

PLAATVUNDAMENDI MODELLEERIMINE JA ARVUTUS
MODELLING AND CALCULATIONS OF MAT FOUNDATION
MAGISTRITÖÖ

Üliõpilane: Erik Teder

Üliõpilaskood: 153952EAEI

Juhendaja: Aldur Parts

Tallinn 2021

AUTORIDEKLARATSIOON

Olen koostanud lõputöö iseseisvalt.

Lõputöö alusel ei ole varem kutse- või teaduskraadi või inseneridiplomit taotletud. Kõik töö koostamisel kasutatud teiste autorite tööd, olulised seisukohad, kirjandusallikatest ja mujalt pärinevad andmed on viidatud.

"....." 201.....

Autor:

/ allkiri /

Töö vastab bakalaureusetöö/magistritööle esitatud nõuetele

"....." 201.....

Juhendaja:

/ allkiri /

Kaitsmisele lubatud

".....".....201... .

Kaitsmiskomisjoni esimees

/ nimi ja allkiri /

Lihtlitsents lõputöö reprodutseerimiseks ja lõputöö üldsusele kättesaadavaks tegemiseks¹

Mina _____ (*autori nimi*) (sünnikuupäev:)

1. Annan Tallinna Tehnikaülikoolile tasuta loa (lihtlitsentsi) enda loodud teose

_____ ,

(*lõputöö pealkiri*)

mille juhendaja on

_____ ,

(*juhendaja nimi*)

1.1 reprodutseerimiseks lõputöö säilitamise ja elektroonse avaldamise eesmärgil, sh Tallinna Tehnikaülikooli raamatukogu digikogusse lisamise eesmärgil kuni autoriõiguse kehtivuse tähtaja lõppemiseni;

1.2 üldsusele kättesaadavaks tegemiseks Tallinna Tehnikaülikooli veebikeskkonna kaudu, sealhulgas Tallinna Tehnikaülikooli raamatukogu digikogu kaudu kuni autoriõiguse kehtivuse tähtaja lõppemiseni.

2. Olen teadlik, et käesoleva lihtlitsentsi punktis 1 nimetatud õigused jäävad alles ka autorile.

3. Kinnitan, et lihtlitsentsi andmisega ei rikuta teiste isikute intellektuaalomandi ega isikuandmete kaitse seadusest ning muudest õigusaktidest tulenevaid õigusi.

¹Lihtlitsents ei kehti juurdepääsupiirangu kehtivuse ajal, välja arvatud ülikooli õigus lõputööd reprodutseerida üksnes säilitamise eesmärgil.

_____ (*allkiri*)

_____ (*kuupäev*)

Ehituse ja arhitektuuri instituut

LÕPUTÖÖ ÜLESANNE

Üliõpilane: Erik Teder, 153952EAEI

Õppekava, peeriala: EAEI02/15 - Ehitiste projekteerimine ja ehitusjuhtimine

Juhendaja(d): Lektor, Aldur Parts, +372 504 1120

Lõputöö teema:

PLAATVUNDAMENDI MODELLEERIMINE JA ARVUTUS

MODELLING AND CALCULATIONS OF MAT FOUNDATION

Lõputöö põhieesmärgid:

1. Plaatvundamentide modelleerimine erinevate meetoditega ning meetodite omavahelise võrdluse teostamine.
2. Erikujuliste plaatvundamentide kirjeldamise võimaluste analüüsimine.
3. Olemasolevas plaatvundamendis täiendavate sisejõudude leidmine tingituna hilisemalt lisanduvatest vajumitest.

Lõputöö etapid ja ajakava:

Nr	Ülesande kirjeldus	Tähtaeg
1.	Lähteandmete ning projektiga tutvumine. Töötakse läbi mõlema hooneosa projektdokumentatsioon. Kirjeldatakse antud plaatvundamentidega seotud probleeme ning püstitatakse uuritavad küsimused. Samuti sooritatakse füüsiline objektikülustus, mille raames saab parema ülevaate projektist.	30.09.20
2.	Kirjandusega tutvumine. Loetakse läbi juhendaja poolt antud raamatud ning soovitatud materjalid, millele otsitakse iseseisvalt juurde kirjandust. Kirjandusest ülevaadete koostamine ning kokkuvõtete tegemine. Samuti tutvutakse teemakohaste standarditega ning tehakse ülevaade kasutatavatest standarditest.	30.09.20
3.	Uurimisobjektidele vastavate lähteandmete ja parameetrite valik. Valitakse välja, milliste lähenduste ja mudelitega probleeme analüüsitakse ning milliseid meetodeid kasutatakse. Kirjeldatakse töö täpsed tegevused ja meetodika.	23.10.20

4.	Teooria kirjeldamine ning teoreetiliste eelduste läbitöötamine. Igale probleemile ning selle lahendamiseks kasutavale meetodile otsitakse taha toetav teoreetiline alus ning kirjeldatakse seda. Analüüsitakse erinevate lähendite ja teooriate tugevusi ning nõrkuseid. Lisaks tutvutakse tarkvara Plaxis 3D kasutamisega ning läbitakse tarkvara kohta vajalikud koolitused.	18.12.20
5.	Mudelite koostamine ning koormuste määramine. Võrreldakse käsitsi saadud koormuseid tarkvara Autodesk Robot Structural Analysis tarkvara tulemustega ning täpsustatakse mudeleid. Sooritatakse esmane summeerimismeetodil põhinev vajumite määramine ning katsetakse erinevaid teoreetilisi lähenemisi.	12.02.21
6.	Arvutusmodelite koostamine tarkvaras Plaxis 3D ning Autodesk Robot Structural Analysis. Mudelite omavahel võrdlemine ning probleemide lahendamine. Vundamendiplaatide dimensioneerimine ning erinevate variantide võrdlemine. Tulemuseks on lahendatud ära plaadid ja koostatud kõikvõimalikud arvutused, et teha hiljem järeldusi ning võrdluseid erinevate kasutatud meetodite kohta.	19.03.21
7.	Vormistatud vundamendiplaatide joonised ning lõputöö raames koostatud lisad. Lõputöö kirjaliku osa vormistamine ning lõpetamine, järelduste ja kokkuvõtete koostamine. Töö peaks selles punktis olema sisuliselt valmis.	09.04.21
8.	Töö lõplik vormistamine ja viimistlemine, kaitsmiseks esitamine. Koostatakse vajalikud plakatid ja presentatsioonid.	01.05.21

Töö keel: Eesti keel **Lõputöö esitamise tähtaeg:** ".....".....201....a

Üliõpilane: /allkiri/ ".....".....201....a

Juhendaja: /allkiri/ ".....".....201....a

Konsultant: /allkiri/ ".....".....201....a

Programmijuht: /allkiri/ ".....".....201....a

Kinnise kaitsmise ja/või lõputöö avalikustamise piirangu tingimused formuleeritakse pöördel

SISUKORD

EESSÕNA	8
LÜHENDITE JA TÄHISTE LOETELU	9
SISSEJUHATUS	14
1 ÜLDANDMED	16
1.1 Töö piiritlus ja alusdokumendid	16
1.2 Hoone lühikirjeldus	16
2 KOORMUSTE MÄÄRAMINE	18
2.1 Omakaalude määramine	18
2.1.1 Katuslagede omakaal	18
2.1.2 Vahelae omakaal	18
2.1.3 Välisseinte omakaal	19
2.1.4 Keldriseinte omakaal	19
2.1.5 Postide omakaal	20
2.1.6 Kandvate siseseinte omakaal	20
2.1.7 Treppide omakaal	20
2.2 Kasuskoormus	21
2.2.1 Kasuskoormused vastavalt kasutusklassidele	21
2.2.2 Vaheseinad	21
2.3 Lumekoormus	22
2.4 Tuulekoormus	22
2.5 Geomeetrilised konstruktsiooni hälbed	23
2.6 Koormuskombinatsioonid	24
2.6.1 Kandepiirseisund	25
2.6.2 Kasutuspiirseisund	25
2.7 Plaatvundamendile mõjuvad koormused	26
3 ARVUTUSMUDELID	27
4 EHITUSGEOLOOGIA	29
5 VAJUMITE ESMANE ARVUTUS	31
5.1 Vajumite arvutus summeerimismeetodiga	31
5.2 Rõhujaotusteguri α leidmine Boussinesq-i meetodi järgi	32
5.3 Grasshoffi punktid	33
5.4 Vajumite esialgne hinnang	34
5.4.1 I Etapi vajumid	35
5.4.2 II Etapi vajumid	35
5.5 Vajumi täpsustatud arvutus tarkvara Plaxis 3D abil	40
5.5.1 Plaxis 3D mudeli teoreetilised alused	40

5.5.2	Lihtsustatud Plaxis 3D mudel	41
5.5.3	Täpsustatud Plaxis 3D mudel	44
5.6	Tulemused esialgsetest vajumitest	45
6	PLAATVUNDAMENDID	46
6.1	Plaatvundamendi jäikus.....	46
6.1.1	Absoluutselt jäik vundament ehk jäik meetod	47
6.1.2	Lõpliku jäikusega vundament ehk elastne meetod	47
6.2	Sängitusmoodul	49
6.3	Plaadi sisejõudude leidmine	50
6.3.1	Plaadi esialgse kõrguse hindamine.....	50
6.3.2	Plaadi jäikuse vähendustegur.....	51
6.3.3	Plaadi esialgsete sisejõudude leidmine	51
6.4	Plaatide paindekandevõime ja põhiarmatuur	59
6.4.1	I etapi kandevõime kontroll valitud esialgsele armatuurile	59
6.4.2	II etapi kandevõime kontroll valitud esialgsele armatuurile	60
6.4.3	Sobiva alggeomeetria hindamine.....	60
6.5	Plaatide läbisurumisarvutus	61
6.6	Plaatide lõpliku geomeetria kontroll	66
6.6.1	Sisejõud tarkvarast ARSA lõpliku geomeetriaga plaadile.....	66
6.6.2	Sisejõud tarkvarast ARSA lõpliku geomeetriaga plaadile Wood & Armer meetodiga.....	68
6.6.3	I etapi lõplikke sisejõudude määramine Plaxis 3D abil.....	70
6.6.4	II etapi lõplikke sisejõudude määramine Plaxis 3D abil.....	72
6.6.5	Plaxis 3D ja ARSA tulemuste võrdlus	76
6.6.6	Plaadi armatuuri konstrueerimine.....	77
6.7	Ühtlase kõrgusega II etapi plaatvundament.....	81
7	PINNASE LIHTSUSTAMISE MÕJU TULEMUSTELE.....	83
8	UUE HOONEOSA LISAMISE MÕJU OLEMASOLEVALE HOONELE.....	85
8.1	Lisanduvate paindemomentide arvutus tarkvaras ARSA.....	85
8.1.1	Kolmnurkse pindkoormuse lisamine samaväärse vajumi tekitamiseks	87
8.2	Lisanduvate paindemomentide arvutus tarkvaras Plaxis 3D	88
8.3	Lisanduvate paindemomentide võrdlus kalibreeritud ARSA ja Plaxis 3D mudelites	
	91	
9	TULEMUSTE VÕRDLEMINE REAALSETE VAJUMITEGA	92
	KOKKUVÕTE.....	95
	SUMMARY.....	97
	KASUTATUD KIRJANDUSE LOETELU	99

LISAD	102
Lisa 1 I etapi koormusplaanid	103
Lisa 2 II etapi koormusplaanid	104
Lisa 3 Plaatvundamentidele mõjuvad koormused	105
Lisa 4 Puuraukude asukohad ja pinnaste profiilid	106
Lisa 5 I etapi Grasshoffi punkti vajum	107
Lisa 6 II etapi Grasshoffi punkti vajum	108
Lisa 7 Posti B all oleva paksenduse alumise pinna momendid	109
Lisa 8 I Etapi plaatvundamendi armeeringud	110
Lisa 9 II Etapi plaatvundamendi armeeringud	111

EESSÕNA

Lõputöö koostati Tallinna Tehnikaülikoolis. Töö juhendajaks oli lektor Aldur Parts, kelle juhendamisel uuriti plaatvundamentide modelleerimist ning erinevate mudelite ja olukordade mõju lõpptulemustele.

Töö autor soovib tänada lisaks oma juhendajale ka Allan Luhset ning Jürgen Kallot, kes võimaldasid oma objekti näitel antud probleeme püstitada ja analüüsida, leidsid aega vajalikke andmete kogumiseks ja edastamiseks ning lubasid töö autoril ka kohapeal ehitusplatsil viibida.

Plaatvundament, modelleerimine, mõjud sisejõududele, magistritöö.

LÜHENDITE JA TÄHISTE LOETELU

ULS (*ultimate limit state*) – kandepiirseisund

SLS (*serviceability limit state*) – kasutuspiirseisund

C35/45 – betooni tugevusklass

g_k – normatiivne omakaalu koormus

g_d – arvutuslik omakaalu koormus

g_{kj} – normatiivne omakaalu joonkoormus

g_{dj} – arvutuslik omakaalu joonkoormus

α_n – korruse arvust tingitud kasuskoormuse vähendustegur

n - elemendist kõrgemal olevate samasse kasutusklassi kuuluvate korruste arv

s – lumekoormuse normsuurus või koguvajum

μ_i - lumekoormuse kujutegur

C_e - lumekoormuse avatustegur

C_t – lumekoormuse soojustegur

s_k - normatiivne lumekoormus maapinnal

l_s – lumekuhja pikkus

b_1 – hoone kõrgema katuseosa laius

b_2 – lume kuhjumisohtliku katuseosa laius

μ_w – lumekoormuse kuhjumisest tingitud suurendustegur

V_b – tuule baaskiirus

ρ – õhu tihedus

q_b – tuule baaskiirusrõhk

k_I – maastiku turbulentsitegur tuulekoormuste määramisel

c_o – pinnavormitegur tuulekoormuste määramisel

c_e – ekspositsioonitegur

W_1 – tuule mõjumissuund hoone plaanilises vaates

w_e – tuulekoormus vaadeldavale hoone küljele

θ_i – konstruktsioonihälvetest tingitud kalle

θ_0 – soovituslik baashälve

α_h – kõrgust arvestav vähendustegu

α_n – elementide arvu arvestav vähendustegur

H_i – konstruktsioonihälvetest tingitud horisontaalne koormus

ΔN – konstruktsioonihälvetest tingitud vahelaele mõjuv koormus

ψ_0 – muutuvkoormuse kombinatsioonitegur

ψ_1 – muutuvkoormuse tavaväärtuse kombinatsioonitegur

ψ_2 – muutuvkoormuse tõenäolise väärtuse kombinatsioonitegur

P – eelpingestusjõud

$G_{k,j}$ – alaliskoormuste normsuurused

$Q_{k,1}$ – domineeriva muutuvkoormuse normsuurus

$Q_{k,i}$ – mittedomineeriva muutuvkoormuse normsuurus

$\gamma_{G,j}$ – alaliskoormuse osavarutegur

γ_P – eelpingestusjõu osavarutegur

$\gamma_{Q,1}$ – domineeriva muutuvkoormuse osavarutegur

$\gamma_{Q,i}$ – mittedomineeriva muutuvkoormuse osavarutegur

w_n – keskmine looduslik veesisaldus pinnases

c' – pinnase efektiivnidusus

E' – dreenitud Young'i elastsusmoodul

s_{max} – maksimaalne lubatud vundamendi vajum

θ – maksimaalne lubatud vundamentide vajumite suhteline erim

a – rõhujaotustegur

p – keskmine kogusurve vundamendi talla all

d – vundamendi süvis maapinnast või kasuskõrgus raudbetooni korral

γ_d – pinnase mahukaal

σ_{pzi} – keskmine pinge elementaarkihis summeerimismeetodis

Δh_i – elementaarkihi paksus summeerimismeetodis

E_i – elementaarkihi deformatsioonimoodul summeerimismeetodis

m, n – plaatvundamendi geomeetriat kirjeldavad tegurid Boussinesqi meetodis

z – vaadeldava punkti sügavus vundamendi aluspinnasest

α – Boussinesqi rõhujaotustegur vundamendi nurgapunkt või keskpunkti all

K_0 – külgmise pinnasesurve koefitsient

φ – efektiivne sisehõõrdenurk

OCR – ületihenemisaste

p_c – eeltihenemissurve

$\sigma_{g,z}$ – pinnasele mõjuv lisanduv pinge

K_s – sängitusmoodul

q – pinnasele mõjuv rõhk

s_G – vajum Grasshoffi punkti järgi

$A_{s1,prov}$ – tõmbearmatuuri nõutav pindala

x – survetsooni kõrgus raudbetoon ristlõikes

y – survetsooni arvutuslik kõrgus raudbetooni ristlõikes

ξ – survetsooni suhteline kõrgus raudbetooni ristlõikes

M_{Rd} – Paindekandevõime

E – elastsusmoodul

f_{ck} – betooni normatiivne survetugevus

f_{cd} – betooni arvutuslik survetugevus

B500B – armatuuri klass DIN 488-1:2009 järgi

V_{Ed} – arvutuslik mõjuv põikjõud

d_c – ümara raudbetoonposti diameeter

h_p – paksendusega plaatvundamendi kõrgus koos paksenduse kõrgusega

c_{nom} – betooni nõutav kaitsekiht

\emptyset - armatuuride diameetrid

u_0 – raudbetoonposti perimeeter läbisurumisarvutuses

u_1 – baaskontrollperimeeter läbisurumisarvutuses

β – ekstsentrilist toereaktsiooni iseloomustav tegur

$v_{Ed,max}$ – betoonkaldsurvevardale mõjub maksimaalne pinge

$V_{Ed,red}$ – redutseeritud läbisurumise jõud

ν – betooni tugevuse vähendustegur tingituna pragunemisest või *Poisson*'i tegur

σ_r – keskmine pinge plaadi all

k – kõrgusest tingitud betooni läbisurumistugevuse vähendustegur või filtratsioonimoodul

ρ – nakkega tõmbearmatuuri armeerimistegur

v_{min} – põikjõukandevõime miinimumväärtuse määramise abisuurus

$v_{Rd,c}$ – põikjõukandevõime maksimaalne pinge

A_{sw} – põikarmatuuri pind ühel posti ümbritseval perimeetril

s_r – põikarmatuuri radiaalsamm

$f_{ywd,ef}$ – põikarmatuuri efektiivne arvutustugevus läbisurumisel

k_{max} – põikarmatuuri rakendamisega saavutatavat maksimaalset kandevõimet piirav tegur

$\sin\alpha$ – siinusfunktsioon põikarmatuuri nurgast vertikaali suhtes

$r_{cont,ext}$ – väline kontrollperimeeter läbisurumisarvutuses

$r_{cont,int}$ – paksenduse minimaalne raadius läbisurumisarvutuses

$A_{s.min}$ – minimaalne nõutav armatuuripindala

ω – survetsooni suhteline arvutuskõrgus

ω_c – armatuuri deformatsioonile ε_{yd} vastav survetsooni suhteline arvutuskõrgus

λ_1 ja λ_2 – abisuurused survearmatuuri pinge määramisel

α_{s1} – pinge tõmbearmatuuris

$\alpha_{s2c.u}$ – Abisuurus survearmatuuri pinge määramiseks

σ_{s2} – pinge survearmatuuris

$f_{ctk.0.05}$ – alumine 95% tõenäosusega tagatud normtõmbetugevus

$f_{ctd.0.05}$ – alumine 95% tõenäosusega tagatud arvutuslik tõmbetugevus

f_{bd} – armatuuri arvutuslik nakketugevus

η_1 – armatuuri nakketingimusi iseloomustav abisuurus

η_2 – armatuuri diameetri mõju nakketugevusele iseloomustav abisuurus

$l_{b.rqd}$ – armatuuri baasankurduspikkus

l_{bd} – armatuuri arvutuslik ankurduspikkus

α_1 –varda kuju iseloomustav abisuurus

α_2 –minimaalset betooni kaitsekihti ja varraste puhasvahet iseloomustab abisuurus

α_3 – ankurdusel põikarmatuuri iseloomustav abisuurus

α_4 – pikiarmatuurile keevitatud põikvardaid iseloomustab abisuurus

α_5 – ankurdusel põikisurvet iseloomustav abisuurus

SISSEJUHATUS

Plaatvundamentide projekteerimine on vastutusrikas tegevus. Nende arvutamine sõltub suuresti sellest, millised lähteandmed, lihtsustused ja meetodid on võetud mudeli koostamisel aluseks ning lähtuvalt sellest võivad tulemused kõikuda oluliselt. Samuti on vahel raske hinnata, milline tulemus on seejuures usaldusväärsem või reaalsusele lähedasem. Seetõttu on oluline, et igat tehtud mudelit ning neist saadud tulemusi hinnataks ja kontrollitaks. Lisaks tuleb mudelite koostamisel võtta vastu mitmeid lihtsustusi või lähendeid ning on oluline seejuures mõista nende nõrkuseid ja mõju lõpptulemustele. Kehvasti üles ehitatud mudelid võivad tuua kaasa ebaökoonoomselt kõrgeid plaate või hoopis liigse optimeerimise tulemusena ebapiisava tugevusega plaatvundamente. Samuti ei saa jätta mainimata õigesti projekteeritud plaatvundamendi mõju hoonele kui tervikule. Tegemist on otseselt hoone alusega ning valesti hinnatud vajumid või tugevus mõjutavad ka hoone üldiseid kaldeid ja siirdumisi ning konstruktsioonisüsteemi töötamist tervikuna. Lisaks sellele on tegemist konstruktsiooniga, mida on pärast hoone valmimist keeruline hiljem parandada, muuta või tugevdada. Seetõttu kasutataksegi antud lõputöö raames erinevaid mudeldamismeetodeid ning võrreldakse ja hinnatakse saadud tulemusi.

Lisaks plaatvundamentide projekteerimisele on lõputöös leitud ühe vundamendiplaadi mõju teisele olemasolevale vundamendiplaadile. Tänapäeva üha tihenevas linnakeskkonnas on hoonete suhteliselt lähestikku või etappidena ehitamine üsna levinud praktika ning seejuures tuleb mõista, et iga uus lisatud plaat võib mõjutada olemasolevaid vundamente kuni mitmekümne meetri kaugusele, põhjustades seejuures neis lisanduvaid sisejõude. Siinkohal on oluline, et uue osa projekteerimisel oskaks konstruktor hinnata ka mõju olemasolevatele hoonetele ning vajadusel leida lahendusi, mis ei tooks kaasa probleeme kõrval asetsevatele varem ehitatud hoonetele või hooneetappidele.

Valitud teema vastu tekkis töö autoril huvi just seetõttu, et plaatvundamendid on tänapäeval suhteliselt levinud vundamendi tüüp ning autori õpingute jooksul pole neid eriti palju käsitletud ega praktiliste näidetena lahendatud. Seetõttu andis käesolev lõputöö võimaluse saada valdkonnast ülevaate ning esmane praktiline kogemus. Lisaks sellele oli lõputöö raames võimalik kasutada tarkvarasid Autodesk Robot Structural Analysis (edaspidi ARSA) ning Plaxis 3D, millega sooritati mitmeid arvutusi. Varasemalt autoril suurt kogemust antud tarkvaradega ei olnud ning lõputöö oli hea võimalus õppida neid kasutama.

Aluseks kasutatud objekti sai valitud seetõttu, et tegemist oli hea võimalusega juba valminud hoone lahendust kontrollida ning teostada erinevaid analüüse. Hoone ehitati kahes etapis ning etappide vahel oli mitmeaastane paus. Hoone esimeses etapis ehitati

ristkülikukujuline plaatvundament ning teises etapis keeruline täisnurkse kolmnurga kujuline plaatvundament. Lisaks plaatidele on sellises olukorras tarvis uurida ka mitmeid teisi aspekte nagu plaatide omavaheline sidumine või II etapi plaadi hilisem mõju I etapi plaadile. Plaatide projekteerimisel olemasolevat vundamentide projekti alusena ei kasutatud ning antud lõputöö raames ei analüüsita realselt projekteeritud lahendust.

Lõputöös püstitas töö autor omale järgmised eesmärgid ning käsitletavat teemad:

- Uurida kolmnurkse plaadi lihtsustamise võimalusi käsitsi arvutuste teostamiseks. Seejuures teha Plaxis 3D abil järeldusi, milliste meetodite ja lähendite abil on võimalik tabelarvutusega saada usaldusväärsemaid ja täpsemaid tulemusi erikujulistele plaatidele.
- Uurida antud plaatide sisejõudude hindamist tarkvaras ARSA ning vaadelda erinevate pinnase ja plaadi koostöö modelleerimismeetodite eeliseid ja nõrkuseid. Tarkvara Plaxis 3D abil seejärel võrrelda, millised meetodid ja täpsustused annavad usaldusväärsemaid tulemusi.
- Konstrueerida ja armeerida plaatvundamendid, seejuures võrrelda vähem ökonoomse suure ning ühtlase kõrgusega plaatvundamendi ja keerulisema muutuva paksusega plaadi kasutamise võimalusi.
- Vaadelda pinnase keskmistamise mõju plaatvundamendi sisejõududele.
- Hinnata plaatide koostööd, samuti hilisemalt lisatud hooneosa mõju olemasoleva hoone vundamendile ning tekkivate täiendavate paindemomentide suurust.
- Võrrelda saadud tulemusi reaalsete mõõdetud vajumitega ning teha seeläbi järeldusi teostatud arvutuste kohta.
- Teha järeldusi sellest, kuidas inseneri igapäevaste tööriistade nagu ARSA ja tabelarvutuse abil on võimalik saada reaalsemaid tulemusi keerukate vundamentide konstrueerimise juures.

Väljatoodud eesmärgid võib kokku võtta kahe peaesmärgina. Esmane eesmärk on anda ülevaade sellest, milliseid lähendeid ja lihtsustusi saab selliste eriliste olukordade kirjeldamiseks kasutada ning milline on antud lähendite mõju tulemustele. Samuti pakkuda välja meetodeid igapäeva tööriistadega täpsemate tulemuste saamiseks sarnaste keerukate probleemide korral. Teine ja rohkem isiklik eesmärk on töö autori jaoks tutvuda plaatvundamentide arvutamise meetodikaga ja kasutatavate tarkvaradega, seejuures võrrelda erinevaid lahendusi, nende puuduseid ja eeliseid. Lõputöö teostamise järel peaks autoril olema piisav kogemus, et antud tarkvarade ja meetodikate abil arvutada erinevaid plaatvundamente ning mõista erinevate arvutusskeemide mõju tulemustele.

1 ÜLDANDMED

1.1 Töö piiritus ja alusdokumendid

Käesolev magistritöö hõlmab kahe hooneosa plaatvundamendi konstrueerimist ning seejuures erinevate lahenduste ja arvutusmetoodikate võrdlemist. Magistritöö jaotub järgmisteks etappideks:

- lähteandmete kogumine ning koormuste määramine mõlemale hoone etapile;
- mõlema hoone vajumite hindamine käsitsi arvutusena erinevate meetodite ja lihtsustuste abil ning saadud tulemuste analüüsimine;
- vajumite arvutamine tarkvaras Plaxis 3D lihtsustatud meetodiga ning tulemuste võrdlus käsitsi arvutatud vajumitega;
- plaatvundamentide sisejõudude ja vajumite leidmine tarkvarades ARSA ja Plaxis 3D, erinevate lähendite ja meetodite võrdlemine ja puuduste analüüsimine;
- plaatvundamentide armeerimine ja erinevate raudbetoonarvutuste teostamine;
- hilisemalt ehitatud plaadi mõju olemasolevale ning võrdlus mõõdetud tulemustega.

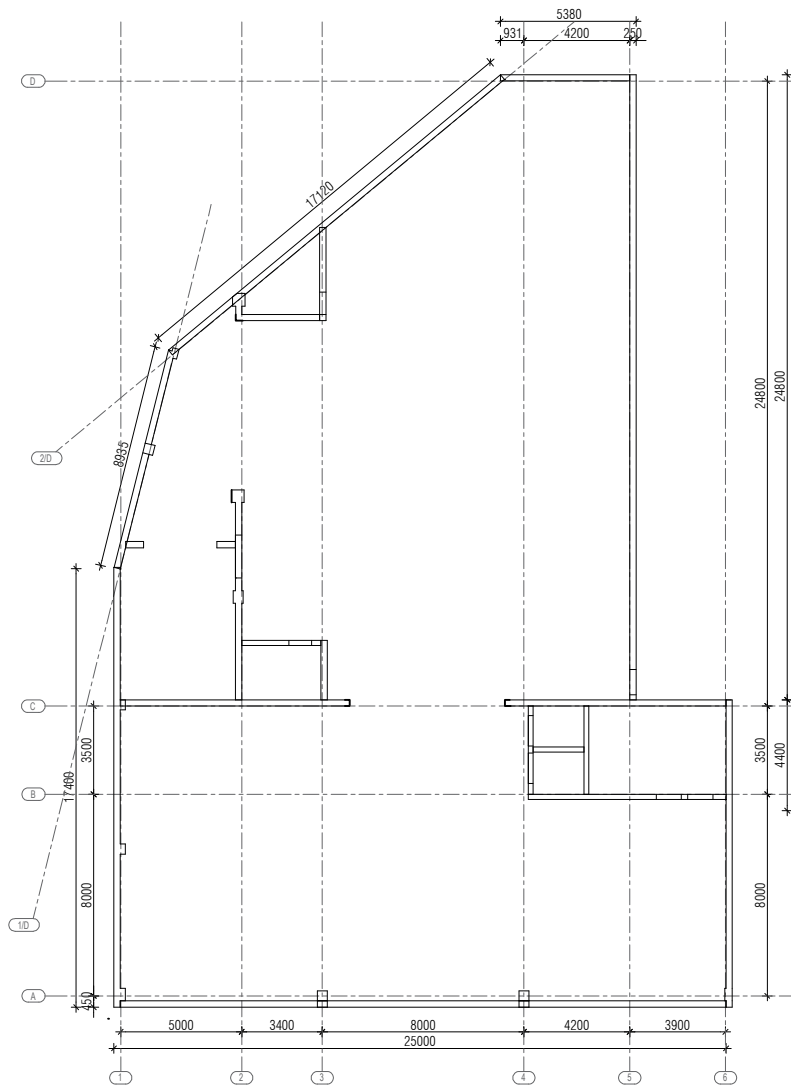
Alusdokumentidena kasutati Tallinna büroohoone OÜ EMP A&I arhitektuurset põhiprojekti, OÜ Engineer Project tööprojekte, EVS 865-2:2014 Ehitusprojekti kirjeldus [1] ning kahte OÜ REI Geotehnika poolt erinevatel aastatel koostatud ehitusgeoloogilist uuringut, mille järgi modelleeris töö autor vajalikud pinnaseprofiilid ja lõiked.

1.2 Hoone lühikirjeldus

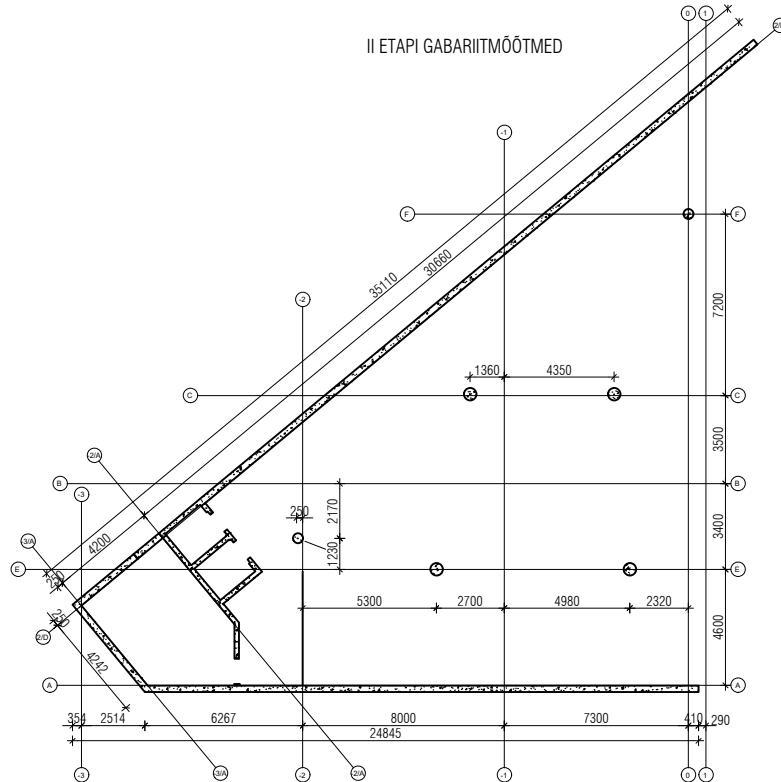
Hoone on ehitatud kahes etapis. Mõlemas hoones on maa-alusel korrusel parkla koormusklassiga F ning ülejäänud siseruumid on büroopinnad koormusklassiga B. Hoonel on 5 kuni 7 korrust ning osalises mahus lumekuhjumise ohtlik katuserass. Hoone kandekonstruktsioonideks on monteeritavad ja monoliitsed betoonseinad. I etapi puhul on vahelaed lahendatud õõnespaneelidega ning teises etapis monoliitsete vahelagedena. Mõlema hoone etapi alla luuakse plaatvundament.

Vastavalt EVS-EN 1990:2002 Ehituskonstruktsioonide projekteerimise alused [2] kohaselt on kandekonstruktsioonide kasutusea kategooriaks määratud klass 4, mille planeeritava kasutusiga on 50 aastat. Lisaks on hoonele määratud EVS-EN 1990:2002 tabel B.1 [2] kohaselt töökindluse klass. Büroohoonele vastab tagajärgede klass CC2, mille kohaselt on töökindlusklassiks RC2. Arvutustes kasutatav koormuste tegur on seega $K_{F1} = 1,0$.

I ETAPI GABARIITMÕÕTMED



II ETAPI GABARIITMÕÕTMED



Joonis 1.1 Hoone gabariitmõõtmed ja teljed

2 KOORMUSTE MÄÄRAMINE

Hoonele mõjuvad koormused on määratud vastavalt Eurokoodeksis [2, 3] esitatud arvutusjuhiste. Hoone nii esimeses kui ka teises etapis on 6 vahelage ning katuslagi, mille koormused mõjuvad vundamendiplaadile läbi raudbetoonpostide ja kandvate betoonseinte.

2.1 Omakaalude määramine

Omakaalukoormuste osavarutegurid on arvestatud vastavalt Eurokoodeksile [2] kandepiirteisundis 1,2 ja kasutuspiirteisundis 1,0. Projekteeritud hoone kandekonstruktsioonid on valmistatud monoliitsest raudbetoonist, mille omakaaluks on arvutustes võetud 25 kN/m^3 .

2.1.1 Katuslagede omakaal

Katuslae kandvaks elemendiks esimeses etapis 250 mm paksusega raudbetoonplaat ja teises etapis 320mm paksune monteeritav õõnespaneel, mis on kaetud 400 mm paksuse PIR plaadi ja SBS katusekattega.

- Monoliitne raudbetoonplaat 250 mm $g_{1k} = 0,25m * 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 6,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

- PIR soojustus 400 mm $g_{2k} = 0,4m * 0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 0,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

KOKKU $g_k = g_{1k} + g_{2k} = 6,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 6,45 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

- Monteeritav õõnespaneel 320 mm $g_{1k} = 4,05 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

- PIR soojustus 400 mm $g_{2k} = 0,4m * 0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 0,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

KOKKU $g_k = g_{1k} + g_{2k} = 4,05 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 4,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

2.1.2 Vahelae omakaal

Vahelagede kandvaks elemendiks on I etapis 250 mm paksusega raudbetoonplaat ja II etapis 320mm paksune monteeritav õõnespaneel, mis on kaetud sammumüra isolatsiooni ja betoonist tasanduskihiga.

- Monoliitne raudbetoonplaat 250 mm $g_{1k} = 0,25m * 25 \frac{kN}{m^3} = 6,25 \frac{kN}{m^2}$
- Mineraalvillast sammuisolatsioon 50 mm $g_{2k} = 0,05m * 1,3 \frac{kN}{m^3} = 0,07 \frac{kN}{m^2}$
- Betoonist tasanduskiht 60 mm $g_{3k} = 0,06m * 22 \frac{kN}{m^3} = 1,32 \frac{kN}{m^2}$

KOKKU $g_k = g_{1k} + g_{2k} + g_{3k} = 6,25 \frac{kN}{m^2} + 0,07 \frac{kN}{m^2} + 1,32 \frac{kN}{m^2} = 7,64 \frac{kN}{m^2}$

- Monteeritav õõnespaneel 320 mm $g_{1k} = 4,05 \frac{kN}{m^2}$
- Mineraalvillast sammuisolatsioon 50 mm $g_{2k} = 0,05m * 1,3 \frac{kN}{m^3} = 0,07 \frac{kN}{m^2}$
- Betoonist tasanduskiht 60 mm $g_{3k} = 0,06m * 22 \frac{kN}{m^3} = 1,32 \frac{kN}{m^2}$

KOKKU $g_k = g_{1k} + g_{2k} + g_{3k} = 4,05 \frac{kN}{m^2} + 0,07 \frac{kN}{m^2} + 1,32 \frac{kN}{m^2} = 5,44 \frac{kN}{m^2}$

2.1.3 Välisseinte omakaal

Välisseinteks on kandvad monteeritavad kolmekihilised raudbetoonelemendid.

- Kandev raudbetoon sisekoorik 200 mm $g_{1k} = 0,2m * 25 \frac{kN}{m^3} = 5 \frac{kN}{m^2}$
- PIR soojustus 160 mm $g_{2k} = 0,16m * 0,5 \frac{kN}{m^3} = 0,1 \frac{kN}{m^2}$
- Raudbetoon väliskoorik 100 mm $g_{3k} = 0,1m * 25 \frac{kN}{m^3} = 2,5 \frac{kN}{m^2}$

KOKKU $g_k = g_{1k} + g_{2k} + g_{3k} = 5 \frac{kN}{m^2} + 0,1 \frac{kN}{m^2} + 2,5 \frac{kN}{m^2} = 7,6 \frac{kN}{m^2}$

Välisseinad arvutame edasi joonkoormuseks, elemendi kõrgus on 3,65m.

$$g_{kj} = g_k * 3,65m = 7,6 \frac{kN}{m^2} * 3,65m = 27,8 \frac{kN}{m}$$

2.1.4 Keldriseinte omakaal

Keldriseinteks on kandvad monoliitsed raudbetoonseinad paksusega 250 mm.

- Kandev raudbetoon sein 250 mm $g_k = 0,25m * 25 \frac{kN}{m^3} = 6,25 \frac{kN}{m^2}$

Keldriseinad arvutame edasi joonkoormuseks, elemendi kõrgus on 2,71m.

$$g_{kj} = g_k * 2,71m = 6,25 \frac{kN}{m^2} * 2,71m = 17 \frac{kN}{m}$$

2.1.5 Postide omakaal

Postide paksused on kolmel esimesel korrused 500 mm, järgneval kahel 400 mm ning viimasel kahel 350 mm. Postid arvutame punktkoormusena, postide kõrgus on 3,65m.

- 500 mm diameetriga post $g_{1k} = \pi * (0,25m)^2 * 25 \frac{kN}{m^3} * 3,65m = 18 kN$
- 400 mm diameetriga post $g_{2k} = \pi * (0,20m)^2 * 25 \frac{kN}{m^3} * 3,65m = 11,5 kN$
- 350 mm diameetriga post $g_{3k} = \pi * (0,175m)^2 * 25 \frac{kN}{m^3} * 3,65m = 9 kN$

2.1.6 Kandvate siseseinte omakaal

Siseseinteks on kandvad monteeritavad raudbetoonseinad paksusega 170 mm.

- Kande raudbetoon sein 170 mm $g_k = 0,17m * 25 \frac{kN}{m^3} = 4,25 \frac{kN}{m^2}$

Keldriseinad arvutame edasi joonkoormuseks, elemendi kõrgus on 3,65m.

$$g_{kj} = g_k * 3,65m = 4,25 \frac{kN}{m^2} * 3,65m = 15,5 \frac{kN}{m}$$

2.1.7 Treppide omakaal

Trepielementide keskmine paksus on 312,5 mm, trepielemendi laius 1350 mm ning pikkus keskmiselt 5 m. Koormus jaotub elemendilt seinaelementidele ja vahelaelele.

- Raudbetootrepp 312,5 mm $g_k = 0,313m * 25 \frac{kN}{m^3} = 7,8 \frac{kN}{m^2}$

2.2 Kasuskoormus

Kasuskoormused määratakse lähtuvalt Eurokoodeksile EVS-EN 1990:2002 [2]. Kasuskoormuste osavarutegurid lähtuvalt antud standardist on kandepiiriseisundis 1,5 ning kasutuspiiriseisundis 1,0.

