

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*



Jamova cesta 2
1000 Ljubljana, Slovenija
<http://www3.fgg.uni-lj.si/>

DRUGG – Digitalni repozitorij UL FGG
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

To je izvirna različica zaključnega dela.

Prosimo, da se pri navajanju sklicujete na bibliografske podatke, kot je navedeno:

Klinc, B., 2016. Vpliv lastnosti temeljnih tal in togosti temeljne plošče na statični izračun objekta. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Pulko, B., somentor Bratina, S.): 86 str.

Datum arhiviranja: 06-06-2016

University
of Ljubljana

Faculty of
*Civil and Geodetic
Engineering*



Jamova cesta 2
SI – 1000 Ljubljana, Slovenia
<http://www3.fgg.uni-lj.si/en/>

DRUGG – The Digital Repository
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

This is original version of final thesis.

When citing, please refer to the publisher's bibliographic information as follows:

Klinc, B., 2016. Vpliv lastnosti temeljnih tal in togosti temeljne plošče na statični izračun objekta. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Pulko, B., co-supervisor Bratina, S.): 86 pp.

Archiving Date: 06-06-2016

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



Jamova 2
1000 Ljubljana, Slovenija
telefon (01) 47 68 500
faks (01) 42 50 681
fgg@fgg.uni-lj.si

UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI
PROGRAM GRADBENIŠTVO
KONSTRUKCIJSKA SMER

Kandidat:

BLAŽ KLINC

**VPLIV LASTNOSTI TEMELJNIH TAL IN TOGOSTI
TEMELJNE PLOŠČE NA STATIČNI IZRAČUN
OBJEKTA**

Diplomska naloga št.: 3460/KS

**INFLUENCE OF SOIL PROPERTIES AND MAT
FOUNDATION STIFFNESS ON THE STRUCTURAL
DESIGN**

Graduation thesis No.: 3460/KS

Mentor:

doc. dr. Boštjan Pulko

Somentor:

izr. prof. dr. Sebastjan Bratina

Ljubljana, 26. 05. 2016

STRAN ZA POPRAVKE, ERRATA

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE

Podpisani Blaž Klinc izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom »Vpliv lastnosti temeljnih tal in togosti temeljne plošče na statični izračun objekta«.

Izjavljam, da je elektronska različica v vsem enaka tiskani različici.

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v digitalnem repozitoriju.

Ljubljana, 9.5.2016

Blaž Klinc

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.131.4(043.2)
Avtor:	Blaž Klinc
Mentor:	doc. dr. Boštjan Pulko
Somentor:	izr. prof. dr. Sebastjan Bratina
Naslov:	Vpliv lastnosti temeljnih tal in togosti temeljne plošče na statični izračun objekta
Tip dokumenta:	diplomska naloga – univerzitetni študij
Obseg in oprema:	86 str., 21 sl., 34 pregl., 38 graf., 52 en., 4 pril.
Ključne besede:	interakcije temeljnih tal in konstrukcije, togost temeljne plošče, lastnosti temeljni tal, modeli temeljnih tal, Winklerjeva hipoteza s konstantnim koeficientom reakcije tal, psevdo-povezan koncept, 3D model temeljnih tal, SAP2000, Plaxis 3D

IZVLEČEK

V diplomski nalogi smo obravnavali interakcijo konstrukcije in temeljnih tal. Na podlagi standardov Evrokod smo določili dimenzije konstrukcije in velikost ter kombinacijo obtežb. Naredili smo več računskih analiz, pri tem pa spreminjali debelino temeljne plošče, lastnosti temeljnih tal in idealiziran računski model temeljnih tal. Obravnavali smo konstrukcijo s 25, 40, 55, 70 in 100 cm debelo temeljno ploščo. Analizirali smo dve vrsti temeljnih tal in sicer boljša temeljna tla, ki smo jim predpostavili povprečni posedek 1 cm, in slabša temeljna tla, ki se pod povprečno obtežbo posedejo za 10 cm. V računski analizi smo temeljna tla modelirali s tremi različnimi idealiziranimi modeli temeljnih tal. Prva dva modela sta enostavnejša in ju uvrščamo med dvodimenzionalne enoparametrske mehanske modele. To sta Winklerjev model temeljnih tal s konstantnim koeficientom reakcije tal in psevdo-povezan koncept. Tretji uporabljen model temeljnih tal je tridimenzionalen in natančneje opiše napetostno in deformacijsko stanje v temeljnih tleh. Računske analize smo izvedli s programoma SAP2000 in Plaxis 3D, ki temeljita na metodi končnih elementov. Na podlagi primerjave rezultatov opravljenih računskih analiz smo poskušali ugotoviti podobnosti in razlike v razporeditvi posedkov in notranjih statičnih količin v konstrukciji, ter vpliv lastnosti temeljnih tal in natančnosti modela temeljnih tal na obremenitve v konstrukciji. Ugotovili smo, da se rezultati analiz, izvedenih z enostavnejšima modeloma razlikujejo od rezultatov računske analize, opravljene s 3D modelom temeljnih tal. Primerljivejše rezultate daje analiza z uporabo psevdo-povezanega koncepta.

BIBLIOGRPAHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND SUMMARY

UDC: 624.131.4(043.2)
Author: Blaž Klinc
Supervisor: Assist. Prof. Boštjan Pulko, Ph.D.
Co-supervisor: Assoc. Prof. Sebastjan Bratina, Ph.D.
Title: Influence of soil properties and mat foundation stiffness on the structural design
Document type: Graduation thesis – University studies
Scope and tools: 86 p., 21 fig., 34 tab., 38 graph., 52 eq., 4 ann.
Key words: Soil-structure Interaction, mat stiffness, subgrade characteristic, subgrade models, Winkler's hypothesis with constant coefficient of subgrade reaction, pseudo-coupled concept, 3D subgrade models, SAP2000, Plaxis 3D

SUMMARY

This thesis analyses soil-structure interaction for different foundation mat thicknesses, soil properties and subgrade models. Dimensions of foundation mat, loads and load combinations were determined based on Eurocode standards. Mat thicknesses of 25, 40, 55, 70 and 100 cm were analyzed for two characteristic types of soil: soil with a higher load-bearing capacity, for which an average settlement of 1 cm was assumed and soil with lower load-bearing capacity, for which an average settlement of 10 cm was assumed. Three different subgrade models were used: two different two-dimensional single-parameter mechanical models (Winkler's hypothesis with constant coefficient of subgrade reaction model and a pseudo-coupled concept model) and a three-dimensional subgrade model, where the stress and strain conditions in the soil are more accurately modeled. Finite element method was used for all analyzed cases using SAP2000 and Plaxis 3D computer programs. By comparing the results, the distribution of settlements, internal forces in the structure and the influence of different soil properties and subgrade models were analyzed. The comparisons show that results for a two-dimensional single-parameter mechanical subgrade model with constant coefficient of subgrade reaction differ substantially from the three-dimensional subgrade model results, whereas the results using a pseudo-coupled concept are comparable to the results from a full three-dimensional subgrade model.

ZAHVALA

Najlepša hvala mentorju doc. dr. Boštjanu Pulku za ves čas in strokovno pomoč pri izdelavi diplomske naloge. Prav tako se za strokovno pomoč zahvaljujem somentorju izr. prof. dr. Sebastjanu Bratini.

Hvala staršem, sestri z družino in puncu Vesni, ki so mi stali ob strani v času šolanje in me podpirali pri mojem delu.

KAZALO VSEBINE

IZJAVE	II
BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	III
BIBLIOGRPAHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND SUMMARY	IV
ZAHVALA.....	V
1 UVOD.....	1
2 OSNOVNI PODATKI O KONSTRUKCIJI	2
2.1 Opis konstrukcije.....	2
2.2 Uporabljeni materiali.....	3
2.2.1 Beton	3
2.2.2 Jeklo za armiranje.....	4
2.2.3 Krovni sloj betona	4
3 DIMENZIJE NOSILNIH ELEMENTOV KONSTRUKCIJE.....	6
3.1 Debelina AB medetažne in strešne plošče	6
3.2 Dimenzije vertikalnih elementov nosilne konstrukcije	7
3.2.1 Dimenzije AB stebrov	7
3.2.2 Debelina AB sten.....	8
3.3 Debelina AB temeljne plošče	9
4 DOLOČANJE VPLIVOV NA KONSTRUKCIJO	10
4.1 Stalni vplivi	10
4.1.1 Lastna teža in stalna obtežba strešne plošče.....	10
4.1.2 Lastna teža in stalna obtežba medetažne plošče.....	10
4.1.3 Lastna teža in stalna obtežba temeljne plošče	11
4.1.4 Lastna teža stebrov	11
4.1.5 Lastna teža stene.....	12
4.2 Spremenljivi vplivi	12
4.2.1 Koristna obtežba.....	12
4.2.2 Obtežba snega.....	12
4.3 Kombinacije vplivov za mejna stanja nosilnosti.....	13
5 INTERAKCIJA TEMELJNIH TAL IN KONSTRUKCIJE.....	15
5.1 Metode izračuna interakcije.....	15
5.2 Teža konstrukcijskih elementov	17
5.2.1 Lastna teža temeljev vpliva na obnašanje temeljev.....	17
5.2.2 Lastna teža temeljev vpliva na obnašanje konstrukcije.....	18
5.3 Analogija nosilca in temelja	18
5.3.1 Strižne napetosti	19

5.3.2	Nelinearna analiza	19
6	MODELIRANJE TEMELJNIH TAL	22
6.1	Tridimenzionalni modeli	22
6.2	Dvodimenzionalni modeli	22
6.2.1	Konvencionalna metoda statičnega ravnotežja (CMSE)	23
6.2.2	Modeli površinskih elementov (SEM)	23
6.2.2.1	Mehanski modeli	24
6.2.2.1.1	Enoparametrski modeli	24
6.2.2.1.1.1	Psevdo-povezan koncept (ACI Committe 336)	26
6.2.2.1.1.2	Metoda diskretnih površin	27
6.2.2.1.2	Večparametrski modeli	27
6.2.2.2	Poenostavljeni modeli kontinuuma	29
6.2.2.3	Primerjava mehanskih modelov in poenostavljenih modelov kontinuuma	29
7	RAČUNSKI MODEL KONSTRUKCIJE IN TEMELJNIH TAL	31
7.1	Spreminjanje debeline temeljne plošče	31
7.2	Spreminjanje temeljnih tal	31
7.3	Modeli temeljnih tal	31
7.3.1	Dvodimenzionalna modela temeljnih tal	31
7.3.1.1	Winklerjeve model s konstantnim koeficientom reakcije tal	32
7.3.1.2	Psevdo-povezan koncept	34
7.3.2	Tridimenzionalen model temeljnih tal	35
8	REZULTATI RAČUNSKIH ANALIZ	38
8.1	Rezultati za temeljno ploščo	39
8.1.1	Posedki temeljne plošče	39
8.1.1.1	Dobra temeljna tla	39
8.1.1.2	Slaba temeljna tla	42
8.1.1.3	Primerjava dobrih in slabih temeljnih tal	44
8.1.2	Upogibni momenti v temeljni plošči	45
8.1.2.1	Dobra temeljna tla	45
8.1.2.2	Slaba temeljna tla	50
8.1.2.3	Primerjava dobrih in slabih temeljnih tal	54
8.1.3	Povzetek rezultatov za temeljno ploščo	55
8.2	Rezultati v preostalih delih nosilne konstrukcije	57
8.2.1	Posedki	57
8.2.1.1	Dobra temeljna tla	57
8.2.1.2	Slaba temeljna tla	60

8.2.1.3	Primerjava dobrih in slabih temeljnih tal	63
8.2.2	Upogibni momenti	63
8.2.2.1	Dobra temeljna tla.....	63
8.2.2.2	Slaba temeljna tla.....	68
8.2.2.3	Primerjava dobrih in slabih temeljnih tal	74
8.2.3	Sile in momenti v stebrih	77
8.2.4	Povzetek rezultatov za preostale dele nosilne konstrukcije.....	79
9	ZAKLJUČEK.....	81
VIRI.....		84

