	43
5.2 Vliv předpětí na budovu	45
5.2.1 Kompletní zatížení budovy.....	45
5.2.2 Maximální zatížení	46
5.2.3 Minimální zatížení	47
6 Návrh vyklonění.....	48
6.1 Okamžitá deformace.....	48
6.2 Dlouhodobá deformace	49
6.3 Návrh vyklonění a výstavby.....	50
7 ZÁVĚR	52
8 SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ	53
9 SEZNAM OBRÁZKŮ	55
10 SEZNAM PŘÍLOH.....	57

1 ÚVOD

V dnešní době se neustále posouvají hranice všeho možného. Každý stát, firma, instituce či společnost se snaží najít něco nového, neobvyklého, nepoznaného. Informační technologie se každým rokem zrychlují, zvyšují se kapacity a rychlost počítačů, ve sportu se každým rokem stanovují nové národní i světové rekordy, v lékařství se vyvíjejí nové metody léčby, nové léky či výrobky ke zlepšení života. Ani stavebnictví se tyto trendy nevyhýbají. Staví se vyšší, větší, okázalejší budovy. Každý stát či město chce mít nějakou významnou stavbu, která se každému vybaví při vyslovení jména.

Aktuálně už lidé dosáhli výšky přes osm set metrů, překlenuli pomocí mostů délku přes 160 kilometrů, bylo proto nutné se zaměřit na jiný způsob, jak zaujmout turisty a širokou veřejnost. Z tohoto důvodu si nemůžeme být nikdy jistí, jaký projekt se nám dostane na stůl. Proto se i ve své diplomové práci chci věnovat něčemu mimořádnému.

Tyto rozvahy mě vedly k několika budovám. Nakonec mě nejvíce zaujala stavba Capital Gate v Abu Dhabi ve Spojených Arabských Emirátech. Stavba je zajímavá svým tvarem, který na první pohled popírá gravitaci a fyzikální zákony. Vše je krásně vidět níže na obr. 1. Naklonění budovy je více jak čtyřikrát vyšší než u šikmé věže v Pise. V této budově jsem si vzal inspiraci pro svojí diplomovou práci. V určitých ohledech budou provedeny určité úpravy, řešená budova tedy nikde nestojí. Výpočty a celý postup je originální.

V práci budou nejdříve popsán předpjatý beton, bez kterého se na první pohled budova neobejde. Následně dojde k popisu budovy, vyslovení některých problémů, které jsou s budovou spojeny a návrh či popis jejich řešení. V dalších kapitolách už bude samotná analýza železobetonového jádra, následovaná popisem výpočetních modelů. Ve finální části dojde k návrhu předpětí a výstavby jádra.



obr. 1 Motivační foto [7]

2 Předpjaté konstrukce

2.1 Historie předpjatého betonu

Začátky předpjatého betonu lze vysledovat až do konce 18. století. Jako úplně první byl kalifornský inženýr P. H. Jackson v roce 1886, následován Němcem C. E. W. Doehringem v roce 1888. Důvodem jejich neúspěchu bylo použití výztuže o malé pevnosti. Malá pevnost nám omezuje maximální napětí, sílu, které lze pro předepnutí použít. Malé napětí způsobí malé přetvoření, které je následně skoro anulováno přetvořením a dotvarováním samotného betonu, [1].

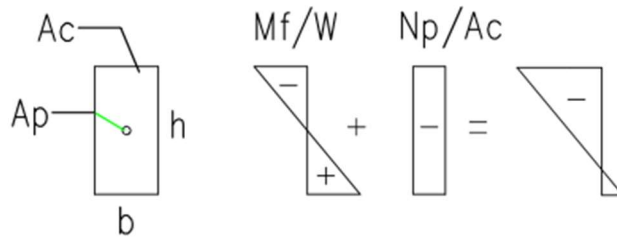
Opravdový průlom v použití předpjatého betonu zažil až Francouz Eugen Freyssineta v roce 1928, který jako první navrhl a použil výztuž o vysoké pevnosti. Tím zaručil větší poměrné přetvoření, které ani následné dotvarování a smršťování betonu nebylo schopné anulovat, [1].

V Česku byl poprvé použit předpjatý beton na silniční most na dálnici D1 přes komunikaci Vojslavice – Koberovice. Navrženo Ing. Dr. L. Pacholíkem v roce 1947. Most byl postaven z 12 předem předpjatých nosníků, [1].

2.2 Podstata předpjatého betonu

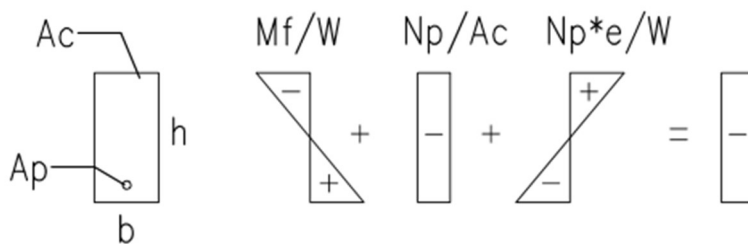
Největší nedostatek klasických betonových nebo železobetonových konstrukcí je v nízké pevnosti betonu v tahu. Předpjatý beton se snaží tento nedostatek vyrovnat vneseným tlakovým napětím. Při zatížení ohybem nebo tahem se nejdříve odčerpává tlakové napětí vnesené do prvku předpětím. To má za následek menší trhliny a průhyb oproti klasickému železobetonovému prvku, při stejném zatížení i vyztužení. Důsledkem menších trhlin si prvek mnohem déle zachovává svoji tuhost. Tužší prvek může být štíhlejší, což vede k úspoře materiálu nebo k zvětšení rozpětí při zachování stejného průřezu. Zvýšená tuhost prvku, menší trhliny mají ještě jednu výhodu – prvky z předpjatého betonu jsou

houževnatější a mají vyšší tažnost. Vše se dá jednoduše shrnout do jediné věty: Pomocí předpětí aktivně měníme rozložení a typ napětí v průřezu prvku, jak je ukázáno na obr. 2.



obr. 2 Aktivní změna napětí

Do jaké míry se napětí vyruší, záleží na typu předpětí, jeho síle a umístění – centrické nebo excentrické. Excentrické umístění předpínací výztuže nám umožní vnést i ohybový moment, který působí proti momentu způsobeným vlastní tíhou a zatížením, jak je ukázáno na obr. 3.



obr. 3 Excentrické předpětí

2.3 Rozdělení předpjatého betonu

Předpjatý beton lze rozdělit podle několika kritérií. Některá se společně protínají, jiná naopak vylučují mezi sebou. Soupis základních rozdělení je:

- Dodatečné X Předem
- Kably X Lana X Tyče
- Se soudržností X Bez soudržnosti
- Vnější X Vnitřní X Ovíjené

Možné kombinace jsou vidět z následujícího grafu na obr. 4



obr. 4 Možnosti předpínání

2.3.1 Rozdělení dle soudržnosti

Se soudržností

U předpjatého betonu se soudržností je předpínací výztuž pevně zalita betonem nebo injektážní maltou. Předpětí se do betonu vnáší soudržností betonu a předpínací výztuže. Z toho důvodu předpínací výztuž spojitě spolupůsobí s celou konstrukcí. Pokluzu mezi betonem a výztuží je zamezeno, veškeré napětí, které je v betonu, se pomocí soudržnosti přenáší do výztuže.

Při zvyšování zatížení dochází vlivem soudržnosti betonu s výztuží k nárůstu napětí v předpínací výztuži až o několik stovek MPa, [1].

V MSÚ se s taženým betonem nepočítá, k porušení dochází stejně jako u železobetonového prvku přetržením předpínací výztuže nebo drcením tlačného betonu. Stále ale platí, že výztuž musí být za mezí kluzu.

Bez soudržnosti

U předpjatého betonu bez soudržnosti je předpínací výztuž uložena v PE trubce, která je navíc vyplněna mazivem – průmyslové tuky, oleje, vazelína. Mazivo v trubce snižuje tření při předpínání, čímž velmi snižuje ztráty předpínací síly. Také působí jako další ochrana výztuže proti korozi, [2].

Předpětí se do konstrukce přenáší skrz kotvy, které jsou napevno zabetonovány. Okolo kotev je výztuž na zachycení příčných tahových sil, způsobených tlakem kotvy na beton. Předpětí nepůsobí spojitě, ale působí podobně jako vnější síla, která má směr výztuže a umístění v kotvě předpětí. Předpětí působí jako vnější zatěžovací stav a je zapotřebí jej počítat s ostatními vnějšími zatěžovacími stavy.

Při zvyšování zatížení nedochází díky odseparování výztuže od betonu k tak velkým nárůstům napětí, oproti předpjatým betonům je nárůst minimální a lze jej zanedbat. Při zatížení až k porušení se konstrukce chová plasticky, [1].

2.3.2 Rozdělení dle výztuže

Tyče

Předpínací tyče jsou dvou druhů: hladké a celozávitové. Hladké tyče jsou vždy vyráběny na míru, na konci opatřené za studena válcovaným závitem. Využívají se do krátkých předpínacích prvků. Celozávitové tyče mají závit válcovaný za tepla. Tyč je možno na stavbě nařezat na jakoukoliv délku a má tedy mnohem větší variabilitu než tyče hladké, které se musí vyrábět na míru, [1].

Hlavní výhodou tyčových výztuží je v jejich kotvení. Nekotví se přes kužílky, ale přes matice s kulovou nebo jinak upravenou hlavou, která zapadá do kotevní desky nebo speciálních tvarových podložek. Předpětí se vnáší klasicky pistolí, ale fixuje se pomocí dotažení kotevní hlavice – velmi zmenšuje pokluz, u hladkých tyčí jej dokonce skoro anulují. Tyče, zvláště hladké, lze i předpínat pouhým utahováním matice na koncích tyče. Nedosáhne se ale tak velkého předpětí jako za použití pistole, proto se tento způsob příliš často nepoužívá.

Dráty

Dráty jsou základní předpínací jednotkou. Vyrábí se z nízkolegované oceli s vysokým obsahem uhlíku, který zvyšuje její pevnost v tahu. Následně se patentuje – zahřeje na teplotu 800 až 900 stupňů Celsia, a nechá vychladnout. Tímto procesem se homogenizuje. Následně je možné jej válcovat za studena, čímž vymizí přirozená mez kluzu a zvedne se pevnost až na 1500 MPa. Tímto procesem také vznikají v drátu vnitřní pnutí, které snižují tažnost drátu. Vnitřního pnutí se lze zbavit popouštěním, zahřátím na přibližně 400 stupňů Celsia a postupným ochlazováním. Dráty je možné i stabilizovat: při ochlazování se do drátů vnáší i tahové napětí, které dále posouvá mez kluzu – až k 85% meze pevnosti.

Dráty se vyrábí v průměru od 3 do 10 mm. Buď hladké nebo na nich lze vytvořit vtisky válcováním za studena. Dráty se dodávají ve svitcích, proto je před použitím nutné jejich narovnat a kontrola, zda nedošlo k poškození drátu nebo změně jeho vlastností, [1].

Lana

Lana jsou asi nejpoužívanější předpínací výztuži. Obvykle je tvoří 7 drátů – jeden o větším průměru, okolo kterého je zbylých šest ovinuto do šroubovice. Ovinutí do šroubovice umožňuje napínat všechny dráty stejně a zlepšuje spolupůsobení výztuže s betonem. Celková plocha lana se uvádí jako součet ploch všech drátů, [2].

Kabely

Kabely jsou prakticky pouze lana, vedená společně v kabelovém kanálku. Nejsou však spolu nijak spojena či svázána, proto je nemůžeme považovat za jedno silné lano. Následkem jsou možné různé mezery mezi jednotlivými lany, kam může případně zatéct injektážní malta a napomáhá to lepší soudržnosti oproti lanu se stejnou plochou průřezu. Na druhou stranu lana spolu skoro nespolečně působí.

2.3.3 Rozdělení dle umístění výztuže

Vnitřní

Vnitřní výztuž je vždy vedena v konstrukci – její kontrola a údržba je proto velmi obtížná. Opravy či rekonstrukce takto vedené výztuže jsou velmi komplikované, proto musí být při výrobě věnována extrémní pozornost a opatrnost. Vnitřně vedená výztuž má velkou výhodu – konstrukce samotná chrání výztuž proti okolním podmínkám. Beton samotný má velmi nízké pH, což má za následek pasivaci výztuže – výztuž nemůže zkorodovat. Výztuž je také chráněna proti vlhkosti a dalším povětrnostním podmínkám.

Vnější

Výztuž vedená vně konstrukce je lépe kontrolovatelná a lze velmi kvalitně sledovat průběh předpětí po délce výztuže. Další výhodou je snadné zesílení konstrukce dopnutím dalších kabelů či výměna stávajících za silnější. Nevýhodou je vystavení výztuže okolním vlivům, proto musí být pravidelně kontrolována a ošetřována různými protikorozními nátěry.

Ovíjené

Historicky se ovíjené předpětí používalo hlavně u rotačně symetrických konstrukcí – např. chladicí věže apod. Napětí se vnášelo pomocí pojížděcího vozíku. Ten pojížděl po okraji konstrukce a uvolňoval předpínací lano menší rychlostí, než sám jel – tím došlo k napnutí výztuže. Dnes už se tento způsob nepoužívá, hlavně z důvodu velkých ztrát

v předpětí. Nyní ovíjení probíhá ve specializovaných továrnách, v tzv. „troubách“. Otáčí se trouba, zatímco předpínací zařízení stojí na místě, [1].

2.3.4 Rozdělení dle vnášení síly

Jedná se asi o nejzákladnější rozdělení předpjatých konstrukcí. Předpětí se vnáší buď před zabetonování, nebo po něm, případně i kombinací obojího.

Předem předpjaté

U předem předpjatých konstrukcí nejprve napneme výztuž (nejčastěji lano), následně provedeme betonáž a po dostatečném zatvrdnutí a zatuhnutí betonu, lano uvolníme. Zkrácením výztuže na původní délku se vnese napětí do konstrukce. Podmínkou úspěšného vnesení předpětí je dostatečná soudržnost betonu s předpínací výztuží. Beton tedy musí být po celou dobu před vnesením předpětí ošetřován: zakrývá se fóliemi proti úniku vlhkosti; protepluje se proti výrazným rozdílům teplot po průřezu konstrukce, chlazení musí být pozvolné. Při nedodržení těchto pokynů může dojít k porušení soudržnosti mezi betonem a výztuží. Následkem porušení je prokluz výztuže v konstrukci a velké ztrátě předpětí, [2].

Předem předpjaté konstrukce se nejčastěji vyrábí na linkách dlouhých až 200 m. Po úspěšném napnutí, vybetonování, ošetření a vnesení předpětí se prvek rozřeže pilou s diamantovými kotouči na prvky požadované délky, [1].