2.2.1 Kasuskoormused vastavalt kasutusklassidele

Vastavalt [2] on hoones kasutusel kasutusklassid B – ametipinnad, C5 – katuseterrassid ning F – kergete sõidukite liikumispinnad. EVS-EN 1990:2002 [2] punkt 6.3.1.2 (11) järgi võime postidesse mõjuvat kasuskoormust vähendada teguriga α_n , kuid tegemist kasutusklassidega A kuni D.

$$\alpha_n = \frac{2+(n-2)*\psi_0}{n} = \frac{2+(4-2)*0,7}{4} = 0,85 \quad (2.1)$$

- n on vaadeldavast elemendist kõrgemal olevate samasse kasutusklassi kuuluvate korruste arv (>2) [2]
- ψ_0 on kombinatsioonitegur vastavalt kasutusklassile [2] tabel A 1.1 järgi.

Kasuskoormused vastavalt kasutusklassidele EVS-EN 1991:2002 [3] kohaselt:

$$q_{kB} = 3 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{kC5} = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{kF} = 2 \text{ kN/m}^2$$

2.2.2 Vaheseinad

Vaheseinte omakaalu võime Eurokoodeksi [2] punkt 6.3.1.2 (8) järgi arvesse võtta ühtlaselt jaotatud kasuskoormusena. Antud hoones on üsna palju vaheseinu, kuid täpne tarindi konstruktsioon ei ole teada ning koormus ei üle kindlasti $2,0 \text{ kN/m}^2$, seetõttu arvestame maksimaalse koormusega.

$$q_{vS} = 1,2 \text{ kN/m}^2 \text{ teised vaheseinte omakaalu} < 2,0 \text{ kN/m}^2$$

2.3 Lumekoormus

Lumekoormus määratud vastavalt standardile EVS-EN 1991-1-3:2006 [4]. Alalise ja ajutise arvutusolukorra puhul lumekoormuse normsuurus vastavalt hoone asukohale Tallinnas on:

$$s = \mu_i * C_e * C_t * s_k = 0,8 * 1,0 * 1,0 * 1,5 \frac{kN}{m^2} = 1,2 \frac{kN}{m^2} \quad (2.2)$$

- μ_i on lumekoormuse kujutegur, katusekalde 0° - 30° puhul 0,8 (tegemist lamekatusega)
- C_e on avatustegur
- C_t on soojustegur
- s_k on normatiivne lumekoormus maapinnal, Tallinnas $1,5 \frac{kN}{m^2}$

Käidaval terrassil on määravamaks kasutuskoormus ($q_{kC5} = 5 \text{ kN/m}^2$), kuid kuna tegemist on madalama hoone osaga, siis on oht lumekoti tekkeks. Ülemise osa katusekalle on 0 kraadi, ehk lumi kuhjub ainult tuule mõjul. b_2 väärtusena kasutame keskmist laiust 7m . Sellest lähtuvalt saame arvutada lumekoti ohtlikku piirkonna koormuse.

$$l_s = 2 * h = 2 * 6,92\text{m} = 13,84\text{m} > 6\text{m}, \text{ ehk } l_s = 6\text{m}$$

$$\mu_w = \frac{(b_1 + b_2)}{2 * h} = \frac{(12\text{m} + 7\text{m})}{2 * 7\text{m}} = 1,36 \quad (2.3)$$

$$s = \mu_w * s_k = 1,36 * 1,5 \frac{kN}{m^2} = 2 \frac{kN}{m^2} \quad (2.4)$$

2.4 Tuulekoormus

Tuulekoormus võib avaldada olulist mõju hoone üldstabiilsusele ning mõjutada plaadi kaldumisi ja sisejõudusid läbi jõudude mõjumisalade muutuse või läbi konstruktsiooni plaati koormates. Koormuse mõju plaadi vajumitele on tõenäoliselt pisike. Tuulekoormuse leidmiseks kasutame vastavalt EVS-EN 1991-1-4:2005 [5] punkt 4.3.2 tabel 4.1 kohaselt tagavara kasuks III maastikutüüpi. Tuulekoormus on leitud mõlemale pikale seinale, selleks on kasutatud hoone geomeetriat ehk vastava osa kõrgust, laiust ja pikkust.

Vastavalt [5] rahvuslikule lisale NA punkt 4.2(1)P on Eestis tuule baaskiiruse väärtus $V_b=21\text{m/s}$ ja õhu tihedus $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$, ehk keskmine tuule baaskiirusrõhk on:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0,276 \frac{kN}{m^2} \quad (2.5)$$

Vastavalt EVS-EN 1991-1-4:2005 [5] soovitusel tasasel maastikul on turbulentsitegur $k_T=1$ ja pinnavormitegur $c_0=1$. Mõlemal tuule suuna puhul (W1 ja W2) on hoone kõrgus väiksem kui vastava tuulega risti oleva külje pikkus, ehk tekkib ainult üks tsoon, kus $z_e = h$. Ekspositsioonitegurid W1 ja W2 puhul samad, ehk $c_e(22m) = 2,25$, ja seetõttu nii W1, kui ka W2 puhul koormus $q_p = 0,62 \frac{kN}{m^2}$.

Antud lõputöös imemiskoormusi ei käsitleta, sest nende mõju ei ole piisav (ehk tsoonid A, B ja C). Vastavalt suhtele h/d on võimalik hinnata tsoonide D ja E ehk tuulega risti olevate tsoonide välisrõhutegureid [3] punkt 7.2.2 Tabel 7.1 järgi, interpoleerides vahepealseid väärtuseid:

$$W1 - D = 0,75 \quad W1 - E = -0,4 \quad W2 - D = 0,8 \quad W2 - E = -0,5$$

Korrutades antud tegureid väärtusega q_p saame antud küljele mõjuva tuulekoormuse w_e , mida on vastavate koormuskombinatsioonidega arvestatud ka arvutusmudelites.

$$W1_e(D) = 0,47 \frac{kN}{m^2} \quad W1_e(E) = -0,25 \frac{kN}{m^2} \quad W2_e(D) = 0,50 \frac{kN}{m^2} \quad W2_e(E) = -0,31 \frac{kN}{m^2}$$

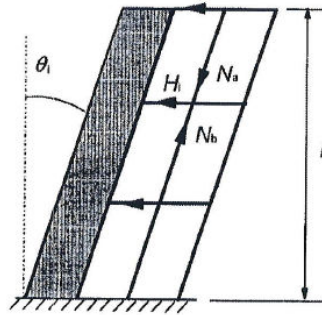
2.5 Geomeetrilised konstruktsiooni hälbed

Geomeetrilised hälbed tuleks konstruktsioonide arvutamisel arvestada ebasoodsa mõjuna, sest täpsus ehitamisel ja koormuste paiknemisel ei ole ideaalne. Tavapärasel olukorras ei ole konstruktsioonihälvetel olulist mõju arvutavale pinnasele, plaatvundamendile ja vajumitele, kuid antud lõputöö raames on nendega täpsuse huvides arvestatud.

Konstruktsioonihälbeid esitame kaldena θ_i , kus $\theta_i = \theta_0 * \alpha_h * \alpha_m$ (2.6)

- $\theta_0 = \frac{1}{200} = 0,005$ - Soovituslik baashälve
- $\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} = \frac{2}{\sqrt{24,8}} = 0,4 < \frac{2}{3}$, ehk $\alpha_h = \frac{2}{3}$ - Kõrgust arvestav vähendustegur
- $\alpha_m = \sqrt{0,5(1 + \frac{1}{n})} = 1$ - Elementide arvu arvestav vähendustegur

$$\theta_i = \theta_0 * \alpha_h * \alpha_m = 0,005 * 0,667 * 1 = 0,0033$$



b) Sidesüsteem

Joonis 2.1 EVS-EN 1992-1-1:2005+A1:2015/NA:2015 Punkt 5.2 (9) Joonis 5.1 [6]

Antud väärtused esitatakse vastavalt EVS-EN 1992-1-1:2005 [6] põiksuunaliste jõududena vahelaale mõjuva koormusena, mida arvestatakse mudelis sarnaselt tuulekoormusele (vt. joonis 2.1). Koormus H_i on võrdne konstruktsioonihälvete kalde ja vahelaale mõjuvate normatiivsete koormuste ja omakaalu korrutisena:

$$H_i = \theta_j * (N_b - N_a) = 0,0033 * \Delta N \quad (2.7)$$

ΔN - Vahelaale mõjuv koormus (vahelaale pindala x mõjuvad koormused ja omakaalud)

$$\Delta N = 344,8 \text{ m}^2 * \left(3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 7,64 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) = 4082 \text{ kN}$$

$$H_i = 0,0033 * 4082 \text{ kN} = 13,5 \text{ kN}$$

Antud koormuse jagame vahelaale tasapinnale pindkoormuseks ning rakendame saadud tulemused arvutusmudelis sarnaselt tuulekoormusele pindkoormusena.

2.6 Koormuskombinatsioonid

Koormuskombinatsioonide leidmisel lähtutakse Eurokoodeksi EVS-EN 1990:2002 [2] eeskirjadest, kombinatsioonitegurid punkt A.1.2.2 tabel A.1.1 järgi:

Tabel 2.1 Kombinatsioonitegurid vastavalt EVS-EN 1990:2002 [2]

Koormuse liik	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Klass B	0,7	0,5	0,3
Klass F	0,7	0,7	0,6
Klass C5	0,7	0,7	0,6
Lumi	0.5	0.2	0

2.6.1 Kandepiirseisund

Kandepiirseisundi ületamisel kaasneb konstruktsiooni purunemine või stabiilsuse kaotus [2]. Vaatame alaliste ja ajutiste arvutusolukordade koormusi vastavalt kombinatsioonile:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \text{ "+" } \gamma_P P \text{ "+" } \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.8)$$

Büroopindadele klassis B kasutame ka vähendustegurit. Teistel klassidel tegurit ei kasuta. Eristatavad on domineeriv lumekoormus ja domineeriv kasuskoormus.

Tabel 2.2 Kandepiirseisundi koormuskombinatsioonid

KANDEPIIRSEISUNDI KOORMUSKOMBINATSIOONID						
	OK	KASUSKOORMUS	LUMEK.	TUUL1	TUUL2	HÄLBED
ULS 1	1,20	$a_n \times 1,50$ või 1,50	0,5 x 1,5	0,6 x 1,5	0	1 x H
ULS 2	1,20	$a_n \times 1,50$ või 1,50	0,5 x 1,5	0	0,6 x 1,5	1 x H
ULS 3	1,20	0,7 x ($a_n \times 1,50$ või 1,50)	1,5	0,6 x 1,5	0	1 x H
ULS 4	1,20	0,7 x ($a_n \times 1,50$ või 1,50)	1,5	0	0,6 x 1,5	1 x H
ULS 5	1,20	0,7 x ($a_n \times 1,50$ või 1,50)	0,5 x 1,5	1,5	0	1 x H
ULS 6	1,20	0,7 x ($a_n \times 1,50$ või 1,50)	0,5 x 1,5	0	1,5	1 x H
ULS 7	1,20	$a_n \times 1,50$ või 1,50	0,5 x 1,5	0	0	0
ULS 8	1,20	$a_n \times 1,50$ või 1,50	0	0	0	0
ULS 9	1,20	1,50	0	0	0	0

2.6.2 Kasutuspiirseisund

Kasutuspiirseisundis kasutame tõenäolist koormuskombinatsiooni hoone vajumite hindamisel, sest tegemist on pikaajalise toimega. Normkombinatsiooni kasutame betooni pragude tekke hindamisel ning tavakombinatsiooni betoonkehade läbipainete hindamisel.

Normkombinatsioon taastumatute kasutuspiirseisundite puhul [2]:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } P_k \text{ "+" } Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.9)$$

Tavaline kombinatsioon taastuvate kasutuspiirseisundite puhul [2]:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } P \text{ "+" } \psi_{1,1} Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.10)$$

Tõenäoline kombinatsioon koormuse pikaajalise toime korral [2]:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } P \text{ "+" } \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.11)$$

Tabel 2.3 Kasutuspiirseisundi koormuskombinatsioonid

KASUTUSPIIRSEISUNDI KOORMUSKOMBINATSIOONID					
	OK	KASUSKOORMUS	LUMEKOORMUS	TUUL1	TUUL2
SLS 1	1,00	$a_n \times 1,00$ või 1,00	0,5 x 1,0	0	0
SLS 2	1.00	0,7 x ($a_n \times 1,00$ või 1,00)	1,0	0	0
SLS 3	1.00	$a_n \times 1,00$ või 1,00	0,5 x 1,0	0,6 x 1,0	0
SLS 4	1.00	$a_n \times 1,00$ või 1,00	0,5 x 1,0	0	0,6 x 1,0
SLS 5	1.00	0,7 x ($a_n \times 1,00$ või 1,00)	1,0	0,6 x 1,0	0
SLS 6	1.00	0,7 x ($a_n \times 1,00$ või 1,00)	1,0	0	0,6 x 1,0
SLS 7	1.00	0,7 x ($a_n \times 1,00$ või 1,00)	0,5 x 1,0	1,0	0
SLS 8	1.00	0,7 x ($a_n \times 1,00$ või 1,00)	0,5 x 1,0	0	1,0
SLS 9	1,00	0,5 x ($a_n \times 1,00$ või 1,00)	0	0	0
SLS 10	1.00	0,3 x ($a_n \times 1,00$ või 1,00)	0,2 x 1,0	0	0
SLS 11	1.00	0,3 x ($a_n \times 1,00$ või 1,00)	0	0,2 x 1,0	0
SLS 12	1.00	0,3 x ($a_n \times 1,00$ või 1,00)	0	0	0,2 x 1,0
SLS 13	1,00	0,3 x ($a_n \times 1,00$ või 1,00)	0	0	0

2.7 Plaatvundamendile mõjuvad koormused

Lähtuvalt kõigist eelnevalt määratud koormustest on leitud erinevates koormuskombinatsioonides hoone plaatvundamendile mõjuvad koormused kasutades selleks esmalt käsitsi arvutust suurusjärgu hindamiseks, jagades pindala mõjualadeks (vt. Lisa 2 – II Etapi koormusplaanid) ning seejärel tarkvara ARSA täpsema tulemuse saamiseks lähtuvalt täpsest hoone geomeetriast. Koormused on leitud hoone etappidele eraldi (sh. tuulekoormus ja konstruktsioonihälbed), sest hoone etappide ehitamise vahel oli pikem paus ehk vundamendi vajumid ja koormamine on toimunud erinevatel aegadel.

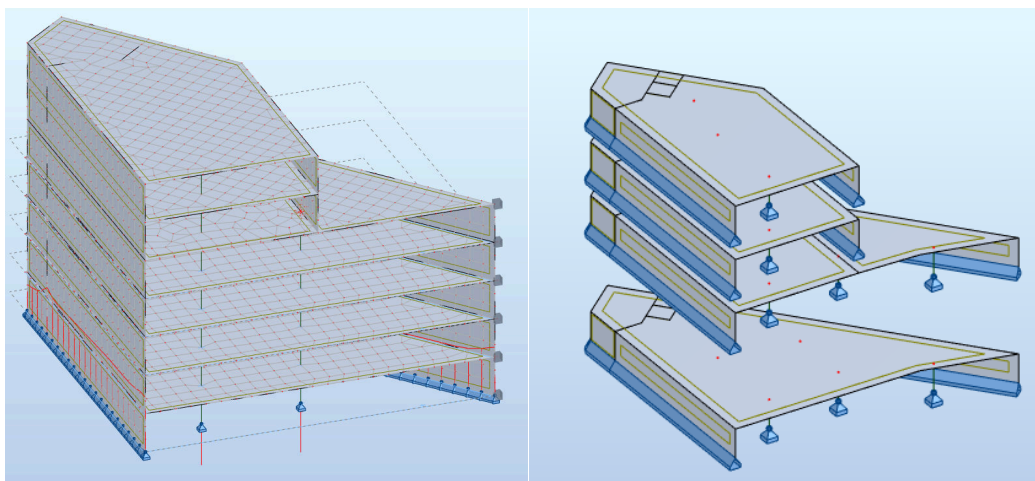
Seejärel hinnati erinevates koormuskombinatsioonides saadud tulemusi ning edasi mindi ainult kõige kriitilisemate tulemustega nii kandepiirseisundis kui ka kasutuspiirseisundites.

Tulemused esitatud lisan (vt. Lisa 3 – Plaatvundamentidele mõjuvad koormused).

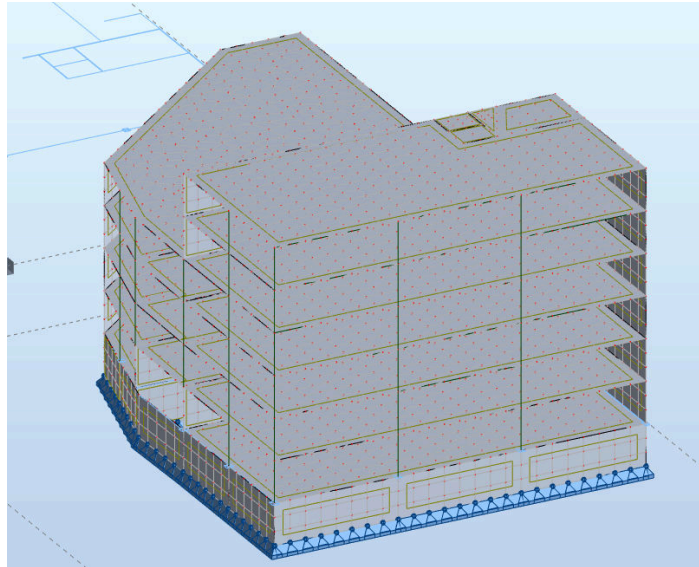
3 ARVUTUSMUDELID

Pärast käsitsi koormusalade koostamist tehti järgnevad mudelid tarkvaras ARSA. Esmalt koostati mõlemale hoonele erinevate tüüpsete korruste mudelid ning analüüsiti neid ühes koormuskombinatsioonis vertikaalsetele koormustele. Kui tulemused tundusid käsitsi arvutustega võrreldes korrektsed, siis koostati mudel tervele hoone etapile, seda järkjärgult täiustades ja parandades, kuni jõuti samaväärsete tulemusteni. Kokku koostati kaks mudelit, üks mõlemale hoone etapile. Terve etapi mudeli puhul koostati esmalt mudel vertikaalsetele koormustele, mida oli lihtsam võrrelda eelnevalt korruste kaupa tehtud arvutustega ning seejärel lisati sinna juurde horisontaalsed tuule koormused ja konstruktsiooni hälvetest tingitud koormused. Viimaste mõju vundamentidele oli küll väike. Antud mudelitega tehti ka esmaseid hoone jäikuse analüüse.

Koormuste arvutusmudelid kasutati vundamendi plaadi asemel tugesisid, mille abil oli võimalik hinnata plaadile mõjuvaid koormuseid. Seinte puhul võeti koormuseks iga ala keskmine, sest koormused saavad plaadis ja pinnaste vajumite hindamisel laiali jaguneda ning lokaalseid ekstreemumeid ei olnud siinkohal tarvis hinnata. I etapil on vahelagede kandekonstruktsiooniks õõnespaneelid, mis jagavad koormust sisuliselt ainult ühes suunas. Selleks anti plaatidele tarkvaras ARSA töötamisskeem ainult piki õõnespaneeli. Hiljem pärast esmaste tulemuste analüüsi otsustas töö autor, et väike osa koormusest arvestatakse vahelaes ka risti õõnespaneelidega, sest õõnesbetoonpaneelide ümber valatud vöö jaotab osaliselt koormusi ka külgnevatele seintele ümber. Lisaks võrreldi koormuste jagunemist liigendühenduste ja jäikade ühenduste korral ning vähendati vahelagede jäikuseid hoone analüüsimisel horisontaalsetele koormustele.

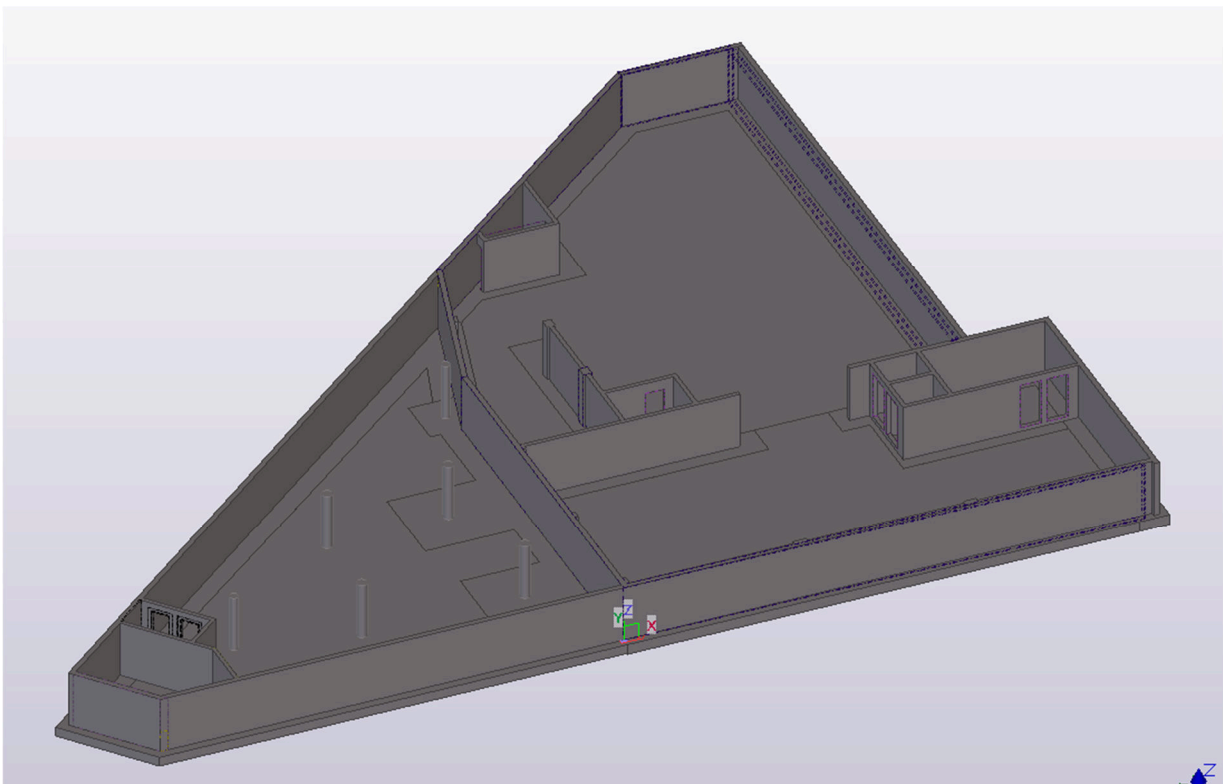


Joonis 3.1 Lõplikud hoone mudelid koormuste määramisel II etapis



Joonis 3.2 Lõplik hoone mudel koormuste määramisel I etapis

Antud keskmiste toereaktsioonide abil on hiljem mugav hinnata vundamendiplaadi vajumeid, sest koormus pinnases ja plaadis jaguneb ümber ning tegemist on vajumite hindamiseks piisava täpsusega. Vundamendi plaadi painete leidmiseks ning armeerimiseks koostati lisaks antud mudelile veel ka terviklik mudel koos vundamendi plaadiga, et võtta arvesse ka lokaalseid ekstreemumeid ning jõudude muutumist seina pikkuse ulatuses.



Joonis 3.3 Tarkvaras Tekla Structures koostatud -2 korruse mudel

4 EHITUSGEOLOOGIA

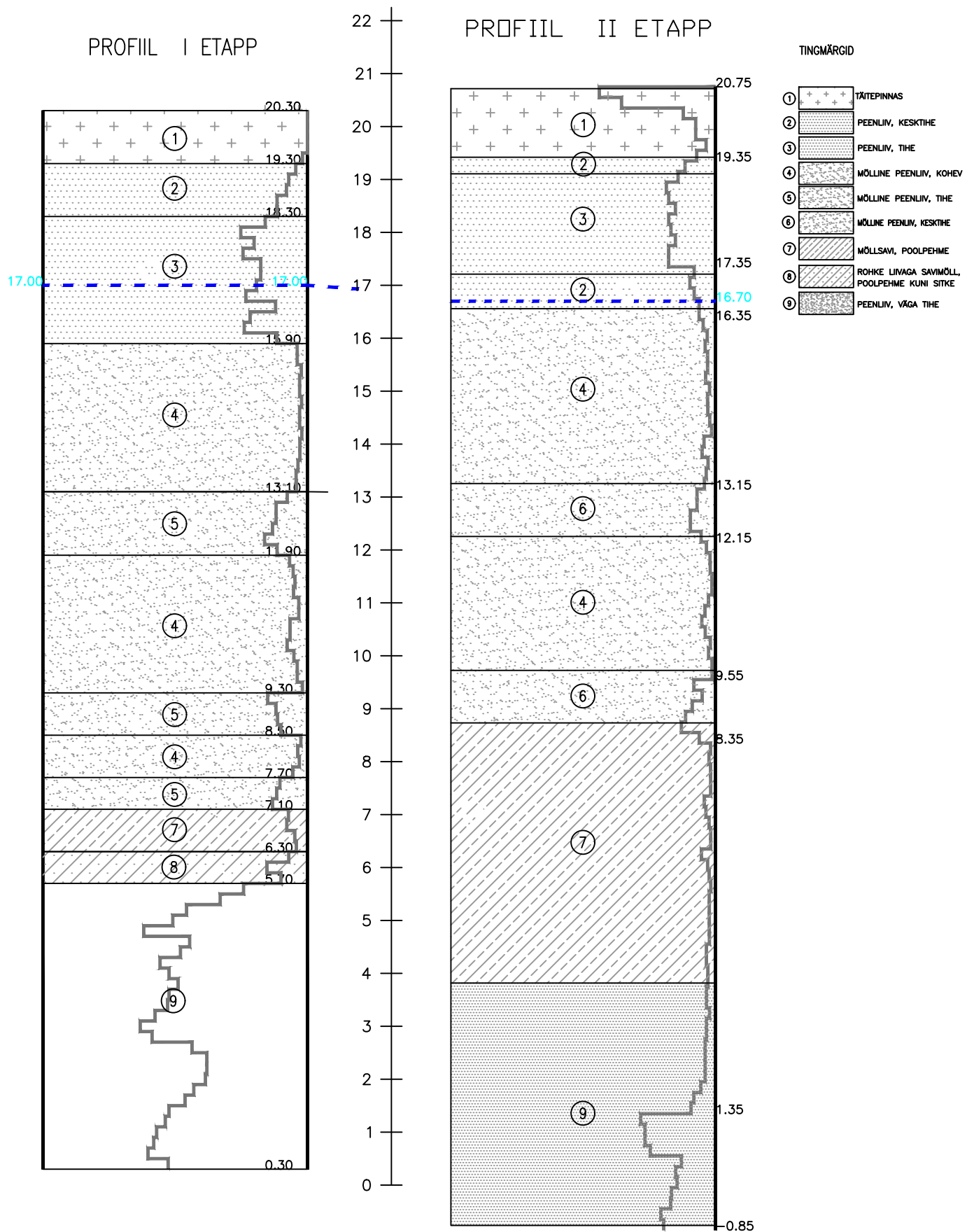
Antud ehitusgeoloogia põhineb OÜ REI Geotehnika uuringutel, mille raames on hoone I etapi jaoks sooritatud geotehnilised uuringud kolme puurauguga ning hoone teise etapi jaoks viie puurauguga (puuraukude asukohad tähistatud lisas Lisa 4 – Puuraukude asukohad ning pinnaste profiilid). Geotehniliste uuringute tulemusi on antud magistritöös käsitletud esmalt idealiseeritud kujul mõlema hoone all arvutuste teostamiseks ning seejärel on kasutatud uuringute täpseid tulemusi kõigi 8 puurauguga hiljem täpses arvutuses tarkvara Plaxis 3D abil, et võrrelda pinnaseuuringute idealiseerimise mõju saadud tulemustele. Idealiseerimata pinnaste lõiked on esitatud lisas (Lisa 4 – Puuraukude asukohad ning pinnaste profiilid). Idealiseeritud tulemused esitatud järgneval joonisel (Joonis 4.1 – Idealiseeritud pinnaselõiked). Pinnaste omadused on esitatud järgnevas tabelis Tabel 4.1 – Pinnaseuuringute tulemustel saadud pinnaseandmed.

Hoone -1 korruse parkla plaadi ülemine pind on absoluutkõrgusel 18,00 meetrit. Esimeses etapis eemaldatakse keskmiselt seega 2,6 meetrit pinnast ja teises etapis 3 meetrit pinnast. Plaadi alumine absoluutne kõrgusmärk on 17,70 meetrit või madalam.

Vastavalt pinnaseuuringutele oli pinnasevee tase uuringupunktides 3,30m – 4,00m maapinnast (absoluutkõrgusel 16,70m kuni 17,00 m), mis on kõrgemal aasta keskmisest. Maksimaalselt võib tõusta pinnasevee tase 0,5m profiilidest näidatud kõrgemale, ehk nende andmete järgi pinnasevee survelest ohtu plaadile ei ole või on see minimaalne.

Tabel 4.1 OÜ REI Geotehnika poolt koostatud pinnaseuuringute tulemustel saadud pinnaseandmed

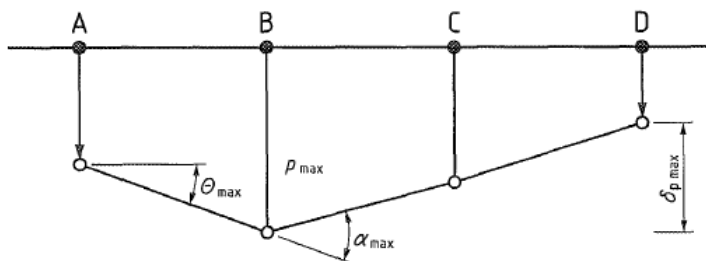
Kihi nr	Pinnas	Wn	γ	φ'	c'	E'	k
		%	kN/m ³	kraadi	kPa	Mpa	m/d
1	Täitepinnas		19				
2	Kesktihe peenliiv		19	36	0	25	3
3	Tihe peenliiv		20	37	0	30	2,5
4	Kohev mölline peenliiv		19	33	0	16	1
5	Tihe mölline peenliiv		21	36	0	30	1
6	Kesktihe mölline peenliiv		19,5	35	0	25	1
7	Poolpehme möllsavi	31,6	17	19	10	4	0,01
8	Rohke liivaga savimöll	21,5	19	25	12	8	0,1
9	Väga tihe peenliiv		21,5	40	5	50	2



Joonis 4.1 Idealiseeritud pinnaselõiked

5 VAJUMITE ESMANE ARVUTUS

Käesolevas peatükis hinnatakse vundamendiplaadi vajumit summeerimismeetodiga. Arvutuseks kasutatakse tabelarvutust, mis on koostatud tarkvaras Microsoft Excel 2020. Vastavalt EVS-EN 1997-1:2006 [8] tabel NA 2.1 on raudbetoonkarkassiga ehitiste maksimaalne lubatud vajum $s_{\max}=80\text{mm}$. Lisaks tuleks arvestada vajumite suhteliseks erimiks $\theta=0.002$.

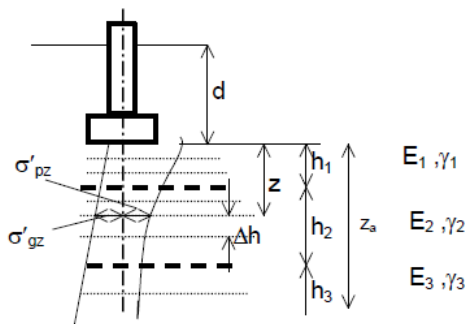


Joonis 5.1 Vajumite suhtelist erinevust kirjeldav joonis Eurokoodeksis [8] lisa H joonis H.1

5.1 Vajumite arvutus summeerimismeetodiga

Summeerimise meetodi põhimõte on vastavalt V. Jaaniso juhendile [10] järgmine:

- Vundamendialused pinnase kihid jaotakse elementaarkihtideks kõrgusega Δh (vt. joonis 5.2)



Joonis 5.2 Summeerimismeetodi skeem [10]

- Arvutatakse keskmine vertikaalpinge elementaarkihtide vahelistel pindadel

$$\text{Pinge elementaarkihis: } \sigma_{pz} = \alpha \cdot p_t \quad (5.1)$$

- α on rõhujaotustegur

- $p_t = p - d \times \gamma_d$

- p on keskmine kogusurve vundamendi talla all
 - d on vundamendi süvis maapinnast
 - γ_d on pinnase mahukaal d ulatuses
- Arvutatakse iga elementaarkihi kokkusurumisest tulenev pinnase deformatsioon

Vastava elementaarkihi i vajum:
$$s_i = \frac{\sigma_{pzi} \cdot \Delta h_i}{E_i} \quad (5.2)$$

- σ_{pzi} on elementaarkihi keskmine pinge
 - Δh_i on elementaarkihi paksus
 - E_i on elementaarkihi deformatsioonimoodul
- Elementaarkihtide vajumid seejärel liidetakse, et leida koguvajum.

Koguvajum:
$$s = \sum s_i \quad (5.3)$$

5.2 Rõhujaotusteguri α leidmine Boussinesq-i meetodi järgi

Töö autor analüüsis erinevaid meetodeid: Boussinesqi meetodit, Westergaardi meetodit ja 2:1 meetodit ning valituks osutus Boussinesqi meetod. Meetod valiti, sest 2:1 meetod ei ole hästi sobilik suure koormuspinnaga vundamendi alla ja andis seega liiga optimistlikuid tulemusi. Samuti on II etapi puhul antud vundamendi kuju pigem kolmnurkne kui ristkülikukujuline ning see raskendas teatud olukordades asjaolusid. Westergaardi meetodi jaoks oleks vaja suhteliselt täpselt määrata Poissoni tegur, sest tugevused sõltuvad sellest oluliselt, kuid see on antud tingimuste juures keeruline. Lisaks tuleb arvestada, et Poissoni tegur võib isegi sama pinnasekihi juures oluliselt varieeruda ning tegur sõltub ka pingeseisundist. Boussinesqi kasuks rääkis ka see, et tegemist on konservatiivsema lähenemisega [10, 11].

Boussinesqi meetod eeldab K.R. Arora raamatu [12] järgi, et pinnas on lineaarselt deformeeruv isotroopne poolruum ning vundament ei oma seejuures ise jäikust. Meetod sobib, kui toimub pinnase elastne käitumine ehk pinged pinnases on lõiketugevusest oluliselt väiksemad. Seejuures annab meetod täpsemad tulemused homogeensetele savipinnastele ja liivadele. [10, 12] Boussinesqi meetodil esineb ka puuduseid [12]:

- Pinged pinnases ei sõltu elastsusmoodulist ega Poissoni tegurist ehk rõhujaotustegur ei olene pinnasenäitajatest.

- Koormatud pinna ehk vundamendiplaadi sügavust ei arvestata.
- Eeldab vundamendiplaadi täielikku elastsust ning ühtlast koormuste jaotust plaadil.
- Ei arvesta ebaühtlase pinnase mõju pingajaotusele.
- Eeldab pingete ja deformatsioonide lineaarset käitumist, kuid pigem on päriselt pinnase puhul antud seos mittelineaarne.

Boussinesqi rõhujaotustegur vundamendi keskpunkti all [10]:

$$\alpha = \frac{2}{\pi} \frac{mm(1+n^2+2m^2)}{(1+m^2)(n^2+m^2)\sqrt{1+n^2+m^2}} + \arctan \frac{n}{m\sqrt{1+n^2+m^2}} \quad (5.4)$$

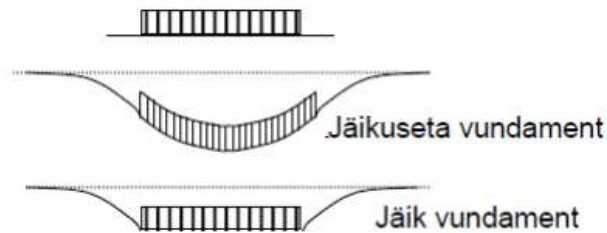
$$- m = 2z/B \quad (5.5)$$

$$- n = L/B \quad (5.6)$$

- z on vaadeldava punkti sügavus vundamendi aluspinnast

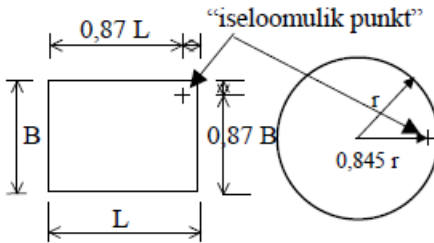
5.3 Grasshoffi punktid

Boussinesqi meetodiga leitud keskpunkti vajum eeldab täielikult elastset vundamendiplaati ja koormuse pinnapealset mõju, kuid tegelikult on vundamendil arvestatav jäikus ning koormus mõjub maa-aluses kihis (vt. joonis 5.3). Seetõttu võib arvutatud vajum olla suurem, kui tegelik vajum [10, 12].



Joonis 5.3 Jäiga ja jäikuseta vundamendi vajumine. Muudetud lõputöö autori poolt. [10]

Vajumi täpsemaks hindamiseks võib kasutada Grasshoffi iseloomulikku punkti. Antud punkti järgi arvutatud vajum on väiksem kui jäikuseta vundamendi keskpunkti vajum ja on seetõttu sobilikum suure pinnaga jäiga ehitise ehk näiteks plaatvundmanedi puhul [10]. Antud vaadeldav plaat koos alumiste korrustega iseloomustab seda jäika ning suurt konstruktsiooni hästi ja seetõttu võiks Grasshoffi punkt anda täpsemaid tulemusi.



Joonis 5.4 Grasshoffi iseloomulik punkt [10]

Grasshoffi iseloomulik punkt (vt. joonis 5.4) on tegelikult mõeldud ristkülikulise vundamendi jaoks, kuid vaadeldava hoone puhul on II etapis plaatvundament sisuliselt täisnurkne kolmnurk, mis ei lähe hästi kokku klassikalise Grasshoffi olukorraga. Lõputöö üks eesmärkidest on hinnata erinevate lahenduste kaudu saadud tulemuste sobitumist hilisemate tarkvara Plaxis 3D abil saadud täpsete tulemustega ning samuti reaalsete vajumitega. Seetõttu on II etapi plaatvundamentile koostatud mitmeid võimalusi Grasshoffi punktiga lahendamiseks. I etapi plaatvundamendi jaoks on Grasshoffi punkt hea lähendus, sest antud plaat on juba üsna ristkülikukujuline ning võiks seetõttu anda täpsemaid tulemusi.

5.4 Vajumite esialgne hinnang

Vundamendi jäikusest tingituna jaguneb koormus plaadis ja seejärel pinnases osaliselt ümber ning plaat hakkab tööle suures osas ühe tervikuna. Seetõttu on koormuseid jagatud ümber ja ühtlustatud postide vahelisel alal. Üldiselt on vajumi arvutamiseks piisava täpsuse saamiseks sobilik kogu koormus jagada laiali plaatvundamendi pindalale. Lisaks sellele on vaadeldud eraldi veel I etapis enim koormatud seinte ümber olevat ala ning II etapis enim koormatud posti ümber olevat ala ning pingete jagunemist sellel alal, kuid võib eeldada, et pinged jagunevad siiski suhteliselt ühtlaselt pinnases.

Vajumi hindamiseks kasutame normatiivset koormuskombinatsiooni SLS 4. Lisaks antud koormusele tuleb arvutusse lisada vundamendiplaadi omakaal ja sellele mõjuv kasuskoormus, mida esialgsetes mudelites ei arvestatud. Vundamendi plaadi alumine kõrgusmärk on -3.25 eeldades, et plaadi paksus on I etapil 400mm ja teisel etapil 300mm.

5.4.1 I Etapi vajumid

Esimene etapp on sisuliselt ristküliku kujulise plaadiga ning seetõttu on arvutus teostatud ainult keskpunkti ja ühe ristkülikuga Grasshoffi punkti järgi (punktis 0,87L ja 0,87B). Arvutused esitatud tabelites Tabel 4 – I etapi keskpunkti arvutus ja lisa 5.