KAZALO SLIK

Slika 1: Tloris objekta	2
Slika 2: Prerez P1-P1	3
Slika 3: Prerez P2-P2	3
Slika 4: Shematski prikaz določanje višine	7
Slika 5: Robni element, objet z gostimi stremeni na prostem robu [2]	9
Slika 6: Pogoja, ko objet robni element ni potreben [2]	9
Slika 7: Shematski prikaz objekta na temeljnih tleh [14]	15
Slika 8: Razdelitev modela po tradicionalnem postopku analize [14]	16
Slika 9: Razdelitev konstrukcije po strukturni in psevdo-idealni alternativni [14]	16
Slika 10: Razdelitev konstrukcije po geotehnični alternativni [14]	17
Slika 11: Nosilec obremenjen s prečno obtežbo [14]	18
Slika 12: Nosilec obremenjen z osno in prečno obtežbo [14]	20
Slika 13: Nosilec obremenjen z osno in prečno obtežbo in reakcijo tal [14]	21
Slika 14: Vpliv posameznih obtežb (a) in skupine obtežb (b) [17]	24
Slika 15: Model konstrukcije v programu SAP2000	32
Slika 16: Vnos togosti vzmeti	34
Slika 17: Prikaz razdelitve koeficienta temeljnih tal po ACI 366 [28]	34
Slika 18: Model konstrukcije in temeljnih tal v programu Plaxis 3D	36
Slika 19: Model konstrukcije v programu Plaxis 3D	36
Slika 20: Tloris s prikazanim prerezom P3-P3 in prerezoma vzdolž osi 3 in osi B	38
Slika 21: Oznake notranjih sil [30]	39

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Mehanske karakteristike betona [1]	3
Preglednica 2: Izračun stalne obtežbe strešne plošče.....	10
Preglednica 3: Izračun stalne obtežbe medetažne plošče.....	10
Preglednica 4: Izračun stalne obtežbe nad AB ploščo	11
Preglednica 5 :Izračun lastne teže AB plošče za različne debeline.....	11
Preglednica 6: Sestava mehanskih modelov [14]	28
Preglednica 7: Hierarhija mehanskih modelov [14].....	29
Preglednica 8: Materialne lastnosti temeljnih tal.....	37
Preglednica 9: Primerjava ekstremnih vrednosti posedkov w za TPL D.....	41
Preglednica 10: Razlika med maksimalnim w_{max} in minimalnim posedkom w_{min} za TPL D.....	42
Preglednica 11: Primerjava ekstremnih vrednosti posedkov w za TPL S	44
Preglednica 12: Razlika med maksimalnim w_{max} in minimalnim posedkom w_{min} za TPL S	44
Preglednica 13: Razmerja med maksimalnim in minimalnim posedkov w_{max}/w_{min} za TPL.....	45
Preglednica 14: Primerjava ekstremnih vrednosti momentov M_{xx} za TPL D	47
Preglednica 15: Primerjava ekstremnih vrednosti momentov M_{yy} za TPL D	49
Preglednica 16: Primerjava ekstremnih vrednosti momentov M_{xx} za TPL S	52
Preglednica 17: Primerjava ekstremnih vrednosti momentov M_{yy} za TPL S.....	54
Preglednica 18: Primerjava ekstremnih vrednost momentov M_{xx} za TPL	54
Preglednica 19: Primerjava ekstremnih vrednosti M_{yy} za TPL.....	55
Preglednica 20: Primerjava ekstremnih posedkov w za PNP in SPL D	59
Preglednica 21: Primerjava ekstremnih posedkov w za PNP in SPL S.....	62
Preglednica 22: Razmerje med maksimalnim in minimalnim posedkom w_{max}/w_{min} Plaxis	63
Preglednica 23: Primerjava ekstremnih vrednosti momentov M_{xx} za PNP in SPL D	65
Preglednica 24: Primerjava ekstremnih vrednosti momentov M_{yy} za PNP in SPL D	68
Preglednica 25: Primerjava ekstremnih vrednosti momenta M_{xx} za PNP in SPL S	70
Preglednica 26: Primerjava ekstremnih vrednostmi momentov M_{yy} za PNP in SPL S.....	73
Preglednica 27: Ekstremne vrednosti momentov M_{xx} za PNP.....	74
Preglednica 28: Ekstremne vrednosti momentov M_{xx} za SPL	75
Preglednica 29 Ekstremne vrednosti momentov M_{yy} za PNP.....	75
Preglednica 30: Ekstremne vrednosti momentov M_{yy} za SPL	76
Preglednica 31: Primerjava rezultatov za steber v osi A3 v primeru dobrih temeljnih tal	77
Preglednica 32: Primerjava rezultatov za steber v osi A3 v primeru slabih temeljnih tal	78
Preglednica 33: Primerjava rezultatov za steber v osi B3 za dobra temeljna tla	78
Preglednica 34: Primerjava rezultatov za steber v osi B3 za slaba temeljna tla	79

KAZALO GRAFOV:

Graf 1: Posedki w v prerezu P3-P3 za TPL D const	40
Graf 2: Posedki w v prerezu P3-P3 za TPL D PPv	40
Graf 3: Posedki w v prerezu P3-P3 za TPL D Plaxis.....	41
Graf 4: Posedki w v prerezu P3-P3 za TPL S const.....	42
Graf 5: Posedki w v prerezu P3-P3 za TPL S PPv.....	43
Graf 6: Posedki w v prerezu P3-P3 za TPL S Plaxis	43
Graf 7: Momenti M_{xx} v osi 3 za TPL D const	45
Graf 8: Momenti M_{xx} v osi 3 za TPL D PPv	46
Graf 9: Momenti M_{xx} v osi 3 za TPL D Plaxis	46
Graf 10: Momenti M_{yy} v osi B za TPL D const.....	48
Graf 11: Momenti M_{yy} v osi B za TPL D PPv.....	48
Graf 12: Momenti M_{yy} v osi B za TPL D Plaxis	49
Graf 13: Momenti M_{xx} za TPL S const.....	50
Graf 14: Momenti M_{xx} za TPL S PPv	51
Graf 15: Momenti M_{xx} v osi 3 za TPL S Plaxis.....	51
Graf 16: Momenti M_{yy} za TPL S const.....	52
Graf 17: Momenti M_{yy} za TPL S PPv.....	53
Graf 18: Momenti M_{yy} v osi B za TPL S Plaxis.....	53
Graf 19: Posedki w v prerezu P3-P3 za PNP in SPL h040 D.....	57
Graf 20: Posedki w v prerezu P3-P3 za SPL D const	58
Graf 21: Posedki w v prerezu P3-P3 za SPL D PPv	58
Graf 22: Posedki w v prerezu P3-P3 za SPL D Plaxis.....	59
Graf 23: Posedki w v prerezu P3-P3 za PNP in SPL h040 S	60
Graf 24: Posedki w v prerezu P3-P3 za SPL S const.....	61
Graf 25: Posedki w v prerezu P3-P3 za SPL S PPv.....	61
Graf 26: Posedki w v prerezu P3-P3 za SPL S Plaxis.....	62
Graf 27: Momenti M_{xx} v osi 3 za PNP in SPL D const	64
Graf 28: Momenti M_{xx} v osi 3 za PNP in SPL D PPv	64
Graf 29: Momenti M_{xx} v osi 3 za PNP in SPL D Plaxis	65
Graf 30: Momenti M_{yy} v osi B za PNP in SPL D const.....	66
Graf 31: Momenti M_{yy} v osi B za PNP in SPL D PPv.....	67
Graf 32: Momenti M_{yy} v osi B za PNP in SPL D Plaxis	67
Graf 33: Moment M_{xx} v osi 3 za PNP in SPL S const	69
Graf 34: Moment M_{xx} v osi 3 za PNP in SPL S PPv	69
Graf 35: Momenti M_{xx} v osi 3 za PNP in SPL S Plaxis.....	70
Graf 36: Momenti M_{yy} v osi B za PNP in SPL S const	72
Graf 37: Momenti M_{yy} v osi B za PNP in SPL S PPv	72
Graf 38: Momenti M_{yy} v osi B za PNP in SPL S Plaxis.....	73

»Ta stran je namenoma prazna«

1 UVOD

V vsakem objektu se srečamo s konstrukcijskimi elementi, ki so v stiku s tlemi. To so lahko točkovni temelji, pasovni temelji ali temeljne plošče, preko katerih se obtežba celotnega objekta prenaša na temeljna tla. Interakcijo konstrukcije in temeljnih tal zaradi kompleksnosti ni lahko predvideti, zato si pri računskih analizah pomagamo z idealiziranimi računskimi modeli temeljnih tal. Do danes je bilo razvitih že veliko različnih modelov, ki se med seboj razlikujejo po natančnosti in zahtevnosti uporabe. Razvoj računalniške in programske opreme je prišel do te stopnje, da danes že lahko obravnavamo konstrukcijo in temeljna tla sočasno v okviru enotnega idealiziranega računskega modela. Vendar je to mogoče le za preprostejše konstrukcije. Verjetno lahko v nekaj letih pričakujemo, da bo to mogoče tudi za bolj kompleksne konstrukcije in obtežne primere.

V diplomski nalogi obravnavamo interakcijo konstrukcije in temeljnih tal. V ta namen smo izbrali dvoetažen armiranobetonski objekt, ki je sestavljen iz temeljne plošče, medetažne in strešne plošče ter stebrov in stenastega jedra objekta. Posameznim elementom nosilne konstrukcije smo določili dimenzije prečnih prereзов in na podlagi standarda Evrokod tudi velikosti stalne in spremenljive obtežbe.

V diplomski nalogi smo spreminjali togost temeljne plošče in uporabili različne idealizirane modele ter lastnosti temeljnih tal. Obravnavali smo temeljne plošče debeline 25, 40, 55, 70 in 100 cm. Temeljna tla smo modelirali s tremi različnimi modeli in sicer z modelom Winklerjeve hipoteze s konstantnim koeficientom reakcije temeljnih tal, s psevdo-povezanim konceptom in s 3D modelom. Poleg tega smo uporabili še dve vrsti temeljnih tal. Za boljša temeljna tla smo izbrali tla, ki se pod povprečno obremenitvijo posedejo za 1 cm, medtem ko smo za slabša tla predpostavili, da se posedejo za 10 cm. Računske analize smo naredili v programu SAP2000 in Plaxis 3D. Oba programa temeljita na metodi končnih elementov. Program SAP2000 je v osnovi namenjen analizi konstrukcij, medtem ko je program Plaxis 3D primeren predvsem za geotehnično analizo.