Z postupu výroby předem předpjatých prvků je jasně vidět, že se jedná o prefabrikované konstrukce, na stavbě poté montované a svařované k sobě – jejich statické schéma je nejčastěji prostý nosník, s klasickým průběhem momentů od zatížení (parabola). Při vnesení předpětí u jednoho z okrajů (nejčastěji dolního) můžeme vnést do konstrukce i ohybový moment, který nám může pomoci vyrovnat ohybový moment způsobený zatížením. Předpětí nám vyvolá stejný ohybový moment na celé délce prvku (excentricita předpínacích kabelů vynásobená předpínací silou). Sečtením těchto dvou stavů bychom dostali ohybový moment u jednoho (nejčastěji horního) okraje. Zde tedy vzniká riziko vzniku trhlin. Zabránit mu lze několika způsoby. Za prvé zalomením dráhy předpínací výztuže, vychýlením k druhému kraji v podporových oblastech. Tím ale odpadá možnost vyrábět prvky na dlouhých drahách a následným řezáním na požadované délky. Druhá možnost je pomocí tzv. „separace“ lan. Separace je založena na principu porušení soudržnosti lana s betonem v podporových oblastech. Porušení soudržnosti se provede vložením části lana do PVC trubky, ve které se může volně pohybovat, a která zabrání spolupůsobení betonu a výztuže v požadované oblasti. Třetí možnost je pomocí dodatečné výztuže u druhého okraje konstrukce, která zabrání vzniku trhlin, [1, 2].

Dodatečně předpjaté

U dodatečně předpjatých konstrukcí dochází nejdříve k osazení lana do trubky (PVC nebo z tenkého plechu), následně k vybetonování a až poté dochází k napnutí lana a vnesení

předpětí do konstrukce. Konstrukci lze napínat z jedné nebo obou stran, záleží na požadavcích investora a možnostech realizace. Dodatečně předpjaté konstrukce se velmi často provádí přímo až na stavbě. Výhoda tohoto stylu předpínání je ve velké variabilitě vedení předpínacího lana. Lze ji zalomit i vícekrát, dle průběhu očekávaných ohybových momentů.

Předpětí se do konstrukce vnáší přes tzv. kotvy, prvky z vysokopevnostní oceli, občas opatřeny výčnělkou pro lepší součinnost s betonem. Důležitou součástí kotvy je distanční podložka, která napomáhá roznášet tlak od vneseného předpětí do betonu. Lana jsou v kotvě upevněna pomocí tzv. „kužilků“. Jedná se o čelisti tvaru dutého komolého kužele, na vnitřní straně opatřené malými vroubky o vysoké pevnosti. Kužílky jsou nasazeny na lano, ručně zatlučeny do kotevní objímky. Kotevní objímka má kónický tvar. Lano při smršťování zatahuje kužilek, který vlivem kónického tvaru objímky stále pevněji svírá lano a zabraňuje jeho prokluzu. Vzájemný posun kužílku a lana se nazývá pokluz, a je přítomen u každého samosvorného kotvení. Jeho velikost závisí na typu zařízení, kotvě a dalších detailech na stavbě. V případě nemožnosti osazení kotvy, se použije tzv. „mrtvá kotva“. Jedná se o rozpletení drátů lana či kabelu a jejich usazení do distanční mřížky, která nám zajišťuje oddělení jednotlivých drátů či lan od sebe. Mrtvá kotva je následně zabetonována, a přenáší napětí do betonu pouze soudržností, [1].

Trubku je následně možné zainjektovat z nejspodnějších míst kabelového kanálku. Injektáž se provádí speciální injektážní maltou. Ta musí být dostatečně tekutá, nesmí však mít přílišný obsah vody, aby nedocházelo k jejímu odloučení, popřípadě nadměrnému smršťování nebo nesoudržnosti předpínacích lan a injektážní malty. Obvykle se vodní součinitel pohybuje okolo 0,5. Celá konstrukce musí být opatřena odvzdušňovacími kanálky, které odvádí vzduch z trubek. Injektáž se ukončí ve chvíli, kdy z odvzdušňovacích kanálků vytéká čistá injektážní malta. Objem injektážní malty se také musí pečlivě kontrolovat, tím se provádí zběžná kontrola, jestli byla celá trubka zainjektována, [1, 2].

Čím je předpínaná konstrukce delší, tím jsou větší ztráty třením (viz kap. 2. 4). Pro jejich eliminaci se používá napínání z obou stran, popřípadě se konstrukce rozdělí na více částí a napíná se postupně. Lano se poté musí napojit pomocí tzv. spojek, které se usazují na konec ke kotvě, případně jsou součástí samotné kotvy.

2.3.5 Rozdělení dle stupně vyztužení předpětím

Jak již bylo zmíněno, přepětím aktivně měníme rozložení napětí v prvku a konstrukci. Dle míry této změny rozdělujeme předpětí na úplné, omezené a částečné.

Úplné

Při úplném předpětí je požadavek na eliminaci tahových napětí betonu při návrhové kombinaci zatížení. Vzhledem k velikosti tohoto zatížení je předpínací síla k plnému předpětí poměrně vysoká, a tedy celkové předpětí je velmi nákladné. Také se nevyužívá

tahové pevnosti betonu, která je poměrově mnohem menší než tlaková, ale stále je neekonomické ji nevyužívat, [2].

Omezené

Při omezeném předpětí se povoluje při návrhové hodnotě zatížení vznik tahového napětí v betonu, ale pouze do hodnoty tahové pevnosti betonu. Tato varianta je výhodnější, lépe využívá materiály v konstrukci a nemá takové požadavky na vnášenou předpínací sílu.

Částečné

Při částečném předpětí už tahová napětí překonávají tahovou pevnost betonu, proto je omezena šířka trhlin, popřípadě se zakazuje vznik tahových napětí při časté kombinaci zatížení. Dalším omezením může být požadavek, aby předpínací výztuž zůstala v tlačené oblasti, [1].

2.4 Změny a ztráty předpětí

Jak již bylo zmíněno v předchozích kapitolách, různá technologie předpínání, dotvarování a smršťování betonu má velký vliv na vnesené předpětí. Navíc předpětí není vždy konstantní, mění se jak v čase, tak i po délce kabelu. Pověšinou se jedná o ztráty předpětí, kdy se vnesené napětí snižuje různými vlivy. Ztráty či změny předpětí se dělí na krátkodobé a dlouhodobé. Problematika změn předpětí je velmi komplexní. Proto se při výpočtech uvažují zjednodušující předpoklady: ocel i beton se považují jako dokonale pružné látky, dokonalá soudržnost mezi betonem a výztuží, krátkodobé ztráty se určují nezávisle na sobě a působíště předpínací síly se uvažuje v těžišti plochy předpínací výztuže. V této kapitole bude provedeno pouze teoretické seznámení se změnami předpětí, konkrétní výpočet bude proveden v kapitole 3.4.

2.4.1 Krátkodobé ztráty

Krátkodobé ztráty se projevují během předpínání, popřípadě okamžitě po ukončení předpínání a zakotvení předpínací výztuže. Jsou velmi specifické pro každou konstrukci. Záleží na předpínacím zařízení, trase vedené výztuže a dalších okolnostech.

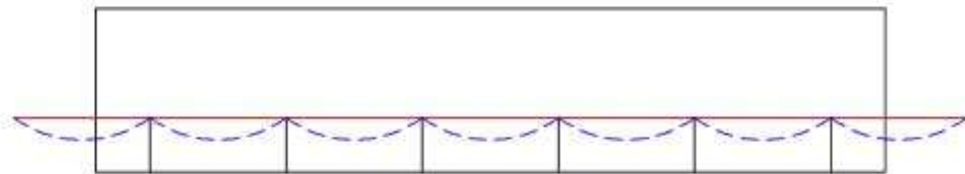
Třením

Ztráty třením u předem předpjatého betonu jsou v místech zalomení předpínací výztuže, popřípadě mezi výztuží a předpínací drahou. U dodatečně předpjatého betonu se jedná o tření mezi výztuží a trubkou, ve které je výztuž vedena. Velký vliv na velikost této ztráty má trasa, po které je předpínací výztuž vedena, čím je složitější, tím větší ztráty jsou. Ztráta je přímo úměrná tlaku, kterým je lano přitlačováno ke stěně trubky. Tlak je přímo úměrný předpínací síle. Tedy ztráta je přímo úměrná předpínací síle, [2]. Necht' μ je

značením pro součinitel tření mezi výztuží a stěnou trubky, potom získáváme celkovou změnu napětí v závislosti na změně úhlu v oblouku trasy:

$$\delta P = -\mu P \delta a$$

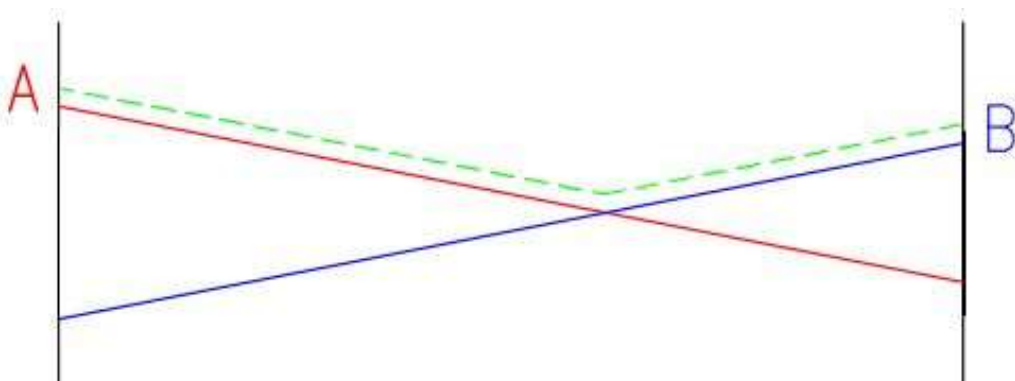
Pro rovnou část uvažujeme místo změny úhlu změnu délky. Dále se projevuje ztráta (především na rovných úsecích) neúmyslnou změnou trasy. Ta je způsobena prohnutím výztuže vlastní vahou mezi distančními mřížkami, které drží výztuž ve správné poloze a určují její trasu, viz obr. 5.



obr. 5 Neúmyslná změna trasy kabelu

Tato změna je vyjádřena jako $k\delta l$, kde k nám značí nezamýšlenou změnu úhlu. Společně se součinitelem tření je označován jako K . Je závislý na tuhosti výztuže, vzdálenosti distančních mřížek a případném poškození při osazování a betonáži. Vždy by mělo být stanoveno dodavatelem předpínacího systému. Jeho hodnoty se většinou pohybují mezi 0,003 do 0,5 v závislosti na typu výztuže a předpínacím systémem, [1].

Ztrátu třením lze snížit napínáním z obou konců. Na obr. 6 je vidět průběh napětí po délce kabelu, v případě napínání z jednoho (červená), druhého (modrá) a obou (zelená) konců.

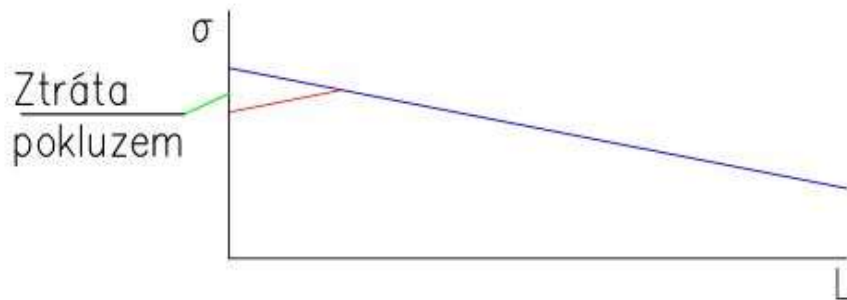


obr. 6 Ztráta třením při různém napínání

Pokluzem v kotvě

Jedná se o ztrátu způsobenou spolupohybem kužílku a lana v kotevní objímce při kotvení. Při výpočtu se uvažují dvě možnosti – se třením nebo bez něj. Pokud tření neuvažujeme, ztráta předpětí je jednoduše vyjádřena přes Hookeův zákon jako: $\sigma = E \cdot \varepsilon$.

Při uvažování tření, které vzniká mezi výztuží a kabelovým kanálkem, působí tření proti pokluzu v kotvě – tím nám pomáhá zachovat napětí ve výztuži. Tření má stejnou absolutní hodnotu jako při výpočtu ztrát třením, akorát s opačným směrem. Tímto vlivem nám při dostatečném tření a malém pokluzu může ztráta napětí úplně vymizet viz obr. 7



obr. 7 Vymizení ztráty pokluzem

Pokluz je vždy udáván v milimetrech. Je rozdílný pro každý předpínací systém a obvykle dosahuje hodnot 3 – 5 mm, [2].

Pružným přetvořením betonu

Předpětí vnáší do konstrukce nové síly a beton na ně patřičně reaguje.

V případě předem předpjatého betonu se nejprve napne lano, následně se zabetonuje a uvolní. Spolu se zkrácením lana se vlivem normálové síly od předpětí zkrátí i betonová konstrukce. Celková ztráta předpětí se vypočte přes ideální průřez.

U dodatečně předpjatého betonu je předpětí do výztuže a prvku vneseno pomocí předpínací pistole, která se opírá o betonový prvek. Posouvá se tedy zároveň se zkracujícím se betonovým prvkem a je schopna udržet stálé napětí ve výztuži. Při tomto stálém napětí je výztuž i zakotvena, tedy při správném provedení a napnutí všech lan najednou se ztráta pružným přetvořením betonu neprojeví.

Postupným předpínáním

Tato ztráta se týká pouze dodatečně předpjatého betonu. Výztuž je většinou vedena více předpínacími trasami. Není proto možné je všechny napnout a ukotvit najednou. V tu chvíli vzniká ztráta postupným předpínáním. Při napnutí první výztuže dojde ke zkrácení betonové konstrukce, viz. ztráta pružným přetvořením betonu. Tato ztráta je vyrovnána

předpínací pistolí, která udržuje ve výztuži stálé napětí. Při dalším napínání už je výztuž z minulého předpínání pevně zakotvena, tedy se zkracuje spolu s konstrukcí – dochází ke ztrátám napětí. Takto každým dalším předpínáním vzniká ztráta v již napnuté výztuži, [1].

Krátkodobou relaxací

Tato ztráta je podrobněji popsána v kapitole dlouhodobých ztrát.

Ztráta otláčením betonu

Tato ztráta je čistě specifická pro ovíjené konstrukce. Radiální síly, které vznikají předpínáním, působí na beton, který povoluje a výztuž se zatlačuje dovnitř do konstrukce. Tím dochází ke zmenšení poloměru ovíjené konstrukce, a tedy i zkrácení obvodu = zkrácení výztuže a tím dojde ke ztrátě napětí, [1].

Ztráta přetvořením napínacího systému

Ztráta se uplatňuje hlavně u předem předpjatých konstrukcí, kdy napínáním kabelů na dráze dojde k ohybu předpínacího systému. Ztráta se nedá prakticky eliminovat, napínací systém nelze vyztužit tak, aby odolal napínací síle bez přetvoření. Přetvoření lze změřit přímo při výrobě a následně spočítat ztrátu dle Hookeova zákona. S každým dalším předpínáním se napínací systém více deformuje, tedy ztráta je pro každou předepnutou výztuž jiná a závislá na předpínání další výztuže, [2].