Elastse vundamendi keskpunkti järgi ühtlase koormuse jaotusega: $s = 21 \text{ mm}$

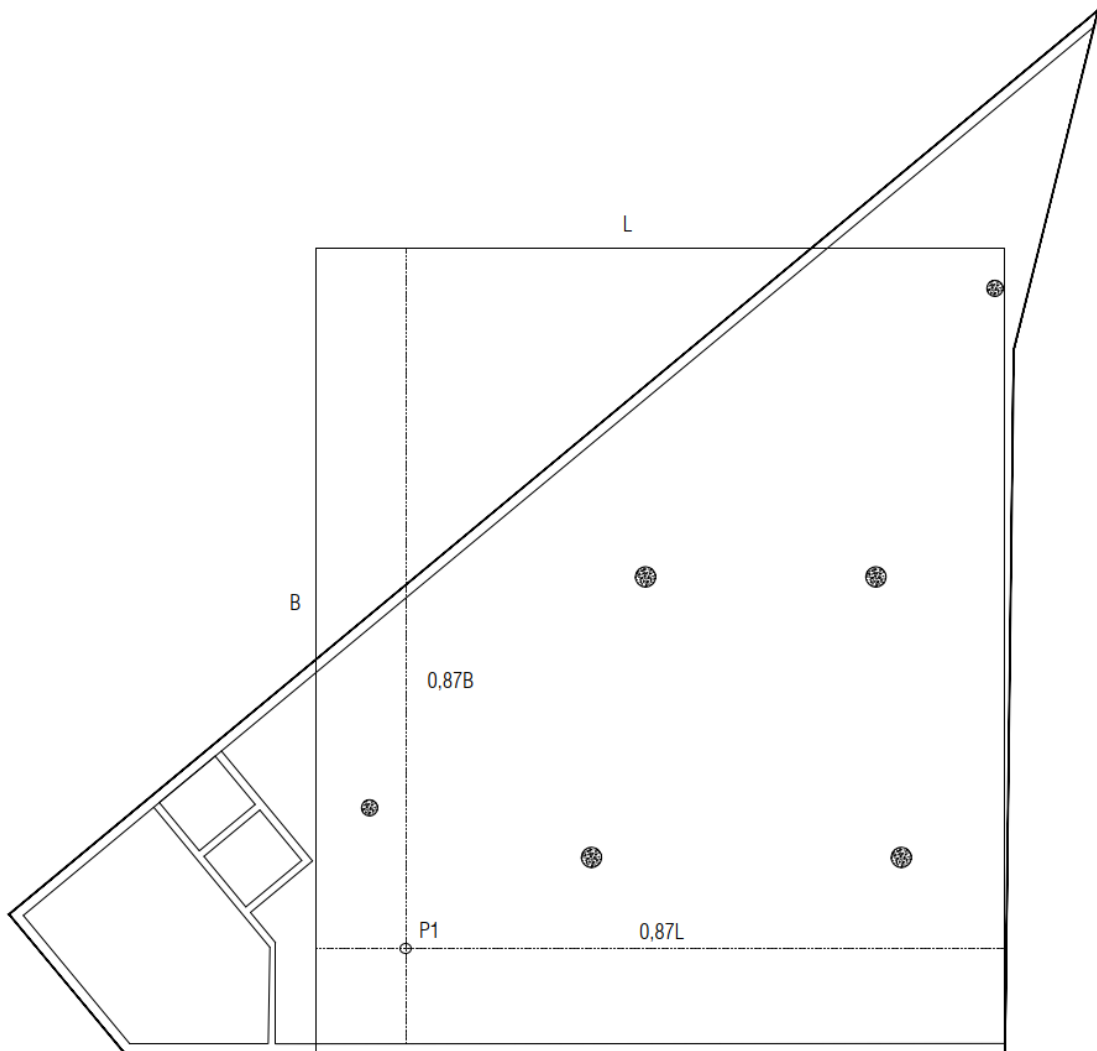
Ühe ristkülikuga Grasshoffi punkti järgi ühtlase koormuse jaotusega: $s = 15 \text{ mm}$

5.4.2 II Etapi vajumid

Teise etapi puhul muudab olukorra keerulisemaks kehvem pinnas ja täisnurkse kolmnurga kujuline plaatvundament, mida on väga raske teooria ning erinevate lihtsustustega siduda. Seetõttu on antud plaati hinnatud paljude erinevate lähendustega, et hilisemalt oleks võimalik teha järeldusi, kuidas antud kolmnurkse kujuga plaatvundamendi vajumit oleks võimalik lihtsustatud meetodite abil võimalikult täpselt hinnata. Esmalt on proovitud asendada kolmnurkne plaatvundament ühe ristkülikulise pinnaga, millel on samaväärne pindala, ning leitud seejärel antud ristküliku iseloomulik punkt. Teise variandina on asendatud kolmnurkne plaatvundament kahe ristkülikulise pinnaga ja kolmanda variandina kolme ristkülikulise pinnaga. Teisel ja kolmandal juhul mõjutavad alad lisaks üksteist ning ka seda on vaja arvesse võtta.

Keskpunkti vajumi arvutamiseks on vaja koostada vaadeldavale pinnasele üks summeerimismeetodit kasutav tabelarvutus (vaata näidisenäitena Tabel 4 – I etapi keskpunkti arvutus). Grasshoffi iseloomulik punkt eeldab, et ristkülik jagatakse neljaks ning keskpunkti asemel kasutatakse pindade nurgapunkte. Seetõttu on iga Grasshoffi punkti vajumi leidmiseks vaja koostada 4 summeerimismeetodit kasutavat tabelarvutust (vaata Lisa 6 – II etapi Grasshoffi punkti vajum), mille nurgapunktide vajumid summeeritakse. Seega võib kiiresti jõuda järelduseni, et kahe ristkülikuga lähendi ühe iseloomuliku punkti kirjeldamiseks on vaja kuni 8 summeerimismeetodi tabelit ning kolme ristkülikuga lähendis kuni 12 tabelit. Kusjuures nende lähendite puhul on tarvis nurgapunktide väärtusi nii liita kui ka fiktiivsete negatiivsete ristkülikute puhul lahutada. Lõputöö raames koostati seega kokku 72 summeerimismeetodil põhinevat tabelarvutust, millest näidisenäitena on esitatud I etapi keskpunkt (vt Tabel 5.1 – I etapi keskpunkti vajum) ja mõlema etapi Grasshoffi punkt (vt Lisa 5 - I etapi Grasshoffi punkti vajum ja Lisa 6 - II etapi Grasshoffi punkti vajum).

Esimeses lihtsustuses on plaat asendatud samaväärsel pindalaga ristkülikulise plaadiga ning hinnatud vajumeid keskpunktis ning Grasshoffi punktis joonis 5.5 skeemi järgi (P1).

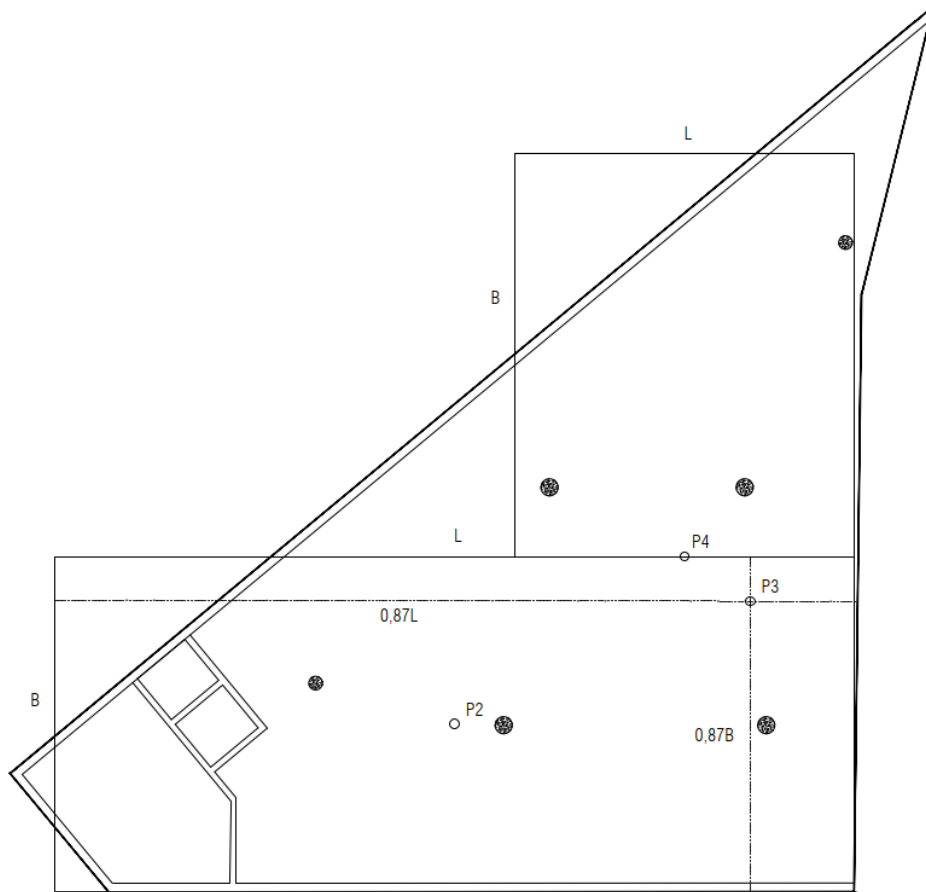


Joonis 5.5 Grasshoffi iseloomulik punkt II etapis

Elastse vundamendi keskpunkti järgi ühtlase koormuse jaotusega: $s = 52 \text{ mm}$

Ühe ristkülikuga Grasshoffi punkti (P1) järgi ühtlase koormuse jaotusega: $s = 35 \text{ mm}$

Järgmises lähenduses on plaati kirjeldatud kahe ristkülikuga (vt. joonis 5.6), mille pindalade summa on taaskord samaväärne algse kolmnurkse plaadi pindalaga. Vaadeldud on suurema ristküliku keskpunkti (P2), Grasshoffi punkti (P3) ning plaatide ühise külje keskpunkti (P4).



Joonis 5.6 Vundamendi plaadi iseloomustamine kahe ristkülikuga

Ühtlase koormusega vajum punktis P2: $s = 46 \text{ mm}$

Ühtlase koormusega vajum punktis P3: $s = 43 \text{ mm}$

Ühtlase koormusega vajum punktis P4: $s = 47 \text{ mm}$

Viimases lähenduses on vundament kaetud kolme ristkülikuga (vt. joonis 5.7), mille pindalade summa on samaväärne esialgse kolmnurga pindalaga. Vaadeldud on kõikide ristkülikute keskpunkte ning kahe suurema ristküliku Grasshoffi punkte. Saadud tulemused on järgmised:

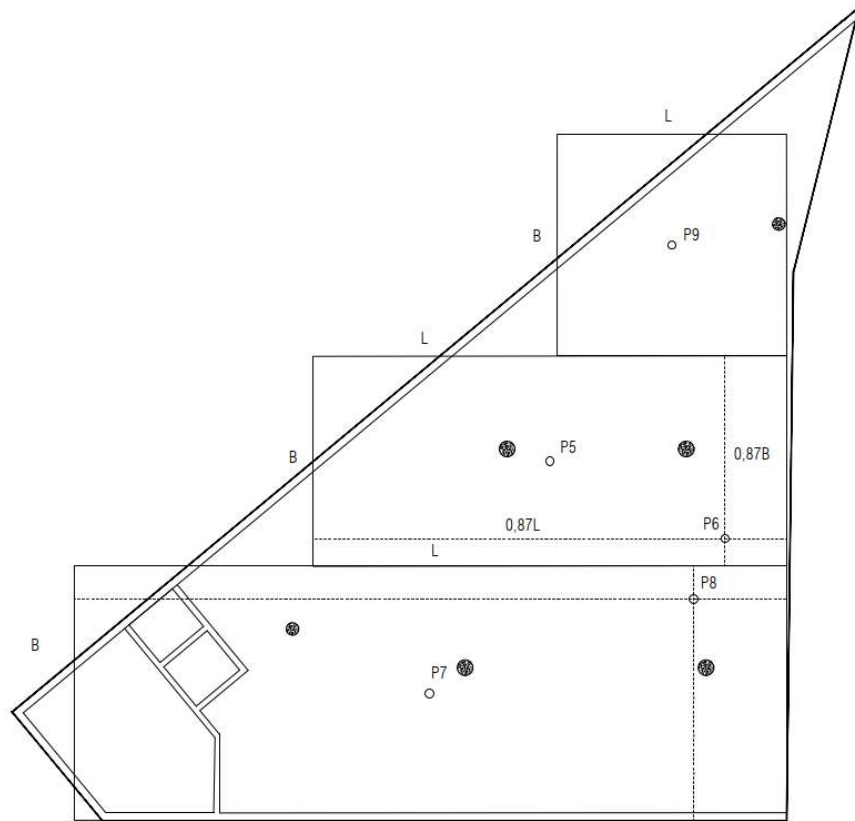
Ühtlase koormusega vajum punktis P5: $s = 47 \text{ mm}$

Ühtlase koormusega vajum punktis P6: $s = 40 \text{ mm}$

Ühtlase koormusega vajum punktis P7: $s = 46 \text{ mm}$

Ühtlase koormusega vajum punktis P8: $s = 43 \text{ mm}$

Ühtlase koormusega vajum punktis P9: $s = 35 \text{ mm}$



Joonis 5.7 Vundamendi plaadi iseloomustamine kolme ristkülikuga

Tulemustest on näha, et plaadi tsentrile lähemal olevad Grasshoffi punktid hakkavad ristkülikute lisamisel koonduma väärtuste 40mm – 43mm ümber, mis on ligi 20% suurem kui esialgne ühe ristkülikuga hinnatud Grasshoffi punkt (P1 – 35mm). Sarnaselt hakkavad plaadi tsentrile lähemal olevad keskpunktid koonduma väärtuste 45mm – 47mm juurde. Tegemist on ligi 10% madalama väärtusega, kui ühe ristküliku keskpunktist saadud 52mm. Plaadi otstele lähemal olevad punktid (näiteks P9) on madalama vajumiga, kuid antud väärtuste realiseerumine sõltub plaadi jäikusest. Täpsemate võrdlustulemuste saamiseks on antud plaadi vajumeid arvatud järgnevatel punktides ka tarkvara Plaxis 3D abil, et hinnata erinevate lihtsustatud lähenemiste täpsust ning teha hiljem järeldusi sellest, milliste meetodite abil on võimalik tulemuste täpsust ning vastavust reaalsusele suurendada.

Tabel 5.1 – I etapi keskpunkti arvutus

VUNDAMENDI VAJUMI ARVUTUS - I ETAPP - KESKPUNKT

Plaadi pikkus	L	32.8 m
Plaadi laius	B	22.4 m
Elementaarkighi laius	$\Delta h =$	0.2 m

Peenliiv kesktihe ja tihe	γ'_k	19	kN/m^3	Pinnase mahukaal, kus vundament on Vundamenti sügavus Pinge ilma vundamenti omakaaluta Vundamenti omakaal ja parkla kasukoormus Eemaldatava pinnase eelsurve
Vundamenti sügavus	d	2.6	m	
	σ_{p0}	67.0	kPa	
	σ_{p1}	11.6	kPa	
	σ_{p0}	49.4	kN/m^2	
	σ'_{pz}	29.2	kN/m^2	n = 1.46

Pinnas	γ'_k	E	Δh	z	m=2z/B	α	σ'_{pz}	σ'_{gz}	$0,2 \cdot \sigma'_{gz}$	s	h
	kN/m^3	MPa	m	m			kPa	kPa	kPa	mm	m
	20	30	0.200	0.000	0.000	1.0000	29.2	49	10	0.19	17.7
	20	30	0.200	0.400	0.036	1.0000	29.2	53	11	0.19	17.5
	20	30	0.100	0.500	0.045	1.0000	29.2	59	12	0.10	17.2
Peenliiv tihe	10	30	0.100	0.600	0.054	0.9999	29.2	60	12	0.10	17.1
Pinnasevesi	10	30	0.200	0.800	0.071	0.9998	29.2	62	12	0.19	16.9
	10	30	0.200	1.000	0.089	0.9996	29.2	64	13	0.19	16.7
	10	30	0.200	1.200	0.107	0.9994	29.2	66	13	0.19	16.5
	10	30	0.200	1.400	0.125	0.9990	29.2	68	14	0.19	16.3
Kohev mölline peenliiv	9	16	0.200	1.600	0.143	0.9986	29.2	70	14	0.36	16.1
	9	16	0.200	1.800	0.161	0.9979	29.1	72	14	0.36	15.9
	9	16	0.200	2.000	0.179	0.9972	29.1	74	15	0.36	15.7
	9	16	0.200	2.200	0.196	0.9963	29.1	76	15	0.36	15.5
	9	16	0.200	2.400	0.214	0.9952	29.1	77	15	0.36	15.3
	9	16	0.200	2.600	0.232	0.9940	29.0	79	16	0.36	15.1
	9	16	0.200	2.800	0.250	0.9926	29.0	81	16	0.36	14.9
	9	16	0.200	3.000	0.268	0.9910	28.9	83	17	0.36	14.7
	9	16	0.200	3.200	0.286	0.9891	28.9	85	17	0.36	14.5
	9	16	0.200	3.400	0.304	0.9871	28.8	86	17	0.36	14.3
	9	16	0.200	3.600	0.321	0.9849	28.8	88	18	0.36	14.1
	9	16	0.200	3.800	0.339	0.9824	28.7	90	18	0.36	13.9
	9	16	0.200	4.000	0.357	0.9798	28.6	92	18	0.36	13.7
	9	16	0.200	4.200	0.375	0.9769	28.5	94	19	0.36	13.5
Mölline peenliiv tihe	11	30	0.200	4.400	0.393	0.9738	28.4	96	19	0.19	13.3
	11	30	0.200	4.600	0.411	0.9704	28.3	98	20	0.19	13.1
	11	30	0.200	4.800	0.429	0.9669	28.2	100	20	0.19	12.9
	11	30	0.200	5.000	0.446	0.9631	28.1	102	20	0.19	12.7
	11	30	0.200	5.200	0.464	0.9592	28.0	105	21	0.19	12.5
	11	30	0.200	5.400	0.482	0.9550	27.9	107	21	0.19	12.3
Kohev mölline peenliiv	9	16	0.200	5.600	0.500	0.9506	27.8	109	22	0.35	12.1
	9	16	0.200	5.800	0.518	0.9460	27.6	110	22	0.35	11.9
	9	16	0.200	6.000	0.536	0.9412	27.5	112	22	0.34	11.7
	9	16	0.200	6.200	0.554	0.9362	27.3	114	23	0.34	11.5
	9	16	0.200	6.400	0.571	0.9311	27.2	116	23	0.34	11.3
	9	16	0.200	6.600	0.589	0.9257	27.0	118	24	0.34	11.1
	9	16	0.200	6.800	0.607	0.9202	26.9	119	24	0.34	10.9
	9	16	0.200	7.000	0.625	0.9146	26.7	121	24	0.33	10.7
	9	16	0.200	7.200	0.643	0.9088	26.5	123	25	0.33	10.5
	9	16	0.200	7.400	0.661	0.9028	26.4	125	25	0.33	10.3
	9	16	0.200	7.600	0.679	0.8967	26.2	127	25	0.33	10.1
	9	16	0.200	7.800	0.696	0.8905	26.0	128	26	0.33	9.9
	9	16	0.200	8.000	0.714	0.8841	25.8	130	26	0.32	9.7
Mölline peenliiv tihe	11	30	0.200	8.200	0.732	0.8776	25.6	132	26	0.17	9.5
	11	30	0.200	8.400	0.750	0.8710	25.4	135	27	0.17	9.3
	11	30	0.200	8.600	0.768	0.8643	25.2	137	27	0.17	9.1
	11	30	0.200	8.800	0.786	0.8576	25.0	139	28	0.17	8.9
	11	30	0.200	9.000	0.804	0.8507	24.8	141	28	0.17	8.7
Kohev mölline peenliiv	9	16	0.200	9.200	0.821	0.8438	24.6	143	29	0.31	8.5
	9	16	0.200	9.400	0.839	0.8368	24.4	145	29	0.31	8.3
	9	16	0.200	9.600	0.857	0.8297	24.2	147	29	0.30	8.1
Mölline peenliiv tihe	11	30	0.200	9.800	0.875	0.8225	24.0	149	30	0.16	7.9
	11	30	0.200	10.000	0.893	0.8154	23.8	151	30	0.16	7.7
	11	30	0.200	10.200	0.911	0.8081	23.6	153	31	0.16	7.5
Möllsavi, poolpehme	7	4	0.200	10.400	0.929	0.8009	23.4	155	31	1.17	7.3
	7	4	0.200	10.600	0.946	0.7936	23.2	156	31	1.16	7.1
	7	4	0.200	10.800	0.964	0.7863	23.0	157	31	1.15	6.9
	7	4	0.200	11.000	0.982	0.7789	22.7	159	32	1.14	6.7
Rohke liivaga savimöll	9	8	0.200	11.200	1.000	0.7716	22.5	161	32	0.57	6.5
	9	8	0.200	11.400	1.018	0.7642	22.3	162	32	0.56	6.3
	9	8	0.200	11.600	1.036	0.7568	22.1	164	33	0.56	6.1
Väga tihe peenliiv	11.5	50	0.200	11.800	1.054	0.7495	21.9	167	33	0.09	5.9
	11.5	50	0.200	12.000	1.071	0.7421	21.7	169	34	0.09	5.7
	11.5	50	0.200	12.200	1.089	0.7348	21.5	171	34	0.09	5.5
	11.5	50	0.200	12.400	1.107	0.7274	21.2	173	35	0.09	5.3
	11.5	50	0.200	12.600	1.125	0.7201	21.0	176	35	0.08	5.1
	11.5	50	0.200	12.800	1.143	0.7128	20.8	178	36	0.08	4.9
	11.5	50	0.200	13.000	1.161	0.7056	20.6	180	36	0.08	4.7

OK! 21

5.5 Vajumi täpsustatud arvutus tarkvara Plaxis 3D abil

5.5.1 Plaxis 3D mudeli teoreetilised alused

Tarkvaras Plaxis 3D teostatud arvutused baseeruvad Mohr-Coulombi materjali omadustel [13]. Nimetatud meetod valiti seetõttu, et tegemist on enam levinud pinnase kirjeldamise meetodiga ning see sobib hästi tavapärastele olukordadele. Mohr-Coulombi materjalimudel arvestab tavapärasel olukorras pinnase pinge-deformatsiooni käitumist vastavalt Hook'i seadusele ehk parameetrite E (Young'i moodul) ja ν (Poisson'i tegur) järgi. Pinnase kandevõimet hinnatakse sisehõordenurga ja nidususe järgi ning pinnase plastse käitumise iseloomustamiseks on võimalik kirjeldada pinnase plastsust teguri ψ abil. [10, 16]. Vastavalt Plaxis 3D teaduslikule manuaalile [17] käitub mudel elastoplastse materjalina, kus deformatsioonid jagatakse elastseks ja plastseks.

$$\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_p \quad [17] \quad (5.7)$$

Seejärel viiakse seos Hook'i seadusesse, mille abil saab pingeid iseloomustada seosega:

$$\sigma' = D^e * \varepsilon_e + D^e * (\varepsilon - \varepsilon_p) \quad [17] \quad (5.8)$$

Mohr-Coulombi meetod leiab igale pinnase kihile keskmise jäikuse, mis on pinnase kihi lõikes konstantne. See kiirendab oluliselt arvutusi ja annab suhteliselt täpse esmase deformatsiooni. Seetõttu on Plaxis 3D pinnasemudelite juhendi järgi [18] see soovitatav pinnasemudel esmasteks arvutusteks või arvutuste teostamiseks täpsemate andmete puudumistel. Täpsemate tulemuste saamiseks võib kasutada näiteks tiheneva pinnase mudelit, modifitseeritud Mohr-Coulombi meetodit või mõnda liitmudelit, kuid antud lõputöö raames on Mohr-Coulombi meetod piisava täpsusega ja lähteandmed piiratud ning seetõttu keerulisemaid lähenemisi otsustati mitte kasutada. Üldjoones on tegemist suhteliselt täpse meetodiga jämeteralistes pinnastes, kuid meetodi nõrkusteks on dreanimata ehk saue- ja möllpinnased, mille puhul võivad tulemused reaalsusest rohkem erineda. Samuti ei kirjelda plastses olukorras meetod pinge kõvendavat või pehmendavat efekti [19, 20].

Pinnase pingete algolukorra määramiseks kasutatakse paigalseisu surve tegurit K_0 , mida enamasti määratakse Jaky valemiga. Antud teguri määramisel tarkvaras Plaxis3D on Mohr-Coulombi arvutustes kasutatud samuti Jaky valemit ehk antud koefitsient $K_0 = 1 - \sin \varphi$, kus φ on efektiivne sisehõordenurk. Lähenemise miinuseks on see, et koefitsiendi määramisel ei ole arvestatud eeltihenemise mõju ning tulemused ei ole suurte ületihenemisastete juures enam täpsed vastavalt M. El-Eman artikli ja Plaxis 3D

materjalimudelite juhendile [13, 14]. Usaldusväärsema külgmise pinnasesurve koefitsiendi määramiseks võib kasutada valemit:

$$K_0 = (1 - \sin\varphi)^2 * OCR^{\sin\varphi} \quad [14] \quad (5.9)$$

OCR ehk ületihenemisaste on määratav eeltihenemissurve ja lisatava pinge jagatisena:

$$OCR = \frac{p_c}{\sigma_{g,z}} \quad (5.10)$$

Plaxis 3D abil on võimalik arvestada ka eeltihenemissurve mõju külgmise pinnase surve koefitsendile, kuid selleks tuleb kasutada mõnda oluliselt keerulisemat pinnasemudelit, näiteks tihenev pinnas või modifitseeritud *Cam-Clay* meetod. Sellisel juhul tuleb kasutada esialgset koefitsienti ning modifitseerida seda ületihenemismega ning esialgse Poisson'i teguriga [13, 17].

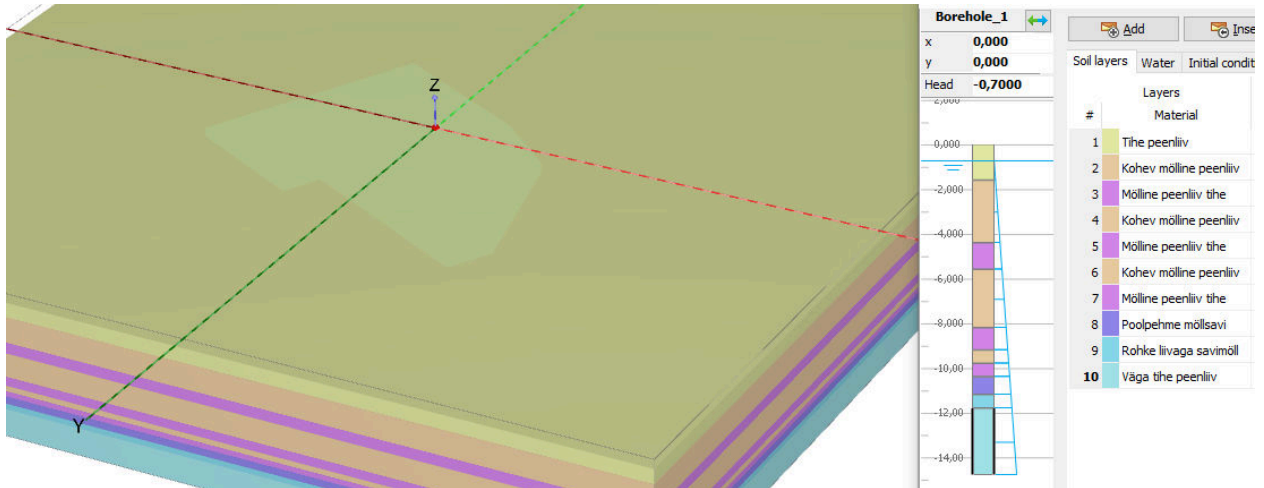
Eeltihenemissurve mõju otsustati magistritöö raames hüljata, sest vaadeldavad pinnased on siiski suures osas jämedateralised ehk Jaky valem sobib drenitud tingimustes kasutamiseks hästi. Samuti lõputöö lähteandmetes ei ole piisavalt andmeid, mille alusel oleks võimalik kasutada täpsemaid pinnasemudeleid.

5.5.2 Lihtsustatud Plaxis 3D mudel

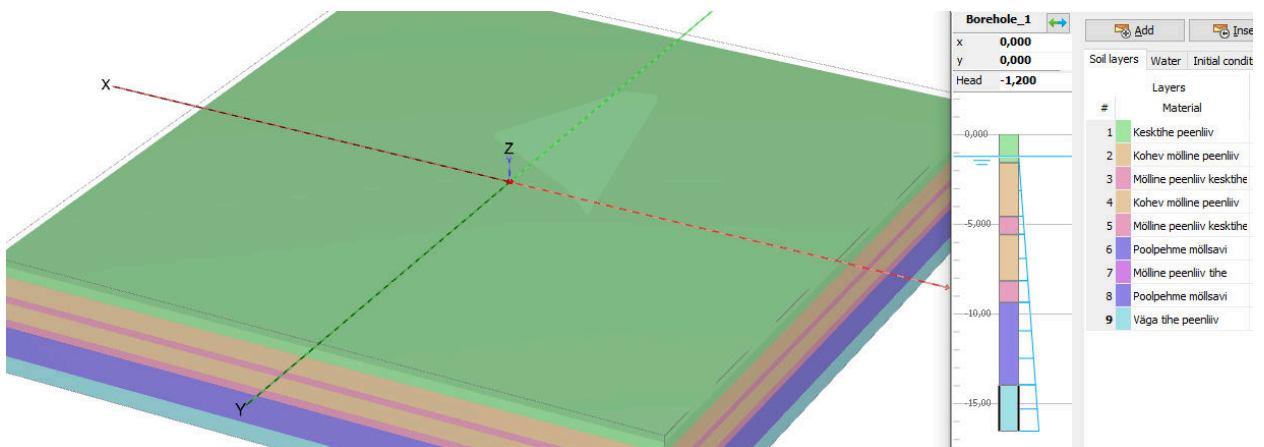
Antud peatükis on teostatud vajumite arvutus lihtsustatud pinnaselõigete abil hoone mõlemale etapile, et võrrelda tulemusi käsitsi koostatud erinevate summeerimismeetodite tulemustega ja näha eelnevalt koostatud kolmnurksete plaadi lähendite tulemuste kokkusobivust tarkvarast saadud tulemustega. Seeläbi on võimalik teha järeldusi sellest, millised lihtsustatud võtted annavad täisnurksele kolmnurgale usaldusväärsemaid tulemusi. Esmane lihtsustatud mudel Plaxis 3D tarkvaras põhineb lähendil, kus hoone on mudeldatud mitte poorse lineaarse elastse mahu elemendina, millele on antud betooni omadused ning omakaal, mis on samaväärne pinnasele mõjuva lõpliku koormusega (ehk plaadile mõjuv koormus, millele on lisatud plaadi omakaal ja kasuskoormus ning eemaldatud pinnasest tingitud eelsurve). Tegemist on suure jäikusega plaadiga, mis lähedaselt vastab monoliitsete seintega plaatvundamendile. Selline lihtsustus sobib käsitsi arvutatud tulemuste esmaseks võrdluseks, sest summeerimismeetodiga Grasshoffi punktides saadud tulemused põhinevad eeldusel, et vundament on suhteliselt jäik ja koormus ühtlane. Samuti kasutame mudelist saadud infot edasiste mudelite kalibreerimiseks. Antud mudeli miinusena ei ole võimalik hinnata plaadis mõjuvaid

sisejõudusid ning plaadi väga suurest jäikusest tingitult võivad vajumid reaalsest olukorrast seetõttu rohkem erineda.

Lihtsustatud pinnaselõiked on esitatud järgmistel joonistel (vt. joonised 5.8 ja 5.9).

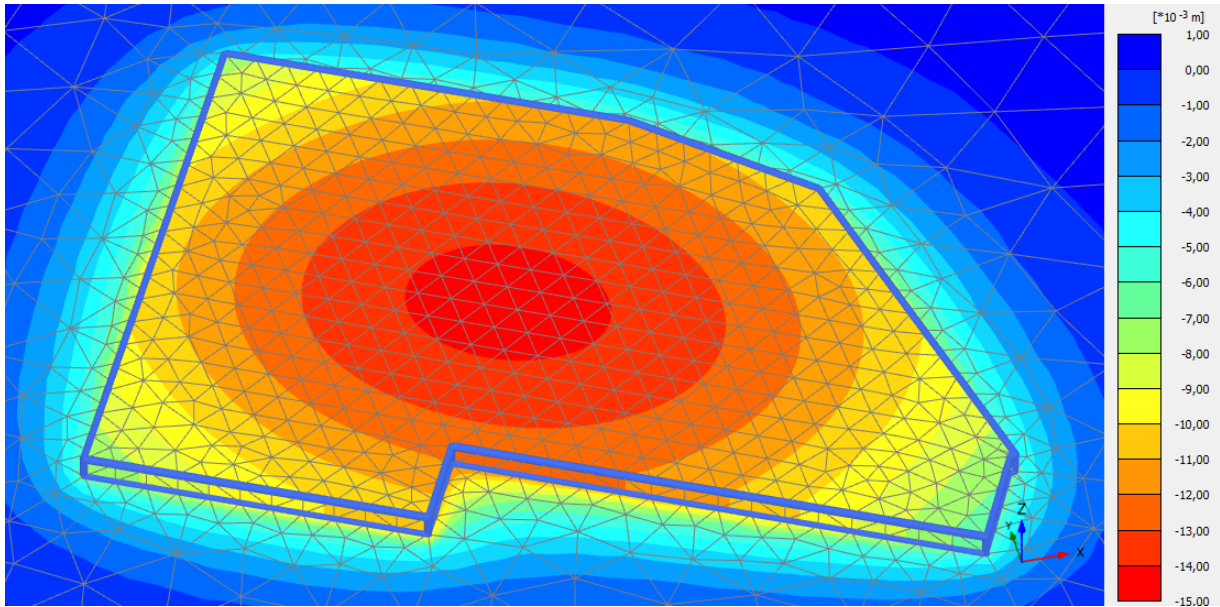


Joonis 5.8 Lihtsustatud pinnasemudel I Etapp



Joonis 5.9 Lihtsustatud pinnasemudel II Etapp

Saadud I etapi maksimaalne vajumi väärtus on joonise 5.10 järgi 14,3 mm, mis läheb hästi kokku Grasshoffi punktist saadud tulemusega (15 mm, vt. lisa 5). Antud sobivus on loogiline, sest mõlemad mudelid kasutavad sarnaseid lihtsustusi ning eeldavad väga jäika plaatvundamenti, mida ka Plaxis 3Ds koostatud lihtsustatud mudelis olev plaatvundament on.

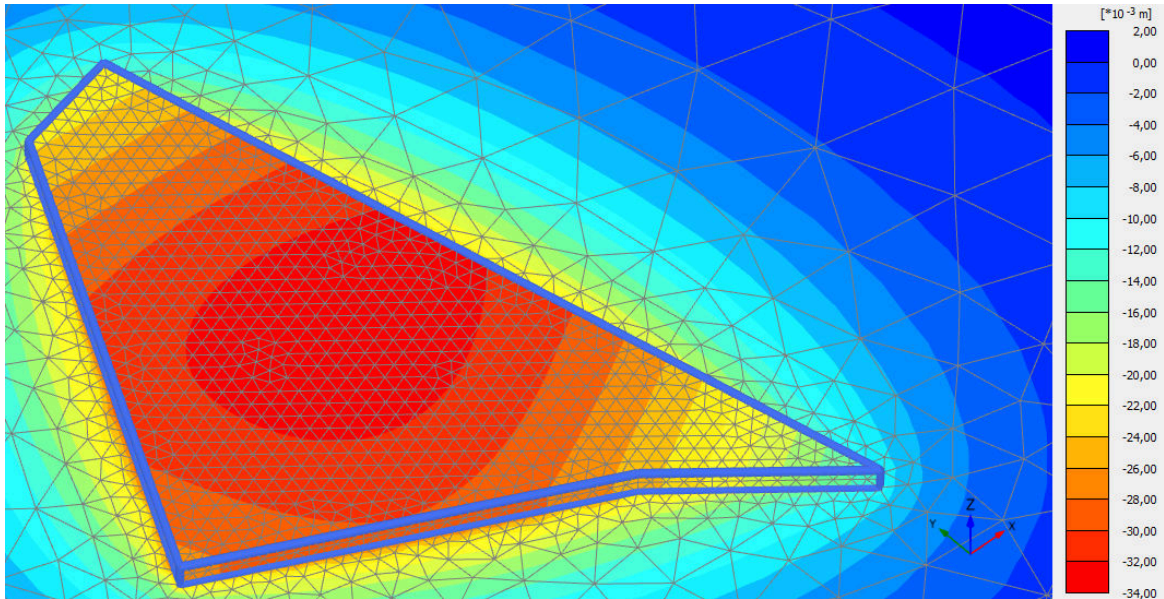


Joonis 5.10 I Etapi lihtsustatud vajumite tulemus

Keerulisemaks läheb olukord II etapi juures, kus lihtsustatud väärtustel olid kolmnurksest kujust tingituna mitmed erinevad väärtused. Plaxise abil tehtud esmane lihtsustatud mudel aitab paremini mõista täisnurkse kolmnurga kujulise plaadi vajumite hindamist ning erinevate lähendite toimivust või usaldusväärsust. Kolmnurkse plaadi mudeli koostamisel muutus palju olulisemaks lõplike elementide meetodid baseeruva võrgustiku genereerimine. Ebapiisava tihedusega võrk mõjutas tulemusi oluliselt ja seda just plaadi nurkades. Piisava täpsuse saamiseks on plaadis ja plaadi lähedal võrku muudetud tihedamaks ehk võrgu sammu vähendatud seni, kuni väärtused enam oluliselt ei muutunud (ligi 10 korda võrreldes pinnase võrgusammuga).

II etapi puhul omab olulist rolli sügavamal paikneva savikihi modelleerimine, milleks kasutati tarkvaras Plaxis 3D Mohr-Coulombi ja *undrained A* mudeleid. Kui arvestada, et savikiht on allpool veepiiri veega küllastunud, siis maksimaalne saadud vajum kasutades *undrained A* arvutusmudelit on kõigest 23,6 mm. Nimetatud arvutusmetoodika arvestab materjali jäikust ja elastsust nende efektiivsete väärtusena, ehk poorides olev vesi vähendab materjali elastsust oluliselt [13]. Mudel kirjeldab lühiajalist perioodi, kus vesi savipinnase pooridest ei välju.

Tegelikkuses toimub peenemates pinnastes konsolideerumine pikema aja jooksul. Pikaajalise perioodi vajumi hindamiseks on koostatud Mohr-Coulombi mudel, kus veega küllastumise mõju savile arvestatud ei ole ning vajum leitakse elastsusmooduli järgi. Mudelist saadud savipinnase pikaajaline vajum oli 33,2 mm, mis läheb suhteliselt hästi kokku ka käsitsi arvatud väärtustega (vt. joonis 5.11).

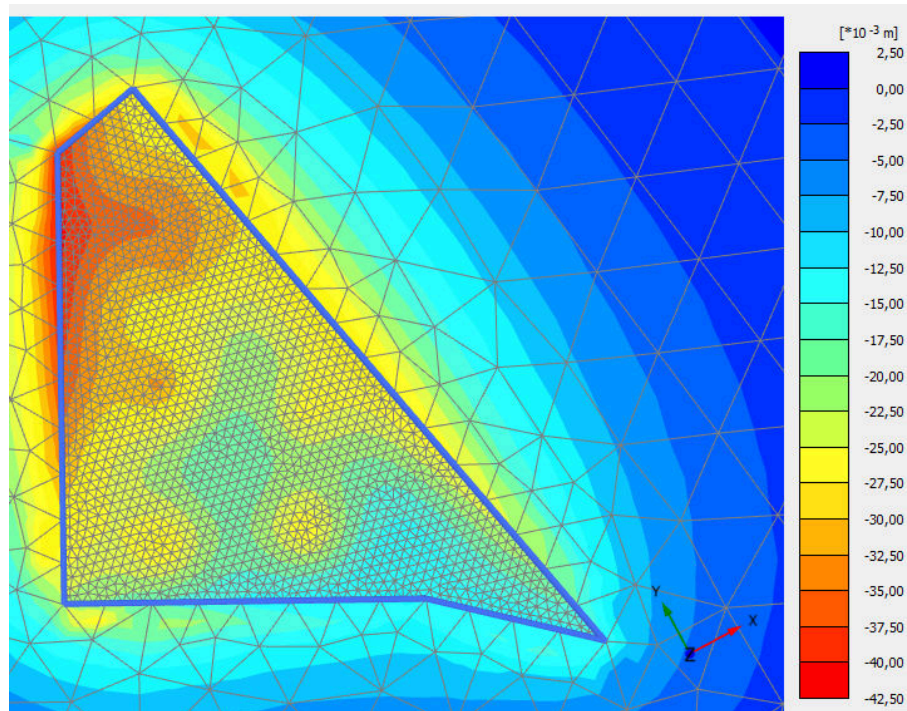


Joonis 5.11 II Etapi lihtsustatud tulemused dreenitud savi puhul

Tulemused on lähedased esimese lähendi ehk ühe ristkülikuga kujutatud Grasshoffi punkti vajumiga (vt. joonis 5.5). See on ka insenerlikult loogiline, sest antud lähend on kõikidest lähenditest kõige jäigem ja vaadeldava vundamendi jäikus on esmases mudelis samuti ülehinnatud, mistõttu on ka vajum keskosas madalam. Järelduse kontrolliks koostati samaväärne mudel vähendatud jäikusega plaadiga ning keskosa vajumid kasvasid kuni 40 mm-ni. Tegemist on väiksema väärtusega kui käsitsi arvutatud lähenditest saadud tulemused, kuid siin võib avaldada olulist mõju ka asjaolu, et kõige nõrgem savipinnas on tegelikult sügaval ja tarkvara abil koostatud LEM mudel arvestab pingete laiali jagunemist sügavuse kasvades teisiti. Seetõttu ei pruugi tegelikkuses savipinnasest tingitud vajumid omada nii suurt rolli kui autori poolt koostatud tabelarvutustes. Rolli omavad ka vaadeldavate punktide asukohad ja seetõttu pole tulemused üks-ühele võrreldavad maksimumväärtustega. Antud peatükis koostatud esmaseid lihtsustatud mudeleid kasutati edasiste mudelite kalibreerimiseks ja käsitsi leitud tulemuste analüüsimiseks.