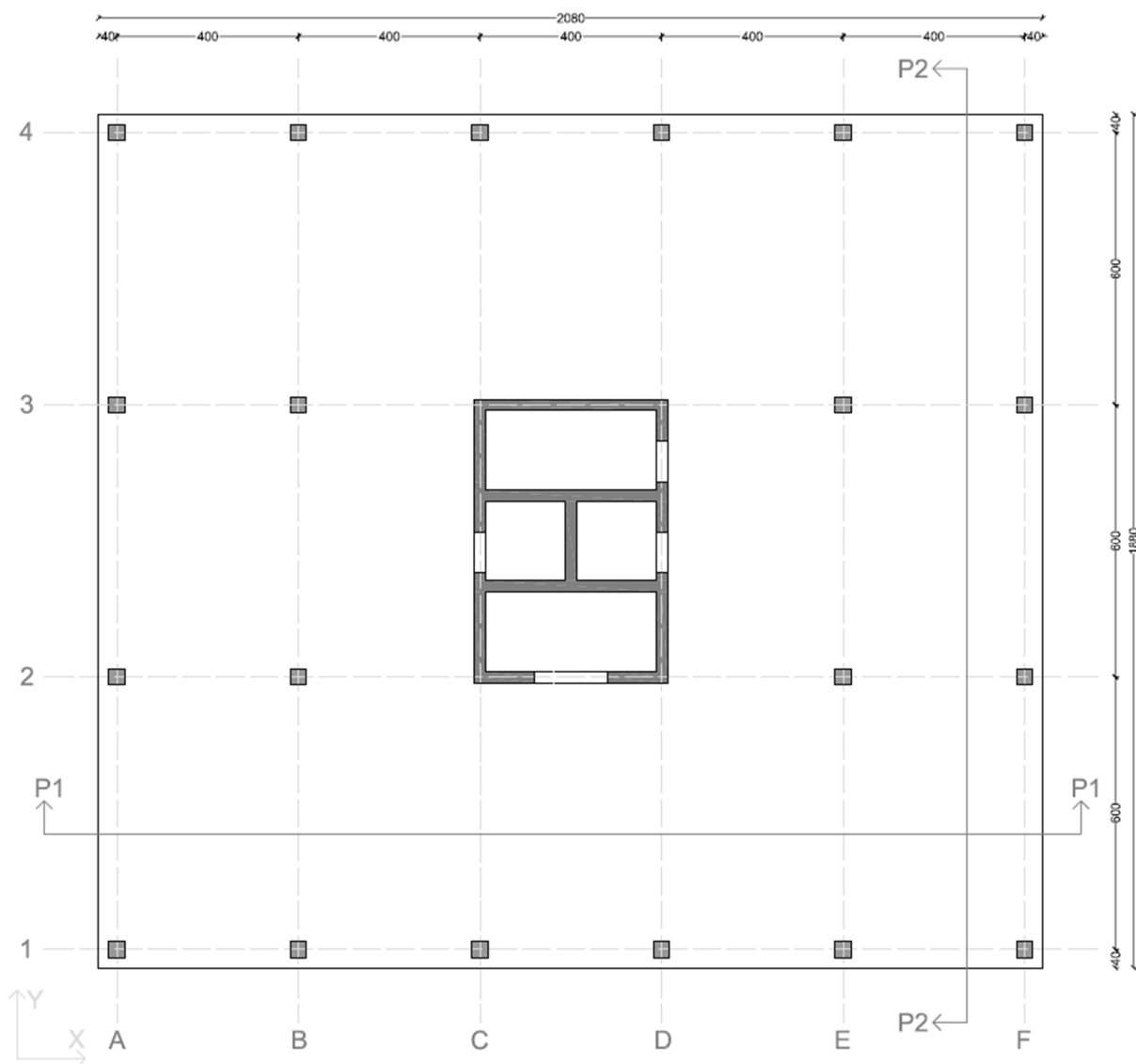
Cilj diplomske naloge je ugotoviti, kako spreminjanje togosti temeljne plošče, uporaba različnih modelov in lastnosti temeljnih tal vplivajo na posedke in notranje statične količine v celotni konstrukciji. Poleg tega želimo ugotoviti podobnosti posameznih modelov temeljnih tal in ali so razlike med poenostavljenimi in zahtevnejšimi modeli tolikšne, da bi lahko ogrozile varnost konstrukcij.

2 OSNOVNI PODATKI O KONSTRUKCIJI

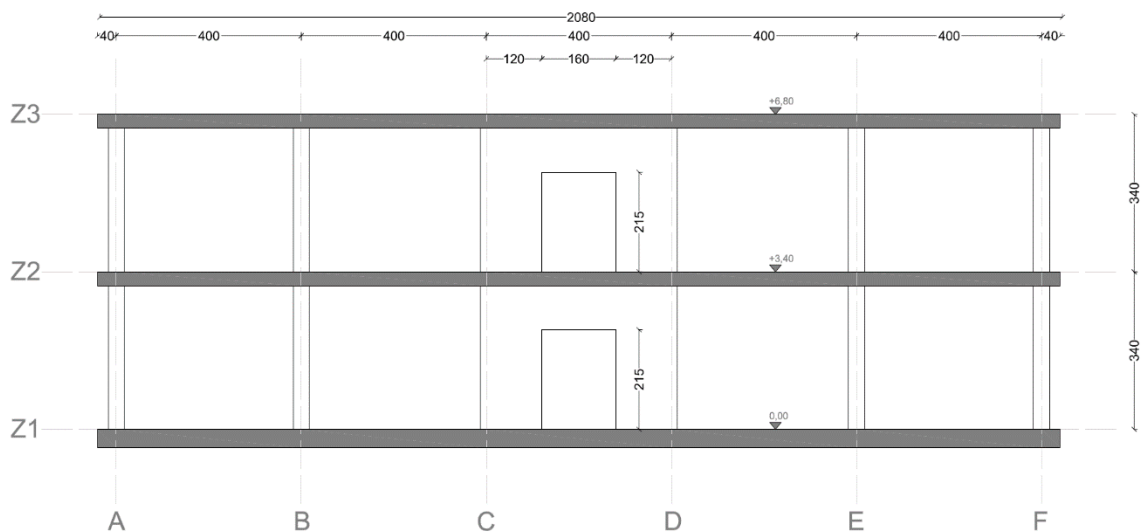
2.1 Opis konstrukcije

V nalogi smo obravnavali armiranobetonsko nosilno konstrukcijo dvoetažnega poslovnega objekta, ki se nahaja v Ljubljani. Objekt, s tlorisnimi dimenzijami 20,8 m in 18,8 m ter višino 6,8 m je temeljen s temeljno – talno ploščo (slika 1 do 3). Zgornji plošči podpira centrično postavljeno jedro in dvajset stebrov v razmaku 4 m v smeri X in 6 m v smeri Y . Jedro sestavljajo štiri krajše vzporedne stene v smeri osi X ter pravokotno na njih dve daljši in ena krajša stena. Zaradi povezanosti, jih obravnavamo kot sistem povezanih sten z odprtinami.

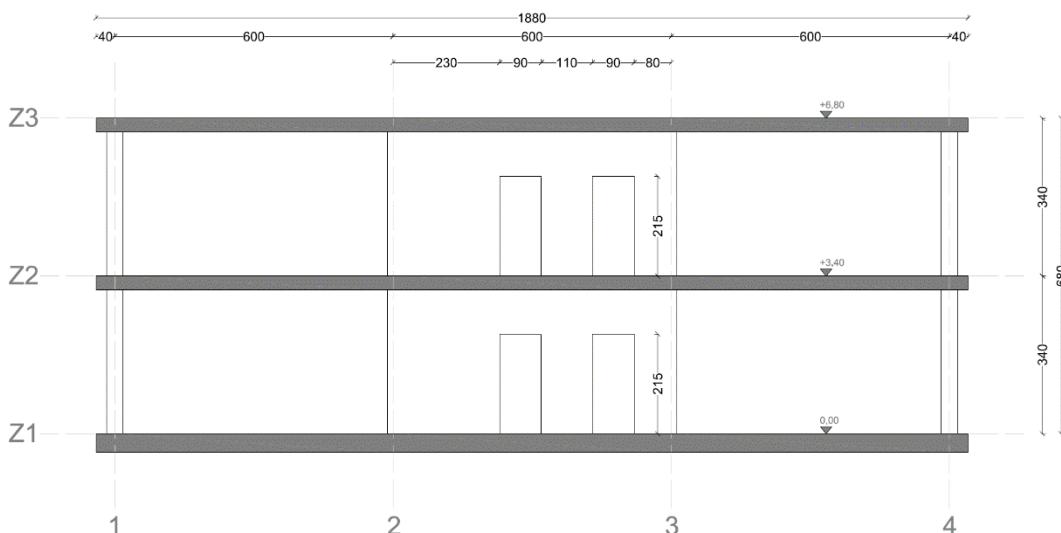
Začetne dimenzije elementov nosilne konstrukcije smo na podlagi standardov določili v naslednjih poglavjih. Zaradi namena diplomske naloge je debelina temeljne plošče spremenljiva, zato jo nismo določali v okviru dokazovanja mejnih stanj.



Slika 1: Tloris objekta



Slika 2: Prerez P1-P1



Slika 3: Prerez P2-P2

2.2 Uporabljeni materiali

2.2.1 Beton

Nosilna konstrukcija stavbe je narejena iz betona trdnostnega razreda C25/30. V preglednici 1 podajamo mehanske karakteristike izbranega betona, kjer f_{ck} predstavlja karakteristično tlačno trdnost 28 dni starega betona, izmerjeno na valju, f_{cm} srednjo vrednost tlačne trdnosti betona, določena na valju, f_{ctm} srednja vrednost natezne trdnosti betona, E_{cm} sekantni modul elastičnosti betona, ν Poissonov količnik in γ_c prostorninska teža betona [1].

Preglednica 1: Mehanske karakteristike betona [1]

Razred betona	C25/30
f_{ck}	2,5 kN/cm ²
f_{cm}	3,3 kN/cm ²
f_{ctm}	0,26 kN/cm ²

se nadaljuje ...

... nadaljevanje Preglednice 1

Razred betona	C25/30
E_{cm}	3100 kN/cm ²
ν	0,2
γ_c	25 kN/m ³

Delni varnostni faktor za beton γ_c , ki ga upoštevamo pri preverjanju mejnih stanj nosilnosti za stalna projektna stanja, znaša 1,5 [1].

2.2.2 Jeklo za armiranje

V armiranobetonskih elementih uporabimo jeklo za armiranje trdnostnega razreda S500, ki ima karakteristično mejo elastičnosti $f_{yk} = 50$ kN/cm² in projektno vrednost elastičnega modula $E_s = 20.000$ kN/cm².

Delni varnostni faktor za jeklo γ_s , ki ga upoštevamo v mejnih stanjih nosilnosti za stalna projektna stanja, znaša 1,15 [1].

2.2.3 Krovni sloj betona

Nazivni krovni sloj betona c_{nom} , s katerim zaščitimo armaturo pred zunanjimi vplivi, je določen kot vsota najmanjšega krovnega sloja c_{min} in dovoljenega projektnega odstopanja Δc_{dev} [1].

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (1)$$

Najmanjši debelina krovna sloja c_{min} je določen z enačbo (2):

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{mm}\}. \quad (2)$$

Najmanjša debelina krovnega sloja glede na zahtevano sprjemnost $c_{min,b}$ je pri posamični razvrstitvi palic določena kot premer palice. Predpostavimo, da bo največji premer palice v plošči 16 mm, v stebru pa 20 mm.

Najmanjša debelina krovnega sloja glede na pogoje okolja $c_{min,dur}$ je določena glede na razred izpostavljenost in razred konstrukcije. Za razred izpostavljenosti konstrukcije glede na pogoje okolja predpostavimo XC1, ki predstavlja beton v stavbah z nizko vlažnostjo zraka ali beton, ki je stalno potopljen v vodi. Predvidena življenjska doba konstrukcije je 50 let, zato jo uvrstimo v razred konstrukcije S4. Preglednica 4.4N [1] nam podaja vrednost za $c_{min,dur}$ 15 mm. Priporočena vrednost za dodatni varnostni sloj $\Delta c_{dur,\gamma}$, je 0 mm [1]. Prav tako je priporočena vrednost 0 mm [1] za zmanjšanje najmanjše debeline krovne plasti pri uporabi nerjavnega jekla $\Delta c_{dur,st}$ in za zmanjšanje najmanjše debeline krovne plasti pri uporabi dodatne zaščite $\Delta c_{dur,add}$.

- Krovni sloj betona za ploščo

Najmanjši debelina krovnega sloja betona za ploščo torej znaša:

$$c_{\min} = \max\{16 \text{ mm}; 15 \text{ mm}; 10 \text{ mm}\} = 16 \text{ mm}.$$

Upoštevanje odstopanj debeline krovnega sloja pri projektiranju Δc_{dev} je določeno s priporočeno vrednostjo 10 mm [1].