2.4.2 Dlouhodobé ztráty

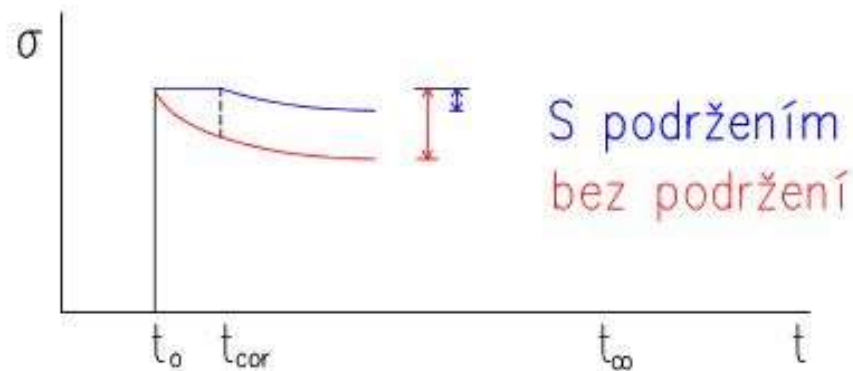
Dlouhodobé ztráty se projevují až po zakotvení a probíhají po celou dobu životnosti konstrukce. Jejich velikost je závislá na čase a jevu, která je způsobuje. Nemusí se vždy jednat o ztráty napětí, proto je lepší mluvit o změnách než o ztrátách předpětí.

Relaxací výztuže

Relaxace výztuže je duální jev k dotvarování. Během času ve výztuži při konstantní deformaci klesá vnitřní napětí. Tento proces se prakticky nikdy nezastaví, ale jeho postup je logaritmický – největší změna je na začátku, proto se občas tato ztráta řadí i do krátkodobých ztrát. Logaritmický průběh nám umožňuje určit celkovou ztrátu, jako ztrátu spočtenou v čase 500 000 h (cca 57 let). Významný vliv na ztrátu má druh použité výztuže. Při výpočtu se používají tři třídy: výztuž s normální relaxací, výztuž s nízkou relaxací a za tepla válcované a upravené tyče. Každá z těchto tříd má svůj specifický výpočet, [4].

Ztráta relaxací se dá snížit použitím výztuže s nízkou relaxací nebo tzv. podržením napětí při předpínání. Výztuž se napne na určité napětí (až $f_{0,2}$) podrží se na 2 – 10 minut a následně uvolní. Během této krátké doby proběhne velká část relaxace výztuže a při dalším

napínání již neproběhne. Celková ztráta relaxace se tedy sníží o tuto hodnotu, [3]. Velmi dobře je efekt vidět z grafu na obr. 8



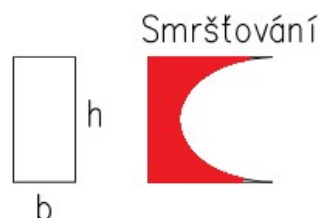
obr. 8 Změna ztráty relaxací

Obecně se nejdříve při výpočtu určí celková kapacita relaxace. Následně se spočte relaxace proběhlá, při podržení výztuže a při předchozím předpínání a poté se vypočte zbývající relaxace. Je potřeba spočítat ztrátu ve všech důležitých okamžicích stavby – při předpínání, při vnesení konstantního dlouhodobého zatížení a v čase 500 000 h, [1].

Smršťováním betonu

Smršťování betonu je jev, kterému se nelze vyhnout, ať už se jedná o prefabrikované konstrukce nebo monolitické přímo na stavbě. Ve fázi, kdy probíhá smršťování, je již beton a výztuž pevně spojena buď soudržností, nebo přes kotvy, a tedy jakákoliv změna tvaru betonové části ovlivňuje i výztuž. Smrštěním betonu dochází i ke zkrácení výztuže. Následně z Hookeova zákona dostáváme ztrátu předpětí v závislosti na velikosti smrštění betonové konstrukce.

Smršťování má několik složek. První z nich, vysychání, je způsobeno okolními vlivy – teplotou, povětrnostními podmínkami apod. Vysychání probíhá hlavně u povrchu, kde je beton nejvíce vystaven těmto vlivům. Zároveň je patrné, že smršťování vysycháním není po průřezu lineární viz obr. 9



obr. 9 Smršťování po průřezu

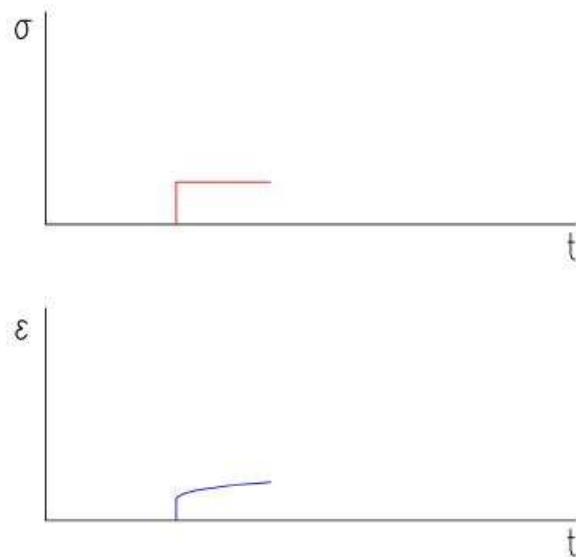
Druhým je autogenní smršťování. Je způsobeno vázáním volné vody v betonu hydratačními procesy. Hydratace betonu prakticky nikdy nekončí, proto tento proces pokračuje dlouhodobě u všech konstrukcí, i když s postupem času slábne, [1].

Veškeré smršťování je o odvodu vody z betonu. Efekt smršťování na konstrukci lze snížit správným ošetřováním, složením betonu, vodním součinitelem. Velký vliv má tzv. „vysychající obvod.“ Jedná se o část konstrukce, která není nijak chráněna proti povětrnostním vlivům – je přímo v kontaktu se vzduchem. Vysychající obvod se často v průběhu času mění, proto je jeho určení velmi složité, [2, 5]. Správnost výpočtu závisí na zkušenostech statika.

Dotvarování betonu

Dotvarování je závislé na čase a zatížení, kterému je konstrukce vystavená. Lze jej rozdělit na tyto složky: okamžité pružné, okamžité nepružné, zpožděné pružné a zpožděné nepružné a od teplotních změn, [1]. Dotvarování od teplotních změn není závislé na mechanickém zatížení a vyvíjí napjatost v konstrukci, pouze pokud je tuze upnutá.

Pro většinu mechanických zatížení lze uvažovat, že napětí, které v betonu způsobují, nepřesáhne 40 % - proto se na pracovním diagramu pohybujeme stále v pružné části a lze tedy považovat okamžité nepružné složky přetvoření za nulové. Pro jedno zatížení lze tedy uvažovat grafy na obr. 10



obr. 10 Grafy napětí, deformace

Pro více zatížení lze výhodně použít princip superpozice. Problémem při výpočtu je spolupůsobení jednotlivých prvků v konstrukci a vlastnosti betonu, kterému se hydratačními procesy v čase zvyšuje pevnost a modul pružnosti. Rostoucí modul pružnosti snižuje efekt zatížení na přetvoření a dotvarování. Zároveň celá konstrukce spolupůsobí a snižuje účinky zatížení, přerozdělením napětí po konstrukci. K celkovému vyjádření dotvarování se

používají zjednodušené modely, [2]. Veškeré modely vychází ze součtového vztahu závislého na zatížení (napětí) modulu pružnosti a koeficientu φ , který vyjadřuje reologické vlastnosti betonu. Každá z těchto teorií má svůj přístup k tvorbě tohoto koeficientu, jeho vyjádření a tvar, [1].

Vzhledem k velkému množství modelů závisí spočtená výsledná hodnota dotvarování na volbě a zkušenostech projektanta. Každý z modelů má určité zjednodušení. Je proto důležité zvolit vhodný model pro danou konstrukci a její speciální požadavky. Následně je třeba konstrukci pravidelně měřit a ověřovat, zda zvolená metoda souhlasí s reálným dotvarováním, a tedy se dá očekávat, že i v budoucnu se bude chovat dle předpokladů. Tento krok je velmi důležitý především u předpjatých konstrukcí, kdy se z pretvoření počítají změny předpětí a zda nám dotvarování nezměnilo předpětí jinak, než bylo navrženo.

3 Capital Gate

3.1 Popis objektu

Capital Gate se nachází ve Spojených Arabských Emirátech, konkrétně v Abu Dhabi. Již na první pohled zaujme svým nezvyklým tvarem. Nezvyklý tvar je způsoben náklonem přes 18°. Tento náklon je přibližně 4krát větší než náklon šikmé věže v italské Pise. Budova je jednou z hlavních dominant světového obchodního centra Capital Centre. Celková výška dosahuje přes 160 metrů, s celkovým počtem 35 pater má více jak 35.000 m² užitné plochy. V horní polovině budovy se nachází luxusní pětihvězdičkový hotel, ve spodní části jsou kancelářské prostory. Zhruba v polovině výšky se nachází jeden z nejvýše položených otevřených bazénů na světě. [9] Budova volně navazuje ocelovou konstrukcí na vedle položené budovy, tvoří tak dojem mořské vlny.

Budova vznikla na přání arabského šejka Khalifa Bin Zayed al Nahyan. Jeho přáním bylo vytvořit nezapamatovatelné panoráma Abu Dhabi. Z tohoto důvodu oslovil několik architektonických firem, s prostým zadáním – vytvořte mi budovu, která bude symbolizovat schopnosti a vůli našeho města a národa. [10] Nejlépe se s tímto úkolem vypořádala architektonická společnost RMJM. Ta se nechala inspirovat blízkým okolím – písečnými dunami a mořskými vlnami. Touto inspirací vznikla nakloněná budova Capital Gate.

Neobvyklý tvar a myšlenka arabského šejka okamžitě zaujala, dal tedy pokyn k výstavbě. Se šibeničním termínem, který musel být splněn z důvodu slavnostního otevření před pořádáním světového energetického summitu, začal tým z RMJM okamžitě pracovat a během výstavby přišel s několika novátorskými nápady, které pomohly vytvořit toto nezapomenutelné dílo.

V první části praktické části bude vyřešeno několik problémů, které musel tým z RMJM řešit, následně dojde k samotné analýze jádra s již zmíněnými úpravami.

3.2 Kritická místa budovy

3.2.1 Fasáda

Tvar prosklené fasády je velmi rozmanitý a nemá jediný pravý úhel. Vyrábět celou fasádu z ohýbaného, prohnutého či jinak zalomeného skla by bylo velmi finančně náročné. Řešení nakonec poskytli trojúhelníky. Pomocí trojúhelníků, které se dají naklánět podél každé své strany je možné vytvořit skoro jakýkoliv prostorový tvar. Toto řešení odstranilo finanční náročnost výroby zahnutého skla, přineslo ale další problém – počet potřebných trojúhelníkových skel. Vzhledem k proměnlivému tvaru fasády nelze skla vyrábět dle

jednoduché předlohy. Každý kus umístěný na fasádu je speciální a vyrobený na míru. Celkem je na fasádu umístěno přes 12.960 druhů trojúhelníkových skel. [10] Toto množství bylo náročné jak na výrobu, tak na organizaci výstavby. Pro každý kus musel být vytvořen výkres, následně vyřezán, označen, přepraven a odborně umístěn na nosný plášť. Samotné řezání také nebylo bez obtíží. Trojúhelníkové kusy se řezali z velkých obdélníkových ploch, které sklárny vyrábí a bylo nutné trojúhelníky na plochu „rozumně“ rozmístit, aby vznikl co nejmenší skleněný odpad.

Zbývalo vyřešit uchycení skleněné fasády. Vzhledem k neobvyklému tvaru nešlo využít klasické sloupy a na ně obvodový plášť přichytit. Řešení poskytl další geometrický útvar – kosočtverec. Naskládání kosočtverců do sítě vzniká pevný a stabilní nosný systém, takzvaný diagrid. Výhodou takového systému je jeho variabilita, kosočtverce mohou fungovat podobně jako již zmíněné trojúhelníky – dají se různě natáčet a ohýbat, takže jejich pomocí lze vytvořit architektky požadovaný tvar budovy. Další výhodou takového systému je přenos zatížení. Jelikož nosné prvky diagridu nejsou kolmé k zemskému povrchu a nesvírají mezi sebou pravý úhel tak přirozeně tvoří tuhou konstrukci ve své rovině bez jakéhokoliv dalšího ztužení. Diagridová konstrukce je kompletně celá ocelová, jeden „prut“ nebo „strana“ diagridu je tvořena dutou trubkou o vnějších rozměrech 800x400 mm. Ukázka diagridové konstrukce je na obr. 11.

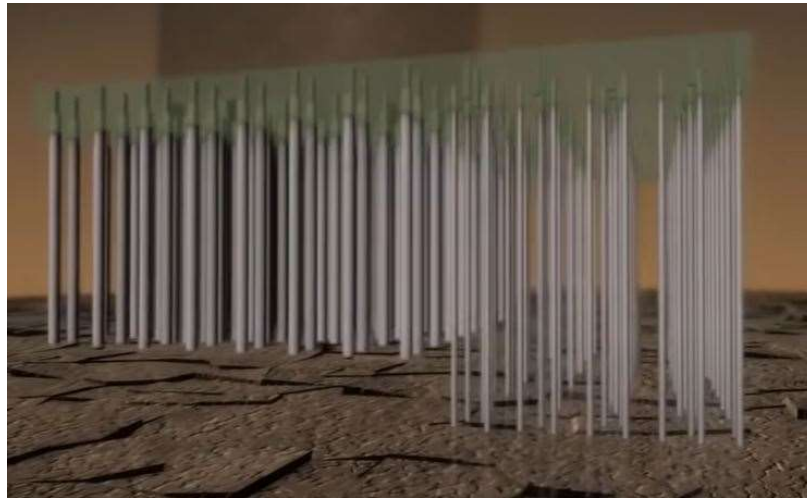


obr. 11 Diagridová konstrukce [10]

3.2.2 Založení

Náklon budovy způsobuje obrovské tahové síly v jádru budovy. Jádro je podrobněji rozebráno v kapitole 4. Samotné tahové síly je potřeba přenést do podlaží. K tomuto účelu byli použity vrtané piloty. Piloty byly rozdělené do dvou typů. První typ pilot je umístěn pod převíslou stranou. Tyto piloty jsou délky 20 m a průměru 60 cm, jejich hlavní úlohou je přenos tlakových napětí do země. Druhý typ pilot je umístěn na opačné straně od vyklonění budovy. Jedná se o piloty o průměru 100 cm a proměnné délky od 20 do 30 m. Délka pilot

se zvětšuje tak, aby dosáhli únosného podloží a zvětšilo se i plášťové tření a tím i únosnost piloty v tahu. Část těchto pilot je na začátku výstavby namáhány tlakem, s přibývajícím patry a vykloněním se tlakové síly snižují až přejdou do tahu. Z tohoto důvodu musí být piloty řádně ukotveny v již zmíněné únosné zemině ve větší hloubce. Veškeré piloty jsou vrtané železobetonové. Hlavy pilot jsou z důvodu správného přenesení a rozložení veškerých sil spojeny 2 m tlustou železobetonovou deskou. Zajímavostí je, že budova nemá rozsáhlé vícepatrové podzemní parkoviště, jak je u takto velkých staveb zvykem. Ukázka pilot je vidět na obr. 12.



obr. 12 Založení stavby [10]