5.5.3 Täpsustatud Plaxis 3D mudel

Täpsustatud mudelis on tarkvaras Plaxis 3D koostatud 300 mm kõrgune plaatvundament, millele on lisatud -1 korruse seinad ja postid ning neile mõjuvad koormused. Valitud esmase kõrguse puhul on tegemist poole postide läbisurumisarvutusest vajamineva kõrgusega. Mudeli arvutus töötab järgmistes etappides: algolukord, pinnase väljakaevamine, plaadi lisamine ja koormuste lisamine. Antud etapis ei ole plaadi jäikust pragudest tingituna vähendatud, sest tegemist on hinnangulise plaadi kõrgusega ja esmase analüüsiga.



Joonis 5.12 II Etapi täpsustatud vajumite tulemus II tarkvaras Plaxis 3D

Tulemustest näeme (vt. joonis 5.12), et saadud koormuspilt erineb oluliselt lihtsustatud mudelist. Esmalt on maksimaalne vajum täpsustatud mudelil 40,8 mm, mis on ligi 23% suurem lihtsustatud mudeli maksimaalsest vajumist ning sarnaneb oluliselt paremini juba töö autori poolt koostatud täisnurkse kolmnurga kujulise plaadi lähenditele. Oodata on ka maksimaalse vajumi kasvu, kui pragudest tingituna hakatakse plaadi jäikust arvutustes vähendada. Samuti on näha, et plaadi erinevates piirkondades tekkivad tegelikult väga erinevad vajumid, mis võivad olulisel määral mõjutada ka paindemomente.

5.6 Tulemused esialgsetest vajumitest

I etapi puhul otsustas töö autor minna edasi esialgse vajumi tulemusega 15 mm. Hiljem hinnatakse ka antud etapile täpsemaid vajumeid ning seda, palju see plaadis tekkivaid sisejõudusid mõjutab.

II etapi puhul otsustas töö autor minna edasi lihtsustatud jäigast mudelist saadud 33,2 mm suuruse vajumiga. Lisaks katsetatakse II etapi puhul tarkvaras ARSA sisejõudude määramisel ka täpsustatud mudeli vajumeid ehk väiksema jäikusega ning suurtemate vajumitega väärtuseid. Nende väärtuste puhul võib proovida ka plaadi jagamist mitmeks alaks ning arvutada seejärel sängitusmoodulid igale alale vastava vajumi järgi eraldi.

6 PLAATVUNDAMENDID

Plaatvundamendi lahendamiseks kaaluti kahte võimalikku varianti. Esimene võimalus oleks esmalt lähtuda plaadi kõrguse määramisel kõige kriitilisemast olukorrast, näiteks postidest tingitud läbisurumisarvutusest või maksimaalsetest paindemomentidest, ning dimensioneerida terve plaat ühtlasele kõrgusele. See tooks kaasa ühtlase ja suhteliselt suure kõrguse ja jäikusega vundamendi, mis vastaks hästi käsitsi koostatud arvutusmudelitele või lihtsustatud LEM mudelitele. Selline lahendus oleks optimaalne plaatidele, kus plaat on enamvähem ühtlaselt koormatud.

Teine variant oleks kasutada muutuva kõrgusega plaati. Tegemist on üldiselt oluliselt optimaalsema ja materjale kokkuhoidvama lahendusega, kuid see-eest on arvutuskooormus oluliselt suurem ja lahendus palju keerukam. Antud töö autor otsustas kasutada muutuva kõrgusega plaate mõlema etapi puhul, sest antud lõputöö raames koostatakse erinevate eesmärkide täitmiseks igal juhul väga detailseid analüüse, mille abil on võimalik projekteerida ka muutuva kõrgusega vundamendiplaate.

Tavaolukorras tuleks üldiselt plaatvundamentide korral eelistada suurema jäikusega ehk paksemaid plaate, sest sellisel juhul on plaadi vajumid oluliselt ühtlasemad ning arvutuste teostamine on käepäraste tarkvarade ja vahenditega lihtsam ja usaldusväärsem.

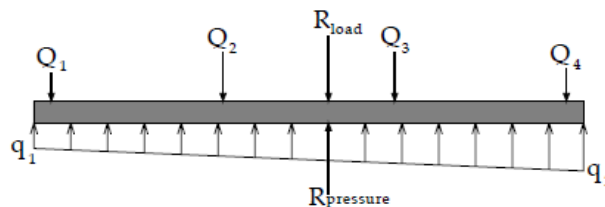
6.1 Plaatvundamendi jäikus

Plaatvundamendi jäikuse ja koostöö pinnasega võimalikult täpne hindamine on oluline, sest sellest sõltub sisejõudude jagunemine plaadis. Võimalikult usaldusväärsete sisejõudude määramise eelduseks on see, et plaadi ja pinnase vaheline koostöö on kirjeldatud korrektselt ja reaalsusele piisavalt hästi vastavalt. Vastavalt V.N.S. Murthy raamatu [19] ja A. Caselunghe & J. Eriksson uurimistööle [21] jaguneb üldiselt plaadi ja pinnase vaheline koostöö hindamine kaheks: elastne meetod ja jäik meetod. Jäik meetod (*rigid method*) kujutab endast absoluutselt jäika vundamenti, mille enda deformatsioonid on väga väikesed ning toimub sisuliselt ainult plaadi pöördumine ja vajumine. Elastse meetodi puhul on tegemist lõpliku jäikusega vundamendiga, mis omab reaalseid deformatsioone ning mille tõttu muutub ka pingajaotus vundamendiplaadi all [19, 21].

6.1.1 Absoluutselt jäik vundament ehk jäik meetod

Jäiga meetodi kasutamise eelduseks on vundamendi plaadi oluliselt suurem jäikus võrreldes plaadi all olevate pinnasekihtidega ehk põhimõtteliselt absoluutselt jäik vundament. See tähendab, et plaadil endal sisuliselt deformatsioone pole ning toimub vaid plaadi pöördumine. Seetõttu sobib meetod hästi ühtlastele ja paksudele vundamendiplatidele, mille deformatsioonid on piisavalt väikesed, et nad ei mõjutaks rõhujaotust plaadi all. [19]

Sisuliselt jaotab meetod koormuse ühtlaselt laiali. Kui koormus asub plaadi tsentris, on tulemuseks ühtlane pindkoormus ning kui koormus on ekstsentriline või ei asu selle resultant plaadi keskel, siis on tulemuseks lineaarselt muutuv pindkoormus. Meetodiga arvutatakse plaati pinnasel justkui vahelage, kus koormavad postid ja seinad on tugedeks ning pinnaselt plaadile mõjuv pinge koormuseks (vt. joonis 6.1) [19, 21].



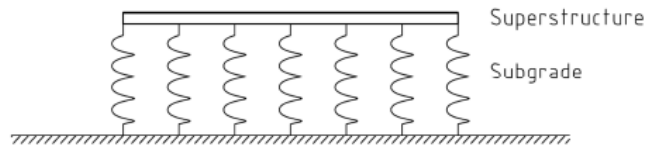
Joonis 6.1 Jäiga meetodi arvutusskeem [19]

Antud meetodi eelisteks on tema lihtsus projekteerimisel, kuid reaalsuses on piisava jäikuse saavutamine tihti üsna kulukas. Samuti esineb reaalsuses harva olukordi, kus plaatvundamendi paksuse ja pindala suhe on piisavalt suur, et eeldada plaadi käitumist absoluutselt jäigana.

6.1.2 Lõpliku jäikusega vundament ehk elastne meetod

Elastsest mudelist on võimalik saada täpsemaid tulemusi kui jäigast mudelist, kuid see eest muutub keerulisemaks arvutusmetoodika. Elastses mudelis arvestatakse juurde ka plaatvundamendi läbipainete mõju ning sellest tingituna pinnasereaktsioonide ümberjagunemine. Plaadi ja pinnase koostöö kirjeldamiseks on enamlevinud käsitlus vedruvõrgustikule toetatud plaat, kus vedrutoed võtavad vastu kogu mõjuva koormuse.

Vedrude jäikust iseloomustatakse sängitusmooduliga. Tegemist on oma sisult jõuga, mille korral vedru vajub ühe meetri võrra. Sängitusmooduli leidmiseks on mitmeid võimalusi, millest enamus eeldavad mõnesuguse tarkvara või lähendi kasutamist [19, 21].

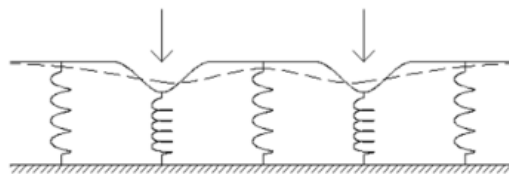


Joonis 6.2 Vedruvõrgustiku visualiseerimine [16]

Winkleri meetod

Winkleri meetod on üks enim kasutatavaid elastseid meetodeid, mis eeldab võrdse sängitusmooduliga vedrusid. Vedrud deformeeruvad lineaarselt, mistõttu saavad rohkem koormatud alad suuremad pinnasereaktsioonid ning seeläbi kirjeldab mudel elastset meetodit (vt. joonis 6.3). [10, 21]

Meetodil on ka mitmeid nõrkuseid. Nimelt eeldab meetod konstantset sängitusmoodulit, kuid kuna antud moodul arvutatakse tagurpidi vajumist, siis tegelikult sarnaselt vajumiga võivad ka sängitusmoodulid erinevatel aladel plaadi all olla väga erinevad. Äärealadel toimub pinnase läbilõikamine, mis enamasti ei vasta reaalsele olukorrale, ning tegelikult ei ole pinnasereaktsiooni ja vajumi suhe ka päris lineaarne [25]. Lisaks on meetod võrdlemisi ebatäpne just seetõttu, et pinnase löiketugevust ei arvestata. See tähendab, et vajumid justkui ei kandu plaadi tasapinnas kõrvalistele vedrudele ümber, mistõttu tekkivad vajumite erinevused koormatud ja koormamata alade vahel. Reaalsuses suhteliselt jäikade vundamentide korral selliseid vajumite erinevusi ei teki ja toimub löikejõudude tõttu vajumite ühtlustumine vedrude vahel (joonisel 6.3 pidevjoon ilma löikejõudude ülekandumiseta ning kriipsjoon tegelik pinnase omavaheline mõju) [21].



Joonis 6.3 Winkleri meetodi puudused [21]

Antud lõputöö raames teostatakse Winkleri meetodil baseeruv arvutus mõlemale plaatvundamendile kasutades selleks tarkvara ARSA. Lisaks tavapärasele Winkleri meetodile on reaalsemate tulemuste saamiseks arvatud plaate ka täpsustatud meetoditega, kus ühe plaadi ja sängitusmooduli asemel on plaat jagatud vajumite järgi erinevateks aladeks, millele on sängitusmoodul määratud eraldi, et modelleerida võimalikult täpset vajumi pilti ja seeläbi plaadis tekkivaid sisejõudusid.

Lõplike elementide meetod

Meetod jagab pinnase valitud suhte järgi elementide võrgustikuks. Mida tihedam on võrgustik, seda suurem on täpsus, kuid paralleelselt suureneb kiiresti ka arvutusteks vajaminev aeg. Igale elemendile antakse kindlad omadused ning koostöö tingimused teda ümbritsevate elementidega. Meetodi eeliseks on parim täpsus, kuid miinuseks suur keerukus ja ajakulu.

Antud lõputöö raames koostatakse LEM analüüs tarkvara Plaxis 3D abil. Analüüse tehakse seejuures mitmete erinevate mudelite ning pinnase täpsuste juures.

6.2 Sängitusmoodul

Elastse meetodi jaoks kasutame sängitusmoodulit (vt. punkt 7.1.2). Sängitusmooduli määramine on üsna keeruline tegevus, sest seda mõjutavad realsuses paljud faktorid. Nimelt on oluline koormatud pinna suurus ja kuju. Sama pindkoormusega suurem pind vajub rohkem kui väiksem, sest kasutab allolevat pinnast suuremas ulatuses. Samuti on piklikuma pinna all pinged erinevad näiteks ruudukujulise pinna all olevatest pingetest ning seetõttu on sängitusmoodulid ka antud olukordades erinevad [19]. Lisaks mõjutab Donald P. *Foundation Design* raamatu [25] järgi sängitusmoodulit koormuse sügavus, asukoht koormuspinnal ja konsolideerumise arvestamine ehk aeg.

Sängitusmooduli määramine toimub tagurpidi arvutusena leitud esialgsete vajumite järgi. Esmalt leitakse antud peatükkis esialgne keskmine sängitusmoodul mõlemale plaatvundamendile, mida hilisemates mudelites seejärel täpsustatakse. Parema täpsuse saamiseks on hiljem plaadid jagatud vajumite järgi mitmeks erinevaks alaks ning leitud igale alale samade eeskirjade järgi eraldi sängitusmoodulid, neid järkjärgult täpsustades.

$$K_s = \frac{q}{S_G} \quad (6.1)$$

- q on pinnasele mõjuv rõhk SLS 4 järgi
- S_G on vajum Grasshoffi punkti järgi

I Etapp ühtlase vajumiga 12 mm:

$$K_s = \frac{q}{S_G} = \frac{78,6 \text{ kPa}}{15 \text{ mm}} = 5240 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

II Etapp ühtlase vajumiga 33,2 mm:

$$K_s = \frac{q}{S_G} = \frac{103,3 \text{ kPa}}{33,2 \text{ mm}} = 3110 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

6.3 Plaadi sisejõudude leidmine

6.3.1 Plaadi esialgse kõrguse hindamine

Plaadi sisejõudude hindamiseks on tarvis esmalt määrata plaadi esialgne kõrgus. Selleks on mitmeid viise, näiteks kogemustel põhinevad eeldused, eelnevalt loetletud läbisurumise arvutuse järgi kõrguse määramine või vastavalt plaadi jäikusele kõrguse hindamine.

II etapp on arvutatud kahes variandis – keerulise muutuva kõrgusega plaatvundamendina ning ühtlase kõrgusega plaatvundamendina. Arvutused on kogemuse saamiseks sooritatud siiski keerukama esimese variandiga, kuid hiljem on sooritatud võrdlev arvutus ka ühtlase kõrgusega plaatvundamendile ning saadud lahendusi omavahel võrreldud.

Plaatvundamentide puhul võib määravaks saada ka plaadi viltu vajumine, seda eriti just ebasümmeetriliselt koormatud hoonete või erikujuliste plaatide korral. Antud II etapi hoone täpsustatud vajumipildist on näha, et vaadeldavale kolmnurksele plaadile võib just see määravaks saada. Maksimaalseks vajumite suhteliseks erimiks ehk kaldeks võiks arvestada $\theta = 0.002$, kusjuures vastavalt EVS-EN 1997-1:2006 [8] võib maksimaalset kallet hinnata ka kandepiir seisundis vastavalt suhtele 1:150.

Antud plaadil on maksimaalseks kaldeks täpsustatud mudelis: $\frac{40\text{ mm} - 13\text{ mm}}{27\text{ m}} = 0,001$

Järelikult eraldiseisvalt oleks valitud plaadi esialgne kõrgus piisav. Sellegipoolest tuleb hiljem arvestada sellega, et kui II etapi plaat otsustatakse siduda I etapi plaadiga, siis võib valitud plaadi kõrguse korral II etapi plaadi kalle olulisel määral suurenedada.

Edasi minnakse II etapis plaadipaksusega 300 mm, mida hiljem täpsustatakse.

I etapi plaadi kõrguse puhul saab ilmselt määravaks paindekandevõime, sest kõikide seinte alla on tehtud paksendused. Paksenduste esialgne kõrgus on hinnatud põikjõu kandevõime abil, justkui lindvundamenti arvutades. Plaati katsetati ARSAs erinevatele paksustele ja olukordadele ning sellest lähtuvalt on esmaseks minimaalseks plaadi kõrguseks kõige kriitilisema olukorra järgi valitud 400 mm.

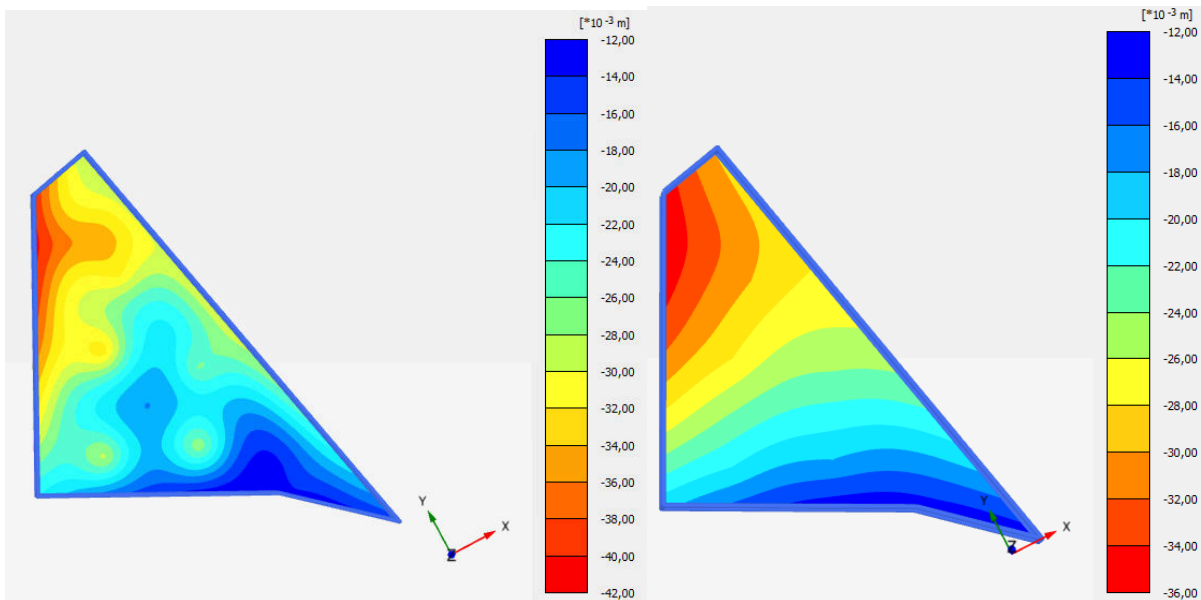
6.3.2 Plaadi jäikuse vähendustegur

Pikaajaliste mõjude nagu roome, pragunemine ja mahukahanemised tõttu kaotab plaat suhteliselt suure osa oma jäikusest, mistõttu tuleks arvutustes arvestada vähendatud jäikusega. Plaatvundamentide jäikust võiks üldiselt vähendada kogemuslikult vahemikes 0,25 kuni 0,4. Mitmete allikate sõnul on mõistlikuks vähendusteguriks 0,3, mida ka antud projektis on kasutatud [6, 22, 23].

6.3.3 Plaadi esialgsete sisejõudude leidmine

Esmalt on koostatud mõlema etapi kohta plaatvundamenti mudelid tarkvaras ARSA, mis kasutab arvutuste teostamiseks Winkleri meetodit. Esimene analüüs mudelitega koostatakse tavalise Winkleri meetodiga, et võrrelda hiljem tulemusi täpsemate arvutustega. Seejärel hakatakse Winkleri meetodit ja mudeleid täiendama erinevate sängitusmoodulitega alade lisamise abil, et saavutada usaldusväärsemaid vajumeid. Eesmärgiks on saavutada mudelite vahel vajumite ekstreemumites sarnased väärtused ning sarnane üldpilt, kuid võib eeldada tulemuste mõnevõrra erinemist, sest erinevate arvutuste lähenemised on erinevad, plaadi elastsusmoodulit on mudelis vähendatud ning Winkleri meetodi abil on keeruline antud täpsust saavutada. Lisaks tehakse lõpliku plaadiga analüüs ka algselt koostatud ARSA tervikmudelis, mis aitab mõista erinevate tuule ja hälvete mõju plaadi kalletele ning jäikusseinte mõju plaadi jäikusele.

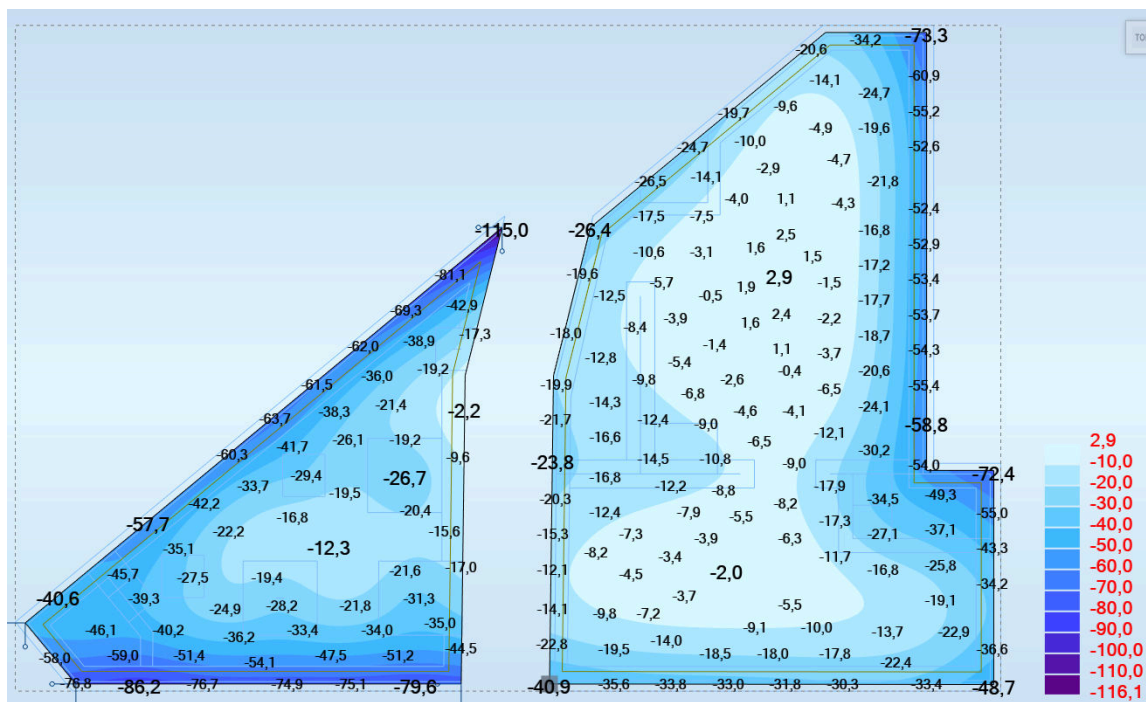
Plaadi jäikuse mõju hindamiseks on tarkvaras Plaxis 3D analüüsitud plaadi jäikuse mõju vajumitele, et seejärel oleks lihtsam Winkleri meetodist saadud tulemusi hinnata.



Joonis 6.4 Samaväärse koormuse ja kaaluga 300mm ja 900mm paksused vundamendid

Jooniselt 6.4 näeme, et samaväärse koormuse korral on 3 korda suurema jäikusega vundamendi vajumid oluliselt ühtlasemad, ehk modifitseerimata Winkleri meetod iseloomustab olukorda paremini siis, kui vundamendil on suhteliselt suur jäikus. Kui eeldame vundamendilt suhteliselt väikest jäikust, siis tuleks kindlasti Winkleri meetodit täpsustada ja vajumeid ühtlustada. Selleks võib kasutada näiteks ühilduvusmeetodit, mis vähendab Winkleri meetodi peamist probleemi ehk vedrude iseseisvat tööd läbi vedru ja plaadi vahele suuremate pindadega elementide defineerimise. Tänu sellele kanduvad jõud vundamendilt laiemale vedrude alale nagu ka realselt see olla võiks. [21] Samuti oleks võimalik kasutada pseudo-ühilduvuse meetodit, mis annab vedrudele erinevad jäikused. Välimised vedrud peaks realsema vajumi hindamiseks olema jäigemad, kui plaadi seespool olevad vedrud, ning seda erinevate uurimiste tulemusena liivpinnase korral ligi kaks korda jäigemad. [25, 30]

Pseudo-ühilduvuse meetodi kasuks räägib vastavalt Donald P. juhendmaterjalile [25] see, et tänapäeva tarkvarades on meetodit suhteliselt lihtne kasutada ning ta annab enamikel juhtudel plaatvundamentidele oluliselt täpsemad tulemusi kui Winkleri meetod. Lisaks täheldati antud allikas, et teatud juhtudel olid sisejõud plaadis pseudo-ühilduvuse meetodiga omajagu kõrgemad. See näitab, et ka Winkleri meetod võib olla teatud olukordades ebakonservatiivne ja õige meetodi valik on seetõttu väga oluline.

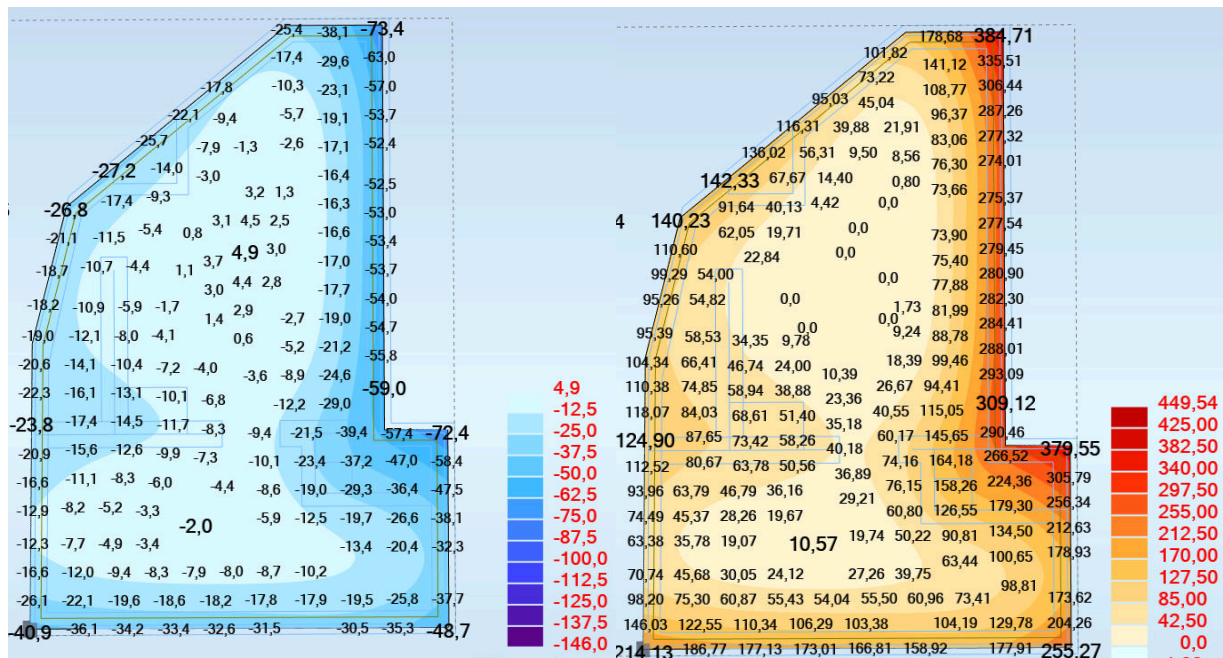


Joonis 6.5 – Vajumid Winkleri meetodiga vähendamata jäikusega

Jooniselt 6.5 on näha, et eelnevalt kirjeldatud Winkleri meetodi puudused (pt 7.1.2.1 Winkleri meetod) mängivad äärealades olulist rolli. Nimelt piisavalt jäiga plaadi korral kindlasti plaadi servad nõnda ära ei vaju, kuid hetkel on see ka loogiline, sest Winkleri meetod põhjustab äärealadel pinnase lõikumise, mida realsuses ei toimu. II etapi korral on üldiselt pildi üldkuju siiski üsna usaldusväärne ja sarnane ka Plaxis 3D tulemustega.

I Etapi korral on probleemiks plaadi väga suur ehk 16m pikkune sille ning suured toereaktsioonid plaadi äärtes, mis toovad pehmema pinnase ja Winkleri meetodi puuduste tõttu kaasa plaadi positiivse siirde selle paindumisel. Positiivsed siirded toovad omakorda kaasa tõmbepinged pinnases, mis ei ole aga realistlik. Selle vältimiseks tuli mudelit ja toetingimusi veelkord muuta, et pinnas ei oleks võimeline võtma vastu tõmbepingeid. See modifikatsioon omakorda suurendas veel positiivseid siirdeid, kuid antud etapis on see vastuvõetav, sest hilisemas etappides tõenäoliselt paraneb olukord plaadi dimensioonide suurendamisel ja paksenduste lisamisel.

Tugede modifitseerimise üheks suureks miinuseks on see, et kui kasutada ainult ühes suunas töötavaid vedrusid, siis muutub arvutuse aeg kordades pikemaks. Näiteks kestis mõne mudeli modifitseeritud tugedega arvutus ligi 30 minutit. Antud ühesuunaliselt töötavaid vedrusid kasutati ka kõigis järgnevatel ARSA tehtud mudelites, et vältida pinnase töötamist tõmbele. I etapi tulemused on esitatud joonisel 6.6.



Joonis 6.6 Vasakul vajumid I etapi plaadile modifitseeritud toetingimustega ja paremal pinnase reaktsioonid modifitseeritud toetingimustega. Sängitusmoodul 5240 kN/m³

Äärealade täpsustamiseks otsustati kasutada pseudo-ühilduvuse meetodit, kus plaat jagatakse keskmiseks ja äärmiseks tsooniks, kusjuures äärmine tsoon võiks olla kuni 25% vastavast kogu plaadi mõõtmest. Seejärel määratakse välimistele ja sisemistele tsoonidele sängitusmoodulid nõnda, et oleks rahuldatud järgnev valem [25]:

$$\sum_{i=1..n} A_i \times k_{si} = k_{sAV} \times A_s \quad (6.2)$$

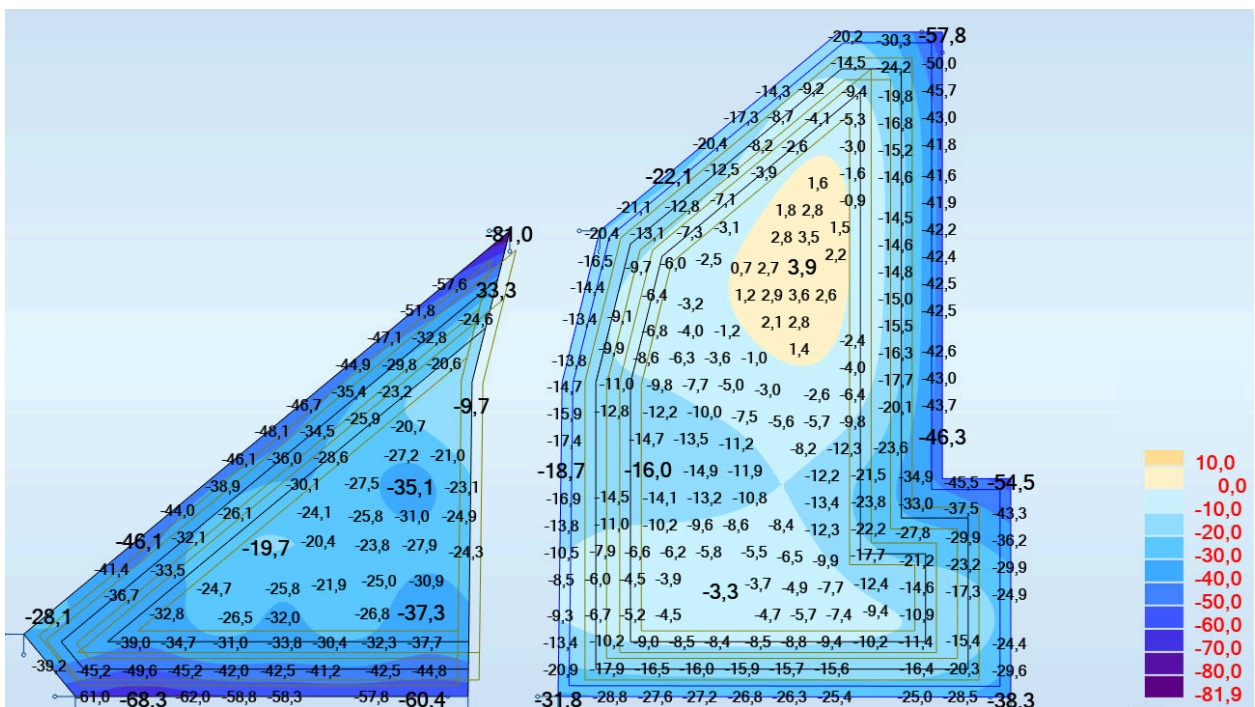
A_i – Vastava tsooni pindala

k_{si} – Vastava tsooni sängitusmoodul

A_s – Kogu pindala

k_{si} – Eelnevalt arvutatud kogu keskmine sängitusmoodul

Esmalt proovis töö autor läheneda ühe äärmise tsooniga, mille sängitusmoodul oli 1,5 korda suurem, kuid see ei andnud oodatavad efekti. Seejärel jagati äärmine tsoon veel omakorda kaheks. Teisel etapil oli esimese riba sängitusmoodul keskmisest 1,5 korda suurem ja äärmisel ribal 2 korda suurem. I etapi puhul olid vastavad suhted 1,25 ja 1,5. Saadud vajumite tulemused on esitatud joonisel 6.7.



Joonis 6.7 Vajumid pseudo-ühilduvuse meetodiga vähendamata jäikusel. Keskmised sängitusmoodulid I etapp 4380 kN/m³ ja II etapp 2260 kN/m³

Tulemused äärealades küll paranesid, kuid üldiselt on need siiski suhteliselt ebatõenäolised. Hetkel võib mängida rolli ka plaadi suhteliselt väikene jäikus. Võrreldes antud variantides saadud paindemomente täheldas autor, et lihtsalt Winkleri meetodi mudeli ning pseudo-ühilduvusmeetodiga täiendatud mudeli paindemomentide erinevused jõudsid mõningates kohtades kuni 15%-ni. Äärealades olid Winkleri meetodi paindemomendid suuremad ja plaadi keskel väiksemad, sest pseudo-ühilduvuse meetod laseb plaadil keskelt rohkem läbi vajuda, vähendades seejuures äärealade vajumeid.

Mõlema esmase mudeli puhul on siiski üks suur puudus. Nimelt on teatud piirkondades sängitusmoodul üle hinnatud, mistõttu on pinnasesse tekkinud liigsuured pinged. Pinnaseuuringute või erinevate allikate alusel saab pinnasele eedada maksimaalseid lubatavaid pingeid, milleks antud lõputöö raames otsustati tihedate ja kesktihedate peenliivade puhul survepinged 250 kPa – 300 kPa. See tähendab, et lisaks vajumitele üritati jälgida, et ULS koormusolukorras ei ületaks üheski punktis pinnasesurve lubatud survet. Sellisel juhul töötab plaat ühtlasemalt ning tulemused on ka usaldusväärsemad.

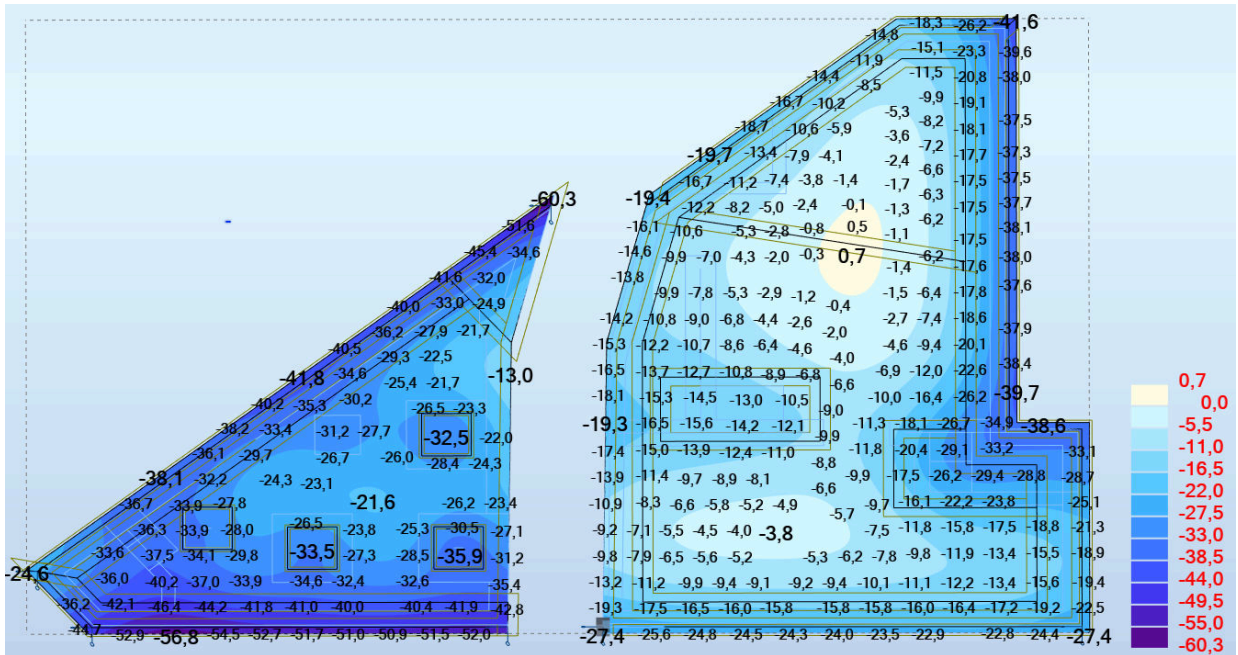
Usaldusväärsema momentide piltide saamiseks prooviti lõputöö raames ka iteratsiooni meetodit, mille abil jagati plaat erinevateks aladeks vastavalt vajumitele ning leiti igale alale eraldi sängitusmoodul. Seejärel arvutati uuesti vajumid ning saadud vajumite järgi jälle sängitusmoodul. Meetodit korrati kuni vajumite väärtused enam suuresti ei muutunud. Iteratsioonimeetodis kasutati samuti lisaks keskmistele aladele ka pseudo-ühilduvuse meetodiga sarnaselt ribased plaadi äärtes.