Navedene vrednosti vstavimo v izraz (3) in dobimo nazivni krovni sloj betona za ploščo:

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} = 16 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 26 \text{ mm}.$$

- Krovni sloj betona za steber

Kot smo že predhodno omenili, pri določitvi krovnega sloja betona za steber predpostavimo večji premer vzdolžnih armaturnih palic. Tako znaša najmanjša debelina krovnega sloja za steber:

$$c_{\min} = \max\{20 \text{ mm}; 15 \text{ mm}; 10 \text{ mm}\} = 20 \text{ mm}.$$

Prištejemo še Δc_{dev} , ki je določen s priporočeno vrednostjo 10 mm [1] in dobimo nazivni krovni sloj betona za steber:

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} = 20 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 30 \text{ mm}.$$

3 DIMENZIJE NOSILNIH ELEMENTOV KONSTRUKCIJE

Dimenzije konstrukcijskih elementov določimo na podlagi upoštevanja priporočil iz literature in določil iz standardov Evrokod, s katerimi izberemo začetne dimenzije posameznih elementov. Želimo poudariti, da izbrane dimenzije niso nujno optimalne, nam pa predstavljajo osnovo za nadaljnje računske analize in dimenzioniranje. V obravnavanem primeru namreč ustreznost izbranih dimenzij ni bistveni del nadaljnjih računskih analiz.

3.1 Debelina AB medetažne in strešne plošče

Debelino AB medetažne in strešne plošče določimo na podlagi mejnega razmerja med razpetino in statično višino prereza, pri katerem račun povosov ni potreben [1]. Mejno razmerje določimo z eno izmed spodnjih enačb:

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{\text{mej}} = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1\right)^{3/2} \right] \text{ če je } \rho \leq \rho_0 \text{ oziroma} \quad (3)$$

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{\text{mej}} = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12}\sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \text{ če je } \rho > \rho_0, \quad (4)$$

kjer so:

$\left(\frac{l}{d}\right)_{\text{mej}}$ mejno razmerje med razpetino in statično višino prereza,

K faktor, s katerim upoštevamo vpliv različnih statičnih sistemov (v našem primeru je 1,2),

ρ_0 referenčno razmerje armiranja = $\sqrt{f_{ck}} 10^{-3} = \sqrt{25} * 10^{-3} = 0,005$,

ρ zahtevana stopnja armiranja z natezno armaturo v sredini razpetine (pri konzolah nad podporo), ki je potrebna za prevzem momenta zaradi projektnih obtežb,

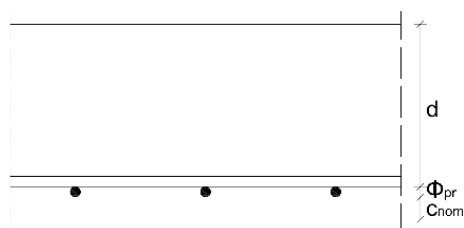
ρ' zahtevana stopnja armiranja s tlačno armaturo v sredini razpetine (pri konzolah nad podporo), ki je potrebna za prevzem momenta zaradi projektnih obtežb,

f_{ck} karakteristična tlačna trdnost betona v MPa.

Evrokod [1] v preglednici 7.4N podaja osnovna razmerja med razpetino in statično višino armiranobetonskih elementov brez tlačne osne sile. To razmerje je odvisno od statičnega modela in nivoja napetosti v betonu. Ob upoštevanju statičnega sistema plošče na stebrih brez nosilcev in predpostavki nizke napetosti betona ($\rho = 0,5\%$) je mejno razmerje $(l/d)_{\text{mej}} = 24$. Če za razpetino l upoštevamo vrednost 600 cm, ki pri obravnavani konstrukciji predstavlja večjo razpetino, dobimo potrebno statično višino plošče d , ki še omogoča izognitev kontroli povosov.

$$d = l/24 = 600 \text{ cm}/24 = 25 \text{ cm}. \quad (5)$$

Statični višini prištejemo še polovico premera armaturne palice v vzdolžni smeri Φ_{vzd} in premer armaturne palice v prečni smeri Φ_{pr} ter krovni sloj betona. Vse skupaj nam določa potrebno debelino plošče (slika 4).



Slika 4: Shematski prikaz določanje višine

$$h = d + \Phi_{vzd}/2 + \Phi_{pr} + c_{nom} = 25 + 0,8 + 1,6 + 2,6 = 30,0 \text{ cm} \quad (6)$$

Glede na dejstvo, da statično višino plošče določimo na podlagi predpostavljene stopnje armiranja ρ in predpostavljenega največjega premera palice pri izračunu krovnega sloja betona, za debelino medetažne in strešne plošče izberemo vrednost 30 cm.

Potrebno bi bilo preveriti ali izbrana debelina AB plošče zagotavlja varnost proti preboju stebra, vendar smo to kontrolo izpustili, ker ni bistvena glede na namen te naloge.

3.2 Dimenzije vertikalnih elementov nosilne konstrukcije

Skladno z Evrokodom [2] vertikalne nosilne elemente konstrukcije razdelimo na primarne in sekundarne potresne elemente. Sekundarni potresni elementi, za razliko od primarnih, ne tvorijo nosilnega sistema stavbe, ki bi prevzel horizontalne potresne obremenitve. Pri potresni analizi take nosilne elemente zanemarimo, njihovo nosilnost pa preverimo v skladu z določili Evrokoda, ki je namenjen projektiranju betonskih konstrukcij v običajnih pogojih [2].

Nosilno konstrukcijo uvrstimo med mešane konstrukcijske sisteme, ekvivalentne stenastemu. Pri takšni sistemih je strižna nosilnost sten ob vpetju večja od 50 % celotne strižne nosilnosti celega konstrukcijskega sistema, to je stebrov in sten.. To pomeni, da stebri služijo za prevzem navpične obtežbe. Zato lahko AB stebre uvrstimo med sekundarne potresne elemente, katerih začetne dimenzije določimo na podlagi določil iz [1], AB stene pa uvrstimo med primarne potresne elemente, zato morajo ustrezati pogojem v [2].

3.2.1 Dimenzije AB stebrov

Dimenzije stebrov določimo na podlagi omejitve njihove vitkosti, s katero se izognemo dimenzioniranju stebrov z upoštevanjem učinkov teorije drugega reda [1]. To pomeni, da moramo zagotoviti, da je vitkost stebra λ manjša od mejne vrednosti λ_{lim} . Vitkost izračunamo z izrazom:

$$\lambda = \frac{l_0}{i}, \quad (7)$$

kjer je l_0 uklonska dolžina, ki pri obravnavani konstrukciji znaša polovico etažne višine, i pa je vztrajnostni polmer nerazpokanega betonskega prereza in je:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A_c}} = \sqrt{\frac{a^4/12}{a^2}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}}. \quad (8)$$

Vztrajnostni polmer je količnik med vztrajnostnim momentom in ploščino prereza, kjer a predstavlja dimenzijo stranice kvadratnega prečnega prereza stebra. Mejno vitkost ocenimo z izrazom:

$$\lambda_{\text{lim}} = 20 \frac{A B C}{\sqrt{n}}. \quad (9)$$

Parametri A , B , C so odvisni od učinkovitega koeficienta lezenja, mehanske stopnje armiranja in razmerja upogibnih momentov. V kolikor vrednosti parametrov ne poznamo, lahko za parameter A upoštevamo vrednost 0,7, za B vrednost 1,1 in za C vrednost 0,7. Imenovalec n v enačbi (9) predstavlja normirano osno silo v stebri, ki je odvisna od projektne tlačne sile in dimenzij prečnega prereza stebra.

Za določitev projektne tlačne sile N_{Ed} moramo poznati velikost navpične obtežbe konstrukcije, ki pa jo lahko v tej fazi analize le bolj ali manj natančno ocenimo. Za lastno težo medetažne in strešne plošče privzamemo vrednost 10,0 kN/m², za koristno obtežbo pa vrednost 5,0 kN/m².

Projektno tlačno silo izračunamo na podlagi osnovne kombinacije vplivov za mejno stanje nosilnosti (MSN) [3], ki določa, da lastno težo in stalno obtežbo pomnožimo s faktorjem 1,35, koristno obtežbo pa s faktorjem 1,5. Predpostavimo kvadratni prečni prerez AB stebra s stranico $a = 35$ cm.

Glede na razporeditev vertikalnih nosilnih elementov ocenimo vplivno površino plošče, ki pripada enemu stebri.

$$N_{\text{Ed}} = 1,35 \cdot (6 \cdot 4 \cdot (10 + 10) + 6,4 \cdot 25 \cdot 0,35^2) + 1,5 \cdot 6 \cdot 4 \cdot 5 = 854,46 \text{ kN} \quad (10)$$

$$n = \frac{N_{\text{Ed}}}{A_c \cdot f_{\text{cd}}} = \frac{854,46}{35 \cdot 35 \cdot 2,5 / 1,5} = 0,419 \quad (11)$$

$$\lambda_{\text{lim}} = 20 \frac{0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{0,419}} = 16,66$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{\left(\frac{340 - 30}{2}\right)}{\left(\sqrt{\frac{35^2}{12}}\right)} = 15,34 < \lambda_{\text{lim}} = 16,66$$

Ugotovimo, da je vitkost stebra s prečnim prerezom dimenzije $b/h = 35/35$ cm manjša od mejne vitkosti, tako da dokaz varnosti stebra po teoriji drugega reda ne bi bil potreben.

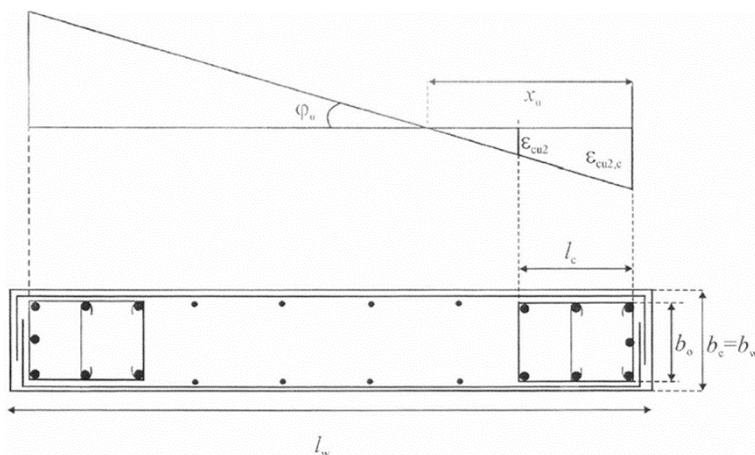
3.2.2 Debelina AB sten

Debelino AB stene določimo skladno s pogojem, ki velja za duktilne stene. Ta določa, da mora širina stojine stene b_{w0} zadostiti pogoju (12), kjer h_s predstavlja svetlo etažno višino v metrih [2]:

$$b_{\text{w0}} \geq \max\left\{0,15, \frac{h_s}{20}\right\} = \max\left\{0,15, \frac{3,40 - 0,25}{20}\right\} = 0,155 \text{ m}. \quad (12)$$

Kot smo že predhodno omenili, pri obravnavani nosilni konstrukciji celotno horizontalno potresno obtežbo prevzamemo s stenami. Zato se na koncih sten pojavijo velike tlačne oziroma natezne obremenitve. Tlačno obremenjene konce betonskih sten moramo ustrezno zavarovati, še posebej, če tlačna deformacija v betonu prekorači vrednost 0,0035, saj v tem primeru beton odpade. Razdalja od sredine stremena v bližini najbolj tlačnega konca stene, do točke, kjer je tlačna deformacija betona

enaka 0,0035, označimo z l_c (slika 5). To dolžino imenujemo dolžina objetega robnega elementa in ne sme biti manjša od 0,15 dolžine stene oziroma 1,5 širine stene [2].

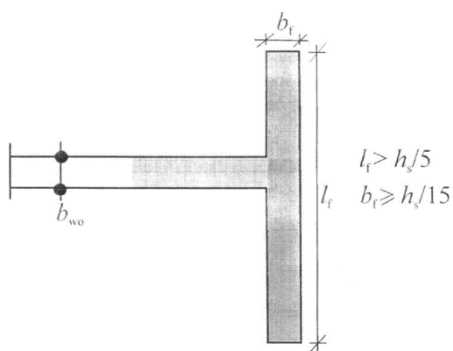


Slika 5: Robni element, objet z gostimi stremeni na prostem robu [2]

V primeru, ko se stena zaključuje s prirobnico dolžine l_f in debeline b_f , kot to prikazuje slika 6, in dimenziji prirobnice izpolnjujeta pogoja (13) in (14), pa objeti robni element na koncu stene ni potreben, lahko pa je potreben na koncih prirobnice.

$$l_f > h_s/15 = (340 - 30)/5 = 62 \text{ cm in} \quad (13)$$

$$b_f \geq h_s/15 = (340 - 30)/15 = 20,7 \text{ cm.} \quad (14)$$



Slika 6: Pogoja, ko objeti robni element ni potreben [2]

Nosilno konstrukcijo objekta predstavljajo povezane stene z odprtini, kar pomeni, da se posamezne stene zaključujejo z velikimi prirobnicami in zato robni elementi niso potrebni. Ker moramo pri tem izpolniti pogoj glede minimalne debeline prirobnice (14), zaključimo, da znaša debelina vseh sten v konstrukciji 25 cm.