3.2.3 Termín stavby

Arabský šejk požadoval dostavění budovy před pořádáním světového energetického summitu. Tento šibeniční termín nechával týmu architektů a stavitelů pouze 4 roky. Do celkové výšky 162 m se budova musela vyšplhat během 18 měsíců. Takto krátká doba nechává na výstavbu každého patra budovy přibližně dva a půl týdne. S použitím posuvného bednění přes 3 patra - obr. 13 - je beton jádra ošetřován déle jak 28 dnů, lze tedy již při výpočtu a návrhu uvažovat s jeho vlastnostmi ve 28 dnech.



obr. 13 Pohled na výstavbu [7]

Jednou z největších obtíží při betonáži v dané oblasti je vysoká průměrná teplota během dne. Teplota v Abu Dhabi dosahuje i více jak 50 stupňů Celsia. Takto vysoká denní teplota, spolu s nízkou vlhkostí by způsobovala příliš rychlé vysychání betonové směsi při betonáži. Nabízí se několik řešení, použít vyšší vodní součinitel, zavést do konstrukce chladicí trubky nebo vymyslet speciální technologický postup betonáže. Vyšší vodní součinitel by měl neblahé důsledky na finální vlastnosti betonu, toto řešení není vhodné. Zavést chladicí trubky do konstrukce je sice možné, ale snížila by se využitelná plocha průřezu jádra, nehledě na zvýšené náklady na chlazení. Zbývala tedy poslední možnost, vymyslet jedinečný technologický postup. Nakonec bylo v návrhu technologického postupu využito rychlého poklesu teploty ve večerních a nočních hodinách. Přes den tedy probíhala montáž, vázání výztuže a ošetřování betonu, v noci následně samotná betonáž. S teplotou a betonáží je však spojen ještě jeden problém – konzistence betonu. Jelikož betonáž může probíhat pouze v noci a v polovině patra jsou nežádoucí pracovní spáry, bylo nutné čerpat beton velmi rychle do velké výšky. Proto byly kladeny velké požadavky na tekutost betonu. Z každé dodávky byl odebrán vzorek na slump test, a požadovaná minimální hodnota sednutí byla 150 mm. [10] Pokud by tato hodnota nebyla dodržena, hrozilo by ucpání potrubí anebo nerovnoměrné a nestálé pumpování betonu do potřebné výšky. Následkem by mohla být nechtěná pracovní spára, která ohrozí celistvost a nosnost konstrukce.

4 Analýza jádra

Při samotné analýze jádra bylo z několika důvodů přikročeno k určitým úpravám. Prvním důvodem byl nedostatek projektové dokumentace. Volně dostupná je pouze dokumentace několika podlaží – bylo tedy pro každé podlaží využito půdorys spodního podlaží, v prostřední třetině náležitě posunut, aby byl co nejvíce zachován obrys budovy. Pouze v nejvyšších patrech bylo nutné podlaží lehce rozšířit, abychom se příliš neodlišili od tvaru daného architektky. Další úpravou bylo zanedbání vnější diagridové konstrukce. Tím se podstatně změnil chování každého podlaží, dostáváme tedy jinou a originálnější úlohu, než která byla řešena týmem RMJM. K zanedbání došlo i v případě otvorů v horních podlažích, které prosvětlují horní patra hotelu. Dále se nebude řešit bazén v polovině budovy a šejkem požadovaný heliport na střeše.

4.1 Zatěžovací stavy

V průběhu výstavby a následně celé životnosti působí na celou budovu spousta zatěžovacích stavů. Pro analýzu jsou uvažovány tři zatěžovací stavy.

4.1.1 Kompletní obsazení budovy

V tomto zatěžovacím stavu se předpokládá kompletní obsazení hotelu i kancelářských prostor. Dále se uvažuje s vlastní tíhou a nulovým zatížením od větru. Jedná se o standardní zatěžovací stav, který se bude na budově objevovat s největší četností. Proto bude také spočten na dva způsoby – ruční model a model v programu ANSYS. Počítáme jej dvakrát z důvodu kontroly správnosti výpočtu.

4.1.2 Maximální tahové síly

Zde uvažujeme maximální zatížení od obsazení hotelu (nad vykloněním) a minimální zatížení od kancelářských prostor, vlastní tíhu a maximální vítr ve směru vyklonění budovy. [14]. Takto zvolenou kombinací máme zaručenou maximální tahové napětí, které může v jádru vzniknout.

4.1.3 Minimální tahové síly

Jako poslední zatížení je uvažováno plné obsazení kancelářských prostor, nulové obsazení hotelu, maximální větrné zatížení proti vyklonění budovy a vlastní tíhu. Toto zatížení slouží především k ověření maximálního tlakového napětí v betonu. V celém návrhu je snaha nepřekročit 45% tlakové pevnosti betonu. Tento krok je přípravou k ověření napětí po předepnutí, kdy bude do jádra vložena další tlaková síla.

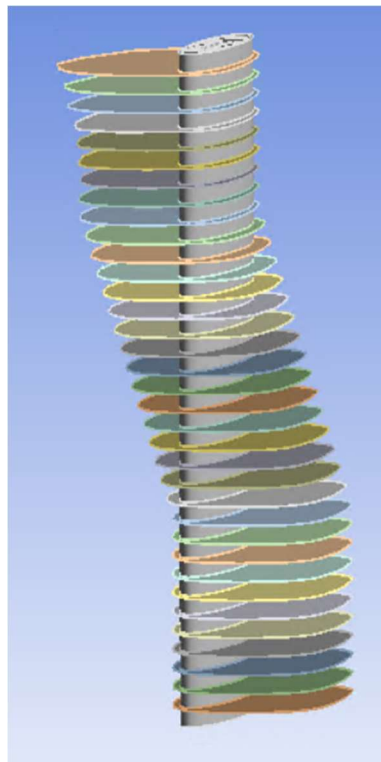
4.2 Model v programu ANSYS

Jako první byla vytvořena geometrie modelu v programu Spaceclaim, což je součást programu Ansys Mechanical. Jádro přesně kopíruje výkresovou dokumentaci, podlaží jsou modelována dle výše uvedeného popisu.

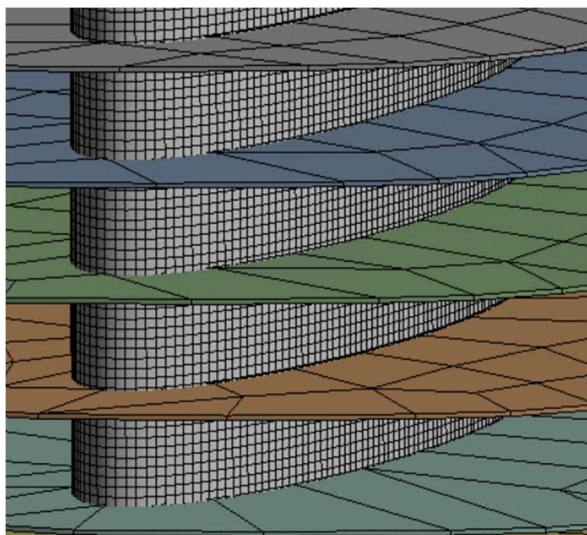
Předmětem analýzy je pouze železobetonové jádro. Z toho důvodu jsou podlaží modelována materiálem o skoro nekonečné tuhosti. Tímto dosáhneme správného přenosu zatížení z podlaží do jádra budovy a zároveň jednotlivá podlaží nebudou zkreslovat výsledky. Tloušťka podlaží byla zvolena jako 200 mm, z důvodu získání správného zatížení od vlastní tíhy podlaží. Jelikož podlaží nejsou předmětem analýzy, nejsou na výpočetní síť podlaží kladeny žádné požadavky.

Jádro je namodelováno se všemi svislými konstrukcemi, vodorovné jsou zanedbané. Materiál jádra má klasické vlastnosti betonu třídy C30/37. Maximální velikost jednoho elementu sítě je zvolena na 400x400x400 mm. Tento rozměr byl zvolen tak, aby hlavní prstenec jádra tvořili po tloušťce minimálně dva elementy. Pokud by byl použit pouze jeden element po tloušťce, výsledky by mohly být velmi zkreslené hrubou sítí a nedostatky metody konečných prvků. V okolí kritických bodů bylo následně využito automatické zjemnění sítě a průměrování pro odstranění nežádoucích a nereálných špiček napětí. Model je vidět na obr. 14, detail sítě a napojení je na obr. 15.

Hlavním předmětem výpočtu je deformace jádra a napětí po výšce budovy.



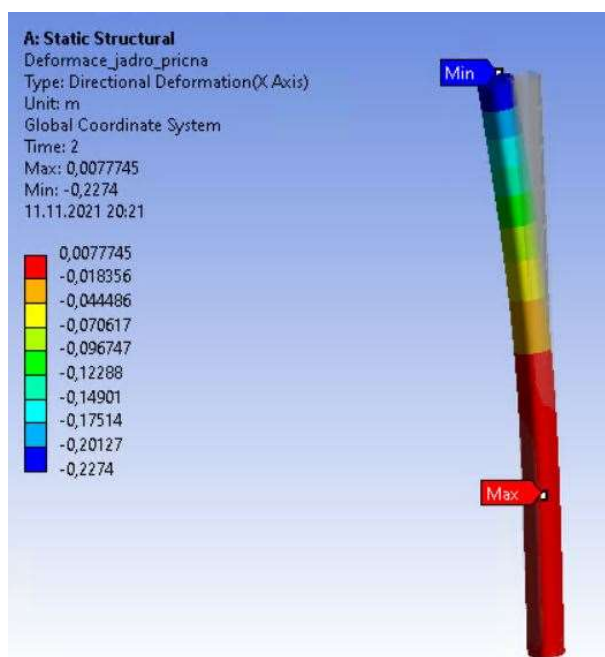
obr. 14 Model Ansys



obr. 15 Detail sítě

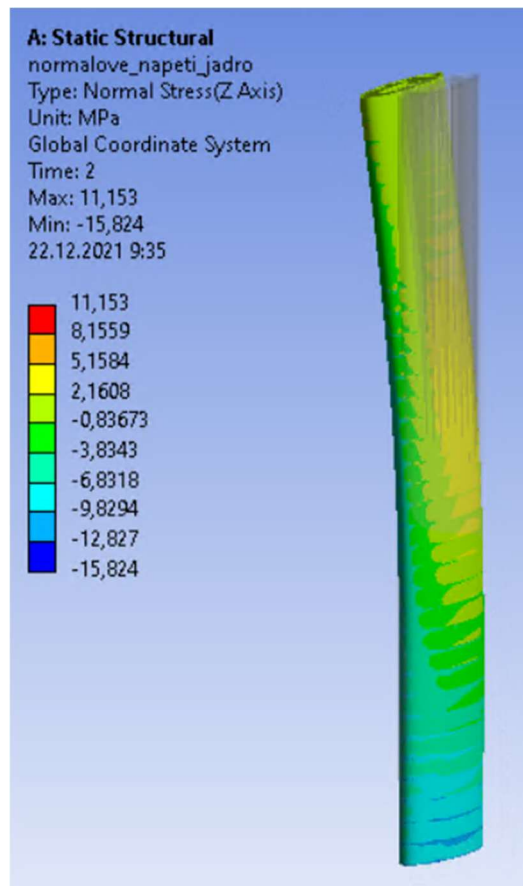
4.2.1 Výsledky

Na obr. 16 je vidět deformace jádra ve směru menší tuhosti. Překvapivým zjištěním je, že ve spodní části jádro vybočuje na druhou stranu, než je budoucí naklonění jádra. V těchto místech bylo předpokládáno minimální vybočení ve směru naklonění budovy. Vysoké tlakové napětí mělo překonat vlivy od podlaží. Dle výpočtu modelu se tak nestalo a opačná deformace je způsobena spodními patry. Tato patra nejsou na jádro napojena ve svém těžišti, a proto způsobují spočtenou deformaci. Největší deformace na vršku jádra je 227 mm.



obr. 16 Deformace ve směru menší tuhosti

Na obr. 17 je vykresleno napětí po plášti jádra. Okolo 24 patra jsou vidět nejvyšší tahové síly na plášti jádra. Tato hodnota dosahuje více jak 7 MPa. Postupem na nižší patra se zvyšuje velmi rapidně přetížení od vlastní tíhy, zároveň se těžiště podlaží začíná „posouvat“ na opačnou stranu, než je náklon budovy. Tím se snižuje moment způsobený jednotlivými patry. Proto se hodnota napětí snižuje, tahové síly se snižují a u spodních pater je celý průřez jádra již kompletně tlačén.

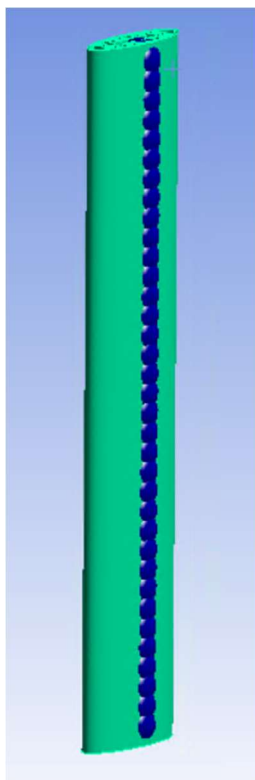


obr. 17 Napětí na plášti

4.2.2 Vlastní frekvence a vlastní tvary

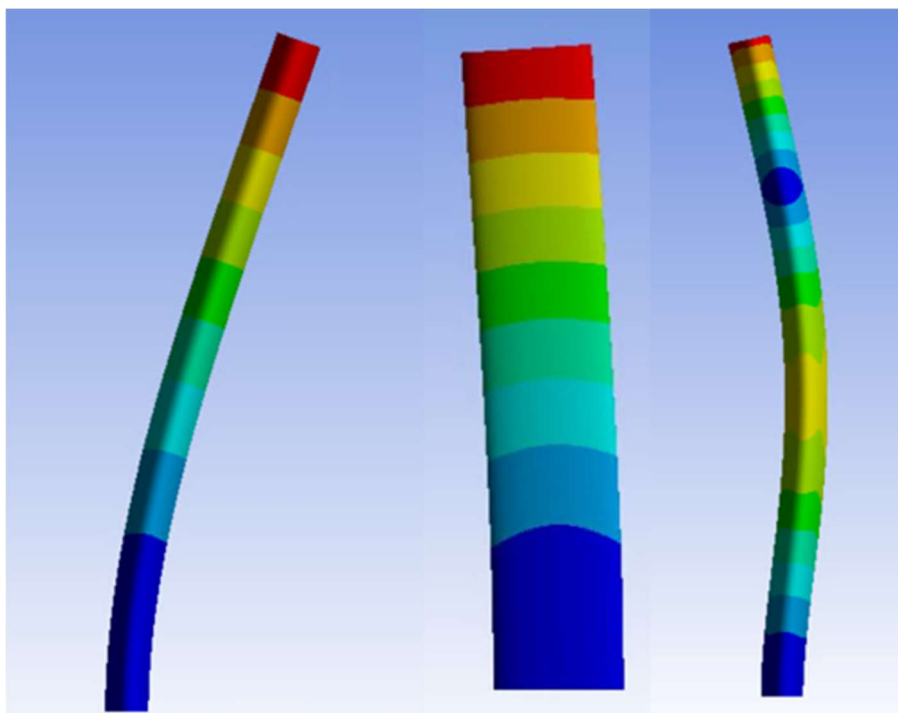
Pro výškové budovy je ve většině národních norem požadována i kompletní dynamická analýza. Rozsah diplomové práce kompletní analýzu neumožňuje. Byla proto provedena pouze základní modální analýza jádra.