Sängitusmoodulid erinevatele piirkondadele leiti kasutades järgmist valemit:

$$K_s = \frac{q}{S_G} \quad (6.3)$$

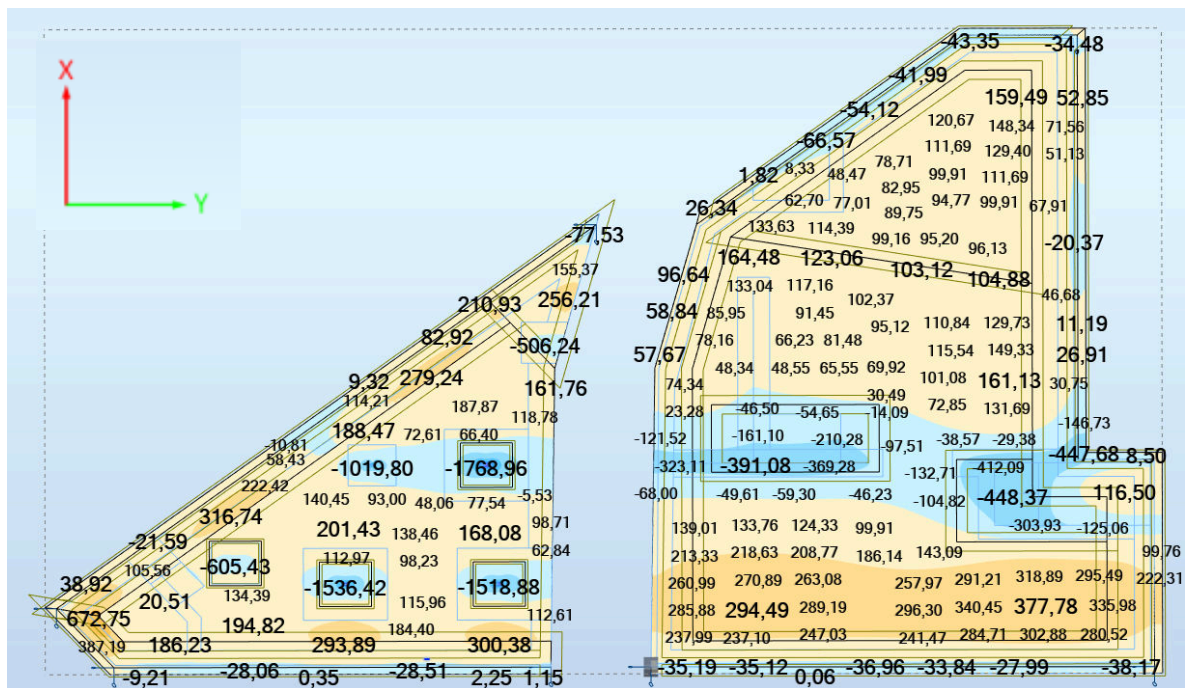
- q on antud alal pinnasele mõjuv keskmine rõhk SLS 4 järgi, mida on hinnatud tarkvara ARSA abil
- S_G on antud ala keskmine vajum, mida on hinnatud tarkvara ARSA järgi

Stabiilsete väärtuste saamisel arvutus lõpetati. Tulemus läks oluliselt usaldusväärsemaks, sest nüüd jälgiti ka äärealade maksimaalseid pingeid ning ei lastud neil ületada piirväärtuseid. Seetõttu iteratsioonimeetodiga koostatud mudelis jäid pinged pinnases lubatud vahemikkesse. Iteratsiooni meetodi tulemused on esitatud joonisel 6.8.

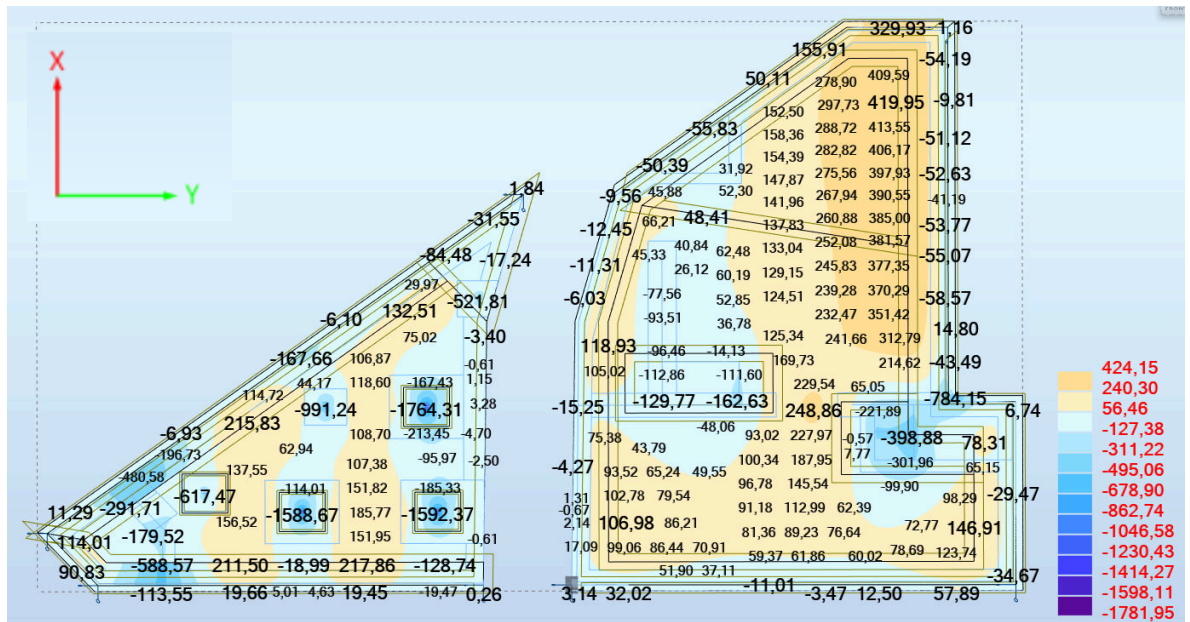


Joonis 6.8 Vajumid iteratsiooni meetodiga tarkvarast ARSA

Edasi otsustas autor minna iteratsioonimeetodi tulemustega (vt. joonised 6.8, 6.9 ja 6.10) esmaseks armatuuri ja plaadi paksuse dimensioneerimiseks, sest tulemuste pilt tundus usaldusväärsem ja sarnanes enim ka Plaxis 3Dst saadud LEM arvutuste tulemustega.



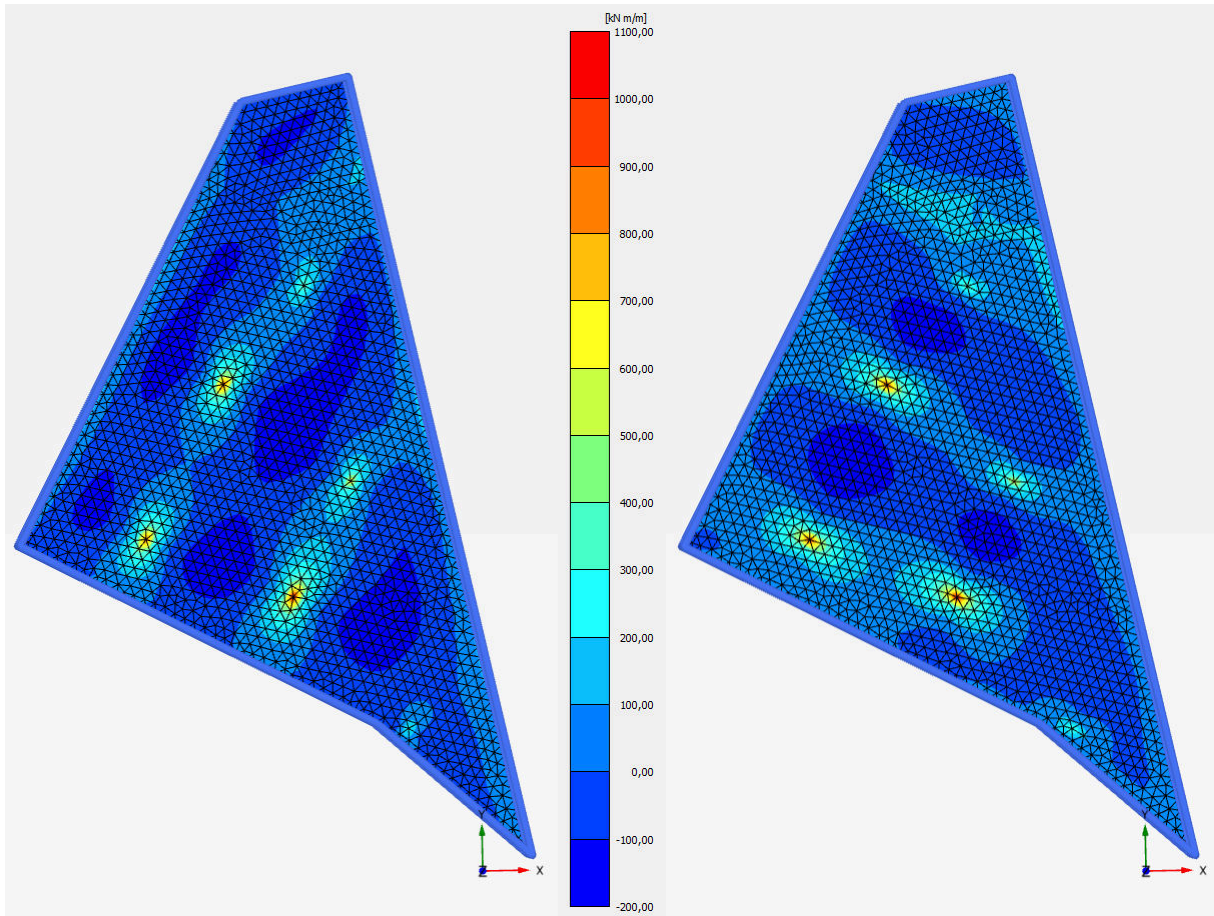
Joonis 6.9 Pindmomendid x-telje suunas (M_x) iteratsiooni meetodiga tarkvarast ARSA



Joonis 6.10 Paimdemomendid y-telje suunas (M_x) iteratsiooni meetodiga tarkvarast ARSA

Maksimaalsed plaadi keskosa paimdemomendid paksendusteta tsoonides valime I etapis 300 kNm ning II etapis 200 kNm. Tegemist on suhteliselt suurte numbritega, kuid see võib olla tingitud mudeli eripäradest ning võrdlemisi väikesest jäikusest ARSA mudelis.

Täpsema esmaste momentide pildi saab tarkvarast Plaxis 3D, mis peaks idee poolest andma kõige täpsemad tulemused antud ilma paksendusteta plaadile. Siinkohas tasub tuua välja, et ka Plaxis 3D mudel vajab kalibreerimist, kui eesmärgiks on saada võimalikult täpseid tulemusi. Peale detailse mudeli koostamist tarkvaras Plaxis 3D olid tulemused järgmised (vt. joonis 6.11):



Joonis 6.11 II Etapi ühtlase paksusega plaadi momendid tarkvarast Plaxis 3D ULS koormusele. Esimesel pildil x-telje suunalised ja teisel y-telje suunalised momendid

Maksimaalsed ülemise armatuuri momendid Plaxis mudelis on plaadi lokaalse x-telje sihis 151 kNm ja y-telje sihis 155 kNm. Tegemist on omajagu väiksemate tulemustega, kui ARSAs saadud tulemused (kuni 33% madalamad keskosades). See tähendab, et oleme esialgse armatuuri ja plaadi paksuse arvutamisel saadud ARSA tulemustega tõenäoliselt tagavara kasuks. Lisaks on saadud momendid pigem konservatiivsed, sest plaadil pole veel paksendusi ja jäikus on madal. Sellegipoolest võrreldes ARSA tulemusi LEM arvutustega leiab autor, et realistlikumate tulemuste saamiseks tasub keeruliste plaatide puhul Winkleri meetodit siiski täpsustada, mitte jääda kindlaks ainult tarkvarast saadud tulemustele. Alge Winkleri meetodi paindemomendid erinesid oluliselt lõplikult kasutatud momentidest ja seda just erilise plaadi kuju tõttu, mis võimendasid Winkleri meetodi puudusi oluliselt.

Edasi otsustati minna esmaste keskmiste momentidega 290 kNm I etapi puhul ja 200 kNm II etapi puhul, mis on sisult veidi vähendatud iteratsioonimeetodi tulemused. Pärast plaadi täpset dimensioneerimist saab veel korra käia üle ka plaadi põhiarmatuuri dimensioneerimise ja vajadusel armatuure vähendada.

6.4 Plaatide paindekandevõime ja põhiarmatuur

Järgnevalt on dimensioneeritud plaadile põhivõrgud ning kontrollitud valitud esmase plaadi kõrguse sobivust. Selleks on esmalt otsitud välja piirkonnad, kuhu on otstarbekas teha plaadis paksendused. Nendeks on postide alused, äärepiirkonnad ja kandvate seinte alused. Seejärel on allesjäänud piirkondadele leitud kõige kriitilisemad momendid mõlemas suunas, mille järgi on valitud plaadi kõrgusele dimensioneeritud põhivõrgud V. Otsmaa järgi [24].

I etapis on põhivõrgu arvutamiseks kasutatav moment plaadi ülemise armatuuri jaoks $M_{Ed} = 290$ kNm. Plaadi kõrgus jääb sisuliselt ühtlaseks, ainult äärealades ja kandvate seinte all suurendatakse paksust. II etapis on vastavaks momendiks valitud $M_{Ed} = 200$ kNm. Plaatvundamendi paindekandevõime arvestatakse 1 meetri laiusele ribale. Tuleb märkida, et hetkel koostatud momentide pilt võib paksenduste lisamisel oluliselt muutuda.

Plaadi ülemine pind on mõõdukalt niiske, keskkonnaklassiga XD1. Konstruksiooniklassile S4 on seega kaitsekiht ülemisele pinnale 45 mm. Keskkonnaklassist tingituna alumise pinna kaitsekiht plaatvundamendile on 50 mm ja betooni tugevusklassiks C35/45.

Arvutuse teostamiseks koostati järgnevalt loetletud eeskirjade järgi tabelarvutus ning seejärel erinevate armatuuri pindalade ning sammude proovimisel leiti kõige optimaalsem lahendus, mille arvutus on ka järgnevalt esitatud. Tabelarvutusest selgus, et kõige optimaalsem esialgne põhivõrgu armatuur on mõlema etapi jaoks D20 s150mm. Järgnevalt on sooritatud kontrollarvutus valitud armatuuri kogusele. Armeeringud on hetkel dimensioneeritud väga lähedale kandevõimele, kuid võib arvata, et lõplikus mudelis on paindemomendid ka väiksemad ning oleme tegelikult pigem konservatiivsed.

Esialgsed kontrollarvutused on teostatud survearmatuuri arvestamata. Hilisem paindearmatuuri kontrollimine arvestab ka survearmatuuri.

6.4.1 I etapi kandevõime kontroll valitud esialgsele armatuurile

Tõmbearmatuuri pindala:	$A_{s1,prov} = 2095 \text{ mm}^2$
Maksimaalne kasuskõrgus:	$d_1 = 345 \text{ mm}$
Survetsooni kõrgus:	$x = \frac{f_{yd} * A_{s1,prov}}{0.8 * f_{cd} * 1000 \text{ mm}} = \frac{435 \text{ MPa} * 2095 \text{ mm}^2}{0.8 * 23,33 \text{ MPa} * 1000 \text{ mm}} = 48,8 \text{ mm}$
Survetsooni arvutuslik kõrgus:	$y = 0,8 * x = 48,8 \text{ mm} * 0,8 = 39 \text{ mm}$
Survetsooni suhteline kõrgus:	$\xi = \frac{x}{d_1} = \frac{48,8 \text{ mm}}{345 \text{ mm}} = 0,199 < \xi_c = 0,617$
Paindekandevõime:	$M_{Rd} = f_{cd} * 1000 \text{ mm} * y * (d_1 - 0,5 * y) = 296 \text{ kNm}$

6.4.2 II etapi kandevõime kontroll valitud esialgsele armatuurile

Tõmbearmatuuri pindala:	$A_{s1,prov} = 2095 \text{ mm}^2$
Maksimaalne kasuskõrgus:	$d_1 = 245 \text{ mm}$
Survetsooni kõrgus:	$x = \frac{f_{yd} * A_{s1,prov}}{0.8 * f_{cd} * 1000 \text{ mm}} = \frac{435 \text{ MPa} * 2095 \text{ mm}^2}{0.8 * 23,33 \text{ MPa} * 1000 \text{ mm}} = 48,8 \text{ mm}$
Survetsooni arvutuslik kõrgus:	$y = 0,8 * x = 48,8 \text{ mm} * 0,8 = 39 \text{ mm}$
Survetsooni suhteline kõrgus:	$\xi = \frac{x}{d_1} = \frac{48,8 \text{ mm}}{245 \text{ mm}} = 0,199 < \xi_c = 0,617$
Paindekandevõime:	$M_{Rd} = f_{cd} * 1000 \text{ mm} * y * (d_1 - 0,5 * y) = 205 \text{ kNm}$

6.4.3 Sobiva algeomeetria hindamine

Suurema kõrguse ja laiusega piirkondade määramine toimus kolme tegevuse hindamise mõjul. Esmalt hinnati paksenduse kõrgust ja laiust vastavalt lintvundamendi läbisurumisskeemi ja pinnasele maksimaalse lubatava surve abil. Lisaks katsetati läbisurumisarvutusega ka tarkvara Peikko Designer, kus on võimalik läbisurumiskontrolli teha ka seintele. Seal kontrolliti plaadi kõrgust nõnda, et läbisurumisarmatuuri seinte alla vaja ei oleks. Tulemusi kontrolliti ja vajadusel muudeti seejärel tarkvara ARSA mudelis katsete tulemusel, kus vaadeldi suurema kõrgusega piirkondade mõju plaadi jäikusele, vajumitele ja paindemomentidele.

I etapis on paksendused kõikide kandvate seinte all. Sisemiste kandvate seinte alla peab plaat võtma alumises kihi tõmbega vastu momenti kuni 450kNm. Selleks on sinna nähtud ette kõrgendus 200mm ehk kogukõrgus 600mm, et antud plaadi osa oleks võimalik ratsionaalselt armeerida. Välisseinte alla on ette nähtud paksendused kõrgusega 100 mm.

Paksenduse laiuse määramisel on lähtutud lintvundamendi läbisurumise arvutuskeemist ning lubatud survest. Vaadeldes plaadi paksendust justkui lindvundamendina, siis ei tohiks pinnase surve olulisel määral ületada vahemikku 300kPa. Lubatud surve parameeter on kriitlisem välisseinte all olevates osades, sest keskmistel osadel jaguneb pinge üsna hästi ka ülejäänud plaadi alusele ümber. Samuti peab olema tagatud läbisurumisarvutus ning tulemuste toimivus ARSAs. Sellest lähtuvalt on välisseinte all paksenduse pikkus 1,4 m ning oluliselt raskemini koormatud siseseinte puhul 1,6 m.

II etapis dimensioneeriti lisanduva kõrgusega osad ehitamise lihtsustamiseks ühesuguselt ehk 150 mm kõrged ning 1,4 m laiad. Lisaks lisati paksendus ka olemasoleva hoone külje juures paiknevale plaadiservale, kus tegelikult kandvat seina ei paikne.

6.5 Plaatide läbisurumisarvutus

Läbisurumisarvutuseks on jagatud postid kahte gruppi – postid C, E ja F arvutakse koormusele 3865 kN ning postid A,B ja D koormusele 2350 kN. Esimese grupi postide arvutuslik diameeter on 500 mm ja teisel grupil 400 mm. Arvutused on teostatud mõlemale grupile, kuid lõputöö põhimahus on esitatud näidisenärvutused ainult esimesele grupile ning lisaks teise grupi lähteandmed ja tulemused.

Läbisuruv koormus:	$V_{Ed} = 3865 \text{ kN}$
Ümarposti diameeter:	$d_c = 500 \text{ mm}$
Plaadi kõrgus koos paksendusega:	$h_p = 300 \text{ mm} + 350 \text{ mm} = 650 \text{ mm}$
Betooni normatiivne survetugevus:	$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$
Betooni arvutuslik survetugevus:	$f_{cd} = \frac{30 \text{ MPa}}{1.5} = 23,33 \text{ MPa}$
Plaadi kaitsekiht:	$c_{nom} = 45 \text{ mm}$
Põhivõrgu armatuuri läbimõõt:	$\phi_1 = 20 \text{ mm}$
Y-telje suunaline kasuskõrgus:	$d_y = h_p - c_{nom} - \frac{\phi_1}{2} = 595 \text{ mm}$
X-telje suunaline kasuskõrgus:	$d_x = h_p - c_{nom} - \frac{3 \cdot \phi_1}{2} = 575 \text{ mm}$
Keskmine kasuskõrgus:	$d_1 = 0,5 * (d_x + d_y) = 585 \text{ mm}$
Posti perimeetri pikkus:	$u_0 = d_c * \pi = 500 \text{ mm} * \pi = 1571 \text{ mm}$

Vastavalt EVS [6] punktile 6.4.3 (6) võib konstruktsioonide korral, mille põikstabiilsus ei olene plaadi ja postide koostöötamisest raamina ja naaberavade pikkus ei erine üle 25%, kasutada β ligikaudseid väärtusi. Keskmisele postile oleks antud ligikaudne väärtus 1,15. Antud projektis on osadel postidel siiski suhteliselt suured sillete erinevused mõlemas suunas, seega arvutati igale postile välja eraldi β ja kasutati kõige kriitilisemat.

Valemi [6] 6.42 kohaselt $\beta = 1 + 0,6 * \pi * \frac{e}{D+4*d}$, mille järgi kõige kriitilisem β oli 1,34. Sarnase järelduseni oleks võimalik jõuda ka sillete erinevuse kaudu. Nimelt kriitilisemad olukorrad on näiteks sillete 4,7m ja 7m korral, mille erinevus on 33%. Tegelikult F ja C on pigem äärmised postid kui keskmised, ehk nende puhul oleks õigustatud kasutada ka konservatiivset väärtust 1,4. Kasutame β väärtusena esimese grupis $\beta = 1,34$.

Posti juures on läbisurumiskandevõime piiratud maksimumiga $V_{Rd,max}$:

Betoonkaldsurvevardale mõjuv pinge:

$$v_{Ed,max} = \beta * \frac{V_{Ed}}{u_0 * d_1} = 5,64 \text{ MPa}$$

Pragunenud betooni tugevuse vähendustegur:

$$v = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,516$$

Betoonkaldsurvevarda kandevõime:

$$v_{Rd,max} = 0,5 * v * f_{cd} = 6,02 \text{ MPa}$$

Baaskontrollperimeeter:

$$u_1 = (d_c + 4 * d_1) * \pi = 8922 \text{ mm}$$

Postvundamendil tuleks vastavalt [6] 6.4.4 kontrollida läbisurumist erinevatel kontrollperimeetritel postist kuni baaskontrollperimeetrini. Kontrollperimeetrite kaugused posti servast a_i on võetud sammuga $0,05 * d_1$ ning sooritatud tabelarvutusena (vt. Tabel 6.1 – *Läbisurumiskandevõime I grupi postidele*). Vastavad perimeetrid on leitavad järgmiselt:

Kriitiline perimeeter:

$$u_i = (d_c + 2 * a_i) * \pi$$

Kriitilise perimeetri alla jääv pindala:

$$u_A = \left(\frac{d_c}{2} + a_i\right)^2 * \pi$$

Posti all olevat pinnasereaktsiooni on täpselt väga keeruline määrata ja seetõttu otsustas töö autor kasutada vähendava rõhuna konservatiivset väärtust ehk 1,15 kordset keskmist plaadi all mõjuvat pinnasereaktsiooni, mis annab tulemuse tagavara kasuks. Tegemist on küll oluliselt väiksema suurusega kui V_{Ed}/A , kuid sellisel juhul saame kindlad olla, et tegemist on tagavara kasuks oleva suurusega. Antud väärtust kontrolliti ka ARSA mudeliga ning kõikide vaadeldavate postide all olevad pinged olid sellest ka suuremad.

Kontrollparameetril rakenduv jõud

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed,i}$$

Keskmine pinge plaadi all:

$$\sigma_r = 1,15 * 120,6 \text{ kPa} = 138,7 \text{ kPa}$$

Redutseeritud läbisuruv jõud:

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - u_{A,i} * \sigma_r$$

Kõrgusest tingitud tugevuse vähendustegur:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_1}} = 1,585 \leq 2,0$$

Läbisurumispinge kriitilisel perimeetril:

$$v_{Ed} = \beta * \frac{V_{Ed,red}}{u_i * d_1}$$

Betooniga tagatud läbisurumiskandevõime:

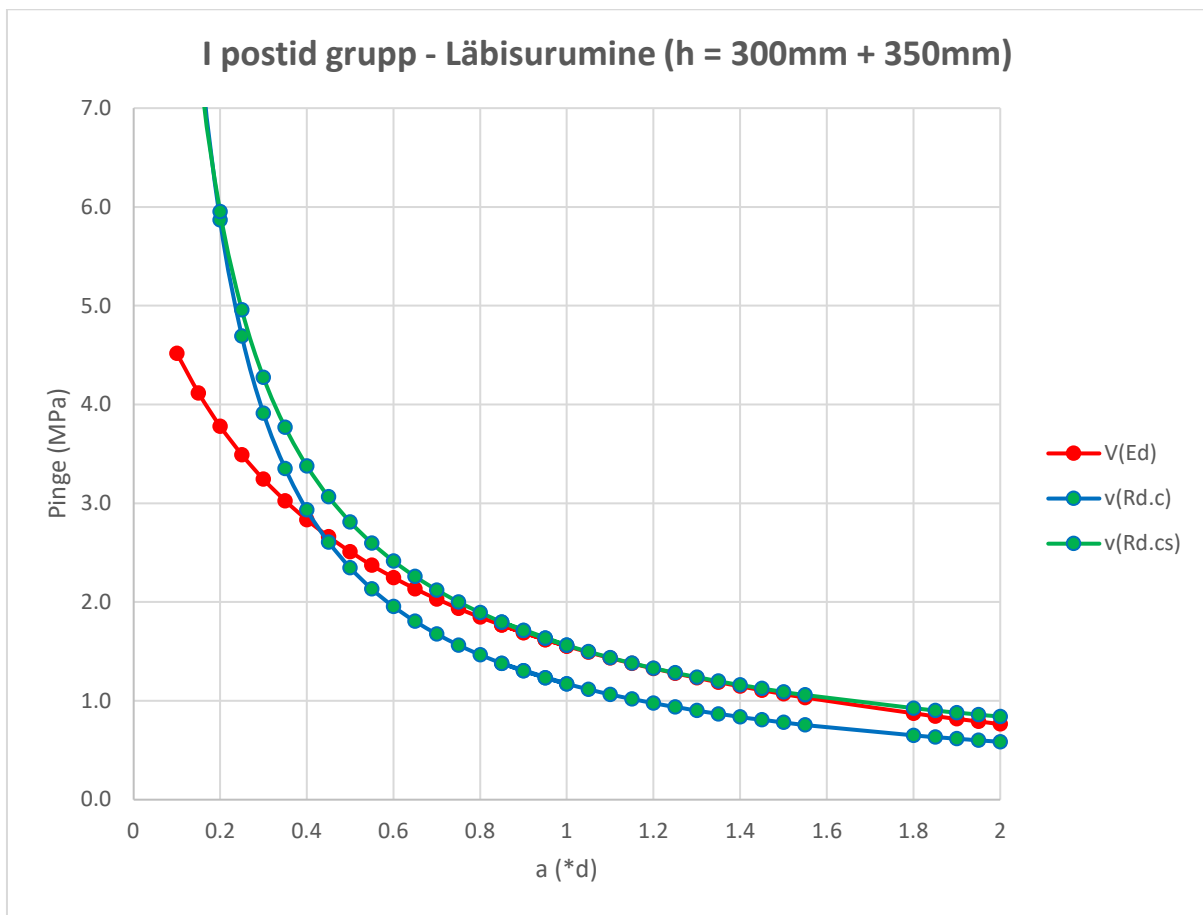
$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} * k * (100 * \rho * f_{ck})^{\frac{1}{3}} * \frac{2 * d_1}{a_i} \geq v_{min} * \frac{2 * d_1}{a_i}$$

$$\text{kus } v_{min} = 0,035 * k^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,413; \quad C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12 \quad \text{ja} \quad \rho = \sqrt{\frac{As1x}{s * d_x} * \frac{As1y}{s * d_y}} \leq 0,02$$

Põikarmatuuriga tagatud läbisurumiskandevõime:

$$v_{Rd.cs} = 0,75 * v_{Rd.c} + 1,5 * \left(\frac{d}{s_r}\right) * A_{sw} * f_{ywd.ef} * \left(\frac{1}{u_1 * d}\right) * \sin\alpha \leq k_{max} * v_{Rd.c}$$

Läbisurumiskandevõimed on avaldatud tabeli ja graafikuna. Kandevõime on tagatud D8 rangidega, mida lisatakse igale posti küljele kõrvuti 3 tükki ehk ühel perimeetril on $4 * 6 = 24$ lõiget radiaalse sammuga $s_r = 200\text{mm}$. Välimine perimeeter u_{out} kus range enam vaja ei lähe on posti servast kaugusel 1755mm ning vastavalt [24] joonis 11.12 peavad rangid paiknema antud diameetri sees ja mitte kaugemal kui $1,5 * d$. Sellisel juhul läheb kokku 5 perimeetrit range, millest esimene paikneb postist 50mm kaugusel.



Joonis 6.12 Läbisurumiskandevõime võrdlemine armeerimata ja armeeritud plaadil mõjuva koormusega

Tabel 6.1 Läbisurumiskandevõime I grupi postidele

			ui (m)	uA (m2)	V(Ed,red)	v(Ed)	v(Rd.c)	v(Rd.cs)
a =	2	d	8.922	6.335	2986.4	0.767	0.587	0.842
a =	1.95	d	8.738	6.076	3022.2	0.792	0.602	0.861
a =	1.9	d	8.555	5.824	3057.3	0.819	0.618	0.882
a =	1.85	d	8.371	5.576	3091.6	0.846	0.634	0.904
a =	1.8	d	8.187	5.334	3125.2	0.874	0.652	0.927
a =	1.55	d	7.268	4.204	3282.0	1.034	0.757	1.061
a =	1.5	d	7.084	3.994	3311.1	1.071	0.782	1.093
a =	1.45	d	6.901	3.789	3339.4	1.109	0.809	1.126
a =	1.4	d	6.717	3.590	3367.1	1.148	0.838	1.162
a =	1.35	d	6.533	3.396	3393.9	1.190	0.869	1.201
a =	1.3	d	6.349	3.208	3420.1	1.234	0.903	1.241
a =	1.25	d	6.165	3.025	3445.4	1.280	0.939	1.285
a =	1.2	d	5.982	2.847	3470.1	1.329	0.978	1.333
a =	1.15	d	5.798	2.675	3494.0	1.380	1.021	1.383
a =	1.1	d	5.614	2.508	3517.1	1.435	1.067	1.438
a =	1.05	d	5.430	2.347	3539.5	1.493	1.118	1.498
a =	1	d	5.246	2.190	3561.2	1.555	1.174	1.563
a =	0.95	d	5.063	2.040	3582.1	1.621	1.235	1.634
a =	0.9	d	4.879	1.894	3602.3	1.691	1.304	1.712
a =	0.85	d	4.695	1.754	3621.7	1.767	1.381	1.799
a =	1.00	d	5.246	2.190	3561.2	1.555	1.174	1.563
a =	0.95	d	5.063	2.040	3582.1	1.621	1.235	1.634
a =	0.90	d	4.879	1.894	3602.3	1.691	1.304	1.712
a =	0.85	d	4.695	1.754	3621.7	1.767	1.381	1.799
a =	0.80	d	4.511	1.620	3640.4	1.848	1.467	1.895
a =	0.75	d	4.328	1.490	3658.3	1.936	1.565	2.002
a =	0.70	d	4.144	1.366	3675.5	2.032	1.677	2.122
a =	0.65	d	3.960	1.248	3691.9	2.136	1.806	2.259
a =	0.60	d	3.776	1.135	3707.6	2.249	1.956	2.416
a =	0.55	d	3.592	1.027	3722.6	2.374	2.134	2.598
a =	0.50	d	3.409	0.925	3736.8	2.511	2.347	2.812
a =	0.45	d	3.225	0.828	3750.2	2.664	2.608	3.067
a =	0.40	d	3.041	0.736	3762.9	2.834	2.934	3.379
a =	0.35	d	2.857	0.650	3774.9	3.026	3.353	3.769
a =	0.30	d	2.673	0.569	3786.1	3.244	3.912	4.274
a =	0.25	d	2.490	0.493	3796.6	3.493	4.695	4.960
a =	0.20	d	2.306	0.423	3806.3	3.781	5.868	5.955
a =	0.15	d	2.122	0.358	3815.3	4.118	7.824	7.557
a =	0.10	d	1.938	0.299	3823.5	4.518	11.736	10.651

Paksenduse küljed on lähtuvalt eelnevalt koostatud arvutusele seega 4200 mm. Vastavalt [24] valem 11.7 võib arvutada kandevõime ka paksenduse välisel kontrollperimeetril.

Väline kontrollperimeeter: $r_{cont.ext} = l_h + 2d + 0,5c = 3270 \text{ mm}$

Paksenduse minimaalne raadius: $r_{cont.int} = 2(d + h_h) + 0,5c = 2100 \text{ mm}$

Sarnaselt eelnevale arvutusele saab arvutada kandevõime ja koormuse ka välisel kontrollperimeetril kasuskõrgusega $d = 235 \text{ mm}$, kus on samuti läbisurumiskandevõime tagatud.

Rangide asemel oleks võimalik kasutada ka ülespöördeid, kuid ühe rea ülespöörete puhul läheks ülespöörde nurk ebaökonoomselt väikeseks, sest ülespööre peab samuti ulatuma postipinnast kaugusele $l_{out} - 1,5d$, ning seetõttu ülespöörde diameeter väga suureks. Võimalus oleks kasutada ka mitut rida ülespöördeid, kuid neid on juba oluliselt ebamugavam armeerida ning rangid osutusid siinkohal optimaalsemaks.

Teise gruppi läbisurumisarvutuse lähteandmed:

Läbisuruv koormus: $V_{Ed} = 2350 \text{ kN}$

Ümarposti diameeter: $d_c = 400 \text{ mm}$

Plaadi kõrgus koos paksendusega: $h_p = 300 \text{ mm} + 250 \text{ mm} = 550 \text{ mm}$

Betooni normatiivne survetugevus: $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$

Betooni arvutuslik survetugevus: $f_{cd} = \frac{30 \text{ MPa}}{1.5} = 23,33 \text{ MPa}$

Plaadi kaitsekiht: $c_{nom} = 45 \text{ mm}$

Põhivõrgu armatuuri läbimõõt: $\phi_1 = 20 \text{ mm}$

Y-telje suunaline kasuskõrgus: $d_y = h_p - c_{nom} - \frac{\phi_1}{2} = 495 \text{ mm}$

X-telje suunaline kasuskõrgus: $d_x = h_p - c_{nom} - \frac{3 \cdot \phi_1}{2} = 475 \text{ mm}$

Keskmine kasuskõrgus: $d_1 = 0,5 * (d_x + d_y) = 485 \text{ mm}$

Posti perimeetri pikkus: $u_0 = d_c * \pi = 500 \text{ mm} * \pi = 1256 \text{ mm}$

Ekstsentrilisust väljendav tegur servaposti korral: $\beta = 1,34$

Keskmine pinge plaadi all: $\sigma_r = 1,15 * 80,0 \text{ kPa} = 92 \text{ kPa}$

Posti juures on läbisurumiskandevõime piiratud maksimumiga $V_{Rd.max}$:

Betoonkaldsurvevardale mõjuv pinge:

$$v_{Ed.max} = \beta * \frac{V_{Ed}}{u_0 * d_1} = 5,4 \text{ MPa}$$

Pragunenud betooni tugevuse vähendustegur:

$$v = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,516$$

Betoonkaldsurvevarda kandevõime:

$$v_{Rd.max} = 0,5 * v * f_{cd} = 6,02 \text{ MPa}$$

Sarnaselt esimesele grupile on ka teise grupi kohta koostatud tabelarvutus, mille tulemusena selgus, et paksenduse paksus 250 mm on piisav ning paksenduse külje vajalik pikkus on 2400 mm. Lisaks on paksendusele ette nähtud ka armatuurid, milleks on D8 rangid radiaalsammuga $s_r = 250\text{mm}$. Range on igal posti küljel 2 tükki, ehk kokku posti perimeetril 16 lõiget. Välimine perimeeter u_{out} kus range enam vaja ei lähe on posti servast kaugusel 1455mm ning vastavalt [24] joonis 11.12 peavad rangid paiknema antud diameetri sees ja mitte kaugemal kui $1,5 * d$. Sellisel juhul läheb kokku 3 perimeetrit range, millest esimene paikneb postist 50mm kaugusel.

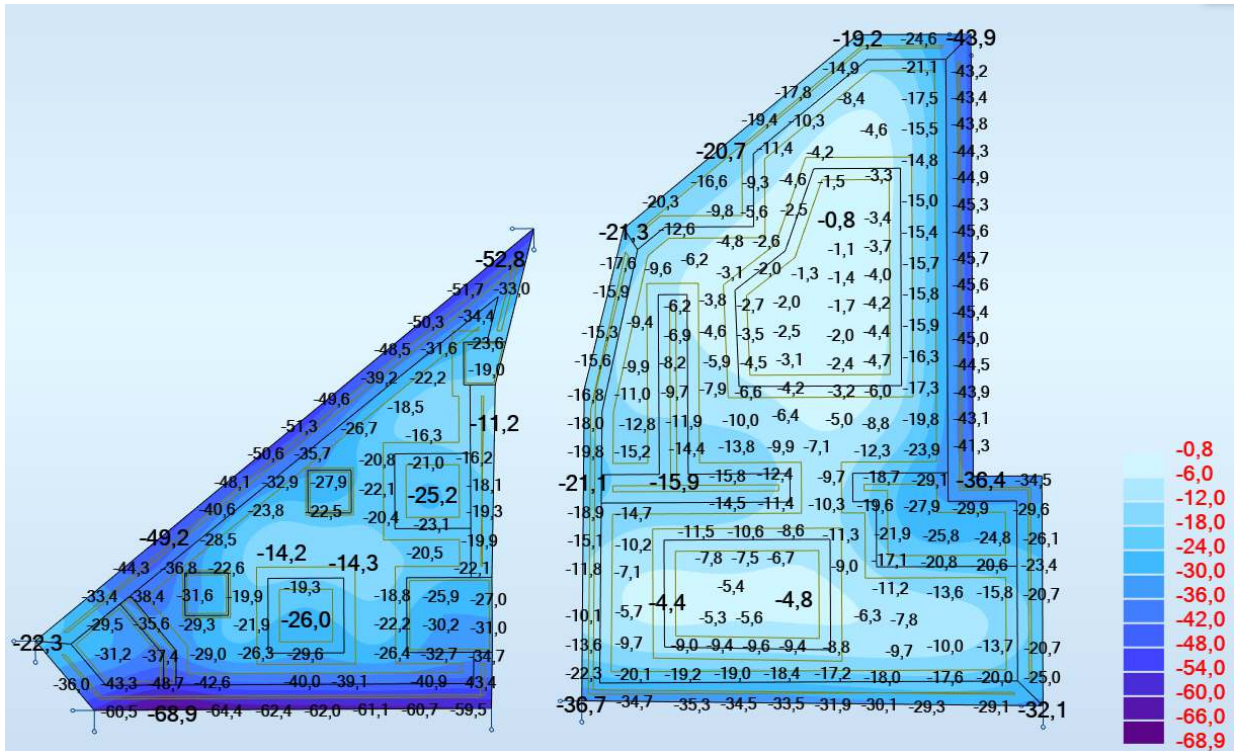
6.6 Plaatide lõpliku geomeetria kontroll

Plaadi lõplikku keerulist geomeetriat on hinnatud taaskord esmalt tarkvaras ARSA ning seejärel tehtud täpne kontroll ka tarkvaras Plaxis 3D. Plaadi konstrueerimisel on lähtutud tarkvarast Plaxis 3D saadud tulemustest, mis peaksid olema usaldusväärsemad, kui ARSAs tehtud lihtsustatud arvutused. Lisaks on võrreldud ARSA ja Plaxise tulemusi ning proovitud teha järeldusi sellest, kuidas kasutades konstruktoritele käepärasemat tarkvara ARSA saada usaldusväärsemaid tulemusi.

Lisaks paksenduste lisamisele on antud etapis plaadi jäikust vähendatud eelnevalt nimetatud teguri 0,3 abil, sest roome, mahukahanemiste ja pragunemise mõjul võib eeldada plaadi suhteliselt suurt jäikuse kadu.