3.3 Debelina AB temeljne plošče

Debelina temeljne plošče je zaradi namena diplomske naloge spremenljiva, in sicer znaša 25 cm, 40 cm, 55 cm, 70 cm in 100 cm. Zavedamo se, da nekatere debeline ne zagotavljajo potrebne nosilnosti ali pa so predimenzionirane, nam pa bodo pomagale pri nadaljnjih ugotovitvah.

4 DOLOČANJE VPLIVOV NA KONSTRUKCIJO

Vplive na konstrukcijo delimo na stalne, spremenljive in nezgodne vplive. Med stalne vplive uvrščamo lastno težo, stalno obtežbo, posredne vplive krčenja in neenakih posedkov temeljev, ..., pod spremenljive vplive pa koristno obtežbo, obtežbo snega, obtežbo vetra, ... [3]. V nadaljevanju bomo predstavili vplive, ki se nam zdijo bistveni v okviru predstavljene analize.

4.1 Stalni vplivi

Najosnovnejši stalni vpliv je lastna teža in stalna obtežba konstrukcijskih oziroma nekonstrukcijskih elementov, ostalih vplivov pa v tem delu ne bomo obravnavali.

4.1.1 Lastna teža in stalna obtežba strešne plošče

Nepohodno streho sestavlja 30 cm debela AB plošča, na kateri je bitumenski trak, ki služi kot parna zapora. Sledi toplotna izolacija, hidroizolacija, ločilni sloj in prodec [4].

Izračun stalne obtežbe strešne plošče je predstavljen v preglednici 2.

Preglednica 2: Izračun stalne obtežbe strešne plošče

Materiala	Debelina [m]	Specifična prostorninska teža [kN/m ³]	Lastna teža konstrukcije [kN/m ²]
prodec [5]	0,08	16	1,28
bitumenski trak 2x [6]	0,008	12	0,096
EPS 100 [7]	0,20	0,2	0,04
bitumenski trak	0,04	12	0,048
SKUPAJ g_{sp}			1,46

Lastna teža strešne plošče znaša:

$$g_{l,sp} = 0,30 \cdot 25 = 7,50 \text{ kN/m}^2.$$

4.1.2 Lastna teža in stalna obtežba medetažne plošče

Medetažno ploščo prav tako sestavlja 30 cm debela AB plošča, na kateri je zvočna izolacija, folija kot njena zaščita, nato pa sledi cementni estrih, lepilo in finalna obdelava [8].

Izračun stalne obtežbe medetažne plošče je prikazan v preglednici 3.

Preglednica 3: Izračun stalne obtežbe medetažne plošče

Materiala	Debelina [m]	Specifična prostorninska teža [kN/m ³]	Lastna teža konstrukcije [kN/m ²]
naravni kamen [6]	0,02	28	0,56
lepilo [6]	0,005	12	0,06
cementni estrih [9]	0,08	20	1,60
kamena volna TPS [10]	0,06	1,20	0,07
SKUPAJ g_{mp}			2,29

Lastna teža medetažne plošče znaša:

$$g_{l,mp} = 0,30 \cdot 25 = 7,50 \text{ kN/m}^2.$$

4.1.3 Lastna teža in stalna obtežba temeljne plošče

Temeljna plošča leži na utrjenem nasutju, nad katerim je podložni beton, hidroizolacija in toplotna izolacija. Sledi AB plošča na kateri je postavljena zvočna izolacija, folija, cementni estrih, lepilo in finalna obdelava [11].

Izračun lastne teže nenosilnega dela konstrukcijskega sklopa nad AB ploščo je prikazan v preglednici 4.

Preglednica 4: Izračun stalne obtežbe nad AB ploščo

Materiala	Debelina [m]	Specifična prostorninska teža [kN/m ³]	Lastna teža zaščitnih plasti [kN/m ²]
naravni kamen [6]	0,02	28	0,56
lepilo [6]	0,005	12	0,06
cementni estrih [9]	0,08	20	1,60
PE folija			
kamena volna TPS [10]	0,06	1,20	0,07
SKUPAJ			2,29

Kot smo omenili v poglavju 4.3, debelino temeljne plošče spreminjamo od 25 cm do največ 100 cm, zato izračunamo lastno težo plošče za vsako debelino posebej.

Preglednica 5: Izračun lastne teže AB plošče za različne debeline

Materiala	Debelina [m]	Specifična prostorninska teža [kN/m ³]	Lastna teža AB plošče [kN/m ²]
AB plošča	0,25	25	6,25
AB plošča	0,40	25	10,00
AB plošča	0,55	25	13,75
AB plošča	0,70	25	17,50
AB plošča	1,00	25	25,00

Plasti pod armiranobetonsko temeljno ploščo ne vplivajo na lastno težo nosilne konstrukcije, zato jih v analizi ne upoštevamo. Prav tako ne upoštevamo lastne teže AB plošče, v kolikor računamo notranje statične količine v konstrukciji, saj se v temeljni plošči zaradi lastne teže ne pojavijo nobene obremenitve. Pri izračunu posredkov konstrukcije in napetosti v zemljini pa moramo lastno težo AB temeljne plošče upoštevati.

4.1.4 Lastna teža stebrov

Lastno težo stebrov izračunamo tako, da površino prečnega prereza stebra pomnožimo s prostorninsko težo armiranega betona. Tako dobimo lastno težo na tekoči meter stebra:

$$g_{l,st} = 0,35 \cdot 0,35 \cdot 25 = 3,06 \text{ kN/m}.$$

Lastna teža stebrov znaša 3,06 kN na tekoči meter.

4.1.5 Lastna teža stene

Lastna teža stene je odvisna od debeline stene. Izračunamo jo tako, da debelino stene pomnožimo s prostorninsko težo armiranega betona:

$$g_{st} = 0,25 \cdot 25 = 6,25 \text{ kN/m}^2.$$

Teža kvadratnega metra stene je 6,25 kN.

4.2 Spremenljivi vplivi

Pri spremenljivih vplivih zaradi poenostavitve upoštevamo zgolj porazdeljeno koristno obtežbo in obtežbo snega na strehi.

4.2.1 Koristna obtežba

Kot smo omenili, je obravnavani objekt namenjen poslovni rabi, zato površine objekta uvrstimo v kategorijo B [12]. Tako znaša vrednost karakteristične koristne obtežbe na medetažni in temeljni plošči, balkonih ter stopnicah $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$.

Streha ni pohodna in je dostopna le za normalno vzdrževanje in popravila. Tako površino strehe uvrstimo v kategorijo H [12]. V tem primeru je priporočena vrednost koristne obtežbe $q_k = 0,4 \text{ kN/m}^2$.

4.2.2 Obtežba snega

Evrokod [13] upošteva obtežbo snega na strehi kot nenakopičeno oziroma nakopičeno. Zaradi poenostavitve obravnavamo samo primer enakomerno razporejenega snega na strehi. Velikost obtežbe snega določimo z izrazom:

$$s = \mu_i C_e C_t s_k, \quad (15)$$

kjer so:

μ_i oblikovni koeficient obtežbe snega,

C_e koeficient izpostavljenost,

C_t toplotni koeficient in

s_k karakteristična obtežba snega na tleh.

Oblikovni koeficient obtežbe snega je odvisen od naklona in vrste strehe. Obravnavana konstrukcija ima ravno streho, za katero je predpisana vrednost tega koeficienta 0,8.

Koeficient izpostavljenosti upošteva kako okoliški objekti, teren, drevesa, ... vplivajo na obtežbo snega na objektu. Objekte lahko razvrstimo na izpostavljene vetru, običajne ali zaščitene pred vetrom. V obravnavanem primeru upoštevamo, da teren nima posebnega vpliva na objekt, zato je vrednost koeficienta 1,0.

S toplotnim koeficientom upoštevamo taljenje snega v primeru velike toplotne prevodnosti skozi streho. Pri strehah z normalno izolacijo je vrednost tega koeficienta enaka 1,0.

Karakteristična obtežba snega na tleh je odvisna od lokacije objekta in nadmorske višine. Objekt glede na lokacijo uvrstimo v cono A2, posledično je karakteristična obtežba snega definirana z enačbo:

$$s_k = 1,293 \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right], \quad (56)$$

kjer A predstavlja nadmorsko višino, ki za Ljubljano znaša $A = 300$ m.

$$s_k = 1,293 \left[1 + \left(\frac{300}{728} \right)^2 \right] = 1,51 \text{ kN/m}^2$$

$$s = \mu_i C_e C_t s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,51 \text{ kN/m}^2 = 1,21 \text{ kN/m}^2$$

Enakomerna obtežba snega na strehi torej znaša $1,21 \text{ kN/m}^2$.

4.3 Kombinacije vplivov za mejna stanja nosilnosti

Na konstrukcijo praviloma vedno deluje večje število obtežb oziroma vplivov. Pri projektiranju moramo zato najti kombinacije vplivov, za katere ocenjujemo, da se bodo pojavili sočasno in ki bodo predstavljali kritični obtežni primer. V modelu upoštevamo samo osnovno kombinacijo vplivov oziroma kombinacijo vplivov za stalna in začasna projektna stanja za mejno stanje nosilnosti, saj ocenjujemo, da kombinaciji vplivov za neugodna oziroma potresna projektna stanja ne bosta prinesla drugačnih zaključkov pri izvedeni analizi. Kombinacijo vplivov za stalna in začasna projektna stanja formalno zapišemo kot:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \text{ "+" } \gamma_P P \text{ "+" } \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}. \quad (67)$$

V enačbi (17) oznaka "+" pomeni »kombinirano z«, G_k je karakteristična vrednost stalnega vpliva, $Q_{k,1}$ je karakteristična vrednost prevladujočega spremenljivega vpliva, $Q_{k,i}$ je karakteristična vrednosti i -ega spremljajočega spremenljivega vpliva, P je odločilna reprezentativna vrednost vpliva prednapetja, γ_G oziroma γ_Q je delni varnostni faktor za stalni oziroma spremenljivi vpliv, γ_P je delni varnostni faktor za prednapetje, ψ_0 pa je faktor za kombinacijsko vrednost spremenljivega vpliva [3].

Vrednost delnega varnostnega faktorja za stalni vpliv v primeru neugodnega delovanja je 1,35, za primer spremenljivega vpliva pa 1,5 [3].

Glede na upoštevane obtežbe v analizi za karakteristični stalni vpliv upoštevamo vpliv lastne teže konstrukcijskih in nekonstrukcijskih elementov. Ob primerjavi velikosti spremenljivih vplivov ugotovimo, da ima koristna obtežba večji vpliv na konstrukcijo kot obtežba snega, zato za prevladujoč spremenljiv vpliv izberemo koristno obtežbo. Obtežbo snega upoštevamo kot spremljajoč spremenljiv vpliv, ki ga moramo glede na izraz (17) pomnožiti s kombinacijskim faktorjem ψ_0 , ki za obtežbo snega znaša 0,5 [3].