Model byl pro modální analýzu upraven. Jednotlivá patra byla nahrazena hmotnými body. Model pro modální analýzu je na obr. 18.

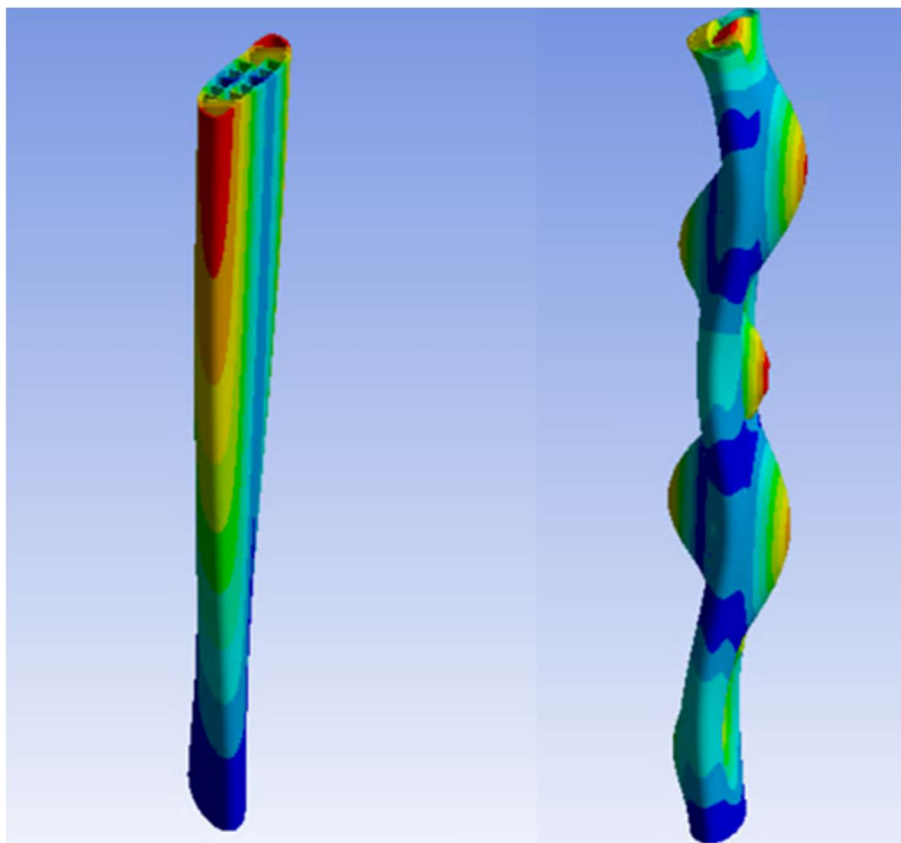


obr. 18 Model pro modální analýzu

Každý hmotný bod uvažujeme jako jeden bod volnosti, je proto spočítáno prvních 35 vlastních tvarů. První vlastní tvary odpovídají předpokladu – jedná se o naklonění budovy ve směru nižší a vyšší tuhosti jádra. Ve 4 vlastním tvaru již začíná kroucení budovy. Pro ukázkou je na obr. 19 a obr. 20 zobrazeno několik vlastních tvarů.



obr. 19 první až třetí vlastní tvar



obr. 20 čtvrtý a dvacátý šestý vlastní tvar

1	2	3	4	26
0,328	0,844	1,867	2,6	15,24

obr. 21 příslušné vlastní frekvence

Pro každý zobrazený vlastní tvar je na obr. 21 v tabulce vypsána příslušná frekvence. Důležitá je hlavně první vlastní frekvence, na ručním modelu bude proveden její odhad na kontrolu správnosti výpočtu.

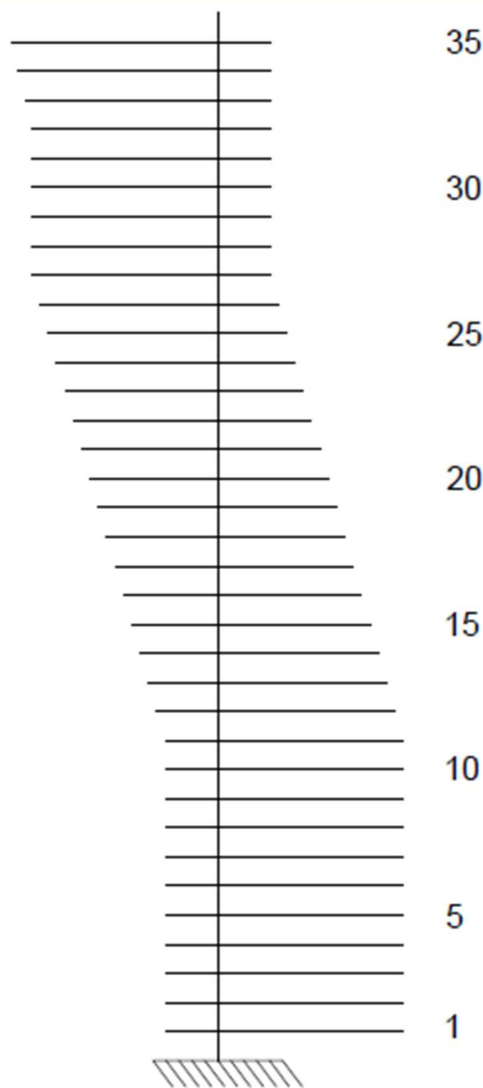
4.3 Ruční model

Výsledky z programu Ansys mechanical byli následně ověřeny ručním modelem. Dalším využitím zjednodušeného modelu je ukázka různých možných stavů bez složitých a čas zabírajících výpočtů využívajících pokročilou výpočetní techniku. Zjednodušený model lze prakticky spočítat na kalkulačce, bez velké nutnosti znalosti metody konečných prvků a dalších pokročilých možností analýzy konstrukcí. Takto spočteme zatěžovací stavy maximální a minimální zatížení.

Zjednodušený model je uvažován pouze ve dvou dimenzích. Jádro je nahrazeno jedním prvkem – prutem, který je svislý a ukotvený jako konzola. Každé patro je nahrazeno

jedním prutem, který je nekonečně tuze spojen s prutem nahrazujícím jádro. Nekonečně tuhé spojení přenáší veškeré momenty, které může vyvolat zatížení.

Plošné zatížení je přenášeno průměrnou šířkou patra. Tím je získáno náhradní liniové zatížení, které je aplikováno na náhradní pruty modelu. Tímto způsobem jsou na svislém prutu vyvolány obdobné momentové účinky, jaké působí na skutečném jádru budovy. Ukázka modelu je na obr. 22.



obr. 22 Zjednodušený model

Výsledkem zjednodušeného modelu budou vnitřní síly na železobetonovém jádru budovy. Tyto vnitřní síly jsou následně využity pro výpočet napětí v krajních vláknech jádra. Vzhledem k tvaru jádra počítáme napětí pouze v jednom směru, ve směru menší tuhosti. Napětí tedy bude spočítáno dle klasického vzorce:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{I_y} * z$$

Posledním krokem je spočtení deformace. Deformace je počítána po patrech. Každé patro je považováno jako dokonale tuhé, nebude docházet k ohýbání jádra mezi patry. Zajímá nás napětí v patě každého patra. Jako počátek soustavy souřadné pro výpočet deformace se u každého patra považuje pata horních vláken. Napětí v této části je odečteno od tažených vláken, abychom o příspěvek z této strany nepřišli. Z napětí je dle Hookeova zákona spočteno přetvoření pro každou hranu. Pokud je výsledná deformace kladná, je uvažováno že se pata této hrany zvýší o danou deformaci a tím nakloní celé patro. Pokud je záporná, je uvažováno, že se pata této hrany sníží o danou deformaci a tím nakloní celé patro. Další vyšší patro má jako počáteční podmínky výsledné hodnoty z patra nižšího. Celý proces je tedy rekurentní, a při každé změně zadání je potřeba začínat od nejnižšího patra. V celém výpočtu deformace je uvažováno se základními vztahy pro úhel a sinus úhlu. Jmenovitě tedy že pro malé úhly platí následující:

$$\alpha \approx \sin(\alpha)$$

Zatížení je uvažováno stejné jako na model v programu Ansys.

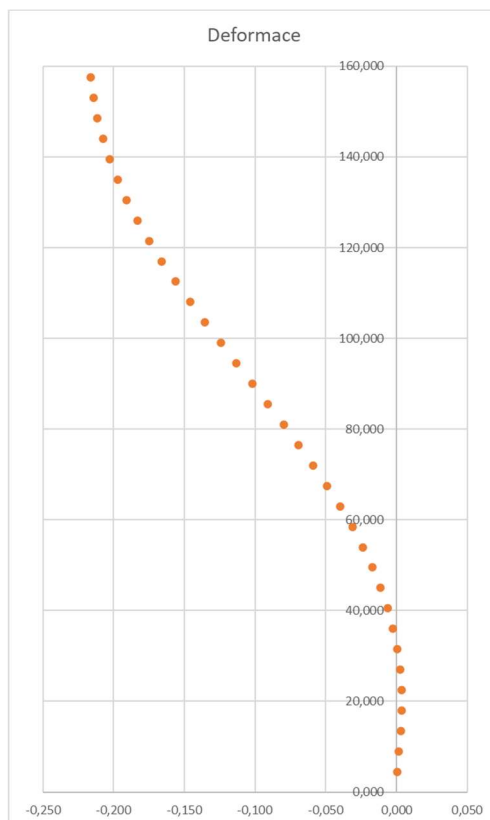
4.3.1 Kompletní zatížení budovy

V prvním zatěžovacím stavu je na budovu aplikováno kompletní zatížení. Na prutu uvažujeme dolní vlákna jako vlákna na opačné straně od vyklonění. Napětí bylo spočteno po patrech, nabývá podobných hodnot jako na výpočetním modelu. Vše je vidět na obr. 23.

Patro	Napětí	Patro	Napětí	Patro	Napětí
35	624,3934	23	7116,539	11	1725,537
34	1248,787	22	7234,287	10	722,6714
33	1873,18	21	7248,053	9	-280,194
32	2497,574	20	7158,004	8	-1283,06
31	3121,967	19	6960,372	7	-2285,93
30	3746,361	18	6662,828	6	-3288,79
29	4370,754	17	6261,614	5	-4291,66
28	4995,147	16	5757,172	4	-5294,52
27	5619,541	15	5150,49	3	-6297,39
26	6145,891	14	4442,651	2	-7300,26
25	6571,621	13	3634,755	1	-8303,12
24	6895,435	12	2728,403	0	-9305,99

obr. 23 Napětí po výšce na tažených vláknech

Pro tento zatěžovací stav byly spočítány i deformace. Na obr. 24 lze vidět deformace jádra v úrovni každého patra na straně námi určených spodních vláken.



obr. 24 Deformace na straně tažených vláken

Ruční zjednodušený model potvrdil výsledky získané z programu Ansys. Lze tedy pokračovat ve výpočtu. Na zatížení od kompletního zatížení budovy bude navrženo předpětí v kapitole 5.

4.3.2 Maximální zatížení

Tento zatěžovací stav byl popsán v kapitole 4.1.2. Postup pro výpočet byl stejný jako u předchozího stavu. Výsledné napětí lze vidět na obr. 25.

Patro	Napětí	Patro	Napětí	Patro	Napětí
35	635,9039	23	7422,645	11	4680,168
34	1272,492	22	7622,381	10	4067,932
33	1909,764	21	7737,155	9	3456,091
32	2547,72	20	7769,076	8	2844,645
31	3186,36	19	7717,145	7	2233,595
30	3825,684	18	7589,267	6	1622,941
29	4465,692	17	7384,446	5	1012,681
28	5106,384	16	7104,935	4	402,8176
27	5747,76	15	6753,36	3	-206,651
26	6300,094	14	6332,363	2	-815,724
25	6762,788	13	5844,549	1	-1424,4
24	7136,569	12	5292,809	0	-2032,68

obr. 25 Napětí při maximálním zatížení

4.3.3 Minimální zatížení

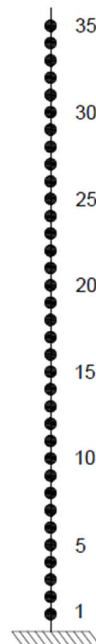
Tento zatěžovací stav byl popsán v kapitole 4.1.3. Postup pro výpočet byl stejný. Výsledné napětí a deformace lze vidět na obr. 26.

Patro	Napětí	Patro	Napětí	Patro	Napětí
35	440,1435	23	4838,792	11	-1225,76
34	879,6029	22	4845,264	10	-2248,22
33	1318,378	21	4761,051	9	-3271,07
32	1756,47	20	4585,32	8	-4294,32
31	2193,877	19	4313,763	7	-5317,96
30	2630,6	18	3952,241	6	-6342
29	3066,64	17	3496,459	5	-7366,44
28	3501,995	16	2945,861	4	-8391,27
27	3936,666	15	2300,409	3	-9416,49
26	4290,24	14	1560,173	2	-10442,1
25	4559,724	13	725,2647	1	-11468,1
24	4743,111	12	-203,704	0	-12494,5

obr. 26 Napětí při minimálním zatížení

4.3.4 Vlastní frekvence

Na modelu v programu Ansys bylo spočteno několik prvních vlastních tvarů a frekvencí budovy. Pro jistotu byl vytvořen i zjednodušený model, na ověření správnosti výpočtu. Jádro bylo opět nahrazeno jedním prutem, u základny vetknutým. Patra byla nahrazena hmotným bodem, který odpovídá jejich hmotnosti v modelu. Tak by mělo být dosaženo maximální možné shody. Model pro ruční ověření modální analýzy je na obr. 27.



obr. 27 Zjednodušený model pro modální analýzu

Při úvaze každého patra jako hmotného bodu dostáváme celkem 35 stupňů volnosti. Vzhledem k velkému počtu stupňů volnosti, tedy i složitosti běžného výpočtu, využijeme ke kontrole modelu pouze první vlastní frekvenci. První vlastní frekvence bude spočítána pomocí energetické metody, která dává přímý postup, jak ji vypočítat. Neznalost prvního vlastního tvaru nám ovšem nedává možnost spočítat první vlastní frekvenci přesně, spokojíme se tedy s horním odhadem, který nám energetická metoda umožňuje vypočítat. Potřebujeme tedy vhodnou aproximaci prvního vlastního tvaru. V našem případě se jedná o ohybovou čáru konzoly, která je zatížena vodorovnými silami v místech hmotných bodů. Velikost síly v každém bodě odpovídá tíze v daném bodě. Výchylky hmot – aproximace prvního vlastního tvaru – se vypočte ze vztahu

$$\mathbf{u} = \delta \cdot \mathbf{f}$$

kde vektor sil \mathbf{f} odpovídá tíhám v jednotlivých hmotných bodech. Výsledný odhad první frekvence je následně spočten ze vztahu

$$\omega_1^2 \leq \frac{\mathbf{u}^T \cdot \mathbf{f}}{\mathbf{u}^T \cdot \mathbf{M} * \mathbf{u}}$$

Matice poddajnosti je symetrická, stačí spočítat její horní trojúhelník. Vektor zatížení získáme z hmotných bodů, do každého hmotného bodu počítáme celou hmotu jednoho podlaží a jednu celou výšku jádra. Jedinou výjimku tvoří nejvyšší hmotný bod, do něj je započítáno 1,5 výšky jádra.