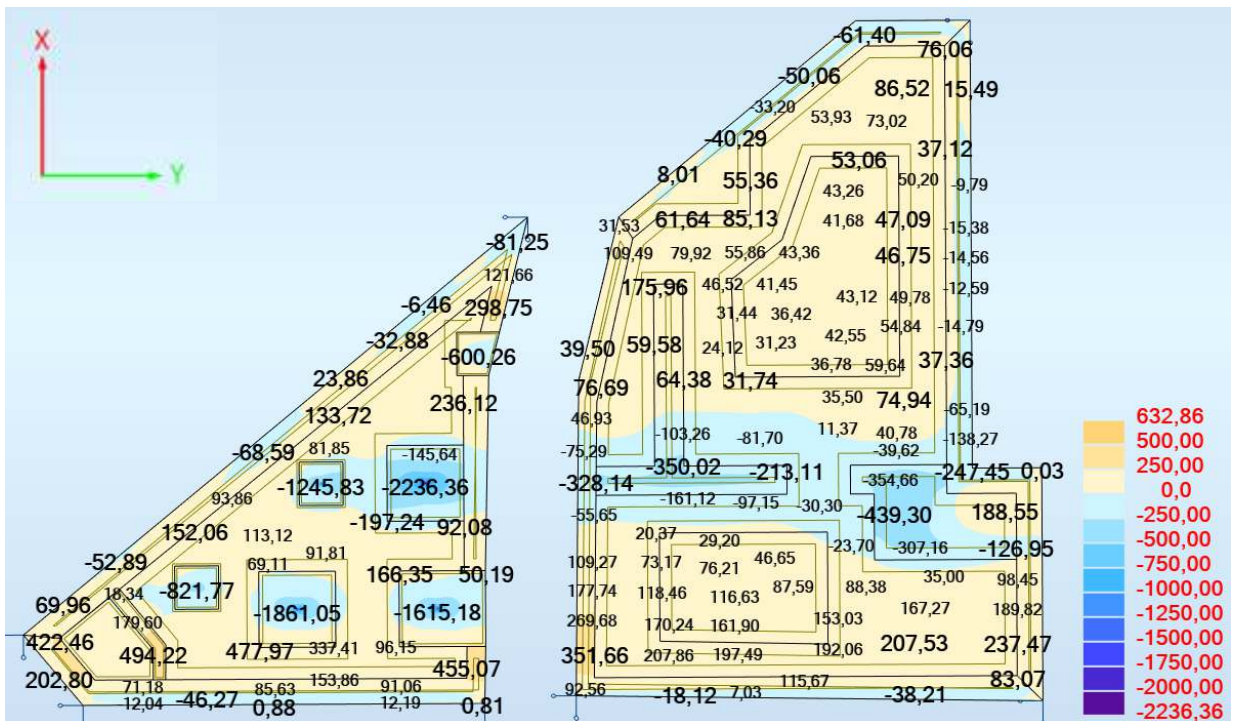
6.6.1 Sisejõud tarkvarast ARSA lõpliku geomeetriaga plaadile

Tarkvaras ARSA on modelleeritud täpse geomeetriaga plaat ning kasutatud ka varem selgitatud iteratsioonimeetodit ja toetingimuste modifitseerimist, et saada lõplikke paindemomentide ja vajumite väärtused. Tulemused on esitatud joonistel 6.13, 6.14 ja 6.15.

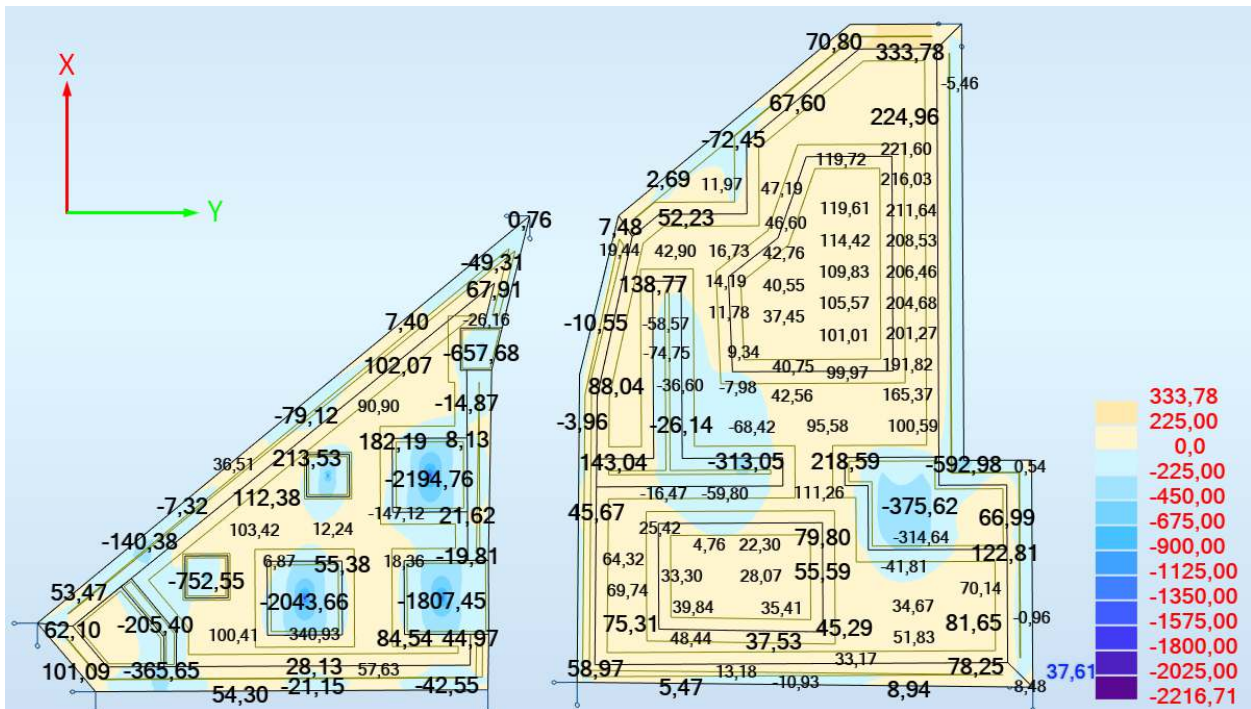


Joonis 6.13 – Plaadi vajumid SLS4 koormusolukorras tarkvaras ARSA

Vajumite tulemustest on näha, et isegi pikendatud servadega ja lokaalsete kõrgemate aladega plaadi korral, kasutades seejuures erinevaid meetodeid Winkleri meetodi puuduste vähendamiseks, on siiski plaadi äärtes vajumid väga suured ja ilmselt mitte eriti reaalsed.



Joonis 6.14 Paidemomendid ULS1 koormusolukorras x-telje suunas (M_x) tarkvaras ARSA



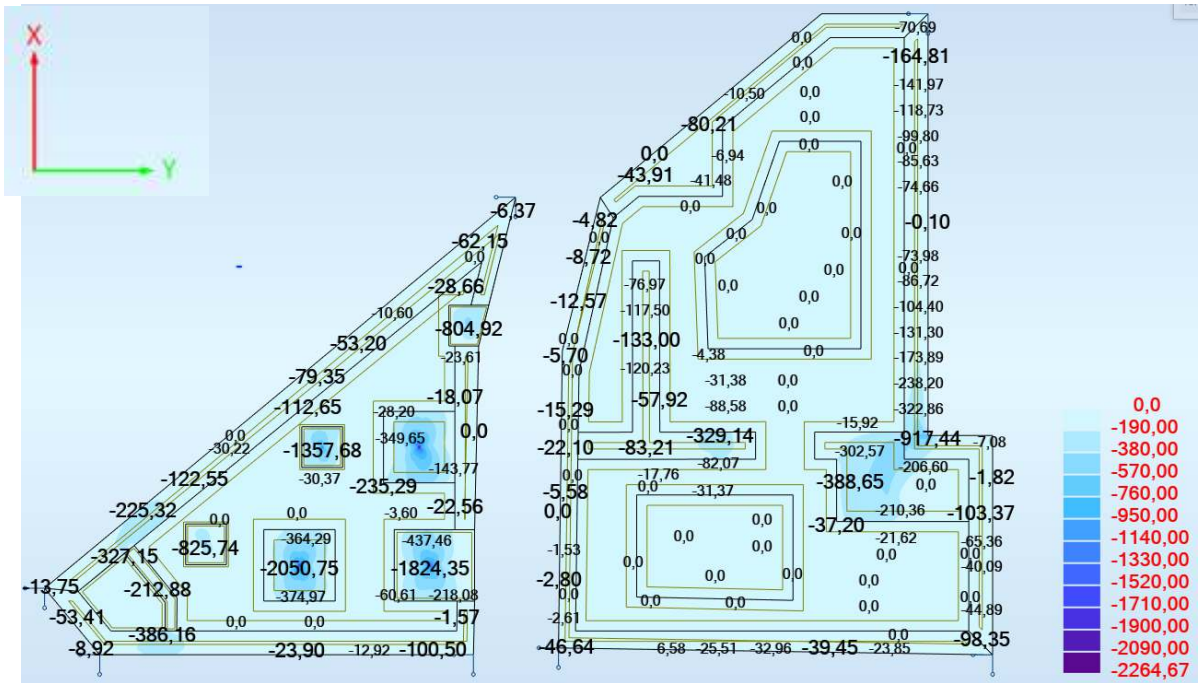
Joonis 6.15 Paindemomendid ULS1 koormusolukorras y-telje suunas (M_x) tarkvaras ARSA

Plaadi keskmistes osades on I etapis x-telje suunas maksimaalne moment 210 kNm ja y-telje suunas 220 kNm. II etapis on vastavad momendid x-telje suunas 165 kNm ja y-teljes suunas 125 kNm. Tegemis on oluliselt madalamate väärtustega, kui ühtlase kõrusega plaadi korral. Sellest võib järeldada, et paksenduste paigutamine ja paksendused on olnud efektiivsed.

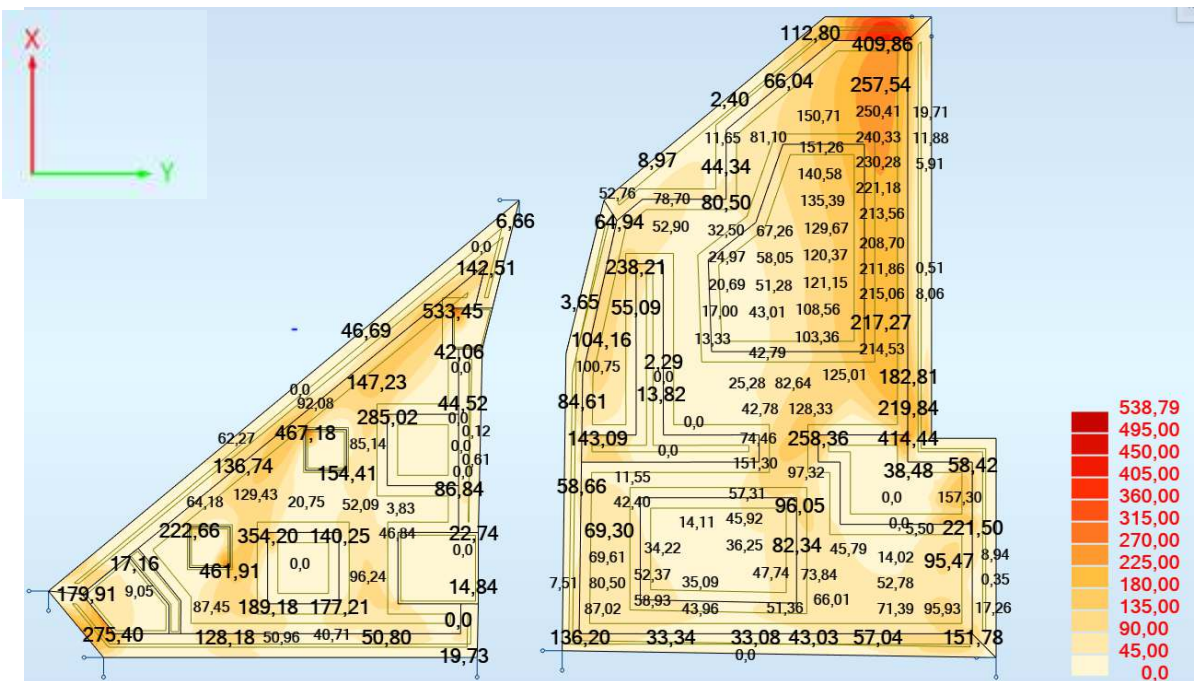
6.6.2 Sisejõud tarkvarast ARSA lõpliku geomeetriaga plaadile Wood & Armer meetodiga

Armeerimisel kasutatud sisejõud on saadud Wood & Armer meetodiga, mis lisab plaadis esinevad väändejõud paindemomendile juurde. Nimelt vaatab meetod plaadi igat punkti ning summeerib vastavates punktides kõikides suundades mõjuvad momendid antud normaali sihiliseks üheks momendiks, kasutades selleks Wood & Armer võrrandeid [27]. Seetõttu ongi võimalik plaadi väändemomendid lisada vastava sihilisele paindemomendile, andes seeläbi tulemuseks suuremad paindemomendid.

Tulemused Wood & Armer meetodit kasutades on esitatud joonistel 6.16 ja 6.17.



Joonis 6.16 Momenid plaadi alumisele armatuurile ULS1 koormusolukorras y-telje suunas (M_x) tarkvaras ARSA Wood & Armer meetodiga



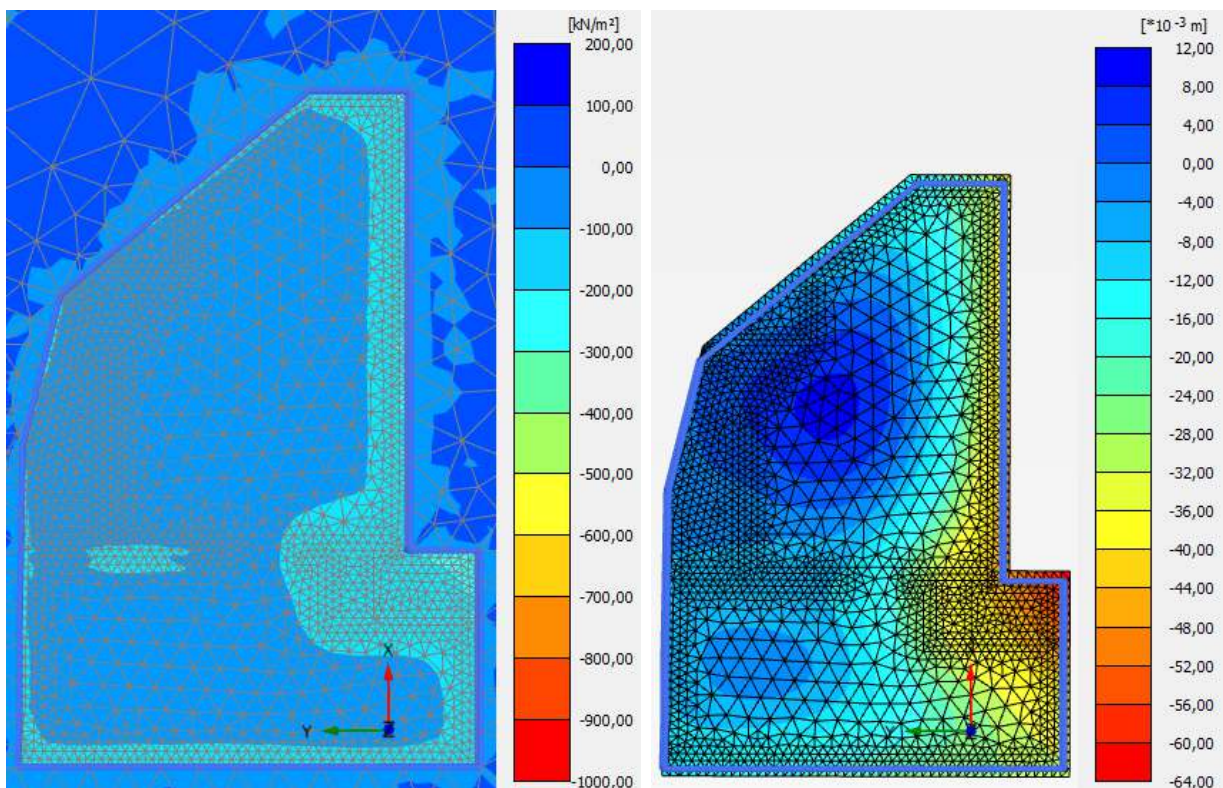
Joonis 6.17 Momenid plaadi ülemisele armatuurile ULS1 koormusolukorras y-telje suunas (M_x) tarkvaras ARSA Wood & Armer meetodiga

Nagu ka joonistelt 6.16 ja 6.17 näha, siis momentide väärtused kasvasid olulisel määral, kuid ei ületanud siiski algseid konservatiivseid väärtuseid. Ülemise armatuuri maksimaalsed väärtused plaadi põhiosale suurenesid I etapis 220 kNm pealt 260 kNm peale ja II etapis 125 kNm pealt 150 kNm peale. Mõlemal juhul jäi kasv kuni 20% piiresse, mis on siiski suur ja oluline erinevus. Alumise armatuuri juures oli märgata teatud piirkondade kasvu suhteliselt suurel määral, kuid tegemist on siinkohal tipumomentidega. 1 meetri pikkuse lõigu kohta jäid erinevused samuti 20% piiresse, olles pigem tagasihoidlikumad võrreldes alumise armatuuri keskmiste muutustega. X-telje suunas jäid muutused samasse suurusjärku.

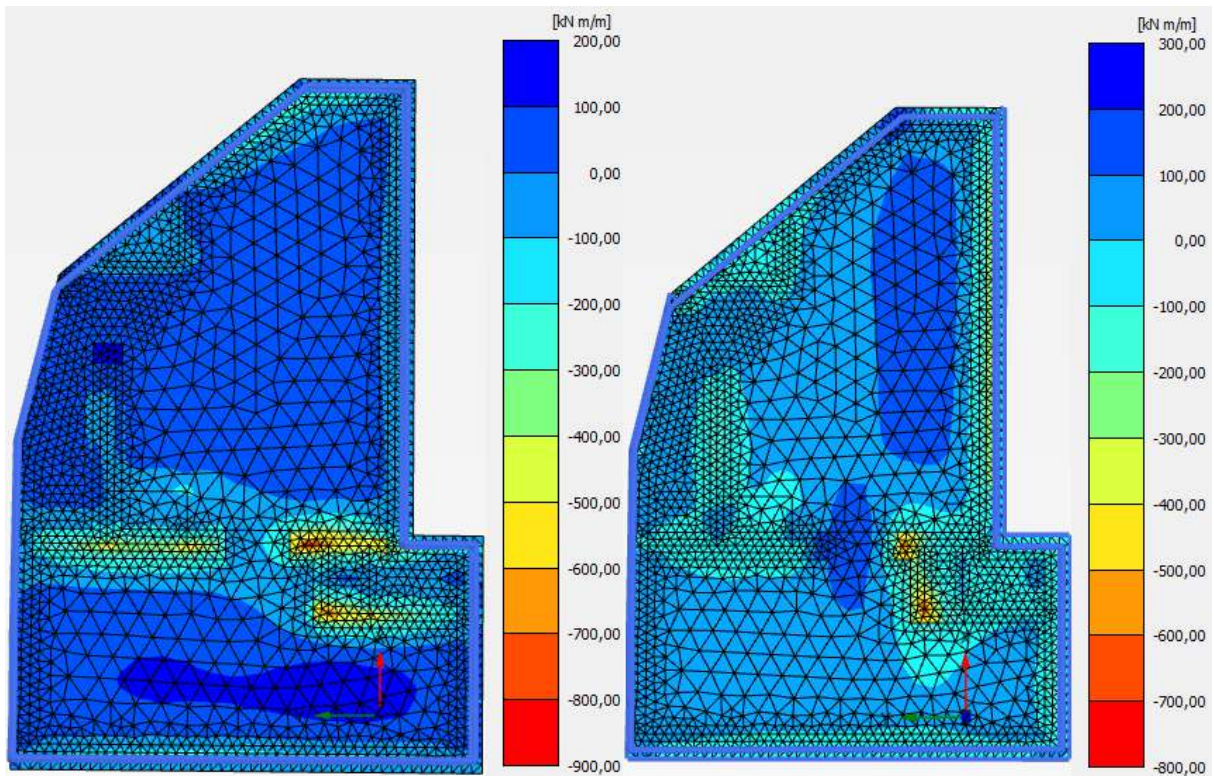
Wood & Armer meetodi toimivust kontrolliti ka käsitsi, võrreldes selleks momentide ja väänete väärtuseid mõnes punktis ja seejärel summeerides neid. Suurusjärgud jäid ka käsitsi vaatlemisel samaks, ehk Wood & Armer meetodi tulemused on usaldusväärsed.

6.6.3 I etapi lõplikke sisejõudude määramine Plaxis 3D abil

Esimese etapi tulemused tarkvarast Plaxis 3D vähendatud jäikusega mudelil:



Joonis 6.18 Esimesel joonisel pinged plaadi all I Etapis ULS1 koormusolukorras. Maksimum punktvaartus 245 kPa. Teisel joonisel pinnase vajumid SLS4 koormusolukorras maksimum väärtusega 58 mm



Joonis 6.19 Paimdemomendid plaadi all ULS1 koormusolukorras x-telje suunas (M_y) esimesel pildil ja y-telje suunas (M_x) teisel pildil tarkvaras Plaxis 3D

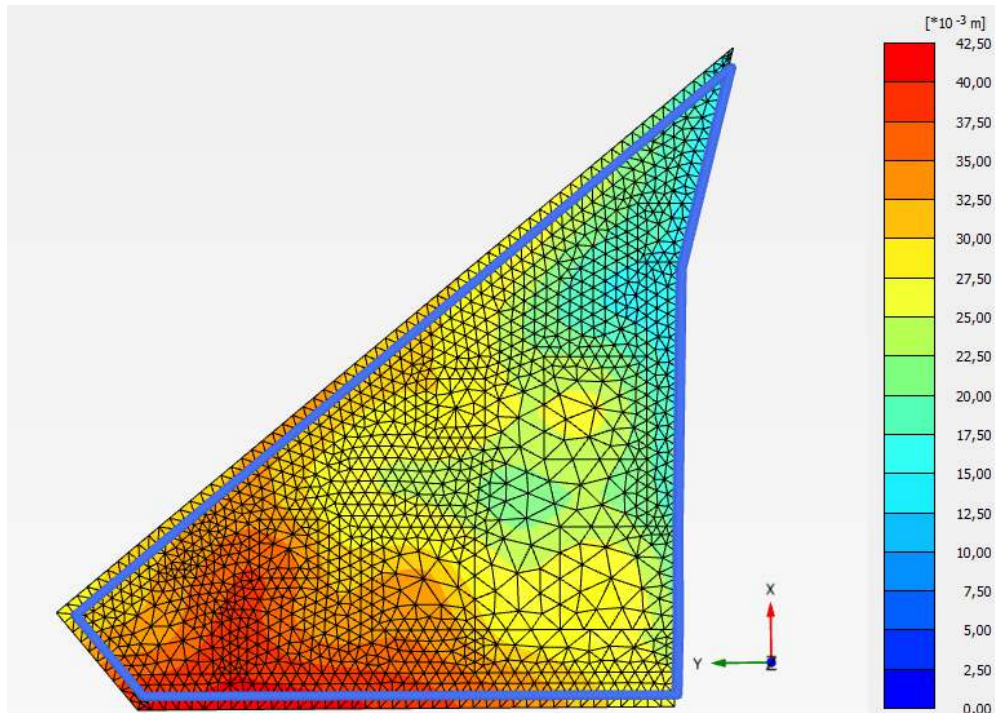
Järgnevalt on võimalik joonistelt 6.18 ja 6.19 lugeda välja plaatvundamendi sisejõud tarkvara Plaxis 3D abil koostatud LEM arvutusest.

Maksimaalsed ülemise pinna momendid x-telje suunas on plaadi alumises osas 150 kNm ja ülemises osas 100 kNm ning y-telje sihis plaadi alumises osas 130 kNm ja ülemises osas 160 kNm.

Maksimaalsed alumise pinna paimdemomendid on x-telje sihis 890 kNm ja y-telje sihis 750 kNm, kuid tegemist on tipumomentidega, ehk nad on väga kiiresti kahanevad ning armatuuri dimensioneerimisel vaadati seetõttu nende keskmist mingi väiksema lõigu kohta.

6.6.4 II etapi lõplikke sisejõudude määramine Plaxis 3D abil

Teise etapi tulemused tarkvarast Plaxis 3D:



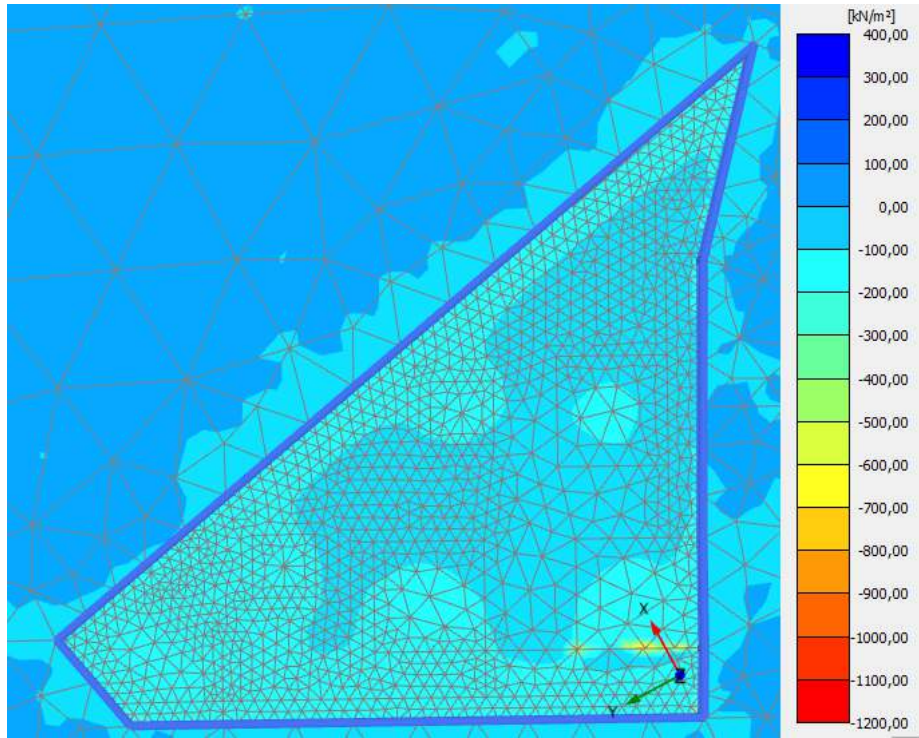
Joonis 6.20 Vajumid plaadi all II Etapis SLS4 koormusolukorras. Maksimum väärtus 40,5 mm

II Etapi puhul on jooniselt 6.20 näha plaadi olulist kaldu vajumist, mis võib saada antud juhul plaadile määravaks ning seetõttu tuleks maksimaalseid kaldeid ka kontrollida.

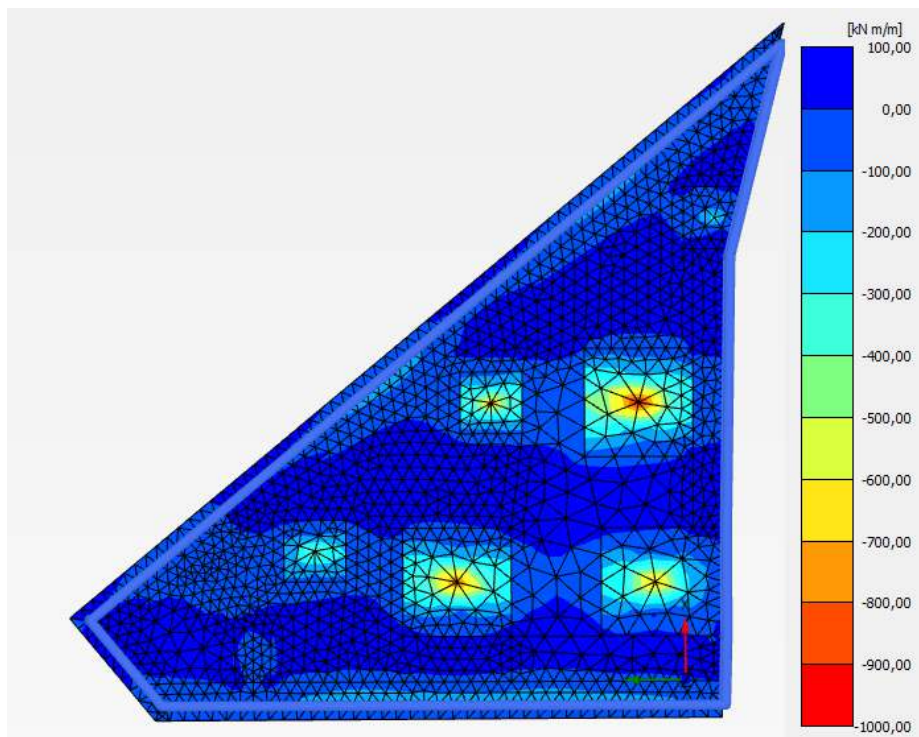
Kõige kriitilisema lõike järgi maksimaalne kalle:

$$\frac{40 \text{ mm} - 16 \text{ mm}}{25 \text{ m}} = 0,001$$

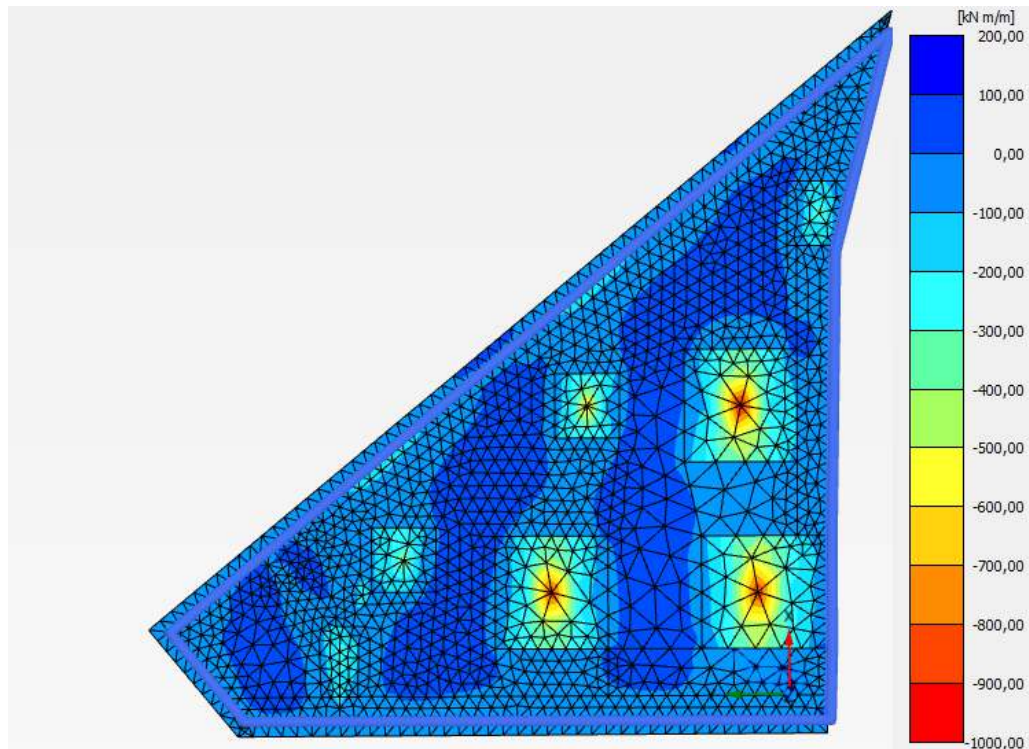
Ehk antud juhul jäävad nii maksimaalne vajum kui ka maksimaalne kalle lubatud piiridesse.



Joonis 6.21 Pinged plaadi all II Etapis ULS1 koormusolukorras. Maksimum punktvaartus 191 kPa



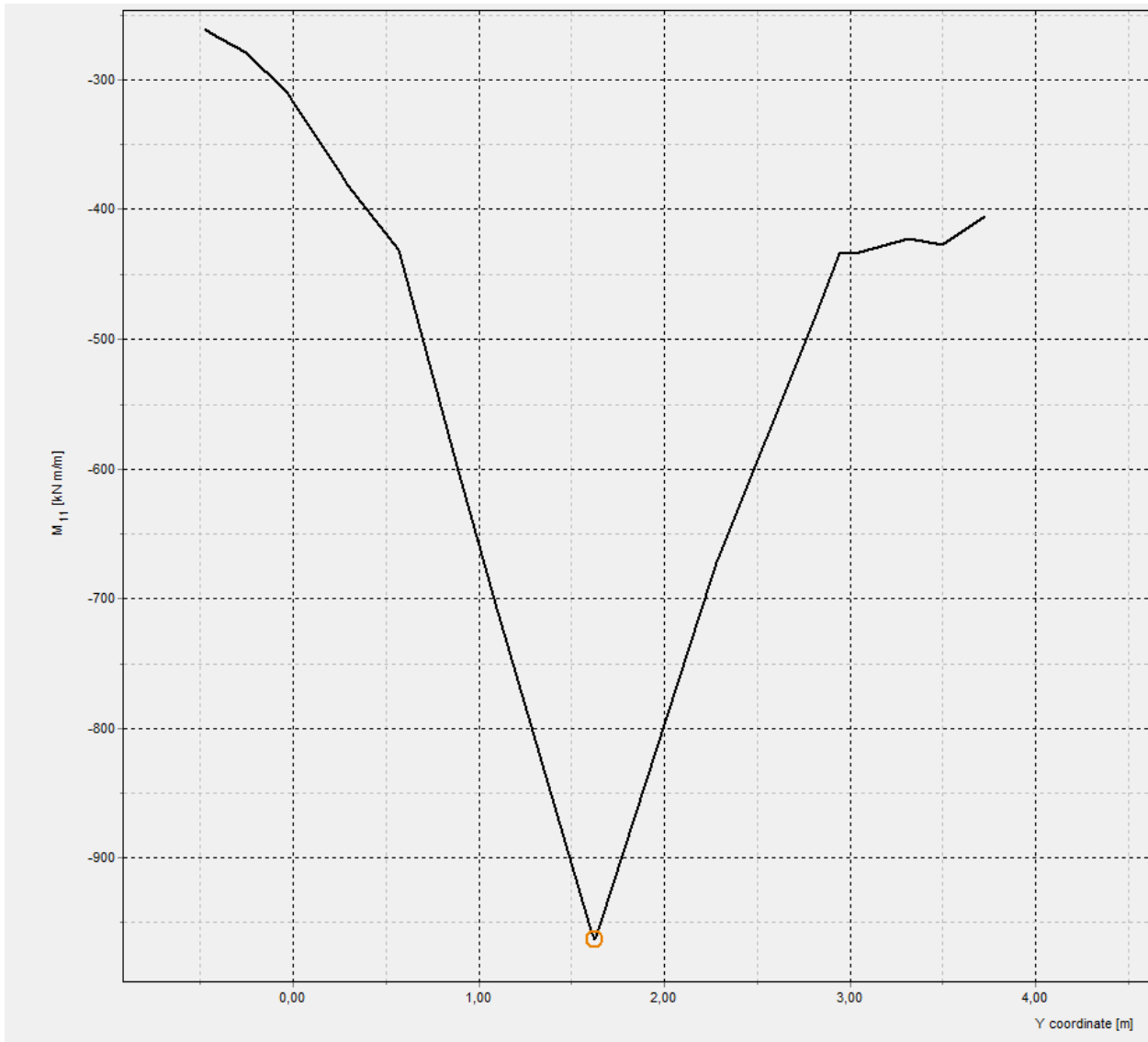
Joonis 6.22 Momendid plaadi all II Etapis ULS1 koormusolukorras x-telje suunas (M_x). Maksimimaalne ülemise armatuuriga vastuvõetav moment 90 kNm ning alumise armatuuriga 965 kNm



Joonis 6.23 Momendid plaadi all II Etapis ULS1 koormusolukorras y-telje suunas (M_x).
Maksimimaalne ülemise armatuuriga vastuvõetav moment 125 kNm ning alumise armatuuriga 975 kNm

Plaxise tulemustest (vt. joonised 6.21, 6.22 ja 6.23) on näha eelnevalt tehtud eelduse sobivust ehk algselt dimensioneerimisel kasutatud momendid olid tagavara kasuks. Plaadi alumise pinna tõmbe puhul peab märkima, et jooniste all märgitud numbri puhul on tegemist tipumomendiga. Reaalse vastuvõetava momendi hindamiseks koostati iga taldmiku alla lõiked ning analüüsiti vastavalt 0,5m, 1m, 2m ja kogu taldmiku laiuseid ribasid ning keskmisi paindemomente iga pikkuse kohta.

Esitatud on keskmiste momentide määramine posti F all olevale paksendusele erinevatel lõikudel, kuid sarnane arvutus on läbi viidud ka teiste posti tüüpide all. Post F on valitud seetõttu, et tegemist on kõige kriitilisema kohaga. Lisana on esitatud ka post B arvutusel kasutatud tulemused, sest tegemist on kõige kriitilisema väiksema paksendusega postialusega (vt. Lisa 7 – Posti B all oleva paksenduse alumise pinna momendid).



Joonis 6.24 Momendiepüür x-telje suunas (M_y) posti F olevas paksenduses ULS1 koormusolukorra järgi tarkvarast Plaxis 3D

Antud graafikute abil on leitud keskmised paindemomendid erinevate pikkustega lõikudele. Lõigud jagunevad võrdselt mõlemale poole tipumomendist 965 kNm. Sama on tehtud ka y-telje suunas (M_x) olevate momentidega.

$$l_1 = 0,5 \text{ m}$$

$$M_{Ed,y.k} = 909 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,x.k} = 885 \text{ kNm}$$

$$l_1 = 1 \text{ m}$$

$$M_{Ed,y.k} = 850 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,x.k} = 855 \text{ kNm}$$

$$l_1 = 2 \text{ m}$$

$$M_{Ed,y.k} = 740 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,x.k} = 729 \text{ kNm}$$

$$l_1 = 4,2 \text{ m}$$

$$M_{Ed,y.k} = 556 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,x.k} = 570 \text{ kNm}$$

6.6.5 Plaxis 3D ja ARSA tulemuste võrdlus

Tarkvarade Plaxis 3D ja ARSA tulemused ei ole üks-ühele võrreldavad, sest arvutusmetoodikad ning lähenemised on tarkvaradel erinevad. Sellest lähtudes ei peagi tulemused olema identsed ning samuti on ilma reaalseste mõõdistusteta keeruline hinnata seda, millised tulemused on seejuures realistlikumad. Üldiselt on LEM mudelil baseeruvad tarkvara Plaxis 3D tulemused siiski veidi usaldusväärsemad, sest tarkvara analüüsib suhteliselt täpselt olukorda kasutades selleks täpsemat LEM arvutusmetoodikat. Samuti ei ole Plaxis 3Ds kasutatud nii suurel hulgal lähendeid kui ARSA mudelites.

I etapi puhul näeme, et vajumipilt keskosas on mõlemas mudelis väga sarnane, mis on hea märk. Samuti esineb mõlemal plaadil ülemises osas positiivne deformatsioon ehk plaat tõuseb painde tõttu hoopis veidi ülespoole. Vajumite väärtused keskosas kõiguvad Plaxis 3D ja ARSA vahel kuni 4mm. Äärealades on üldiselt Plaxis 3D puhul pinnase vajumid realistlikumad ja väiksemad, sest ei toimu pinnase lõikumist nagu Winkleri meetodiga arvutatud ARSA mudelis. Ühe erinevusena võib välja tuua hoone paremal asuva jäikustuuma nurga, mis vajub Plaxise mudeli järgi ära tervelt 58 mm, mida on isegi rohkem, kui ARSA mudelis. Selle olukorra parandamiseks suurendati kogu jäikustuuma alune vundament 600 mm paksuseks. Sellisel juhul on seda ka oluliselt lihtsam ehitada.

II Etapi puhul on märgata taaskord sarnast vajumite pilti. Nimelt on keskosas postide all olevad numbrid peaaegu identsed, eksides keskmiselt kuni 3 mm. Suurim erinevus tuleb äärealadelt, kus Plaxise mudelis ei toimu pinnase lõikumist, mille tõttu ei toimu sellist plaadi paindumist ning plaat töötab paremini ühe tervikuna. Tänu sellele ei ole plaadi servades selliseid ekstreemseid paindemomentide väärtuseid ning plaat vajub ühtlasemalt, mis vastab paremini tõenäoliselt ka reaalsusele. Vajumi üldkuju on mõlemas mudelis sama, ehk vasak nurk vajub rohkem ja parem koormamata äär vähem ehk plaat vajub veidi viltu.