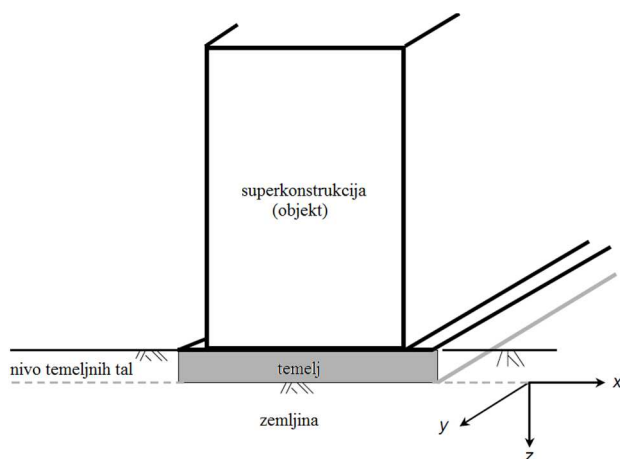
Na ta način dobimo osnovno kombinacijo vplivov za mejna stanja nosilnosti, ki je:

$$1,35 \cdot G_k \text{ "+" } 1,5 \cdot Q_k \text{ "+" } 1,5 \cdot 0,5 \cdot S_k,$$

kjer G_k predstavlja lastno težo konstrukcijskih in nekonstrukcijskih elementov, Q_k koristno obtežbo in S_k obtežbo snega.

5 INTERAKCIJA TEMELJNIH TAL IN KONSTRUKCIJE

V gradbeništvu se velikokrat srečamo s problemom interakcije temeljnih tal in konstrukcije (slika 7). Konstrukcija preko svojih temeljev prenaša obtežbo na temeljna tla, kar povzroči posedke oziroma deformacije. Zaradi fizičnega stika temelja in temeljnih tal je deformacija obeh povezana in usklajena. Za inženirje so v tej interakciji bistveni podatki posedki in notranje sile v temeljni plošči, ki se običajno razlikujejo glede na uporabljeno metodo izračuna. V praksi najraje uporabljamo metode, ki so enostavne in dajo sprejemljive rezultate. Ker je to praviloma izključujoče, morajo biti metode poenostavljene le toliko, kot je z vidika praktičnosti res nujno potrebno [14].

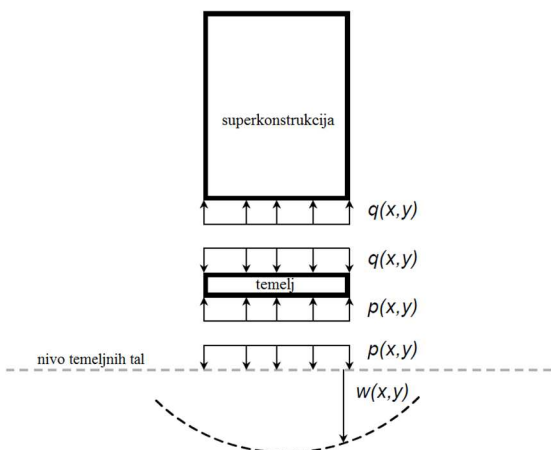


Slika 7: Shematski prikaz objekta na temeljnih tleh [14]

5.1 Metode izračuna interakcije

Idealen način izračuna interakcije med objektom in zemljino predstavlja hkratna obravnava objekta, temelja in temeljnih tal kot celote. Za tak način izračuna potrebujemo napredno računsko metodo, ustrezno programsko opremo in dovolj zmogljiv računalnik. Ker je to dostopno šele nekaj let, so se v začetkih obravnave tega problema razvile poenostavljene računske metode.

Pri tradicionalnem postopku poenostavljene računske analize razdelimo celotno obravnavano konstrukcijo na tri osnovne dele (slika 8): temeljna tla, temeljna plošča oziroma temelji in preostali del konstrukcije nad temelji. Analiza temelji na predpostavki, ki ne upošteva diferenčnih posedkov. Preko konstrukcije se celotna obtežba prenese do najnižjega dela konstrukcije, kjer se aktivirajo reakcije $q(x,y)$, ki hkrati predstavljajo tudi obtežbo temeljne plošče. Velikost in razpored reakcij dobimo z analizo konstrukcije. Te reakcije oziroma obtežba $q(x,y)$ ni nujno enakomerna ali zvezna. Na spodnji strani temeljne plošče se posledično aktivirajo reakcije temeljnih tal $p(x,y)$. Velikost in porazdelitev teh reakcij lahko predpostavimo ali pa jih dobimo kot rezultat računske analize, ob predpostavki nekaterih matematičnih povezav. Posedke temeljnih tal $w(x,y)$ lahko izračunamo z uporabo kontaktne obtežbe $p(x,y)$, ki jo dobimo z analizo temeljne plošče [14].



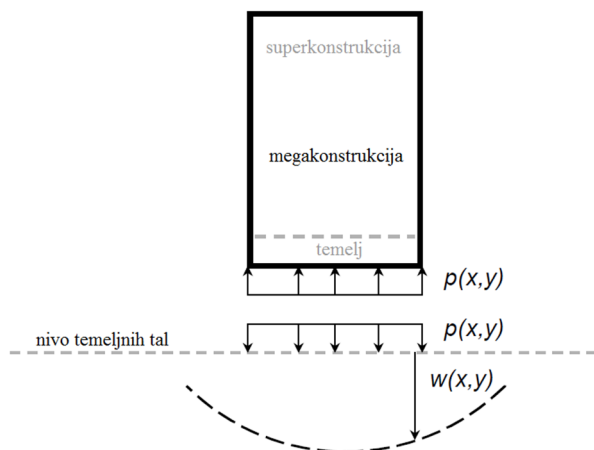
Slika 8: Razdelitev modela po tradicionalnem postopku analize [14]

Pri takšni analizi ima bistveno vlogo reakcija temeljnih tal $p(x,y)$, ki jo moramo predpostaviti na začetku analize, kljub temu, da naj bi bil to rezultat analize. Zaradi poenostavitve računske analize, vpeljemo nov togostni parameter temeljnih tal $k(x,y)$, imenovan koeficient reakcije tal. Definiran je kot razmerje med kontaktno obtežbo $p(x,y)$ in posedkom temeljnih tal $w(x,y)$ [14].

$$k(x,y) = \frac{p(x,y)}{w(x,y)} \quad (18)$$

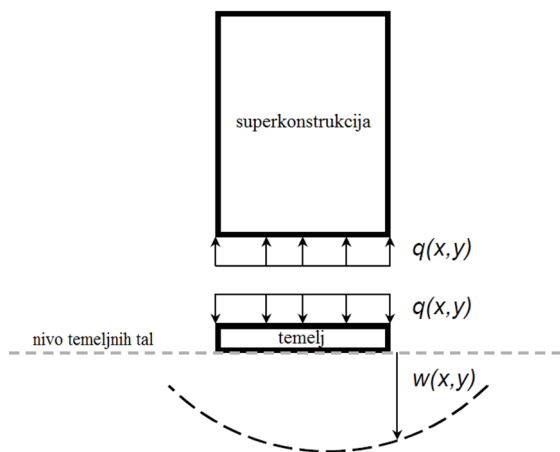
Koeficient reakcije tal je navidezno neodvisen od modela temeljnih tal in je po definiciji vrednost, ki je izračunana kot razmerje med tlakom in posedkom v neki točki, ki jih je treba najprej izračunati. Strogo gledano koeficient reakcije tal torej ni vhodni (materialni) parameter tal [14].

Razvoj računalniške tehnologije nam je omogočil tudi drugačne metode izračuna. Tako imenovana strukturna alternativa (slika 9) obravnava konstrukcijo in temelje kot eno celoto – megakonstrukcijo. Na ta način je upoštevana interakcija konstrukcije in temeljev, kar je prednost pred tradicionalnimi metodami, ki tega ne upoštevajo. Prednost te metode je tudi, da analizo lahko izvršimo s komercialno dostopnimi računalniškimi programi. Pomanjkljivost metode je v reakciji temeljnih tal $p(x,y)$, ki mora biti predpostavljena ali matematično modelirana. Najosnovnejši model temeljnih tal, ki je tudi največkrat uporabljen v statični analizi konstrukcij, se imenuje Winklerjeva hipoteza [14].



Slika 9: Razdelitev konstrukcije po strukturni in psevdo-idealni alternativni [14]

Naslednja metoda izračuna je tako imenovana geotehnična alternativa (slika 10), ki skupaj obravnava temeljna tla in temelje. To nam omogoča uporabo natančnih modelov temeljnih tal, za kar potrebujemo zmogljivo programsko opremo, ki omogoča tridimenzionalno analizo in je dostopna šele nekaj let. Slabost te metode je ločena analiza konstrukcije, pri kateri niso upoštevani diferenčni posedki. Z upoštevanjem interakcije med konstrukcijo in temelji (s temeljnimi tlemi) bi prišli do bolj natančnih rezultatov [14].



Slika 10: Razdelitev konstrukcije po geotehnični alternativni [14]

Zadnja obravnavana metoda, imenovana psevdo-idealna alternativa, je zelo podobna strukturalni alternativni (slika 9). Obema je skupna uporaba Winklerjevega modela temeljnih tal, s tem, da je pri psevdo-idealni alternativni metodi izboljšana določitev modula reakcije tal, kar daje znatno boljše rezultate računske analize. To dosežemo s ponavljajočimi strukturalnimi in geotehničnimi analizami, kjer rezultat strukturalne analize uporabimo kot vhodni podatek v geotehnični, rezultat slednje pa ponovno uporabimo v strukturalni analizi. To ponavljamo toliko časa, da so rezultati zadnje in predzadnje ponovitve analize znotraj sprejemljive natančnosti [14].

Zavedati se je potrebno, da je lahko analiza konstrukcije natančna samo toliko, kot so natančni vhodni podatki.

5.2 Teža konstrukcijskih elementov

Pri analizi konstrukcije in temeljnih tal se srečamo s problemom lastne teže elementov, ki so v stiku s temeljnimi tlemi. Postavi se vprašanje ali je potrebno upoštevati težo takšnih elementov ali pa jo lahko zanemarimo. Na to vprašanje ni enoličnega odgovora. Glede vpliva lastne teže temeljne plošče lahko temelje razdelimo v dve skupini: teža temeljev vpliva na obnašanje temeljev in teža temeljev vpliva na obnašanje konstrukcije. V obeh primerih obravnavamo interakcijo s temeljnimi tlemi [14].

5.2.1 Lastna teža temeljev vpliva na obnašanje temeljev

Lastna teža temeljev povzroči posedke in posledično tudi upogibne momente v temelju. Momenti se lahko v temelju pojavijo šele potem, ko beton dosežene vsaj nekaj trdnosti. Posedki, v debelo-zrnatih (nekoherentnih) zemljinah in del posedkov v nedreniranih drobnozrnatih (koherentnih) zemljinah, se pojavijo hitro, ko je beton še nenosen, zato ne povzročijo momentov v temelju. Del posedkov, ki so posledica primarne konsolidacije koherentnih zemljin, nastanejo šele po določenem času in posledično povzročimo upogibnih obremenitev v temelju [14].

5.2.2 Lastna teža temeljev vpliva na obnašanje konstrukcije

Vpliv teže temeljev na konstrukcijo je prav tako časovno odvisno. V primeru zemljin, kjer se posedki pojavijo skoraj takoj po nanosu obtežbe, teža temeljev ne vpliva na konstrukcijo. Pri zemljinah, kjer posedanje traja dalj časa, pa teža temeljev vpliva tudi na posedke konstrukcije [14].

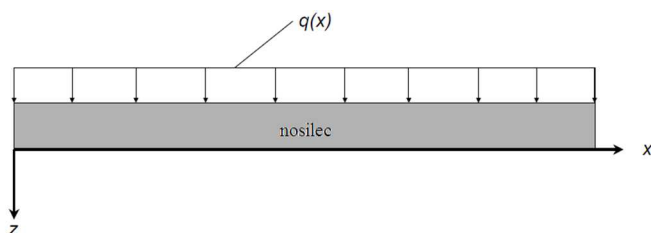
Lastna teža temeljev ima pozitiven učinek na stabilnost objekta v primeru vzgona zaradi podzemne vode ali zaradi obtežbe vetra in potresa. Posledično moramo težo temeljev v takem primeru upoštevati [14].