Kompletní výpočet byl proveden v MS Excell a je k nahlédnutí v příloze 2.

Výsledná první vlastní frekvence vychází 0,366 Hz. Po porovnání s hodnotou získanou z Ansys mechanical je snadno vidět, že je vyšší o pár setin, výsledky proto lze považovat za správné.

5 Předpětí jádra

Předpětí je navrženo na zatěžovací stav – kompletní zatížení budovy. Snahou předpětí je zabránit při kompletním zatížení budovy tahovým silám v jádru.

5.1.1 Návrh předpětí

K předepnutí budovy bude využito centrické předepnutí strany vzdálené od vyklonění budovy. Maximální délka předpínacích kabelů byla určena na 10 podlaží – 45 m.

K předepnutí byl vybrán předpínací systém od firmy VSL systémy s. r. o. Předpínací systém bude tvořen kabely Y1860S7 – 15,7, [6]. Obě kotvy budou aktivní, předpínání bude provedeno z obou stran ke zmenšení ztrát třením. Byla zvolena kotva GC6 – 55 s rozšířenou podložkou na šířku 500 mm z důvodu lepšího roznesení předpínací síly do betonu, [6]. Ke snížení ztrát relaxací lana před napnutím a zakotvením provedeme korekci ztrát podržením na 5 min. Předpínání bude prováděno silou 9660 kN, v jednom kabelu bude 46 lan, předpínáno bude silou 210 kN na jedno lano. Počáteční napětí v předpínací výztuži je 1400 MPa. Celkové vnesené napětí do betonu před ztrátami je:

$$\sigma = \frac{9660000}{800 \cdot 1000} = 12,075 \text{ MPa. } \{1\}$$

Předpokládaná ztráta je 25 %. Po ztrátě zůstane vložené napětí přes 9 MPa, což by mělo být dostačující k vyrovnání tahového napětí.

5.1.2 Výpočet ztrát předpětí

Výpočet bude proveden na teoretických základech získaných v kapitole 2.4. Ztráty budou spočteny jednotlivě a následně sečteny do celkových ztrát. Plánovaná délka nejdelšího kabelu je 45000 mm, Youngův modul pružnosti předpínací výztuže $E_p = 195 \text{ GPa}$, $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$, $f_{p0,1k} = 1640 \text{ MPa}$, $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$, $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$, Youngův modul pružnosti betonu $E_c = 32 \text{ GPa}$, $\sigma_{p0} = 1400 \text{ MPa}$, [6]. Napínání bude prováděno z obou stran.

Ztráta pokluzem

Pokluz je dle dodavatele $w = 3 \text{ mm}$, [6].

$$\Delta\sigma_{pw} = \frac{\Delta l}{l} \cdot E = \frac{3}{22500} \cdot 195\,000 = 26 \text{ MPa } \{1\}$$

Ztráta třením

Dle dodavatele je součinitel tření $\mu = 0,2$ a součinitel $k = 0,0008$.

$$\Delta\sigma_{p\mu} = \sigma_{p0} \cdot e^{-\mu \cdot k \cdot l} = 1400 \cdot e^{-0,2 \cdot 0,0008 \cdot 22500} = 38,2532 \text{ MPa} \quad \{2\}$$

Ztráta krátkodobou relaxací

Ztrátu uvažujeme v čase $t = 72$ hodin, tedy 3 dny po vnesení předpětí. Dodavatel určuje součinitel $\zeta_{1000} = 2,5$. Před napnutím a zakotvením výztuže provedeme tzv. podržení na 5 min, spočteme ztrátu a poměr tahového napětí s napětím ve výztuži μ_{cor} :

$$\mu_{cor} = \frac{\sigma_{p1}}{f_{pk}} = \frac{1400}{1860} = 0,752 \quad \{1\}$$

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{p,cor} &= 0,66 \cdot \zeta_{1000} \cdot e^{9,1 \cdot \mu_{cor}} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1 - \mu_{cor})} \cdot \sigma_{p0} = \\ &= 0,66 \cdot 2,5 \cdot e^{9,1 \cdot 0,752} \cdot \left(\frac{0,0833}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1 - 0,752)} \cdot 1400 \cdot 10^{-5} = 3,77 \text{ MPa} \quad \{3\} \end{aligned}$$

O tuto hodnotu budeme snižovat ztráty relaxací, jelikož byla „podržením“ již vyčerpána.

Relaxace probíhá již po proběhnutých ztrátách třením a pokluzem. Nové počáteční napětí v předpínací výztuži před začátkem relaxace a nový poměr tahového napětí ve výztuži s tahovou pevností μ_{ST} :

$$\sigma_{p1} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pw} - \Delta\sigma_{p\mu} = 1400 - 26 - 38,2532 = 1335,7468 \text{ MPa} \quad \{4\}$$

Spočteme nový poměr pro napětí po započítání ztrát.

$$\mu_{ST} = \frac{\sigma_{p1}}{f_{pk}} = \frac{1335,7468}{1860} = 0,7181 \quad \{1\}$$

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{p,rel,0} &= 0,66 \cdot \zeta_{1000} \cdot e^{9,1 \cdot \mu_{ST}} \cdot \left(\frac{t_e}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1 - \mu_{ST})} \cdot \sigma_{p1} \cdot 10^{-5} = \\ &= 0,66 \cdot 2,5 \cdot e^{9,1 \cdot 0,7181} \cdot \left(\frac{72}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1 - 0,7181)} \cdot 1335 \cdot 10^{-5} = 8,6969 \text{ MPa} \quad \{5\} \end{aligned}$$

Část relaxace již proběhla a znovu se neprojeví, musíme ji znovu započítat:

$$\Delta\sigma_{p,rel,1} = \Delta\sigma_{p,rel,0} - \Delta\sigma_{p,cor} = 8,6969 - 3,77 = 4,926 \text{ MPa} \quad \{6\}$$

Celkem krátkodobé ztráty:

$$\Delta\sigma_{p,ST} = \Delta\sigma_{pw} + \Delta\sigma_{p\mu} + \Delta\sigma_{p,rel,1} = 26 + 38,2532 + 4,926 = 69,1792 \text{ MPa} \quad \{7\}$$

Ztráta dlouhodobou relaxací:

Výpočet je stejný jako pro krátkodobou relaxaci, akorát uvažujeme čas $t = 500\,000$ hod. Spočteme napětí ve výztuži po započtení krátkodobých ztrát, součinitel μ_{LT} a celkovou ztrátu, opět musíme odečíst již proběhlé relaxace:

$$\sigma_{p2} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{p,ST} = 1400 - 69,1792 = 1330,82 \text{ MPa} \quad \{8\}$$

$$\mu_{cor} = \frac{\sigma_{p1}}{f_{pk}} = \frac{1330,82}{1860} = 0,715 \quad \{1\}$$

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{p,rel,2} &= 0,66 \cdot \zeta_{1000} \cdot e^{9,1 \cdot \mu_{ST}} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1 - \mu_{ST})} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{p2} = \\ &= 0,66 \cdot 2,5 \cdot e^{9,1 \cdot 0,715} \cdot \left(\frac{500000}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1 - 0,715)} \cdot 1320,4568 \cdot 10^{-5} = 55,49 \text{ MPa} \quad \{9\} \end{aligned}$$

$$\Delta\sigma_{p,rel,3} = \Delta\sigma_{p,rel,2} - \Delta\sigma_{p,rel,1} = 55,49 - 3,77 - 4,926 = 46,798 \text{ MPa} \quad \{10\}$$

Ztráta smršťováním a dotvarováním

K určení ztráty smršťováním a dotvarováním byl využit program od profesora Bažanta, CaS. Program využívá matematický model na dotvarování a smršťování Model B3. Nespornou výhodou využití programu je několikanásobné ověření programu. Při tvorbě programu na smršťování a dotvarování se prof. Bažant opíral o dlouhotrvající měření na velkém množství zkušebních vzorků i skutečných staveb. Díky takto velkému počtu měření mohl zahrnout velký počet vlivů a vložit do výpočtu veškeré potřebné koeficienty a možnosti nastavení, takže program má široké pole využití a dává velmi přesné výsledky.

V programu uvažujeme jádro jako nekonečnou desku, vše ale přepočítáváme na jeden metr běžný. Víme, že vzduch v okolí je velmi suchý a beton může být ošetřován maximálně 4 týdny po betonáži, protože po této době už bude posuvné bednění příliš vysoko, aby mohlo dojít ke správnému ošetření. Dobu vnesení zatížení uvažujeme 28 dní, a to z důvodu, aby program počítal s plnými charakteristikami betonu. Veškerá další vstupní data jsou vidět na obr. 28 a obr. 29. Součinitel dotvarování a smršťování uvažujeme v čase 36525 dnů. Tento čas odpovídá plánované době užívání budovy 100 let.

Dotvarování a smršťování betonového prvku - model B3

Geometrie, složení betonu, vlhkost a ošetřování | Zatížení, časové údaje | Součinitele, modul pružnosti E, funkce dotvarování

Geometrie průřezu

průřezová plocha [mm²]

obvod průřezu [mm]

Tvar průřezu

- nekonečná deska
- nekonečný válec
- nekonečný čtyřhranný hranol
- koule
- krychle

Složení bet. směsi, pevnost betonu

obsah cementu c [kg/m³]

obsah vody w [kg/m³]

obsah kameniva a [kg/m³]

válcová pevnost po 28 dnech f_c [MPa]

Druh cementu

- cement typu I
- cement typu II
- cement typu III

součinitel tvaru k_s 1,00

Vlhkost a ošetřování

průměrná relativní vlhkost [%]

Ošetřování betonu

- ošetřování parou
- normální ošetřování na vzduchu, počáteční ochrana proti vysoušení
- beton ve vodě nebo v prostředí se 100 % relativní vlhkostí

součinitel typu cementu α₁ 1,00

součinitel typu ošetřování α₂ 1,20

obr. 28 Vstupní data - 1

Dotvarování a smršťování betonového prvku - model B3

Geometrie, složení betonu, vlhkost a ošetřování | Zatížení, časové údaje | Součinitele, modul pružnosti E, funkce dotvarování

Časové údaje

doba ošetřování betonu t₀ [dny]

stáří při vnesení zatížení t' [dny]

výpočet parametrů smršťování a dotvarování v čase t [dny]

výpočet průběhů parametrů smršťování a dotvarování v intervalu < 0 ; t >

stáří betonu t [dny]

Napětí

napětí od zatížení [MPa]

obr. 29 Vstupní data - 2

Dotvarování a smršťování betonového prvku - model B3

Geometrie, složení betonu, vlhkost a ošetřování | Zatížení, časové údaje | **Součinitele, modul pružnosti E, funkce dotvarování**

Součinitele		Funkce (dotvarování)	
konstanta k_f [dny / cm ²]	2,78205666525	funkce q_1	23,1399475076
součinitel vlhkosti k_h	0,875	funkce q_2	162,45557615
součinitel vlivu času S (t)	0,89201820496	funkce q_3	2,3269991255
součinitel vlivu velikost τ_{sh}	17805	funkce q_4	6,48928599336
účinná tloušťka průřezu [mm]	800	funkce q_5	486,895264206
Modul pružnosti E		funkce Q (t , t')	0,18130823082
po 28 dnech [MPa] - vzorec ACI	25929	funkce H (t)	0,5539908975
v čase t = 36525 dnů [MPa]	28122	funkce H (t')	1
v čase $t_0 + \tau_{sh} = 28 + 17805$ dnů	28120		

Výsledné parametry dotvarování a smršťování

obr. 30 Dopočítané pomocné součinitele a koeficienty

Výstupní hodnoty

Smršťování	
konečné smrštění [10E-6]	-723,077440E
časová závislost konečného smrštění [10E-6]	-720,391894E
smrštění v čase t = 36525 , t₀ = 28 [10E-6]	562,277349

Dotvarování	
základní funkce dotvarování C_0 t = 36525 , t' = 28 [10E-6 / MPa]	79,14818020E
funkce dotvarování vysycháním C_d t = 36525 , t' = 28 [10E-6 / MPa]	52,34087355E
funkce dotvarování J t = 36525, t' = 28 [10E-6 / MPa]	154,629001
součinitel dotvarování f_i t = 36525, t' = 28	2,88651162

Přetvoření	
přetvoření od zatížení t = 36525, t' = 28 [10E-6]	1159,71750
celkové přetvoření t = 36525, t' = 28 [10E-6]	1721,99485

Zpět na zadání vstupních hodnot | Tisk výsledků | Konec

obr. 31 Výsledné hodnoty

Na obr. 30 jsou vidět dopočítané pomocné hodnoty pro součinitele, které program využívá. Tyto součinitele je možné i zadat přímo do programu. Této funkce se ovšem využívá pouze pokud známe přesné chování betonu – máme na něm provedeny dlouhotrvající zkoušky.

Konečný součinitel dotvarování a smršťování je vidět na obr. 31. Z těchto hodnot lze spočítat ztráty následujícími vzorci.

Ztráta smršťováním:

$$\Delta\sigma_{ps} = E \cdot \varepsilon_{cs} = 195000 \cdot 0,000562 = 109,59 \text{ MPa} \quad \{11\}$$

Ztráta dotvarováním:

Uvažujeme nejvyšší možné napětí po průřezu, tedy 7248,05 kPa.

$$\Delta\sigma_{pd} = \frac{E_p}{E_c} \cdot \sigma_{fd} \cdot \varphi_{(t,\tau)} = \frac{195\,000}{32\,000} \cdot 7,24 \cdot 2,88 = 127,062 \text{ MPa} \quad \{12\}$$

Celkem dlouhodobé ztráty:

$$\Delta\sigma_{p,LT} = \Delta\sigma_{pd} + \Delta\sigma_{ps} + \Delta\sigma_{p,rel,3} = 127,062 + 109,59 + 46,798 = 283,45 \text{ MPa} \quad \{13\}$$

Napětí ve výztuži na konci životnosti tedy bude

$$\Delta\sigma_{fin} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{p,ST} - \Delta\sigma_{p,LT} = 1400 - 69,18 - 283,45 = 1047,37 \text{ MPa} \quad \{14\}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{fin}}{\sigma_{p0}} = \frac{1047,37}{1400} \cdot 100\% = 74,812\%$$

Ztrátami bude ztraceno přibližně 25 % předpínací síly. Tato ztráta je relativně malá, nejsou tedy potřeba žádné další speciální úpravy konstrukce k jejich snížení.