Momentide puhul on pilt suuremate erinevustega. I etapi puhul olid maksimaalsed ülemise võrgu tulemused Plaxis 3Ds 150 kNm ja 160 kNm. ARSAs olid vastavad tulemused esialgu 210 kNm ja 220 kNm, kuid Wood & Armer meetodiga suurenesid kuni 260 kNm peale. Täpselt sama järelduseni võib jõuda ka II etapis, kus Plaxis 3D tulemused olid 90-125 kNm ja ARSA tulemused esialgu 125-165 kNm ning seejärel Wood & Armer meetodiga 150-175 kNm. Suhteliselt suured esmaste momentide erinevused on ilmselt tingitud sellest, et Plaxise mudel arvestab pinnasega oluliselt paremini ning erinevad lihtsustused ja Winkleri meetodi puudused ARSAs tekitavad lisanduvaid paindemomente. Põhiliselt võib seda seostada suure äärealade läbivajumisega. Wood & Armer meetodiga leitud momendid Plaxise tulemusega otseselt võrreldavad pole, sest tarkvaras Plaxis 3D ei ole võimalik antud

meetodit rakendada. Küll aga võrdles töö autor Plaxis 3D ja ARSA väändemomentide erinevusi ning sealt oli näha, et Plaxis 3D mudelis olid ka väändemomendid veidi madalamad kui ARSAs. See tähendab, et Plaxis 3D tulemuste puhul võiks arvestada momentide liitmisel samas suurusjärgus sisejõudude suurenemist (ehk maksimaalselt kuni 20%).

Alumise kihi tõmbearmatuuride tipumomendid erinesid küll palju, kuid kui vaadata neid momente 1m pikkuste lõikude kohta, siis jäid erinevused 10% - 15% ulatusse, kusjuures ARSA tulemused olid ka siinkohal konservatiivsemad.

Siit võib teha järelduse, et konstruktoritele käepärasema tarkvara ARSA abil on võimalik samuti saada suhteliselt usaldusväärseid tulemusi, kuid selle jaoks tuleb mudeliga oluliselt tööd teha. Lisaks võivad tulemused olla seejuures konservatiivsemad Winkleri meetodi puuduste tõttu, olenevalt sellest, kui hästi on ARSA mudel üles ehitatud. Muidugi ei tohi konservatiivsusele panustada, sest iga plaatvundament ja mudel on erinevad ning vajavad alati täpsemat analüüsi. Tuleb märkida, et ainult täpsustamata tavalise Winkeri meetodiga arvutades võivad momendid oluliselt erineda reaalsusest ning olla väga ebausaldusväärsed.

6.6.6 Plaadi armatuuri konstrueerimine

Plaatidel on arvutatud armatuurid I etapi puhul põhiosasse ning paksendustesse ning II etapi puhul põhiosasse, paksendusribadesse ja kahte erinevasse tüüpi posti all olevasse paksendusse. Lisaks on vaadeldud lokaalseid ekstreemumeid ning nendesse piirkondadesse vajadusel lisatud lisaarmatuuri. Peatükis on esitatud armatuuri arvutus II etapi keskosas ja suurema postialuse paksenduse all, kuid kõik armatuurid on arvutatud samade eeskirjade järgi ja tulemused esitatud joonistel lisades 8 ja 9. Sisejõududena on üldiselt kasutatud Plaxis 3D väärtuseid. Piirkondades, kus ARSA tulemused olid oluliselt suuremad Plaxis 3D tulemustest, on kasutatud veidi konservatiivsemat väärtust kui Plaxis 3D tulemus, sest tegemist on keerulise olukorra ja plaadiga ning sellisel juhul ollakse kindlasti arvutustega tagavara kasuks.

II etapi keskosa peaplaadi alumiseks armatuuriks võib valida võrgu konstruktiivsete nõuete järgi ja ülemine armatuuri saame sellest lähtuvalt arvutada:

Minimaalne armatuur alumises kihis:

$$A_{S.min} = 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b_t * d = 0,26 * \frac{3,2MPa}{500MPa} * 1000 \text{ mm} * 235\text{mm} = 391 \text{ mm}^2$$

Selleks sobib hästi armatuurvõrk $\emptyset = 10\text{mm}$ s. 150mm , mille $A_S = 524\text{ mm}^2$

Ülemise peavõrgu saame arvutada lähtuvalt mõjuvatest momentidest:

Maksimaalsed paindemomendid: $M_{Ed,x} = 150\text{ kNm}$

$$M_{Ed,y} = 130\text{ kNm}$$

Betooni tugevusklass C35/45:

$$f_{cd} = \frac{35}{1,5} = 23,33\text{ MPa}$$

Armatuuri tugevusklassiks on B500B:

$$f_{yd} = f_{ycd} = \frac{500}{1,15} = 435\text{ MPa}$$

Kaitsekiht üleval 45 mm ja all 50 mm. Vastavalt sellele kasuskõrgused telgede suunas:

$$d_{1y} = 300 - 45 - 10 = 245\text{ mm}$$

$$d_{2y} = 50 + 10 = 60\text{ mm}$$

$$d_{1x} = 300 - 45 - 20 - 10 = 225\text{ mm}$$

$$d_{2x} = 50 + 20 + 10 = 80\text{ mm}$$

Üldiselt $\mu = \frac{M_{Ed,1} - f_{ycd} * A_{S2} * (d_1 - d_2)}{f_{cd} * b * d_1^2}$, kuid kuna arvutuslikult survearmatuuri pole vaja, siis:

$$\mu = \frac{M_{Ed,1}}{f_{cd} * b * d_1^2}$$

$$\mu = \frac{150 * 10^6}{23,33 * 1000 * 245^2} = 0,107$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,107} = 0,1136$$

Vastavalt [24] tabel 6.4 on maksimaalsed $\mu_c = 0,3717$ ja $\omega_c = 0,4934$.

Väärtused on väiksemad ja sobivad, leiame tõmbearmatuuri pindala:

$$A_{S1} = \frac{\omega * f_{cd} * b * d_1}{f_{yd}}$$

$$A_{S1} = \frac{0,1136 * 23,33 * 1000 * 245}{435} = 1492\text{ mm}^2/\text{m}$$

Valime armatuuriks $\emptyset = 20\text{mm}$ s. 200mm , mille $A_S = 1570\text{ mm}^2$

$$A_{S1,prov} = \frac{1000}{200} * \pi * 10^2 = 1570\text{ mm}^2/\text{m} > 1492\text{ mm}^2/\text{m}$$

Paindevõimetele on tehtud ka kontroll tabelarvutusega, kus:

Survetsooni kõrgus:

$$x = \frac{f_{yd} * (A_{S1,prov} - A_{S1,prov})}{0,8 * f_{cd} * 1000\text{mm}}$$

Survetsooni arvutuslik kõrgus:

$$y = 0,8 * x$$

Survetsooni suhteline kõrgus:

$$\xi = \frac{x}{d_1} < \xi_c = 0,617$$

$$\xi_2 = \frac{x}{d_2} < \xi_{c2} = 2,333$$

Survearmatuuri pinge on väiksem kui voolavuspiir, täpsustatakse survetsooni kõrgus:

$$\lambda_1 = 0,5 * \frac{\alpha_{s1} - \alpha_{s2c.u}}{0,8} = 0,028, \text{ kus } \alpha_{s1} = \frac{f_{yd} * \rho_{s1}}{f_{cd}} \text{ ja } \alpha_{s2c.u} = \frac{\alpha_{sc.u} * \rho_{s2}}{f_{cd}}$$

$$\lambda_2 = \alpha_{s2c.u} * \frac{d_2}{0,8h} = 0,011$$

Uus survetsooni kõrgus: $x = (\lambda_1 + \sqrt{\lambda_1^2 + \lambda_2^2}) * h$

Uus survetsooni arvutuslik kõrgus: $y = 0,8 * x$

Pinge survearmatuuris: $\sigma_{s2} = \sigma_{sc.u} * \left(1 - \frac{d_2}{x}\right)$

$$M_{Rd} = f_{cd} * 1000 \text{ mm} * y * (d_1 - 0,5 * y) + A_{s2,prov} * \sigma_{s2} * (d_1 - d_2)$$

$$M_{Rd} = 157 \text{ kNm}$$

Kandevõime on kasutatud ära 95% ulatuses, kuid momendi puhul võib hinnata teatud konservatiivsust. Sarnaselt saab arvutada ka x-telje sihis armatuuri vajaduse, milleks osutus $A_{s1} = 1410 \text{ mm}^2/\text{m}$. Seega valime armatuuriks taaskord $\emptyset = 20 \text{ mm s. } 200 \text{ mm}$. Ehk x-telje sihis on seega kandevõime kasutatud ära koos survearmatuuri mõjuga 87% ulatuses.

Posti all oleva paksenduse alumise pinna armatuuri arvutamiseks kasutame konservatiivset 0,5m pikkuse lõige keskmist paindemomenti. Vajaliku armatuuri hulga saab arvutada järgmiselt:

Maksimaalsed paindemomendid: $M_{Ed,y} = 909 \text{ kNm}$

$$M_{Ed,x} = 885 \text{ kNm}$$

Betooni tugevusklass C35/45:

$$f_{cd} = \frac{35}{1,5} = 23,33 \text{ MPa}$$

Armatuuri tugevusklassiks on B500B:

$$f_{yd} = f_{ycd} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

Paksenduse kõrgus:

$$h = 650 \text{ mm}$$

Tabelarvutusega on leitud, et optimaalne armatuur oleks $\emptyset = 25 \text{ mm s. } 100 \text{ mm}$. Kasutame arvutuses antud diameetrit kasuskõrguste leidmiseks.

Kaitsekiht üleval 45 mm ja all 50 mm. Vastavalt sellele kasuskõrgused telgede suunas:

$$d_{1x} = 650 - 50 - \frac{\emptyset}{2} = 587,5 \text{ mm}$$

$$d_{2x} = 45 + 10 = 55 \text{ mm}$$

$$d_{1y} = 650 - 50 - \frac{3 \cdot \emptyset}{2} = 562,5 \text{ mm}$$

$$d_{2y} = 45 + 20 + 10 = 65 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{M_{Ed,1}}{f_{cd} * b * d_1^2}$$

$$\mu = \frac{909 * 10^6}{23,33 * 1000 * 587,5^2} = 0,113$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,063} = 0,120$$

Vastavalt [24] tabel 6.4 on maksimaalsed $\mu_c = 0,3717$ ja $\omega_c = 0,4934$.

Väärtused on väiksemad ja sobivad, leiame tõmbearmatuuri pindala:

$$A_{S1} = \frac{\omega * f_{cd} * b * d_1}{f_{yd}}$$

$$A_{S1} = \frac{0,120 * 23,33 * 1000 * 587,5}{435} = 3782 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Valime armatuuriks $\emptyset = 25\text{mm}$ s. 100mm , mille $A_S = 4906 \text{ mm}^2$

$$A_{S1,prov} = \frac{1000}{200} * \pi * 12,5^2 = 4906 \text{ mm}^2/\text{m} > 3782 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Kasutades täpset tabelarvutust ning arvestades tõmbearmatuurile juurde ka põhivõrgu survearmatuuri, saame kontrollida ka lõplikku kandevõimet.

Plaadi ülemise peavõrgu pindala:

$$A_{S2,prov} = 1570 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Valitud armatuuriga on kandevõimest kasutatud 78%. Tulemus on hea, sest erinevalt põhivõrgust ei ole posti alune moment nii konservatiivne ning väikene varu on seega hea. Postialustele taldmikutele tuleks sooritada ka ankurduse arvutus ning lisada vajalikud ülespöörded tõmbearmatuuri ankurdamiseks.

Ankurduse arvutus:

$$f_{ctd.0.05} = \frac{2,2\text{MPa}}{1,5} = 1,47\text{MPa}$$

Arvutuslik nakketugevus:

$$f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_1 * f_{ctd.0.05} = 3,31 \text{ MPa}$$

Kus $\eta_1 = 1$ ja $\eta_2 = 1$, sest tegemist on heade nakketingimustega ja armatuuri diameeter on väiksem kui 32mm.

Baasankurduspikkus:

$$l_{b.rqd} = \frac{\emptyset * f_{yd}}{4 * f_{bd}} = 821 \text{ mm}$$

Antud olukorras tegurid α_1 kuni α_5 on kõik võrdsed ühega.

Arvutuslik ankurduspikkus:

$$l_{bd} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * l_{b.rqd} = 821 \text{ mm}$$

6.7 Ühtlase kõrgusega II etapi plaatvundament

Ühtlase kõrgusega plaatvundamendi koostamisel võib plaadi esmase kõrguse arvutada läbisurumisarvutuse järgi. Peatükkis 7.5 sai antud plaadile teostatud läbisurumisarvutus, mille järgi peaks plaadi minimaalne kõrgus olema 650 mm. Ökonoomsena lahenduse saamiseks oleks mõistlik proovida siinkohal läbisurumisarvutuses plaadi kõrgust vähendada. Selleks on võimalik kasutada järgnevaid meetodeid:

- Armeerimisteguri suurendamine (maksimaalne armeerimistegur 2%) – tegemist ei ole ökonoomse lahendusega, sest paksu plaadi korral nõuab selline armeerimistegur väga suurel hulgal armatuuri.
- Suurema hulga läbisurumisarmatuuri kasutamine – [6] NA 6.4.5 (3) järgi saame maksimaalselt kandevõimet suurendada $1.5 \cdot V_{Rd,c}$
- Kõrgema betooniklassi kasutamine – ei ole hea lahendus, sest keskkonnaklassist tingituna on betooni klass juba väga kõrge ehk C35/45 ning ehitusplatsil veel kõrgema klassi betooni valamine ei ole enam kergesti teostatav.

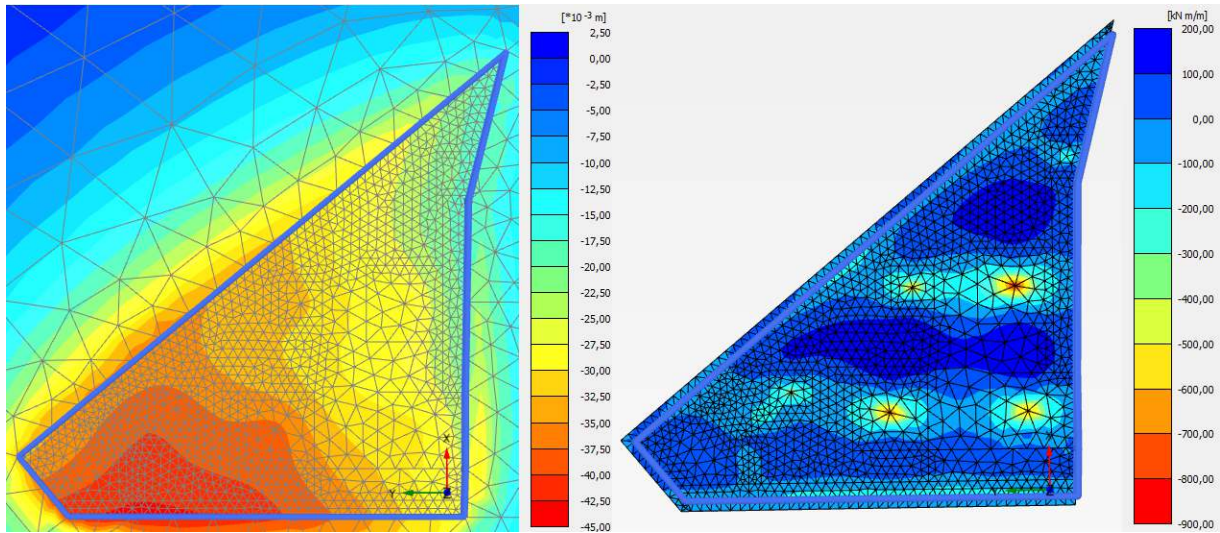
Ainukeseks ratsionaalselt teostatavaks variandiks jääks siinkohal kandevõime suurendamine lisanduva läbisurumisarmatuuri kasutamise abil. Selleks on otsustatud kasutada Peikko läbisurumisarmatuuri. Kasutada saab näiteks Peikko tavapärasest läbisurumisarmatuuri või PSB PLUS läbisurumisüsteemi. [28] Järgnevalt on teostatud plaadi paksuse dimensioneerimine tarkvara Peikko Designer: Punching Reinforcement 2.3.0 abil. Saadud tulemustest selgub, et plaadi kõrgus 650 mm on juba posti perimeetril sisuliselt ammendunud. Peikko Designeri abil teostatud arvutuste kohaselt oleks võimalik vähendada plaadi paksust 600 mm peale, kuid selle saavutamiseks peaks suurendama samuti olulisel määral (ligi 36%) armeerimistegurit, ehk kasutama armatuurvardaid $\phi = 32\text{mm}$ s. 120mm

Tabel 6.2 Läbisurumisarvutuse tulemused tarkvarast Peikko Designer

Basic Control Area		Reinforcement Ratios %		Outer Control Area	
u_1	= 7.728 mm	ρ_{min}	= 0,41	$l_{s,req}$	= 785 mm < $l_{s,prov}$ = 802 mm
$(V_{Ed} - 2\Delta V) \cdot \beta$	= 4.593,2 kN	ρ_{req}	= 1,17	$u_{out,req}$	= 11.385 mm < $u_{out,prov}$ = 11.492 mm
$V_{Rd,c}$	= 2.935,4 kN	ρ	= 1,29	$V_{Rd,c,out}$	= 4.128,9 kN > $(V_{Ed} - 2\Delta V) \cdot \beta_{red}$ = 4.076,9 kN
$V_{Rd,max}$	= 4.755,3 kN	ρ_{max}	= 2,00	$V_{Rd,sy}$	= 5.122,2 kN

Tegemist ei ole kindlasti kuluefektiivsema lahendusega, vaid mõistlikum oleks kasutada väiksemat hulka armatuuri ning plaadi kõrgust 650 mm terves ulatuses. Samuti tasub mainida, et ühtlane plaadi kõrgus ei oleks antud plaatvundamendi korral optimaalsem, kuid sellegipoolest oleks sellise lahenduse töötamisskeem kindlam ning ehitamine lihtsam. Vähendatud jäikusega ühtlase kõrgusega plaadi vajumite kohta näeme jooniselt 6.25, et

pilt on oluliselt ühtlustunud, kuid vajumid ise on natukene suurenenud tingituna plaadi omakaalu kasvust. Paindemomentidest on esitatud x-telje suunalised momendid, sest seal oli erinevus rohkem märgatav. Maksimaalsed momendid vähenesid alumisele armatuurile 12% ja suurenesid ülemisele armatuurile ligi 30%.



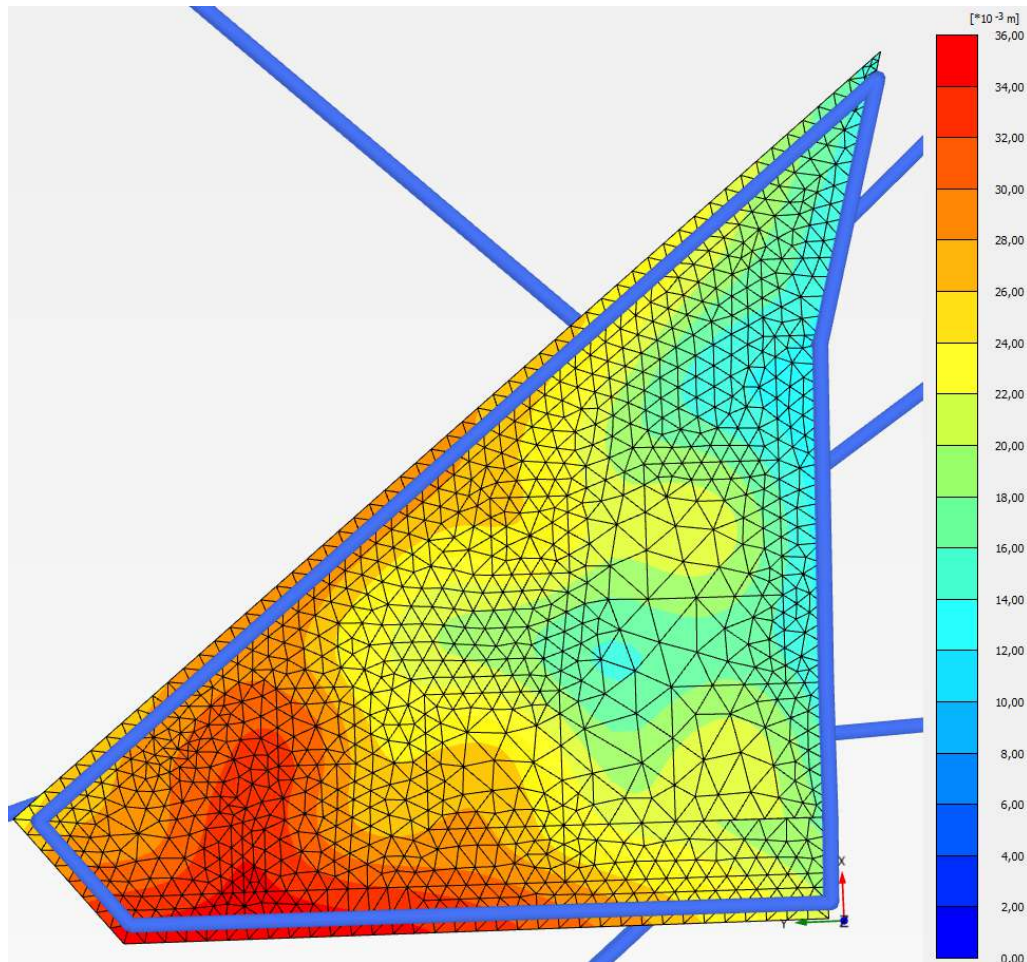
Joonis 6.25 Vasakul ühtlase 650 mm paksusega plaadi vajumid SLS koormusolukorras ning paremal paindemomentid x-telje sihis (M_y) ULS koormusolukorras maksimaalsete momentidega 120 kNm ja -850 kNm

7 PINNASE LIHTSUSTAMISE MÕJU TULEMUSTELE

Inseneritöös on vajalik oskus teha lihtsustusi. Seejuures on tähtis teada, milline on lähendi mõju tulemustele ning kui suurel määral lähend tulemusi muuta võib. Üks levinumaid lihtsustusi igapäevaste arvutuste juures on pinnaseandmete keskmistamine vundamentide all. Järgnevalt on koostatud lõplike geomeetriaga mudelite alla täpne pinnaselõige tarkvaras Plaxis 3D, kasutades selleks kõigi 8 puuraugu andmeid. Tulemused võimaldavad hinnata pinnase lihtsustamise vajumitele ja sisejõududele. Kirjeldatud analüüsi on valitud objekti näitel hea teha, sest pinnaseprofiil ja plaadid on siin suhteliselt keerulised. Näiteks on puuraugus LP3 lokaalne väga sügav möllsavi kiht, justkui oleks seal olnud järsk ja sügav auk (vaata Lisa 4 - Puuraukude asukohad ja pinnaste profiilid). Järgnevalt on mudeldatud terviklik mudel reaalse pinnasega tarkvaras Plaxis 3D. Selleks kasutati taaskord vähendatud jäikust ning detailset lõpliku geomeetriaga plaati.

I etapi puhul oli pinnase profiilid suhteliselt konstantsed ja stabiilsed. Lihtsustatud pinnase maksimaalsed paindemomendid on x-telje suunas 150 kNm ja -890 kNm. Täpse pinnaseprofiili korral muutusid maksimaalsed tulemused x-telje suunas 155 kNm ja 855 kNm peale. Maksimaalsed momendid y-telje suunas olid lihtsustatud profiilil 160 kNm ja -750 kNm ning täpsel profiilil vastavalt 155 kNm ning -740 kNm. Keskmiselt jäid momendid plaadil samaks, mõnes punktis veidi tõustes ja mõnes langedes.

II etapi korral oli pinnas tugevalt varieeruv, kusjuures pehme savikihi paksus muutus plaatvundamendi all 1m ja 7m vahel. Lihtsustatud pinnase maksimaalsed paindemomendid joonisel 7.1 x-telje suunas olid 90 kNm ja -965 kNm. Täpse pinnaseprofiili korral muutusid maksimaalsed tulemused 107 kNm ja -995 kNm peale. Sarnane olukord toimus ka y-telje suunas, kus algsed maksimaalsed momendid 125 kNm ja -975 kNm muutusid 135 kNm ja -1000 kNm peale. Momendid suurenesid maksimaalselt mõnes punktis kuni 20%, keskmiselt siiski ligi 10%. See võib olla tingitud sellest, et raskemalt koormatud hoone külje all on keskmisest nõrgem pinnas ning vähem koormatud osa all keskmisest oluliselt parem pinnas. Pinnase selline varieeruvus võib tingida plaadis rohkem erinevaid vajumeid ja suurema plaadi kaldumise, mis omakorda suurendavad sisejõude plaadis. Seda kinnitab ka II etapi vajumite pilt. Nimelt on maksimaalne vajum vähenenud, sest pinnase keskmistamise käigus oli savikihi paksus võetud 2/3 maksimaalsest, kuid tegelikult on antud maksimaalne paksus suhteliselt lokaalne. Samas on oluliselt tõusnud plaadi kalle (ligi 30%), sest pinnas on plaadi all suhteliselt ebaühtlane.



Joonis 7.1 II etapi plaatvundamendi vajumid SLS4 koormusolukorras. Maksimimaalne vajum 35 mm ning maksimaalne plaadi kalle $\theta = 0,0014$

Siit võib järeldada, et keeruliste ja suuresti muutuvate pinnaste korral, nagu oli II etapi plaatvundamendi all, võib pinnase lihtsustamine mängida olulist rolli lõpptulemustele. Seetõttu sellistes olukordades peaks insener arvutustega jääma pigem konservatiivsemaks ning hoidma piisavat varu või kasutama detailsemaid analüüse võimaldavaid tarkvarasid või meetodeid. Suhteliselt ühtlaste pinnaste korral nagu I etapi vundament pinnase ühtlustamine eriti suurt rolli ei mänginud, mida oli ka oodata.

8 UUE HOONEOSA LISAMISE MÕJU OLEMASOLEVALE HOONELE

Uue hooneosa lisamisel mitu aastat hiljem olemasoleva hooneosa külge põhjustab II etappi plaat lisanduvaid vajumeid I etapi plaadi all, mis omakorda toob kaasa I etapi plaadi sisejõudude suurenemise. Tegemist on keeruliselt hinnatava olukorraga ning kui sellega õigel ajal ei arvestata, võib see kaasa tuua mitmeid probleeme või halvimal juhul I etapi plaadi purunemise lisanduvate momentide mõjul. Antud alapeatükkis vaadeldakse olukorda esmalt tarkvaras ARSA lihtsustatud mudeli näol ning seejärel tarkvaras Plaxis 3D täpsema arvutusena.

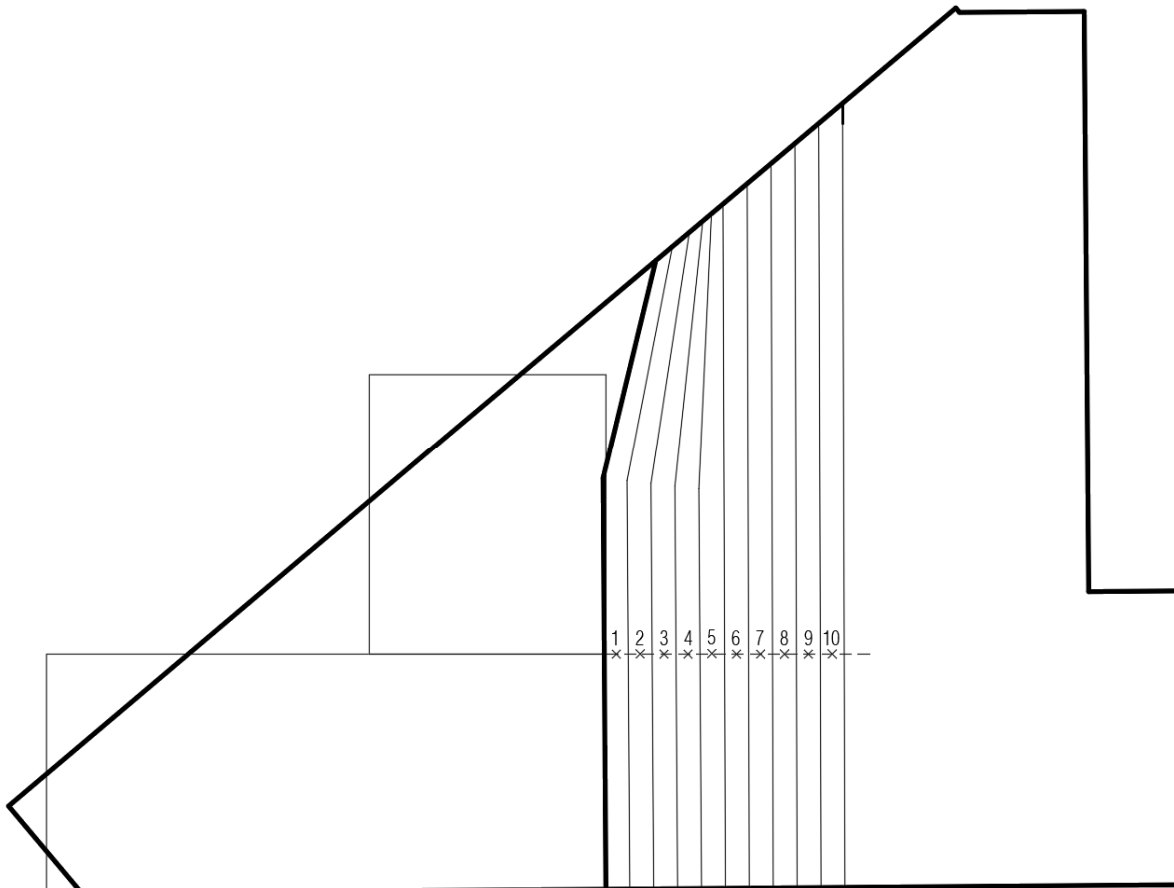
8.1 Lisanduvate paindemomentide arvutus tarkvaras ARSA

Esmalt tuleks leida I etapile lisanduvad vajumid. Selleks kasutame eelnevalt tutvustatud tabelarvutuse abil teostatavat riskülikuliste plaatide nurgapunktide vajumite summeerimist. Selleks on jaotatud I plaat 1 m laiusteks ribadeks ning iga riba keskpunkti on leitud lisanduv vajum II etapi plaadi mõjust. Vajumit leidmiseks on võetud aluseks II etapi plaadi iseloomustamine kahe riskülikuga (vt Joonis 1 – Vundamendi plaadi iseloomustamine kahe riskülikuga), sest antud lähenemine andis eelnevalt piisavalt täpse tulemuse ning seetõttu ei õigusta töö autori arvates oluliselt mahukam ja keerulisem kolme riskülikuga iseloomustus ennast siinkohal ära. Vajumi arvutamiseks on vastavas punktis konstrueeritud esmalt kaks suurt positiivset riskülikut, mille nurgad asuvad mõlemad vaadeldavas punktis (1 kuni 10) ning seejärel kaks väikest negatiivset riskülikut, mis asuvad väljaspool II etapi plaati ning mille nurgad paiknevad samuti antud vaadeldavas punktis. Seejärel on positiivsete riskülikute nurgapunktide vajumid liidetud ning saadud tulemusest lahutatud maha kahe negatiivse risküliku nurgapunktide vajum, ehk sisuliselt on iga punkti iseloomustamiseks vaja konstrueerida neli riskülikut ning leida igale riskülikule selle nurgapunkti vajum. Tulemused on järgmised:

Tabel 8.1 Ribade vajumid nurgapunkti meetodit kasutavast tabearvutusest

Punkt	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Kaugus servast (m)	0.5	1.5	2.5	3.5	4.5	5.5	6.5	7.5	8.5	9.5
Vajum (mm)	26.2	21.2	17.3	14.2	11.6	9.5	7.8	6.3	5.2	4.3

Tulemustest selgus, et kuni 4 mm vajum esines I etapi plaatvundamendi all tervelt esimese 10 meetri all, maksimaalse väärtusega 26 mm esimese 1m laiuse riba all.



Joonis 8.1 I etapi plaadi jagamine 1m laiusteks ribadeks lisanduva vajumi hindamiseks

Tulemuste analüüsimiseks tarkvaras ARSA on välja toodud kaks võimaliku varianti.

Esimene võimalus on lõpliku geomeetria ja iteratsiooni meetodiga plaadilt eemaldada kõik koormused ning lisada sinna peale kolmnurkse kujuga pindkoormus, mis annab samaväärse vajumipildi käsitsi arvatatud tulemustega. Koormuse suurst on võimalik hinnata sängitusmooduli ja vajumi korrutise järgi. Seejärel saab leitud koormuse lisada tervikmudelisse lisanduva koormusena ja hinnata sisejõudude suurenemist.

Teise variandina võiks sama lõpliku geomeetriaga mudeli jagada lisaks veel antud 1m laiusteks ribadeks. Igale ribale saab arvutada eelnevalt leitud vastava punkti järgi sängitusmooduli (II etapi plaadi koormuse järgi) ning saadud sängitusmoodul tuleb seejärel riba olemasolevast sängitusmoodulist maha lahutatud, et suurendada vajumeid antud väärtuse võrra. Tegemist on töömahukama variandina ning juba oluliselt iteratsioonide ja muutuvate paksustega modifitseeritud plaadi korral ei ole selle realiseerimine ka eriti mugav ning tulemus ei pruugi anda oodatavat täpsust. Seetõttu on antud lõputöö raames kasutatud ainult esimest varianti.

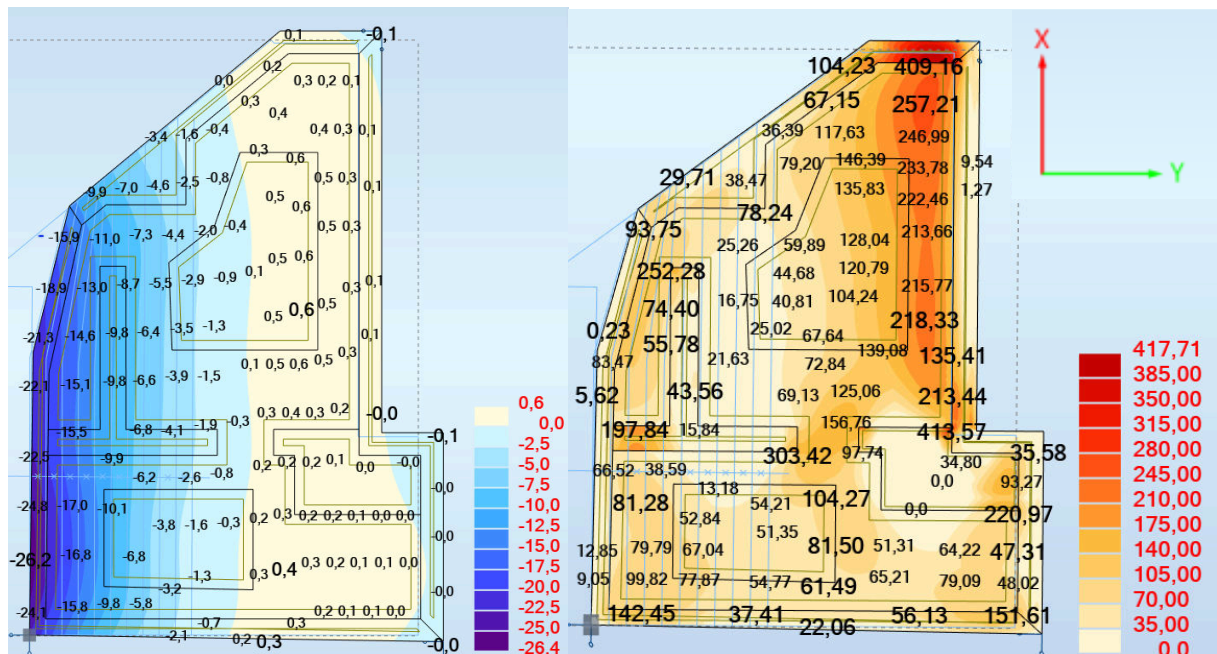
8.1.1 Kolmnurkse pindkoormuse lisamine samaväärse vajumi tekitamiseks

Esmased fiktiivsed koormused on arvutatud ribadele tagurpidi nende all oleva sängitusmooduli kaudu. Seejärel on tulemusi modifitseeritud, sest ühe riba all võib esineda mitu erinevat paksust ja sängitusmoodulit. Lõpptulemusena on saadud võimalikult lähedane pilt käsitsi arvutatud vajumipildile.

Tabel 8.2 Esialgselt arvutatud fiktiivsed koormused ribadel

Punkt	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Kaugus servast (m)	0.5	1.5	2.5	3.5	4.5	5.5	6.5	7.5	8.5	9.5
Vajum (mm)	26.2	21.2	17.3	14.2	11.6	9.5	7.8	6.3	5.2	4.3
Fiktiivne koormus (kPa)	208	84	68	56	44	38	31	25	21	17

Koormuseid säti, kuni vajumite pilt oli sarnane käsitsi arvutustele. Seejärel lisati koormused ULS koormusolukorrale ning võrreldi momente esialgsatega. Olulist muutust x-telje suunalistes momentides ei olnud, mis oli ka oodatav. Y-telje sihis toimus ülemise armatuuri momentide kasv äärealal keskmiselt vahemikus 15-30%. Ülemise osa maksimaalsed momendid ei muutunud, sest fiktiivne koormus ei mõjutanud plaadi parema ääre momente. Plaadi alumise osa maksimaalseteks ülemisteks momentideks on nüüd 303 kNm paksendusega osas ning 165 kNm keskmises osas. Alumise armatuuri momentides sisulisi muutuseid ei täheldatud, pigem vähenesid ekstreemsed momendid mõnel määral.

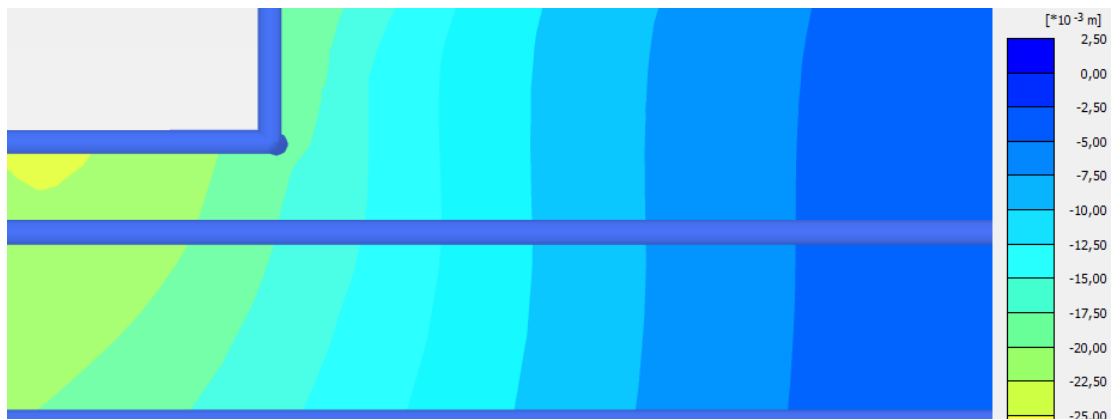


Joonis 8.2 Vasakul lisanduvad vajumid fiktiivse koormuse lisamisel ning paremal paindemomendid ULS koormusolukorras koos lisanduva fiktiivse koormusega y-telje sihis

8.2 Lisanduvate paindemomentide arvutus tarkvaras Plaxis 3D

Plaxis 3D võimaldab antud probleemi lahendada suhteliselt täpselt, sest tarkvaras saab kirjeldada reaalselt ajalist olukorda. Plaxis 3D mudelis on esmalt arvutatud I etapi plaatvundament ning seejärel sinna juurde lisatud II etapi plaatvundament. Tarkvarast on võimalik võtta välja sisejõudude muutused ning saada seeläbi suhteliselt usaldusväärsed tulemused. Lisaks on tarkvaras hinnatud seda, kui kaugele avaldab mõju II etapi plaat I etapi plaadi suunas ning võrreldud antud tulemusi käsitsi arvutatud tulemustega.

Esmalt on Plaxis 3Ds hinnatud vajumi ulatust I etapi plaatvundamendi alla (vt. joonis 8.3). Selleks on kasutatud täpse geomeetriaga mudelit, et saada võimalikult reaalsed ning ARSA tulemustega võrreldavad arvud. Vajum 10m kaugusel hoonest on 4,1 mm.