5.3 Analogija nosilca in temelja

Obnašanje nosilca je osnova za razumevanje obnašanja temelja. Zaradi poenostavitve predpostavimo enosno upogibno obremenjeni nosilec (slika 11) pravokotnega prečnega prereza z vztrajnostnim momentom I in linearno elastičnim materialom z modulom elastičnosti E . Razmerje med obtežbo in deformacijo nosilca matematično predstavimo z diferencialno enačbo, ki jo lahko zapišemo tudi v matrični obliki [14]:

$$[S]\{d\} = \{q\}, \quad (19)$$

kjer $[S]$ predstavlja togostno matriko, $\{d\}$ deformacijski vektor in $\{q\}$ vektor obtežbe.



Slika 11: Nosilec obremenjen s prečno obtežbo [14]

Tradicionalna rešitev pomika nosilca pod vplivom prečne obtežbe $q(x)$, imenovana tudi Eulerjeva teorija, upošteva tri bistvene poenostavitve in predpostavke [14]:

- Začetna geometrija nosilca je nedeformirana.
- Prečni prerez nosilca je raven tudi po deformaciji.
- Vertikalen pomik nosilca $w(x)$ je relativno majhen.

Enačba (20) je diferencialna enačba, ki opisuje obnašanje nosilca pod obtežbo ob upoštevanju zgornjih predpostavk [14].

$$\frac{d^2}{dx^2} \left(EI(x) \frac{d^2 w(x)}{dx^2} \right) = q(x) \quad (20)$$

V kolikor predpostavimo še konstantno upogibno togost nosilca $EI(x)$ po celotni dolžini l , dobimo [14]:

$$EI \frac{d^4 w(x)}{dx^4} = q(x). \quad (21)$$

Togostno matriko $[S]$ iz enačbe (19) lahko za enostaven Eulerjev nosilec zapišemo kot:

$$\begin{bmatrix} \left(\frac{12EI}{l^3}\right) & \left(\frac{6EI}{l^2}\right) & \left(-\frac{12EI}{l^3}\right) & \left(\frac{6EI}{l^2}\right) \\ \left(\frac{6EI}{l^2}\right) & \left(\frac{4EI}{l}\right) & \left(-\frac{6EI}{l^2}\right) & \left(\frac{2EI}{l}\right) \\ \left(-\frac{12EI}{l^3}\right) & \left(-\frac{6EI}{l^2}\right) & \left(\frac{12EI}{l^3}\right) & \left(-\frac{6EI}{l^2}\right) \\ \left(\frac{6EI}{l^2}\right) & \left(\frac{2EI}{l}\right) & \left(-\frac{6EI}{l^2}\right) & \left(\frac{4EI}{l}\right) \end{bmatrix}. \quad (22)$$

5.3.1 Strižne napetosti

Medtem ko Eulerjeva teorija upošteva samo upogibno deformacijo, Timoshenkova upošteva tudi strižno deformacijo. V realnosti se zaradi upogiba razvijejo tudi strižne napetosti, ki povzročijo, da se prerez, ki je v začetku raven in pravokoten na vzdolžno os nosilca, zvije ob posedku nosilca. To si lahko predstavljamo kot horizontalen pomik točke prereza, relativno na prerez, vzdolž nosilca [14].

Za potrebe izračuna Timoshenkovega nosilca definiramo nov parameter α_v , in sicer:

$$\alpha_v = \frac{12EI}{GA_v l^2}, \quad (23)$$

kjer G predstavlja strižni elastični modul, A_v pa strižni prerez nosilca.

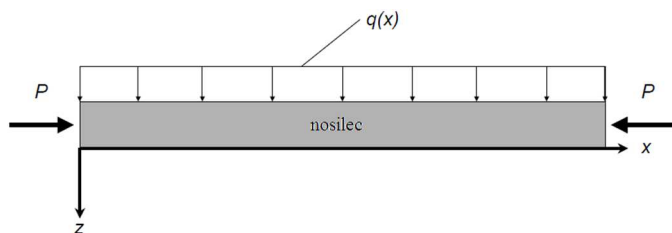
Togostno matriko za Timoshenkov nosilec zapišemo kot:

$$\begin{bmatrix} \left(\frac{12EI}{(1+\alpha_v)l^3}\right) & \left(\frac{6EI}{(1+\alpha_v)l^2}\right) & \left(-\frac{12EI}{(1+\alpha_v)l^3}\right) & \left(\frac{6EI}{(1+\alpha_v)l^2}\right) \\ \left(\frac{6EI}{(1+\alpha_v)l^2}\right) & \left(\frac{(4+\alpha_v)EI}{(1+\alpha_v)l}\right) & \left(-\frac{6EI}{(1+\alpha_v)l^2}\right) & \left(\frac{(2-\alpha_v)EI}{(1+\alpha_v)l}\right) \\ \left(-\frac{12EI}{(1+\alpha_v)l^3}\right) & \left(-\frac{6EI}{(1+\alpha_v)l^2}\right) & \left(\frac{12EI}{(1+\alpha_v)l^3}\right) & \left(-\frac{6EI}{(1+\alpha_v)l^2}\right) \\ \left(\frac{6EI}{(1+\alpha_v)l^2}\right) & \left(\frac{(2-\alpha_v)EI}{(1+\alpha_v)l}\right) & \left(-\frac{6EI}{(1+\alpha_v)l^2}\right) & \left(\frac{(4+\alpha_v)EI}{(1+\alpha_v)l}\right) \end{bmatrix}. \quad (24)$$

Ugotovimo, da se večini členom togostne matrike Timoshenkovega nosilca velikost zmanjša, kar pomeni, da je nosilec manj tog v upogibu. Posledično to pomeni večji posedek nosilca pod obtežbo. Vpliv strižnih napetosti se poveča v primeru, ko je razmerje med višino in dolžino nosilca veliko, zato lahko pri »običajnih« nosilcih vpliv strižnih napetosti tudi zanemarimo [14].

5.3.2 Nelinearna analiza

Ena od predpostavk Eulerjeve teorije je tudi linearna analiza oz. nedeformiranost začetne geometrije. V primeru, ko je nosilec osno obremenjen s silo P , ugotovimo, da bi lahko silo P (pozitivna vrednost pomeni tlak) teoretično povečali do neskončnosti in ne bi prišlo do izbočenja nosilca, saj osna sila ne vpliva na upogib nosilca [14].



Slika 12: Nosilec obremenjen z osno in prečno obtežbo [14]

V realnosti tlačna osna sila v kombinaciji s prečno obtežbo (slika 12) privede do večjih posedekov nosilca. To imenujemo tudi » $P-\Delta$ « efekt, saj osna sila P poveča posedek za razdaljo Δ . Nelinearna analiza tako upošteva linearno analizo in » $P-\Delta$ « efekt [14].

V primeru upoštevanja nelinearne analize nosilca, dobimo v enačbi (21) še dodaten člen, ki je odvisen od osne sile:

$$EI \frac{d^4 w(x)}{dx^4} + P \frac{d^2 w(x)}{dx^2} = q(x). \quad (25)$$

S primerjavo enačbe (25) in linearne, Eulerjeve enačbe (21), ugotovimo, da ima osna sila vpliv na upogib. V primeru, da je osna sila $P = 0$ je enačba (25) identična enačbi (21). Najbolj zanimiv in uporaben vidik rešitve enačbe (25) je, da lahko v osnovi nelinearen problem pretvorimo v navidezno linearen problem, saj lahko dobimo relativno enostavno, točno enačbo, ki opisuje nelinearen upogib nosilca [14].

Prav tako lahko togostno matriko (22) preoblikujemo, da bo ustrezala enačbi (25). Zaradi bolj preglednega zapisa v tem delu zanemarimo strižne napetosti [14].

$$\begin{bmatrix} \left(\frac{12EI}{l^3} - \frac{6P}{5l} \right) & \left(\frac{6EI}{l^2} - \frac{P}{10} \right) & \left(-\frac{12EI}{l^3} + \frac{6P}{5l} \right) & \left(\frac{6EI}{l^2} - \frac{P}{10} \right) \\ \left(\frac{6EI}{l^2} - \frac{P}{10} \right) & \left(\frac{4EI}{l} - \frac{2P}{15l} \right) & \left(-\frac{6EI}{l^2} + \frac{P}{10} \right) & \left(\frac{2EI}{l} + \frac{Pl}{30} \right) \\ \left(-\frac{12EI}{l^3} + \frac{6P}{5l} \right) & \left(-\frac{6EI}{l^2} + \frac{P}{10} \right) & \left(\frac{12EI}{l^3} - \frac{6P}{5l} \right) & \left(-\frac{6EI}{l^2} + \frac{P}{10} \right) \\ \left(\frac{6EI}{l^2} - \frac{P}{10} \right) & \left(\frac{2EI}{l} + \frac{Pl}{30} \right) & \left(-\frac{6EI}{l^2} + \frac{P}{10} \right) & \left(\frac{4EI}{l} - \frac{2Pl}{15} \right) \end{bmatrix} \quad (26)$$

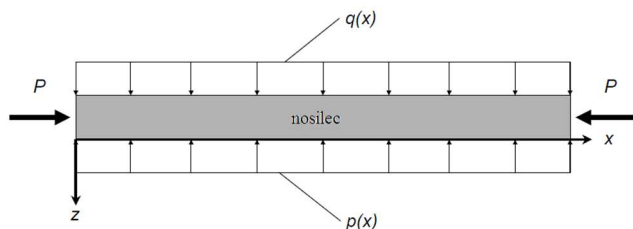
Ob pogledu na člene zgornje matrike opazimo, da osna sila P vpliva na upogibno obnašanje nosilca. V primeru tlačne osne sile (pozitiven predznak) vidimo, da se vrednost vseh členov togostne matrike zmanjša, kar pomeni bolj podajen nosilec. Nasprotno, natezna osna sila (negativen predznak) poveča vrednost členov in posledično poveča togost nosilca. Ob dovolj veliki tlačni sili P členi togostne matrike postanejo nič, kar pomeni, da je nosilec popolnoma upogibno podajen. Rezultat tega je neskončen pomik pri zelo majhni prečni obtežbi oziroma pride do uklona nosilca. Kritična vrednost tlačne osne sile P_{cr} je [14]:

$$P_{cr} = \frac{10EI}{l^2}, \quad (27)$$

kar je primerljivo s teoretično Eulerjevo uklonsko silo za prostoležeči nosilec [14]:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l^2} = \frac{9,9EI}{l^2}. \quad (28)$$

Ker smo osredotočeni na problem, kjer nosilec leži na temeljnih tleh, želimo enačbo (21) oz. (25) preoblikovati tako, da bo zadostila tem pogojem. Slika 13 prikazuje nosilec obremenjen z osno silo P in prečno silo $q(x)$ ter reakcijo tal $p(x)$.



Slika 13: Nosilec obremenjen z osno in prečno obtežbo in reakcijo tal [14]

Enačbi (21) in (25) moramo dodati člen reakcije tal in dobimo:

$$EI \frac{d^4 w(x)}{dx^4} + p(x) = q(x), \quad (29)$$

$$EI \frac{d^4 w(x)}{dx^4} + P \frac{d^2 w(x)}{dx^2} + p(x) = q(x). \quad (30)$$

Enačbo lahko zapišemo tudi v vektorski obliki:

$$[S]\{d\} + \{p\} = \{q\}, \quad (31)$$

kjer $\{p\}$ predstavlja vektor reakcije tal. Pri analizi konstrukcije je osnovni problem reševanja zgornje enačbe prav vektor reakcije tal, ki predstavlja novo spremenljivko. Komercialno dostopni programi za analizo konstrukcij lahko rešijo le enačbo (19), kjer ne nastopa reakcija tal. Tu se pokaže prednost Winklerjeve hipoteze (obrazložena v nadaljevanju), ki reakcijo tal izrazi v obliki pomikov. To pomeni, da $\{p\}$ izločimo kot spremenljivko in posledično enačbo (29) oziroma (30) rešimo na enostaven način.

6 MODELIRANJE TEMELJNIH TAL

Pri večini analiz konstrukcij tla predstavimo kot elastični polprostor (ni nujno homogen, izotropen ali linearno elastičen), ki ga podrobneje definiramo z modelom tal. Poenostavitve modela tal so narejene do stopnje, da je problem rešljiv, pri čemer dobimo še vedno sprejemljivo natančne rezultate.