Celková síla vnesená jedním kabelem je tedy

$$N = \sigma \cdot A = 1047,37 \cdot 6900 = 7\,226\,853 \text{ N} = 7\,226,85 \text{ kN} \quad \{15\}$$

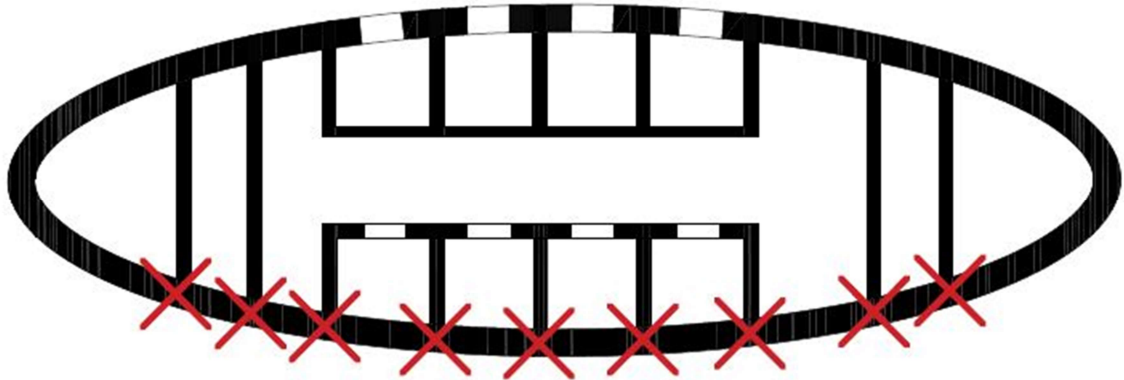
Celkové napětí vnesené na jeden metr běžný:

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{7226853}{800 \cdot 1000} = 9,033 \text{ MPa} \quad \{16\}$$

5.1.3 Rozmístění předpínací výztuže

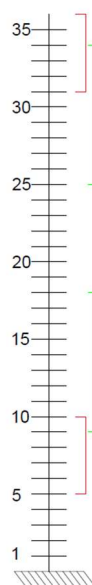
Všechny kabely jsou na tažené straně jádra. Je snaha umístit kabely vždy na styku příčné stěny a obvodového prstence. V obvodovém prstenci je tahové napětí, které se

snažíme předpětím vyrušit. Příčná stěna dodává konstrukci potřebnou tuhost, aby se vlive předpětí (zvláště v podkotevních oblastech) nezačala nevhodně kroutit či prohýbat. Získáme tak 9 tras kabelů, které jsou souměrně rozmístěny na tažené straně jádra. Tím je vyřešeno rozmístění po průřezu. Vše je rozkresleno vidět na obr. 32



obr. 32 Půdorysné rozmístění kabelů

Trasování po výšce je poměrně složitější. Jak se mění napětí po výšce by bylo potřeba měnit i předpětí. Proto pro rozmístění bylo určeno 10 podlaží, kde je největší tahové napětí. V těchto podlažích bude plné předpětí, ke kterému byli spočítány ztráty v kapitole 5.1.2. Do dalších podlaží již bude předpínací síla snížena, vždy o určitý počet prutů v kabelu. Zároveň bude i zkrácena jejich délka, sníží se tedy i ztráty třením. Výpočet pro tyto další trasy je proveden v příloze 1. Při návrhu je potřeba zajistit, aby se trasy kabelů překrývali minimálně o jedno podlaží. Pokud by tato podmínka nebyla zajištěna, mohlo by dojít k nehromadění nežádoucího napětí v podkotevních oblastech. Ve spodní části budovy je předpětí dotaženo až do podlaží, kde je dostatečná tlaková rezerva, aby vzniklý tah od kotvy byl vyrušen tlakovou rezervou. Celkové rozmístění tras po výšce je vidět na obr. 33.



obr. 33 Trasování po výšce

5.2 Vliv předpětí na budovu

Jelikož ruční model nám dává velmi podobné výsledky jako model z Ansysu, navržené předpětí uplatníme pouze na tento model. V něm jsou velmi rychle patrné veškeré změny napětí a vše je přehledně zobrazeno. Pro každé podlaží bylo připočteno tlakové napětí, které předpětí vnáší do konstrukce.

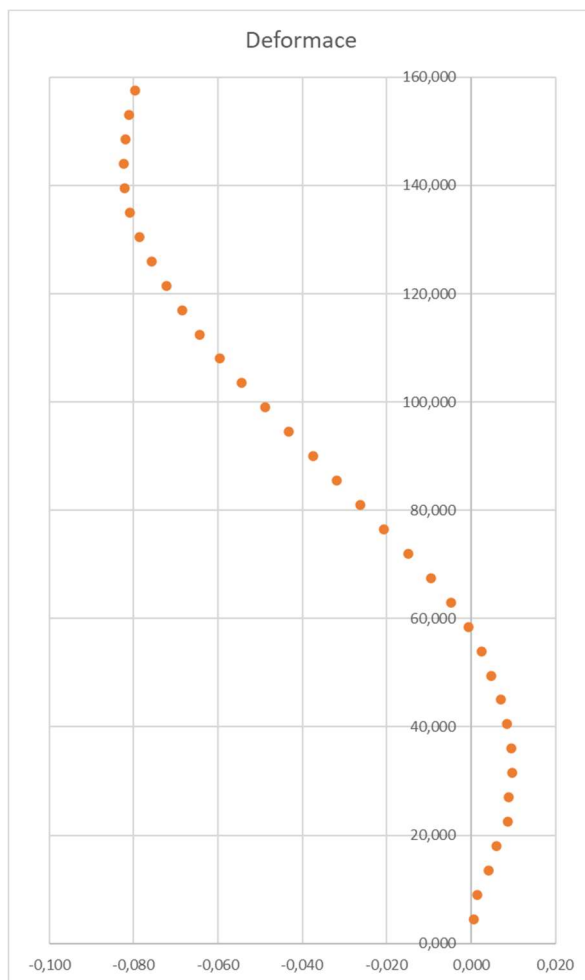
5.2.1 Kompletní zatížení budovy

Na obr. 34 jsou vypsána konečná napětí na straně tažených vláken po aplikaci předpětí.

Patro	Napětí	Patro	Napětí	Patro	Napětí
35	-4523,93	23	-2664,39	11	-6101,01
34	-3899,53	22	-2546,64	10	-7103,88
33	-5953,37	21	-2532,88	9	-5428,51
32	-5328,98	20	-2622,93	8	-6431,38
31	-4704,58	19	-2820,56	7	-7434,25
30	-4080,19	18	-3118,1	6	-8437,11
29	-3455,8	17	-3519,32	5	-9439,98
28	-2831,4	16	-2069,38	4	-5294,52
27	-2207,01	15	-2676,06	3	-6297,39
26	-3635,04	14	-3383,9	2	-7300,26
25	-3209,31	13	-4191,8	1	-8303,12
24	-2885,5	12	-5098,15	0	-9305,99

obr. 34 Napětí po aplikaci předpětí

Lze vidět, že po započtení předpětí jsou po celé výšce pouze tlaková napětí. Následně byla spočtena deformace budovy. Z této deformace bude v další kapitole navrženo vyklonění budovy. Na obr. 35 je vidět deformace jádra po výšce průřezu na straně tažených vláken. Dle zobrazení je deformace velmi podobná, jako bez použití předpětí. Změnila se ale její velikost, po použití předpětí dostáváme přibližně třikrát menší hodnotu deformace.



obr. 35 Deformace po aplikaci předpětí

5.2.2 Maximální zatížení

Na obr. 36 je vidět průběh napětí po výšce po aplikaci předpětí.

Patro	Napětí	Patro	Napětí	Patro	Napětí
35	-4512,42	23	-2358,28	11	-3146,38
34	-3875,83	22	-2158,55	10	-3758,62
33	-5916,79	21	-2043,78	9	-1692,28
32	-5278,83	20	-2011,85	8	-2303,67
31	-4640,19	19	-2063,78	7	-2914,72
30	-4000,87	18	-2191,66	6	-3525,38
29	-3360,86	17	-2396,48	5	-4135,62
28	-2720,17	16	-721,615	4	402,8175
27	-2078,79	15	-1073,19	3	-206,651
26	-3480,84	14	-1494,19	2	-815,724
25	-3018,14	13	-1982	1	-1424,4
24	-2644,36	12	-2533,74	0	-2032,68

obr. 36 Maximální zatížení po předpětí

Po aplikaci předpětí zůstala tahová napětí při maximálním zatížení pouze v jedné lokální oblasti u 4 podlaží. Toto tahové napětí je 0,4 MPa, tedy méně než třetina tahové pevnosti betonu. Proto se i v tuto chvíli pohybujeme v pružné části pracovního diagramu betonu v tahu.

5.2.3 Minimální zatížení

Na obr. 37 je vidět průběh napětí po výšce po aplikaci předpětí.

Patro	Napětí	Patro	Napětí	Patro	Napětí
35	-4708,18	23	-4942,14	11	-9052,31
34	-4268,72	22	-4935,67	10	-10074,8
33	-6508,17	21	-5019,88	9	-8419,39
32	-6070,08	20	-5195,61	8	-9442,64
31	-5632,67	19	-5467,17	7	-10466,3
30	-5195,95	18	-5828,69	6	-11490,3
29	-4759,91	17	-6284,47	5	-12514,8
28	-4324,55	16	-4880,69	4	-8391,27
27	-3889,88	15	-5526,14	3	-9416,49
26	-5490,69	14	-6266,38	2	-10442,1
25	-5221,21	13	-7101,29	1	-11468,1
24	-5037,82	12	-8030,25	0	-12494,5

obr. 37 Minimální zatížení po aplikaci předpětí

Po aplikaci předpětí je maximální tlakové napětí 12,51 MPa. Tato hodnota splňuje původní požadavek, aby po aplikaci předpětí beton zůstal v pružné oblasti, tedy pod hranicí 45 % válcové pevnosti betonu, která odpovídá hodnotě 13,5 MPa.

6 Návrh vyklonění

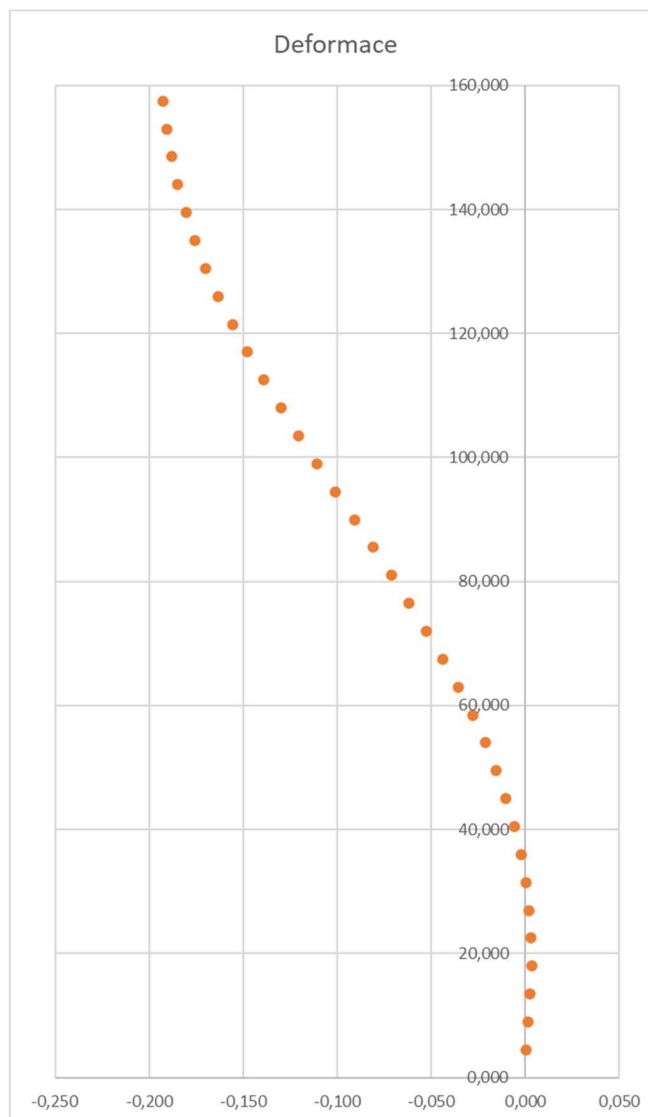
Samotné předpětí nestačí na zastavení naklonění budovy. Proto je navrženo vyklonění na opačnou stranu, než bude výsledný tvar budovy. Toto vyklonění bude fungovat stejným stylem jako např. nadvýšení u stropních desek. Celkové vyklonění budovy se bude skládat ze částí. První by mělo kompenzovat okamžitou deformaci budovy po vystavení, druhé poté celkové dotvarování budovy v průběhu let.

6.1 Okamžitá deformace

Okamžitá deformace má nejvyšší hodnotu, je totiž uvažována ještě před vnesením předpětí. Proto jsou v budově nejvyšší tahové síly a největší deformace. Tato deformace probíhá ještě v době výstavby, nepostihuje ji tedy žádný dosud popsany zatěžovací stav. Pro výpočet této deformace je proto použito zatížení vlastní tíhou a užitné zatížení nahrazující pracovníky pracující na interiéru budovy. Celkové napětí a deformace jsou na obr. 38 a obr. 39.

Patro	Napětí	Patro	Napětí	Patro	Napětí
35	535,2316	23	6068,61	11	1039,191
34	1070,463	22	6153,49	10	127,9699
33	1605,695	21	6145,942	9	-783,251
32	2140,926	20	6046,113	8	-1694,47
31	2676,158	19	5850,656	7	-2605,69
30	3211,389	18	5566,387	6	-3516,91
29	3746,621	17	5189,968	5	-4428,14
28	4281,853	16	4721,791	4	-5339,36
27	4817,084	15	4162,733	3	-6250,58
26	5265,166	14	3513,758	2	-7161,8
25	5623,808	13	2775,843	1	-8073,02
24	5891,858	12	1950,412	0	-8984,24

obr. 38 Napětí v průběhu výstavby



obr. 39 Deformace v průběhu výstavby

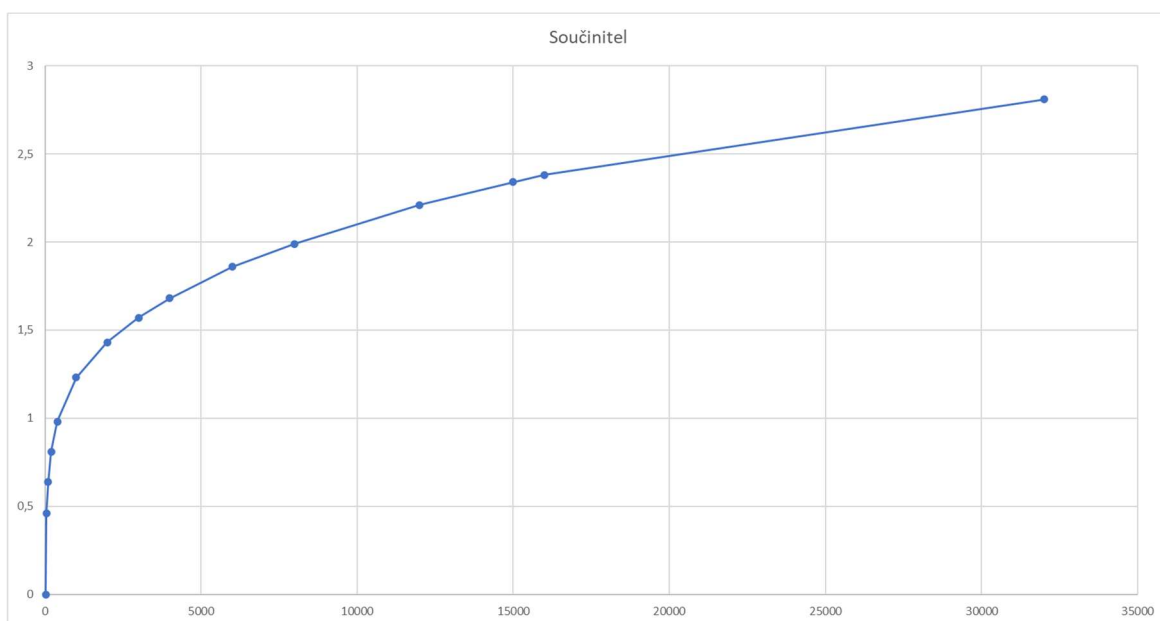
6.2 Dlouhodobá deformace

Tato deformace je již s předpětím a za provozu budovy. Jako zatěžovací stav se využije kompletní zatížení budovy společně s předpětím. Tím získáme teoretickou okamžitou deformaci, kterou tento zatěžovací stav vyvolá. Jelikož se v celém návrhu pohybujeme v pružné oblasti pracovního diagramu, stačí nám uvažovat celkovou deformaci dotvarováním jako násobek okamžité deformace. Násobit se bude součinitelem dotvarování. Součinitel dotvarování byl již určen při výpočtu ztrát předpětí. Celkové napětí a deformace jsou již zobrazeny na obr. 34 a obr. 35 na straně 45.