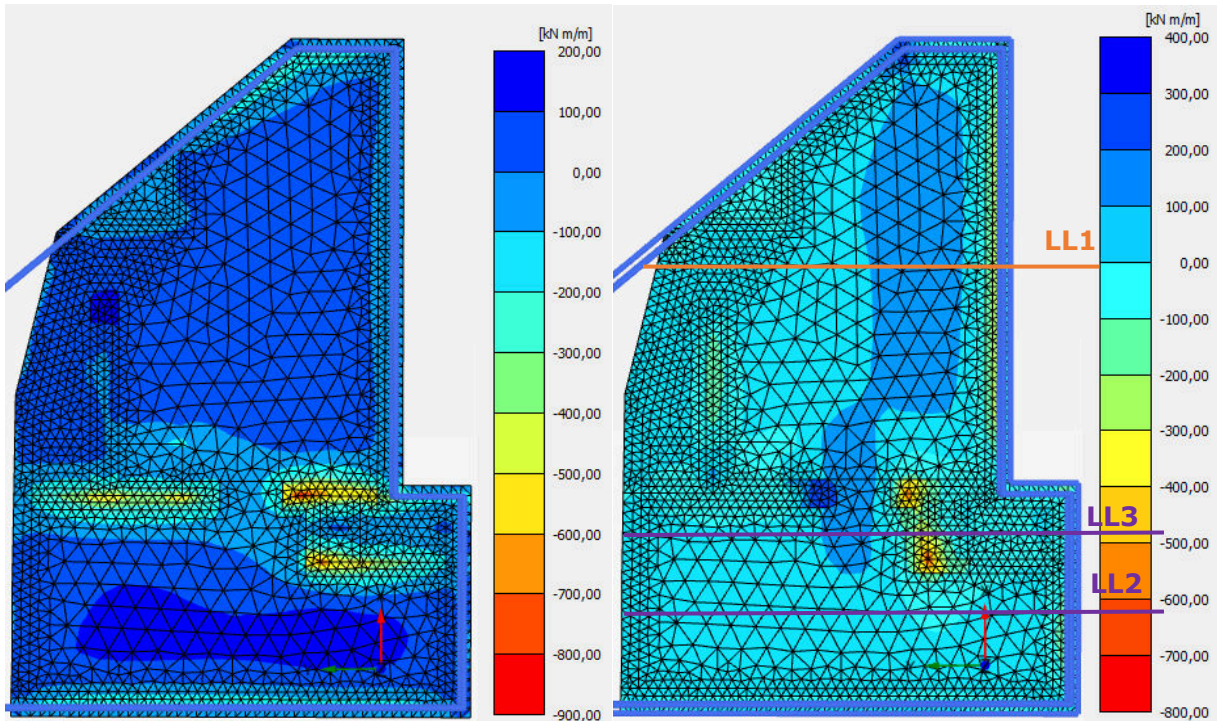
Joonis 8.3 II etapi plaatvundamendi vajumid SLS4 koormusolukorras

Tabel 8.3 –Plaxis 3D ja käsitsi arvutuste vajumite erinevused ning mõjualad

Punkt	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Kaugus servast (m)	0.5	1.5	2.5	3.5	4.5	5.5	6.5	7.5	8.5	9.5
Vajum käsitsi (mm)	26.2	21.2	17.3	14.2	11.6	9.5	7.8	6.3	5.2	4.3
Vajum Plaxis (mm)	17.7	15.2	13.1	11.3	9.7	8.4	7.1	6.0	4.9	4.1

Tulemustest on näha, et suurusjärk vajumitel on sarnane ning ARSAs vaadeldav 10m pikkune lõik on ratsionaalne, kuid sellegipoolest esinevad ka arvestatavad erinevused. Käsitsi arvutus on konservatiivsem ehk selle kasutamine võib olla teatud olukordades igati õigustatud. Hetkel on konservatiivsema tulemuse põhjuseks ilmselt see, et antud küljel ei ole kandvat seinast mistõttu koormus antud II etapi plaadi osas on keskmisest oluliselt madalam. Kui vaadeldavas alas oleks koormus keskmisest suurem, siis võiks vajumid Plaxis

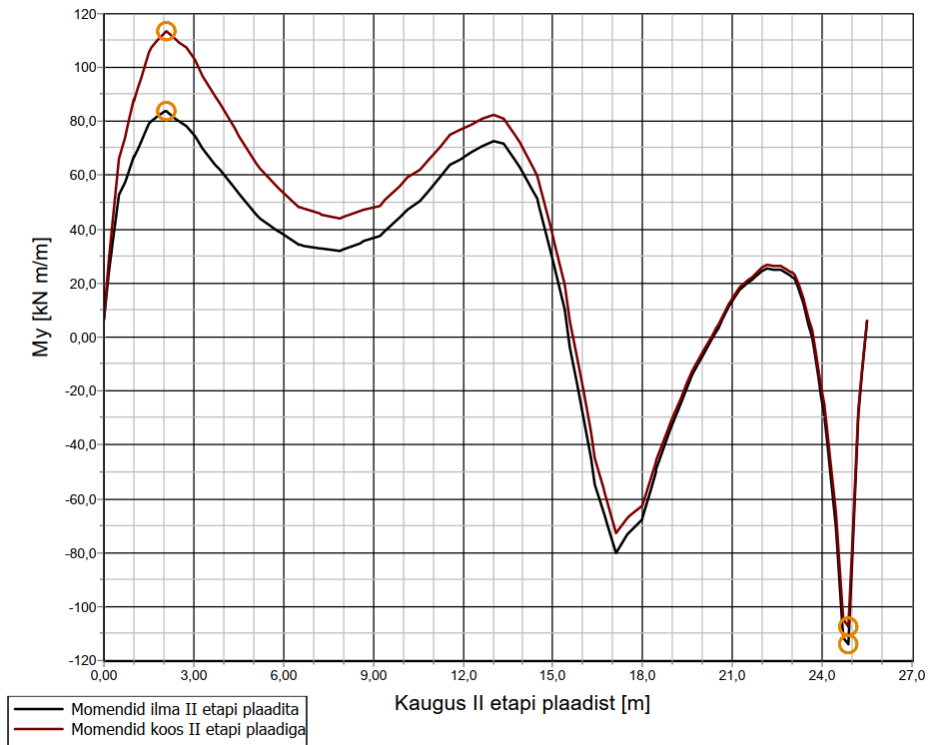
3Ds olla teoreetiliselt hoopis käsitsi arvutusest suuremad, sest nurgapunkti meetodiga arvutused arvestavad vundamendiplaadi keskmist koormust.



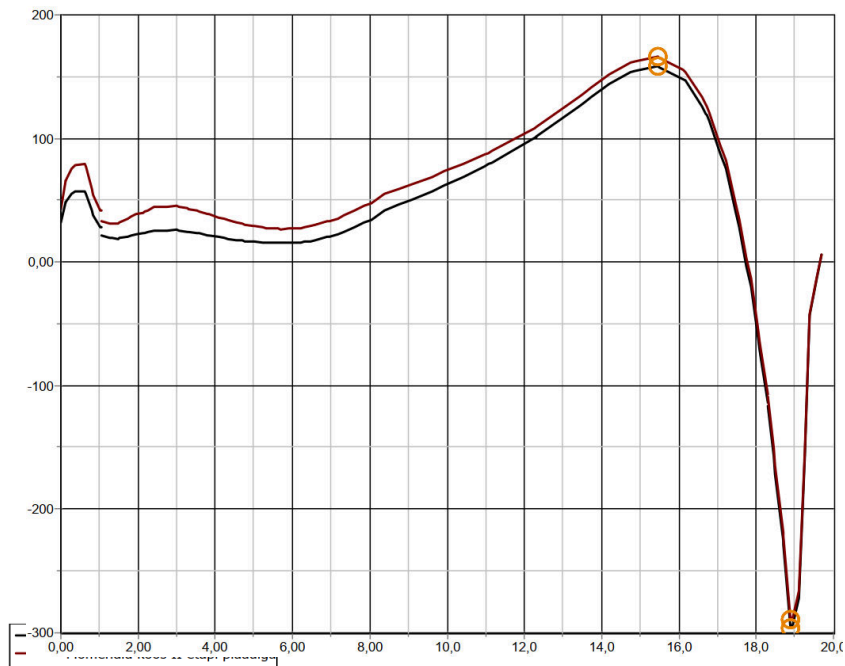
Joonis 8.4 I etapi plaatvundamendi momendid pärast II etapi plaadi lisamist. Esimesel pildil x-telje suunalised momendid (M_y) ULS koormusolukorras maksimaalsete väärtustega 155 kNm ja -870 kNm. Teisel pildil y-telje suunalised momendid (M_x) ULS koormusolukorras maksimaalsete väärtustega 305 kNm ja -720 kNm

Oluliselt momentide muutust x-telje suunas ei toimunud, mis oli ka eeldatav. See-eest y-telje suunas on märgata momentides kasvu just ülemise kihi armatuuri suhtes, kusjuures alumise kihi momendid äärealadel hoopis vähenesid veidi. Põhiplaadis alumises osas suurenes momendi ekstreemum 130 kNm pealt tervelt 170 kNm peale. Ülemises osas ekstreemum moment ei suurenenud, sest suurima momendiga alad olid II etapi plaadist suhteliselt kaugel ning seetõttu lisanduv vajum seda piirkonda erilisel ei mõjutanud.

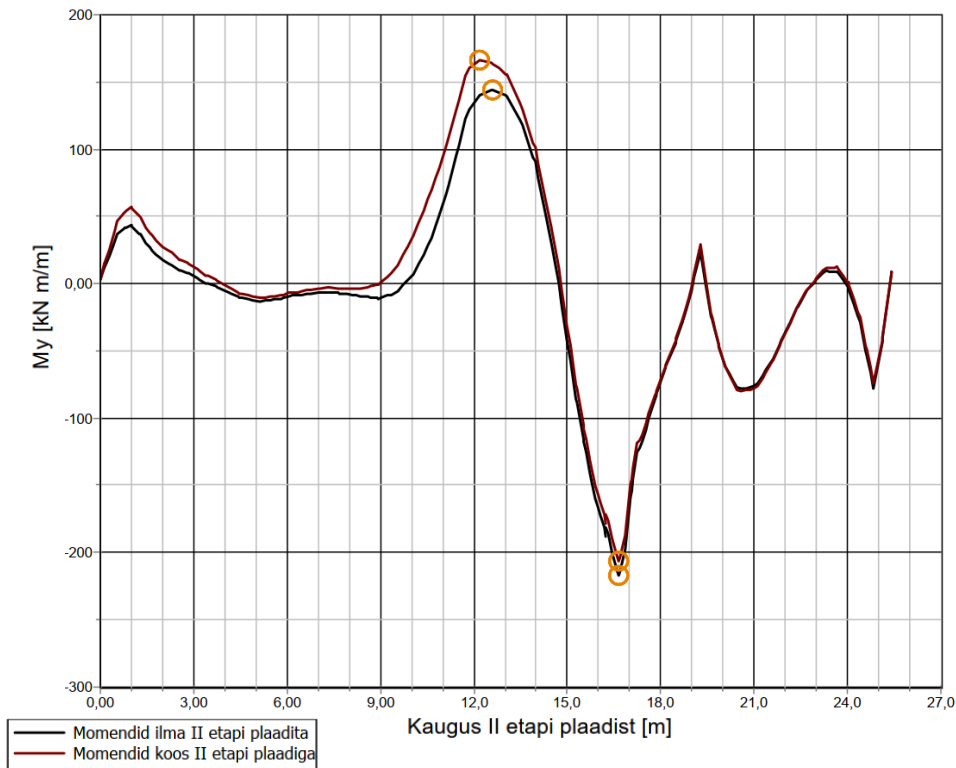
Järgnevalt esitatud graafikutelt on hästi näha, et sisejõudude märgatav kasv toimus kuni 15 meetri kauguseni II etapi plaadist. Maksimaalselt kasvasid äärealades momendid kuni 40%, mis on väga suur sisejõudude kasv. Antud plaadi puhul päästab olukorda väikesel määral olukorda see, et maksimaalsed põhiosa ülemise armatuuri sisejõud asusid II etapi plaadist kaugel. Ülemises osas oli maksimaalne moment juba enne II etapi lisamist 170 kNm ligil ja see enam ei suurenenud. Ühtlase ülemise pinna armatuurvõrgu puhul ei oleks seetõttu plaadis kandevõimet siiski ületatud. I etapi põhivõrku tuleks pärast II etapi lisamist arvestada nii alumises kui ka ülemises osas seega momendi 170 kNm järgi.



Joonis 8.5 Ristlõige LL2 (vt. joonis 8.4) I etapi plaatvundamendil. Kujutatud momendid enne ja pärast II etapi plaadi lisamist



Joonis 8.6 Ristlõige LL1 (vt. joonis 8.4) I etapi plaatvundamendil. Kujutatud momendid enne ja pärast II etapi plaadi lisamist



Joonis 8.7 Ristlõige LL3 (vt. joonis 8.4) I etapi plaatvundamendil. Kujutatud momendid enne ja pärast II etapi plaadi lisamist

8.3 Lisanduvate paindemomentide võrdlus kalibreeritud ARSA ja Plaxis 3D mudelites

Vaadeldavad Plaxis 3D ja kalibreeritud ARSA mudelid ei ole küll üks-ühele võrreldavad ekstreemsete momentide poolest, kuid mõlema mudeli puhul täheldati ülemise armatuuri momentide kasvu äärealas kuni 30%, ehk suhtearvudena tõusid momendid väga sarnaselt. Mõlemas mudelis oli märgata ka alumise armatuuri momentide mõningast vähenemist lisanduvast deformatsioonist. Kui Plaxis 3D mudelis tõusis alumise kihi põhivõrgu maksimaalne paindemoment 130 kNm pealt 170 kNm peale, siis ARSAs oli maksimaalse momendi tõus tagasihoidlikum ehk 150 kNm pealt 165 kNm peale. Kusjuures mõlema mudeli maksimaalsed y-telje suunalised ülemise kihi armatuuri momendid plaadi alumises osas olid samad ehk 305 kNm.

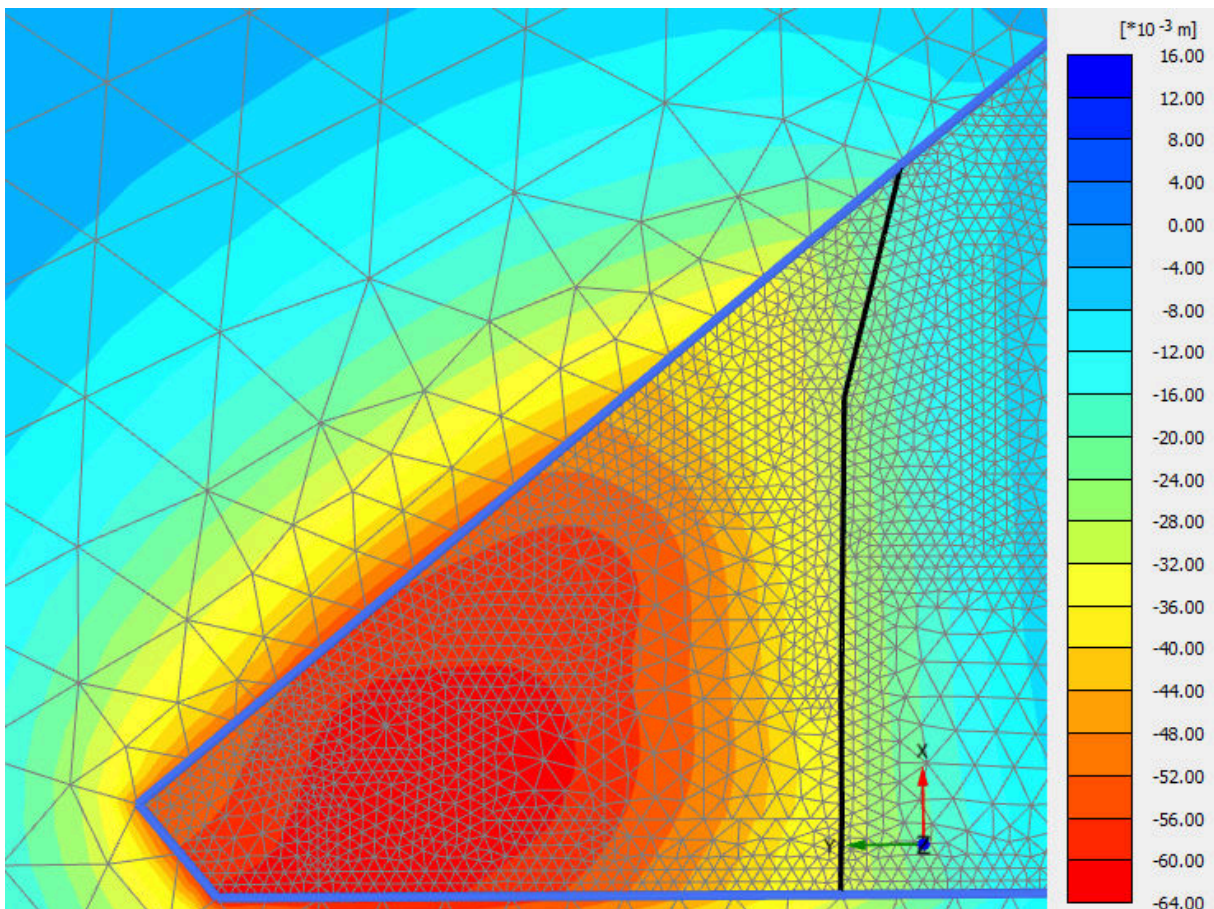
Siit võib järeldada, et valitud ARSAs kasutatav fiktiivse koormusega lähend töötab suhteliselt usaldusväärset ja annab realistlikke tulemusi. Märkida tuleb, et Plaxis 3D vajumid ning ARSAs kasutatud käsitsi arvutuste vajumid ei olnud identsed ning ka see mõjutab paindemomentide väärtuseid olulisel määral.

9 TULEMUSTE VÕRDLEMINE REAALSETE VAJUMITEGA

Plaatvundamentide vajumeid arvutades on eesmärgiks saada võimalikult lähedased tulemused reaalsele olukorrale, kuid tulemuste reaalsusele vastavuse hindamine tavapraktikas on keeruline. Lisaks ei pruugi tavaolukorras kõik koormused sellisel määral realiseeruda ning pinnase reaalne profiil on tihti samuti oluliselt keerulisem.

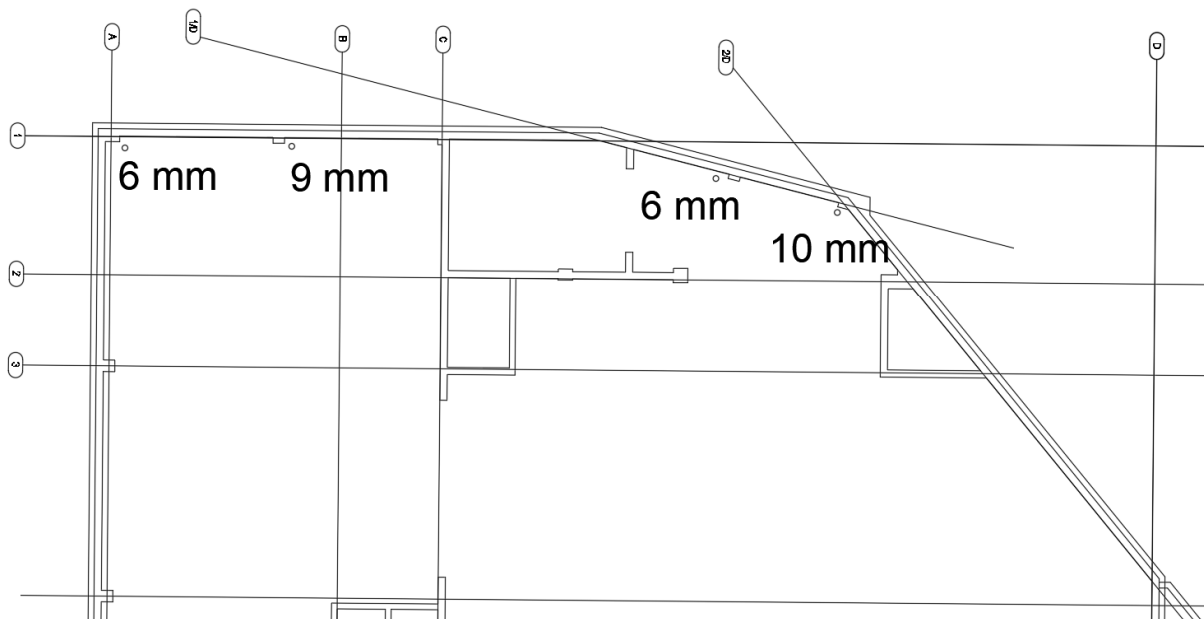
Antud lõputöö raames muutis asja keeruliseks see, et vajumeid ei mõõdetud ehitusplatsil süstemaatiliselt ning strateegilistest kohtadest ning mõõtmine on alles poolik, mistõttu ei pruugi hetkel mõõdetud tulemustest saada terviklikku ja lõplikku pilti. Lisaks on oluline mõju savipinnase konsolideerumise tõttu ajalisel faktoril, mida ei olnud lõputöö ajaliste piirangute tõttu võimalik hetkel hinnata.

Plaxisest on arvutatud välja järgmised lisanduvad vajumid ja esitatud joonisel 9.1:



Joonis 9.1 Tarkvarast Plaxis 3D arvutatud vajumid I etapi plaadile II etapi plaatvundamendi lisamisel

Platsil on mõõdetud vajumeid vahetult enne II etapi ehituse algust ning pool aastat pärast hoone valmimist (vt. joonis 9.2). Mõõdistused on teostatud I etapi parkla põrandal seina ligil lisatava hooneosa poolses küljes. Tulemused on järgmised:



Joonis 9.2 Ehitusplatsil mõõdetud lisanduvad vajumid II etapi lisamisel

Järgnevalt on esitatud tabelis mõõdetud punktide vajumid koos samas asukohas arvatud vajumi väärtusega.

Tabel 9.1 Arvutatud ja mõõdetud vajumite erinevused

	P1	P2	P3	P4
Arvutatud vajum	28 mm	25 mm	19 mm	15 mm
Mõõdetud vajum	6 mm	9 mm	6 mm	10 mm

Tulemustest on näha, et mõõdetud vajumid on arvutatud vajumitest üsna olulisel määral erinevad, kuid seda siiski tagavara kasuks. Erinevused jäävad 1,5 kuni 4 kordseks.

See võib olla tingitud järgmistest asjaoludest:

- Reaalne pinnaseprofiil on oluliselt keerulisem ning erineb arvutustes kasutatud pinnaseprofiilidest. Nimelt on arvutustes kasutatud idealiseeritud pinnaseprofiili, mille savikihi paksus on võetud 2/3 maksimaalsest. Reaalsuses on pinnase profiil

aga oluliselt erinev ning keskmine savikihi paksus ka oluliselt madalam, mistõttu on tõenäoliselt väiksemad ka realiseeruvad plaatvundamendi vajumid.

- Konsolideerumise mõju arvestamiseks peab vajumite mõõtmise periood olema pikem ja hoone olnud kauem kasutuses. Hetkel ei ole võimalik kindlalt väita, et konsolideerumisest tingituna on vajumid saavutanud oma maksimaalse väärtuse.
- Arvutuslikud koormused ei pruugi täielikult vastata reaalsele koormustele ning olla seetõttu mõningal määral ülehinnatud, millest võivad olla tingitud suuremad arvutuslikud vajumid.
- Mohr-Coulombi mudel ei arvesta pinnase koormamisest tingitud pinnase tihenemist. Nimelt on I hoone etapp olnud tükk aega kasutuses ning tõenäoliselt on realiseerunud arvestatav hulk vajumeid, mistõttu on pinnas ka tihenunud ning tema deformatsioonimoodul seetõttu suurenenud. Suurema reaalse deformatsioonimooduli tõttu ei pruugi pinnas enam nii oluliselt vajuda.

Lisaks võivad avaldada vajumitele mõju plaadi reaalne jäikus, koormuste jagunemine konstruktsioonis ja plaadis, pinnase reaalse ja mõõdetud parameetrite erinevused ning mitmed teised tegurid. Sellegipoolest on näha, et lisatav hooneosa mõjutab olemasolevat lisanduvate vajumitega ning seeläbi täiendavate paindemomentidega. Positiivne on reaalse vajumite jäämine arvutuslikest vajumitest väiksemaks, sest vastupidises olukorras oleks oht plaadi kandevõime tagamisele. Siinkohas tuleb märkida, et mõõdetud vajum ei pruugi olla lõplik ja mõõtmisi tuleks kindlasti jätkata hoone seina korrektselt kinnitatud reeperiga.

KOKKUVÕTE

Käesoleva magistritöö raames projekteeriti Tallinnas paikneva hoone mõlema hooneosa plaatvundamendid. Lõpptulemuseks otsustati projekteerida keerulisemad kuid seejuures säästlikumad muutuvate paksustega plaadid. Plaatide arvutamine toimus paralleelselt kahe tarkvara abil: konstruktoritele tuttavama ARSA ning tabelarvutuse abil ja oluliselt keerulisema kuid täpsema Plaxis 3D abil. Põhjuseks oli võimalus analüüsida seejuures erinevate lihtsustuste tegemiste võimalust igapäevatoos kasutatavates tarkvaras ning meetodites, saades seejuures siiski täpseid tulemusi ja mõista paremini lähendite poolt põhjustatud vigu või probleeme. Muuhulgas vaadeldi lisaks plaatide projekteerimisele näiteks keerulise täisnurkse kolmnurga arvutamist tabelarvutusega, ARSAs plaadi ja pinnase vahelise koostöö modelleerimise võimalusi, pinnase idealiseerimise mõju tulemustele ning uue plaadi mõju olemasoleva plaadi sisejõududele.

Igapäeva elus oleks mõistlik sarnaste probleemide lahendamiseks valida välja üks meetod ning teostada ülesande lahendamine lähtuvalt sellest. Otstarbekas on teatud olukordades kasutada erinevaid lihtsustusi ja lähendeid, kuid sellisel juhul tuleb olla kindel nende puudustes ja võimalikes vigades. Lõputöö raames on plaatvundamendi analüüsimine teostatud nii põhjalikult just selleks, et mõista erinevate lihtsustuste ja lähendite mõju tulemustele, kontrollida nende usaldusväärsust ning teha järeldusi selleks, kuidas lihtsamate meetodite puhul oma arvutuste täpsust suurendada ja riske vähendada.

Antud kolmnurkse plaadi vajumite arvutamisel oli võimalik kasutada keskpunkti, mis andis olenevalt pinnasest väga konservatiivseid tulemusi. Usaldusväärsema tulemuse saamiseks tasuks kasutada Grasshoffi punkti, kuid selleks oleks mõistlik kolmnurk asendada vähemalt 2 või enama samaväärse pindalaga riskülikuga. Vastasel korral võib plaadi jäikus olla oluliselt üle hinnatud ja vajum seeläbi oluliselt alahinnatud.

Tarkvaras ARSA on võimalik väga edukalt kirjeldada plaatvundamendi sisejõudusid, kuid kindlasti ei tohiks võtta tavalist Winkleri meetodil baseeruvat ühe sängitusmooduliga arvutust väga reaalsena, seda eriti keeruliste kandeskeemide või plaatide puhul. Mõistlik on siinkohal proovida Winkleri meetodi puuduseid kõrvaldada ehk vähendada äärealade vajumeid pinnase lõikumisest tingituna ning samuti kasutada näiteks iteratsiooni meetodit reaalsema vajumipildi saamiseks. Igal juhul on tähtis Winkleri meetodil baseeruva mudeli kalibreerimine. Antud lõputöö raames kontrolliti Winkleri meetodist saadud tulemusi tarkvaras Plaxis 3D koostatud LEM mudeliga. Sarnaselt Winkleri meetodile tuleb kontrollida ja kalibreerida ka Plaxis 3D mudeleid, et tagada usaldusväärsemad tulemused.

Wood & Armer meetodi abil on võimalik paindemomentidele liita juurde ka väändemomendid. Tegemist on ARSA mudelis mõistliku lähenemisega, sest väändemomendid tuleks igal juhul lisanduvate momentidena arvesse võtta või armatuuriga plaadis vastu võtta. Tarkvaras Plaxis 3D seda automaatselt teha ei saa ning seetõttu tuleks tarkvara kasutades momentide kasvu hinnata kas käsitsi ekstreemsetes punktides või veenduda, et plaadis olevad väändemomendid oleks samuti vastu võetud.

Pinnase keskmistamise puhul tuleb olla ettevaatlik. Keeruliste ja suurte vajumitega pinnaseprofiilide puhul tuleks olla tulemustega oluliselt konservatiivsem või kasutada tarkvarasid või meetodeid täpsema pinnaseprofiili mudeldamiseks, sest vajumid ja sisejõud plaatides võivad tegeliku pinnaseprofiili puhul erineda idealiseeritud olukorrast olulisel määral. Eriti oluline on see ühe plaatvundamendi all tugevalt vahelduvate nõrkade ja tugevate pinnaste puhul, kus plaat võib jääda kandma justkui tugevamast pinnaseosast „postile“ või „talale“ ning kõrval vajub nõrgemal pinnasel oluliselt läbi. Sellistes olukordades tuleks täpsemate arvutuste puudumisel eelistada konservatiivsemat lähenemist või kasutada mõnda teist vundamentitüüpi. Antud hoone all oli pinnas samuti väga muutlik ning seetõttu on antud vundamentitüübi valik mingil määral riskantne ning kindlasti tuleb sellises olukorras tegeleda reaalsete vajumite mõõtmisega.

Tihedas ehituskeskkonnas on oluline määrata suurte ehitatavate hoonete vundamentide mõju kõrvalistele hoonetele. Antud lõputöö näitel on näha, kuidas II etapi plaatvundament mõjutab kõrval paiknevat plaatvundamenti rohkem kui 10 meetri kaugusele ning põhjustab olulise sisejõudude suurenemise olemasolevas plaadis. Kõrgemate ja raskemate hoonete puhul on antud mõju eeldavasti veelgi suurem. Eriti tähtis on teostada sellised arvutused hoone mitmes etapis ehitamisel, sest plaate ainult eraldiseisvatena vaadeldes võib hiljem tulemus olla liigsuured vajumid või kandevõimete ületamine lisanduvate sisejõudude mõjul. Esmaseid analüüse saab suhteliselt edukalt sooritada ka lõputöös väljapakutud plaadi ribadeks jagamise meetodiga.

Magistritöö koostamise käigus sai täidetud ka autori teine eesmärk saada praktilist kogemust ja teadmisi plaatvundamentide projekteerimises. Väga suur areng toimus nii tarkvara ARSA, kui ka Plaxis 3D kasutamise oskuses. Samuti oskab töö autor nüüd paremini hinnata erinevate lahendamisviiside mõju tulemusele ning mõistab, et lihtsalt olukorra tarkvarasse sisestamisel ja tulemuste lugemisel võib olla reaalsusega väga erinev sisu. Lisaks saadi suurel hulgal juurde kogemusi ja teadmisi raudbetoonkonstruktsioonide arvutamises ning tutvuti erinevate läbisurumiskandevõime suurendamise võimalustega. Oluline areng toimus ka arvutustest saadud tulemuste tõlgendamises ja analüüsimises.

SUMMARY

Within the framework of this master's thesis, the mat foundations for two parts of a building located in Tallinn were designed. The author of this master's thesis decided to design more complex but at the same time more economical mats with variable thickness. The mat foundations were calculated using two softwares: Autodesk Robot Structural Analysis (ARSA) and spreadsheet calculations, which are more familiar to designers, and more complex but accurate Plaxis 3D. The reason was the opportunity to analyse the possibility of making various simplifications in the software and popular methods, while still obtaining accurate results and a better understanding of the errors or problems caused by the approximations. In addition to mat foundation design there were several other problems that were considered in the master's thesis: a calculation of deformation of complex rectangular triangle by spreadsheet, the possibilities for plate and the soil cooperation analysis, the effect of soil idealization on the results and the effect of adding additional plate on the internal forces of an existing plate.

In everyday work, one method could be chosen to solve similar problems and perform the problem solving according to it. In certain situations it is useful to use different simplifications and approaches, but in that case it is important to be sure of the possible deficiencies and possible errors. The thesis includes the analysis of the mat foundation carried out thoroughly precisely in order to understand the impact of the various simplifications and approaches to the results, check their reliability and draw conclusions on how to increase the accuracy of calculations and reduce risks when using simpler methods.

When calculating subsidence of the triangular mat foundation, it is possible to use a center point method, which usually gives conservative results, depending on the soil. For a more realistic results, it would be advisable to use a Grasshoff point, but for this method it would be reasonable to replace the triangle with at least 2 or more rectangles of equivalent area. Otherwise, the stiffness of the plate may be significantly overestimated and the subsidence may be significantly underestimated.

In ARSA, it is possible to describe the internal forces of a mat foundation successfully, but the usual single-module calculation based on the Winkler method should certainly not be taken as realistic, especially for complex load models or mat shapes. It is reasonable to try to eliminate the disadvantages of the Winkler method, i.e. to reduce the subsidence of the

peripheral areas due to the intersection of the soil, and also to use, for example, the iteration method to obtain a more realistic subsidence image. In any case, it is important to calibrate the model based on the Winkler method. The results obtained from the Winkler method were verified with the LEM model created in Plaxis 3D software, which must be checked and calibrated to ensure more reliable results.

Using the Wood & Armer method, it is possible to add torques to the bending moments. This is a sensible approach, which increases the reliability of the results. This method cannot be done automatically in Plaxis 3D, so it is important to either evaluate the increase in moments manually at extreme points or make sure that the torques in the disc are also considered in the calculations.

Care must be taken when idealizing the soil. For complex and large subsidence soil profiles, the results should be significantly more conservative or use of software or methods to model a more accurate soil profile should be considered, as subsidence and internal forces in tiles can vary relatively significantly for an accurate soil profile. This is important in the case of highly variable weak and strong soils, where the part of a mat remains on a "post" or a "beam" of a stronger part of the soil and sinks significantly on a weaker part of soil. In the absence of more precise calculations, a more conservative approach or the use of another type of foundation should be preferred.

In a dense building environment, it is important to determine the impact of other large buildings under construction to outlying buildings. The example in this thesis shows how the phase II mat affects the adjacent mat at a distance of more than 10 meters and causes a significant increase in internal forces in the existing slab. For taller and heavier buildings, this effect is expected to be even greater. It is particularly important to carry out such calculations when construction of a multiple staged building is carried out, as looking at the mat in isolation can result in excessive subsidence or overloading due to additional internal forces. Initial analyses can also be performed relatively successfully with the method of dividing the plate into strips proposed in the dissertation.

During the preparation of the master's thesis, the author's second goal was also to gain practical experience and knowledge in the design of mat foundations. There was a great development in the ability to use both ARSA software and Plaxis 3D. Also, the author of the work is now better able to assess the impact of different solutions on the results and understands that simply entering the situation into the software and reading arbitrary results can have very different content with reality. In addition, a great deal of experience and knowledge was gained in reinforced concrete structures.

KASUTATUD KIRJANUDUS

- [1] EVS 865-2:2014 Ehitusprojekti kirjeldus. Osa 2 Põhiprojekti seletuskiri.
- [2] EVS-EN 1990:2002 Eurokoodeks. Ehituskonstruksioonide projekteerimise alused.
- [3] EVS-EN 1991-1-1:2002 Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-1: Üldkoormused . Mahukaalud, omakaalud, hoonete kasuskoormused.
- [4] EVS-EN 1991-1-3:2006 Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-3: Üldkoormused. Lumekoormus.
- [5] EVS-EN 1991-1-4:2005+NA:2007 Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-4: Üldkoormused. Tuulekoormus.
- [6] EVS-EN 1992-1-1:2005+A1:2015/NA:2015 Eurokoodeks 2. Betoonkonstruksioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldreeglid ja reeglid hoonetele. Eesti standardi rahvuslik lisa.
- [7] EVS-EN 1993-1-1_2005+NA_2006 Eurokoodeks 3. Teraskonstruksioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldreeglid ja reeglid hoonete projekteerimiseks.
- [8] EVS-EN 1997-1:2006 Eurokoodeks 7: Geotehniline projekteerimine. Osa 1: Üldeeskirjad.
- [9] EVS-EN 1996-1-12005+A12012+NA2013 Eurokoodeks 6 Kivikonstruksioonide projekteerimine. Osa 1-1 Üldreeglid sarrustatud ja sarrustamata kivikonstruksioonide projekteerimiseks.
- [10] V. Jaaniso, *Pinnasemehaanika*. [Online]
<https://digikogu.taltech.ee/et/item/d099c5e6-1624-4023-9adf-5fd92dafd836>
(18.05.2021).
- [11] Westergaard Stress Solution Method.pdf [Online]
<https://www.rocscience.com/documents/pdfs/rocnews/fall2009/Westergaard-Stress-Solution-Method.pdf> (06.03.2021, in English).
- [12] K.R. Arora, *Soil Mechanics and Foundation Engineering*: 2008
- [13] Plaxis 3D Reference Manual 2016.pdf [Online]
<https://communities.bentley.com/products/geotech-analysis/w/plaxis-soilvision-wiki/46137/manuals---plaxis> (12.03.2021, in English).

- [14] Research Article: M. El-Eman „Experimental and Numerical Study of At-Rest Lateral Earth Pressure of Overconsolidated Sand“ 2011. [Online]
<https://downloads.hindawi.com/journals/ace/2011/524568.pdf> (22.03.2021, in English).
- [15] A.P.S. Selvadurai, *Elastic Analysis of soil-foundation interaction*. Amsterdam: Elsevier Scientific Publishing Company, 1979.
- [16] R.H. Wood, *Plastic and elastic design of slabs and plates*. London: 1961.
- [17] Plaxis 3D Scientific Manual 2020.pdf [Online]
<https://communities.bentley.com/products/geotech-analysis/w/plaxis-soilvision-wiki/46137/manuals---plaxis> (06.03.2021, in English).
- [18] Plaxis 3D Material Models Manual 2020.pdf [Online]
<https://communities.bentley.com/products/geotech-analysis/w/plaxis-soilvision-wiki/46137/manuals---plaxis> (06.03.2021, in English).
- [19] V.N.S. Murthy, *Geotechnical Engineering: Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering*. New York: 2002.
- [20] Research Article: K.S. Ti „A Review of Basic Soil Constitutive Models for Geotechnical Application“ 2009 [Online]
https://www.dphu.org/uploads/attachements/books/books_2791_0.pdf (22.03.2021, in English).
- [21] A. Caselunghe & J. Eriksson „Structural Element Approaches for Soil-Structure Interaction“. Sweden: Chalmers University of Technology Master’s Thesis 2012. [Online]
<https://publications.lib.chalmers.se/records/fulltext/160481.pdf> (12.03.2021, in English).
- [22] T.W.P. Maatkamp „The capabilities of the Plaxis Shotcrete material model for designing laterally loaded reinforced concrete structures in the subsurface“. Delft: Delft University of Technology Master’s Thesis 2016. [Online]
<https://repository.tudelft.nl/islandora/object/uuid%3Ae2c2660e-3189-4cd4-b075-3abc450dab1d> (06.03.2021, in English).
- [23] S.W. Han, Y. Park, S. Kee „Stiffness Reduction Factor for Flat Slab Structures under Lateral Loads“. *Journal of Structural Engineering*, 2009.
- [24] Vello Otsmaa, *Betoonkonstruktsioonide arvutamine*. Tallinn: 2015
- [25] Donald P. Coduto, *Foundation Design: Principles and Practices*. New Jersey: Prentice-Hall, 1994.

- [26] Ehituskonstruktori käsiraamat / üldtoimetaja T. Masso. Tallinn: Ehitame kirjastus, 2014
- [27] R.H. Wood „The reinforcement of slabs in accordance with a pre-determined field of moments“. Concrete, 1968 [Online]
<https://www.scribd.com/document/386062198/Wood-and-Armer-Original-Paper>
(25.03.2021, in English).
- [28] Peikko PSB Plus Technical manual [Online]
https://d76yt12idvq5b.cloudfront.net/file/dl/i/BpMGhA/ch23cSJqngUZEb1pXN8o_w/PSBP_LUSPeikkoGroup001TMAWeb.pdf (25.03.2021, in English).
- [29] Plaxis 3D 2018 – Tutorial Lesson 01.pdf [Online]
<https://communities.bentley.com/products/geotech-analysis/w/plaxis-soilvision-wiki/45573/plaxis-3d-tutorial-01-foundation-in-overconsolidated-clay> (22.02.2021, in English).
- [30] D. Loukidis, GP. Tamiolakis „On the Pseudo-Coupled Winkler Spring Approach for Soil-Mat Foundation Interaction Analysis“ [Online]
https://link.springer.com/chapter/10.1007/978-3-319-97112-4_86 (12.03.2021, in English).
- [31] Plaxis 3D Foundation Material Models Manual versioon 1.5 [Online]
<https://www.civil.iitb.ac.in/~ajuneja/Plaxis%20program/3D%20Foundation%20Introductory/Manuals/English/3DFV15-Material.pdf> (22.03.2021, in English).
- [32] Plaxis 3D 2018 – Tutorial Lesson 02.pdf [Online]
<https://communities.bentley.com/products/geotech-analysis/w/plaxis-soilvision-wiki/45574/plaxis-3d-tutorial-02-excavation-in-sand> (22.02.2021, in English).
- [33] H.-Y. Fang, *Foundation Engineering Handbook*. New York: Chapman & Hall, 1991.

LISAD