6.3 Návrh vyklonění a výstavby

Celkové stavěné vyklonění budovy je navrženo jako součet deformace krátkodobé a část deformace dlouhodobé. Část dlouhodobé přičítáme z toho důvodu, aby budova nebyla po většinu své existence ovlivněna vystaveným vykloněním. Protože se proces dotvarování postupem času zpomaluje a jeho efekt snižuje, je potřeba si dát určité podmínky pro správné určení počátečního vyklonění. Jednou z možností, jak tyto podmínky určit, je stanovit po jaké době má být jádro dokonale rovné. Jinou podmínkou může být doba, v jaké má jádro být v rozmezí 1 mm od dokonale rovného. Další podmínkou může být čas, ve kterém má být jádro dokonale svislé.

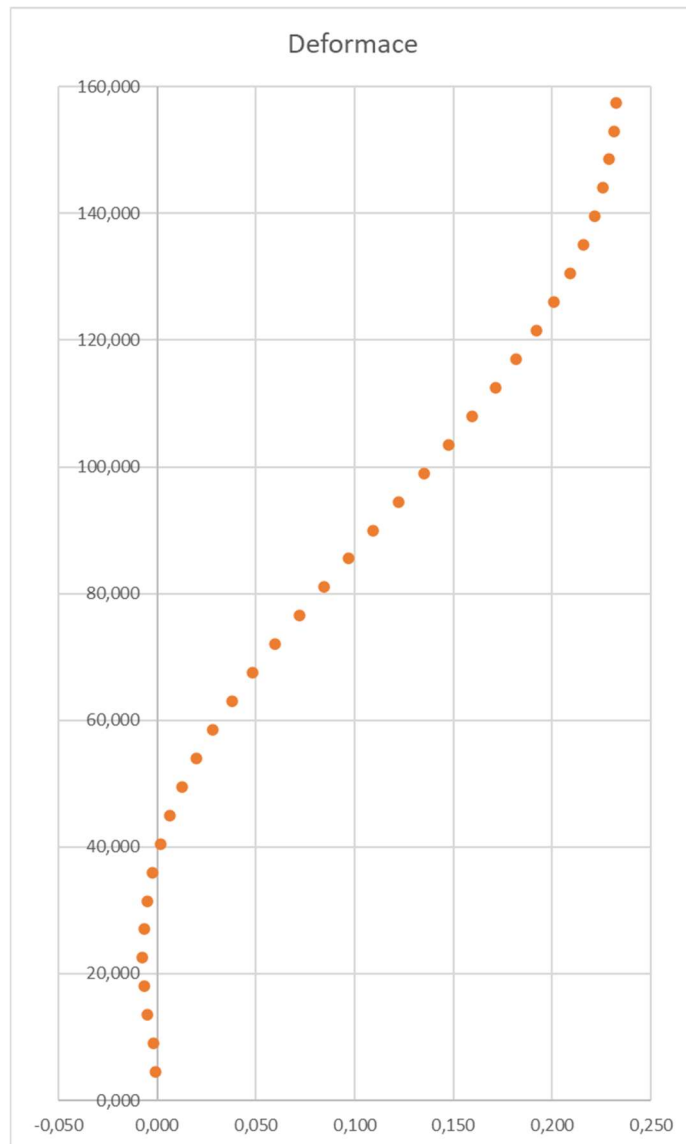
V každém případě budeme potřebovat vědět průběh součinitele dotvarování v čase. Z toho důvodu z programu CaS vypíšeme několik opěrných hodnot a proložíme je křivkou, abychom získali celý časový průběh. Následně z podmínky zjistíme, jak velká musí být deformace jádra v daný časový okamžik. Tím získáme celkové vyklonění. Zbývá jen určit podmínku na ŽB jádro.



Ze získaného grafu je vidět, že dvojnásobek počáteční deformace dotvarováním nastane přibližně po 8000 dnech. Jako podmínka pro vyklonění a časový průběh bylo stanoveno že na konci životnosti stavby bude jádro nakloněno na opačnou stranu o stejnou hodnotu, jako bylo stavěné vyklonění. V praxi pro výpočet to znamená, že musíme najít polovinu finálního součinitele dotvarování, v jakém nastane čase a jak bude v tu chvíli konstrukce deformována.

Finální součinitel dotvarování již byl stanoven v kapitole 5.1.2 při výpočtu ztrát. Jeho hodnota je 2,8865. Polovina je 1,44325 a nastane 2029 od ukončení napínání předpínacích lan. Jádro bude svislé bez jakéhokoliv vyklonění přibližně po 5,5 letech, po zbytek své životnosti se bude naklánět na vykonzolovanou stranu.

Celkové stavěné vyklonění je získáno jako součet okamžité deformace a polovina dlouhodobé, samozřejmě v opačném směru. Výsledné stavěné vyklonění je vidět na obr. 40.



obr. 40 Stavěné vyklonění

7 ZÁVĚR

Hlavním cílem práce bylo provést analýzu budovy Capital Gate. Následně dle analýzy navrhnout vlastní řešení problému.

V první části byly popsány možnosti a využití předpjatého betonu. Tento popis byl přidán hlavně pro širší publikum čtenářů, kteří nemusí mít dostatečné znalosti v této problematice. V dalších částech se předpětí využívá a počítá, je proto potřeba, aby čtenář měl dostatečné znalosti v této problematice.

Práce dále pokračovala seznámením s budovou Capital Gate, ukázáním na několik problémů, návrh jejich řešení a následně už samotnou analýzou jádra budovy. Byly vytvořeny dva modely, jeden v programu Ansys Mechanical a ruční zjednodušený model. Nejdříve byla ověřena správnost výsledků vycházejících z modelů jejich porovnáním. Porovnávána byla deformace, napětí a tahové síly. Jelikož se jedná o výškovou budovu, byla provedena i základní modální analýza. Na modelu v Ansys Mechanical bylo spočteno několik prvních vlastních tvarů a frekvencí, na ručním modelu byla energetickou metodou ověřena správnost první vlastní frekvence. Následně bylo navrženo předpětí, spočítány ztráty a rozvrženo jeho rozmístění. Finálním krokem se stal vlastní návrh vyklonění jádra budovy, které má kompenzovat architektky navržený náklon budovy.

Celkové navržené vyklonění, několikanásobné předpětí by mělo kompenzovat architektky navržený náklon budovy.

Na analyzované budově je jasně vidět, že ve stavebnictví není skoro nic nemožné. Hlavní je nic neodsoudit předem a snažit se najít řešení, i když je zdánlivě nemožné a návrh na první pohled popírá veškeré přírodní zákony. Toto je jediná možnost, jak posouvat hranice. Cílem diplomové práce bylo mimo jiné i posunout mé hranice v možnostech návrhu a porozumění chování složitých konstrukcí.

Poslední cíl byl naplněn hned v několika rovinách, první při modální analýze. Podobně složitou konstrukci jsem řešil poprvé a narazil jsem při řešení na několik obtíží, o kterých jsem do této chvíle nevěděl. Další rovinou byl časový postup deformace a práce s ním. Na škole ani v prvních letech mé praxe ve Skanska a. s. a následně v Energoprojektu jsem se s takovýmto problémem nesetkal.

8 SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ

- [1] NAVRÁTIL, Jaroslav. *Předpjaté betonové konstrukce*, Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, 2004 ISBN 80-214-2649-7
- [2] Foglar, Marek a kolektiv. *Betonové konstrukce 3, Navrhování betonových konstrukcí na MSP, úvod do předpjátého betonu*. Frantová, Michaela, Jiříček, Pavel, České vysoké učení technické v Praze
- [3] BETON TKS 1/2006, *Prefabrikace*, [online] 16.2.2006 [citováno 30. 10. 2021]. Dostupné z: http://www.betontks.cz/sites/default/files/BETON_TKS_2006-01.pdf
- [4] BETON TKS 6/2010, *Beton a architektura*, [online] 14.12.2010 [citováno 30. 10. 2021]. Dostupné z: http://www.betontks.cz/sites/default/files/BETON_TKS_2010-06.pdf
- [5] BETON TKS 2/2006, *Vodohospodářské stavby*, [online] 13.4.2006 [citováno 30. 10. 2021]. Dostupné z: http://www.betontks.cz/sites/default/files/BETON_TKS_2006-02.pdf
- [6] VSL POST-TENSIONIN SOLUTIONS, [online] [3.2 MB], [citováno 30. 10. 2021]. dostupné z <http://www.vsl.cz/brozury/>
- [7] Capital Gate bude nejšikmější věží světa [online] [Capital Gate se zapsala do Guinnessovy knihy rekordů jako nejšikmější věž světa], [citováno dne 28. 11. 2021], dostupné z: https://www.4stav.cz/capital-gate-bude-nejsikmejsi-vezi-sveta_4c2818
- [8] ČSN EN 1992-1-1: Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí
- [9] *Wikipedia, The Free Encyclopedia*, 2021 [online], Wikipedia contributors. [cit. 18. 10. 2021]. Dostupné z: https://en.wikipedia.org/wiki/Capital_Gate
- [10] Capital Gate, Abu Dhabi – Megastructures: Leaning Tower of Abu Dhabi – UAE Engineering Documentary. [online] 15. 7. 2020 [cit. 29. 11. 2021] Dostupné z: <https://www.youtube.com/watch?v=shvZX2ACaCc>
- [11] Zdeněk P. Bažant, Sandeep Baweja (2000). "*Creep and Shrinkage Prediction Model for Analysis and Design of Concrete Structures: Model B3*." in Adam Neville Symposium: Creep and Shrinkage - Structural Design Effects , A. Al-Manaseer (ed), American Concrete Institute, pp. 1-83
- [12] Zdeněk P. Bažant, Mija Hubler, Milan Jirásek (2013). "*Improved Estimation of Long-Term Relaxation Function from Compliance Function of Aging Concrete*." J. Eng. Mech., 139(2), 146–152
- [13] Zdeněk P. Bažant, Mija Hubler, Milan Jirásek (2013). "*Improved Estimation of Long-Term Relaxation Function from Compliance Function of Aging Concrete*." J. Eng. Mech., 139(2), 146–152

- [14] New wind codes for Dubai towers, [online] 15. 12. 2012, [citováno 30. 10. 2021]. dostupné z <https://gulfnews.com/uae/new-wind-codes-for-dubai-towers-1.1118918?fbclid>
- [15] Zdeněk P. Bažant, Dotvarování betonu při výpočtu konstrukcí, Státní nakladatelství technické literatury v Praze, 1966, typ. Číslo L17-B3-IV-41/7791/IV
- [16] NÁSE, Sebastián. *Vliv předpětí betonových stropů na chování budovy Praga B*. Praha, 2020, Bakalářská práce (Bc.). ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra betonových a zděných konstrukcí, 2020-06-22
- [17] Capital Gate / RMJM [online] 28. 8. 2018, [citováno 31. 12. 2021]. dostupné z <https://www.archdaily.com/889854/capital-gate-rmjm>
- [18] Zápisky a záznamy z přednášek a cvičení BK03 a BK04
- [19] Ansys Theory reference . 001242. eleventh Edition . SAS IP, Inc .

9 SEZNAM OBRÁZKŮ

obr. 1 Motivační foto [7].....	8
obr. 2 Aktivní změna napětí.....	
obr. 3 Excentrické předpětí.....	
obr. 4 Možnosti předpínání.....	11
obr. 5 Neúmyslná změna trasy kabelu.....	17
obr. 6 Ztráta třením při různém napínání.....	17
obr. 7 Vymizení ztráty pokluzem.....	18
obr. 8 Změna ztráty relaxací.....	20
obr. 9 Smršťování po průřezu.....	20
obr. 10 Grafy napětí, deformace.....	21
obr. 11 Diagridová konstrukce [10].....	24
obr. 12 Založení stavby [10].....	25
obr. 13 Pohled na výstavbu [7].....	26
obr. 14 Model Ansys.....	28
obr. 15 Detail sítě.....	29
obr. 16 Deformace ve směru menší tuhosti.....	29
obr. 17 Napětí na plášti.....	30
obr. 18 Model pro modální analýzu.....	31
obr. 19 první až třetí vlastní tvar.....	31
obr. 20 čtvrtý a dvacátý šestý vlastní tvar.....	32
obr. 21 příslušné vlastní frekvence.....	32
obr. 22 Zjednodušený model.....	33
obr. 23 Napětí po výšce na tažených vláknech.....	34
obr. 24 Deformace na straně tažených vláken.....	35
obr. 25 Napětí při maximálním zatížení.....	35
obr. 26 Napětí při minimálním zatížení.....	36
obr. 27 Zjednodušený model pro modální analýzu.....	36
obr. 28 Vstupní data - 1.....	41
obr. 29 Vstupní data - 2.....	41
obr. 30 Dopočítané pomocné součinitele a koeficienty.....	42
obr. 31 Výsledné hodnoty.....	42
obr. 32 Půdorysné rozmístění kabelů.....	44
obr. 33 Trasování po výšce.....	44
obr. 34 Napětí po aplikaci předpětí.....	45
obr. 35 Deformace po aplikaci předpětí.....	46
obr. 36 Maximální zatížení po předpětí.....	46
obr. 37 Minimální zatížení po aplikaci předpětí.....	47
obr. 38 Napětí v průběhu výstavby.....	48

obr. 39 Deformace v průběhu výstavby	49
obr. 40 Stavěné vyklonění.....	51

10 SEZNAM PŘÍLOH

Příloha 1	Výpočet ztrát na dalších trasách
Příloha 2	Výpočet odhadu první vlastní frekvence (MS Excell)
Příloha 3	Výpočty pro zatěžovací stavy (MS Excell)
Příloha 4	Zatížení