Temeljna tla so v realnosti tridimenzionalna. Pri modeliranju se moramo prvo odločiti ali bomo uporabili tridimenzionalen ali dvodimenzionalen model, to je horizontalna x in y os, globino (z os) pa upoštevamo posredno [14].

6.1 Tridimenzionalni modeli

Prvi tridimenzionalni (3D) modeli temeljnih tal so temeljili na analitični obliki rešitve za elastični polprostor ob upoštevanju robnih pogojev. Leta 1974 sta Poulos in Davis [15] izdala obsežno zbirko rešitev, ki so v večini temeljile na linearni elastični teoriji. Rešitve so obravnavale probleme, ki so bili preveč poenostavljeni, da bi lahko opisovali obnašanje interakcije temeljnih tal in konstrukcije. Poleg tega pa takšnega modela ni bilo mogoče vključiti v program za analizo konstrukcij [14].

Druga alternativa pravemu 3D modelu je že omogočala računalniško podprto numerično rešitev. V tem primeru je bil model razdeljen na umetne sloje ali cone, na katerih je bila za vsak sloj posebej uporabljena linearna elastična teorija. Po principu superpozicije, ki prav tako temelji na linearno elastični teoriji, je bil končni rezultat seštevek rezultatov vsakega sloja [14].

Z razvojem računalništva so se odprle tudi nove možnosti za modeliranje. Uveljavila se je metoda končnih elementov, pri kateri je celoten polprostor razdeljen na majhne 3D elemente. V preteklosti smo tem lahko predpostavili le linearno elastično napetostno-deformacijsko stanje, danes pa so na voljo tudi že bolj kompleksni materialni modeli, kot je na primer »hardening soil« model [16], ki temelji na elasto-plastični teoriji. Ta metoda trenutno najbolje opisuje obnašanje temeljnih tal in interakcijo s temeljem [14].

Programi, ki so danes na voljo in uporabljajo metodo končnih elementov, že omogočajo 3D analizo temeljnih tal in enostavnih konstrukcij ter interakcijo med njima.

6.2 Dvodimenzionalni modeli

Pri dvodimenzionalnih (2D) modelih temeljna tla obravnavamo kot ravninski problem, kar pomeni, da so matematične enačbe funkcija horizontalnih koordinat (x in y os). Največji izziv takih modelov je upoštevanje spreminjanja lastnosti temeljnih tal po globini (z os) v matematičnih enačbah vmesnika [14].

Dvodimenzionalne modeli temeljnih tal ločimo na tri glavne skupine, ki se razlikujejo glede na stopnjo poenostavitve [14]:

- BEM (»boundary element method« - metoda robnih elementov) je najbolj natančen model, pri katerem uporabimo točne matematične enačbe.
- SEM (»surface-element models« - model površinskih elementov) je v osnovi podoben BEM-u, vendar so matematične enačbe, ki opisujejo obnašanje temeljnih tal poenostavljene.

- CMSE (»Conventional Method of Static Equilibrium« - konvencionalna metoda statičnega ravnotežja) v strogem smislu ni model tal, ampak predpostavka velikosti in razporeditve reakcije temeljnih tal $p(x,y)$.

Kljub temu, da je BEM najbolj natančen model, ni primeren za uporabo v praksi, saj se enačbe, ki opisujejo obnašanje tal od primera do primera zelo razlikujejo [14]. V preteklosti največkrat uporabljena metodologija je bila zaradi svoje preproste uporabe prav CMSE. V nadaljevanju bomo predstavili CMSE in SEM model temeljnih tal.

6.2.1 Konvencionalna metoda statičnega ravnotežja (CMSE)

CMSE je najenostavnejša metoda, ki je bila desetletja tudi najbolj uporabljena. Metoda predstavlja obnašanje temeljnih tal pri temeljenju s temeljno ploščo. Predpostavke metode so [14]:

- Vertikalne sile, ki se preko konstrukcije prenašajo na temeljno ploščo, so znane. Izračunamo jih na podlagi analize konstrukcije. Pri tej analizi niso upoštevani diferencialni posedki celotne konstrukcije.
- Temeljna plošča je toga in ne spreminja oblike, posledično ne ustvarja diferencialnih posedkov konstrukcije. V večini primerov se temeljna plošča posede enakomerno, razen v primeru ekscentrične vertikalne sile, pri kateri se temeljna plošča posede kot toga plošča, vendar neenakomerno, pri tem pa še vedno ne ustvari diferencialnih posedkov na konstrukciji.
- Reakcija temeljnih tal $p(x,y)$ je neodvisna od upogibne togosti temeljne plošče in sestave temeljnih tal.
- Reakcija temeljnih tal $p(x,y)$ je bilinearna ali ravninska. Če je rezultanta vertikalnih sil, ki delujejo na temeljno ploščo centrična, potem je reakcija temeljnih tal po velikosti enaka po celotni ploskvi. V nasprotnem primeru velikost reakcije temeljnih tal ni konstantna. Velikost in porazdelitev reakcije temeljnih tal določimo na podlagi klasične metode statičnega ravnotežja, od koder tudi ime metode.

Konvencionalna metoda statičnega ravnotežja ne predstavlja pravega modela temeljnih tal, saj z njo ne moremo oceniti posedkov, ki so nujni za analizo ali projektiranje temeljne plošče. Temeljna plošča skoraj vedno izkazuje nekaj upogiba (ni toga), kar pomeni, da se vedno pojavijo tudi diferencialni posedki. Kljub togosti plošče je predpostavka o enakomerni ali linearni porazdelitvi reakcije temeljnih tal napačna, saj je ta vedno neenakomerna in je večja ob robovih temelja. Posledično so upogibni momenti v temeljni plošči večji, kot pa jih dobimo z metodo CMSE [14].

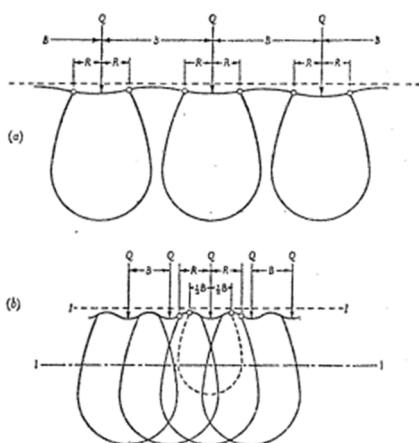
CMSE v splošnem ni sprejemljiva metoda za analizo interakcije med konstrukcijo in tlemi, saj ne omogoča izračuna posedkov. Prav tako dobimo s to analizo napačne vrednosti upogibnih momentov in diferencialnih posedkov, ki so pomembni pri dimenzioniranju konstrukcije [14].

6.2.2 Modeli površinskih elementov (SEM)

Modeli površinskih elementov oziroma vsaj najbolj enostaven model, ki temelji na Winklerjevi hipotezi in je bil osnovan v 19. stoletju, je bil do zgodnjih petdesetih let že toliko poznan in razvit, da je leta 1955 Terzaghi [17] podal priporočila, kako oceniti vrednosti parametrov modela. Do takrat, so bile na voljo le enostavne rešitve, ki jih je leta 1946 objavil Hetenyi [18].

Terzaghi je v svojem najpomembnejšem delu navedel nekaj pomembnih predpostavk, ki se nanašajo na uporabo Winklerjeve hipoteze [14]:

- Winklerjevo hipotezo je videl kot ustrezno metodologijo za izračun ocene upogibnih momentov, ki so bolj natančni, kot jih dobimo z uporabo CMSE, saj je tu upoštevan upogib temeljne plošče, hkrati pa se mu ni zdela primerna za oceno posedkov tal.
- Terzaghi je ločil upogibni moment na lokalno in globalno komponento. Lokalni upogibni moment je posledica posamezne, koncentrirane obtežbe (slika 14a), ki deluje na temeljno ploščo in povzroči posedek temeljne plošče tudi v bližini delovanja sile. Ob upoštevanju vseh posameznih sil (slika 14b), opazimo, da se vplivi posameznih sil na določeni globini pod temeljem med seboj prekrivajo, kar privede do bolj ali manj enakomernih vertikalnih napetosti pod to globino. Posledično se temeljna plošča posede v obliki konkavne linije. Vpliv globalne komponente upogibnega momenta predstavlja vpliv vseh lokalnih komponent. Terzaghi je videl vlogo Winklerjeve hipoteze v določitvi vpliva lokalnih komponent upogibnega momenta.



Slika 14: Vpliv posameznih obtežb (a) in skupine obtežb (b) [17]

Modele površinskih elementom (SEM) razdelimo na dve skupini. V prvo skupino uvršamo mehanske modele, ki so bili razviti v 19. stoletju in jih sestavljajo mehanski elementi, kot so vzmeti, upogibni elementi (nosilci, plošče), strižne plasti in deformirane prednapete membrane. V drugi polovici 20. stoletja so bili kot alternativa mehanskim modelom razviti poenostavljeni modeli kontinuuma. Te modele sestavljajo tri skupine parcialnih diferencialnih enačb (kompatibilnostne, konstitutivne in ravnotežne enačbe), ki opisujejo obnašanje linearno-elastičnega kontinuuma [14].

6.2.2.1 Mehanski modeli

Mehanske modele razdelimo na enoparametrške in večparametrške modele, ki jih podrobneje predstavimo v naslednjih poglavjih.

6.2.2.1.1 Enoparametrski modeli

Najenostavnejši enoparametrski model, imenovan tudi Winklerjeva hipoteza, temelji na predpostavki, da je posedek tal w_i v točki i odvisen samo od vertikalnih normalnih napetosti p_i v tej točki. Razmerje med napetostjo in posedkom je linearno in je definirano kot [14]:

$$p_i = k_{W_i} w_i, \quad (32)$$

kjer k_{W_i} predstavlja Winklerjev koeficient reakcije temeljnih tal v točki i . Winklerjevo hipotezo uvrščamo med enoparametrške modele zato, ker je samo en parameter potreben za določitev obnašanja tal. Zgornjo enačbo lahko interpretiramo tudi kot vzmet, ki je pravokotna na površino temeljnih tal. V primeru večjega števila točk, v katerih deluje napetost, enačbo (32) zapišemo tudi kot:

$$p(x, y) = k_W(x, y) w(x, y). \quad (33)$$

Opazimo lahko podobnost z enačbo (18), vendar je med njima nekaj pomembnih razlik. Winklerjeva hipoteza temelji na predpostavki, da obtežba v neki točki povzroči posedek v tej isti točki, medtem ko pri enačbi (18) posedek v kateri koli točki posledica obtežbe v vseh točkah. Modul reakcije tal $k(x, y)$ v enačbi (18) predstavlja izračunano vrednost, Winklerjev koeficient reakcije tal $k_W(x, y)$ pa predstavlja vhodni parameter, ki je kot funkcija x in y določen vnaprej [14].

Winklerjeva hipoteza ne zahteva, da mora biti vrednost koeficienta $k_W(x, y)$ konstantna ali linearna. V preteklosti, ko ni bilo računalnikov, je bila ta vrednost zaradi možnosti izračuna vnaprej predpostavljena in konstantna. V tem primeru jo označimo kot k_{W_0} [14].

Problem se pojavi, kako določiti vrednost k_{W_0} . V preteklosti so poskušali to vrednost izračunati s pomočjo materialnih karakteristik zemljine oz. na podlagi rezultatov preiskav zemljine. Vendar to ni bilo mogoče, saj Winklerjev koeficient reakcije tal ni osnovna materialna lastnost. Ugotovili so (Horvath [19], [20], [21], Liao [22], Vesic in Johnson [23]), da se vrednost koeficienta pod površino temelja spreminja. Odvisen je od togosti elementa (temelja), ki je med obtežbo in tlemi [14].

Leta 1970 sta Vesic in Saxena [24] ter dobro desetletje kasneje še Scott [25] ugotovila, da je potrebno za izračun upogibnih momentov, posedkov in reakcije tal, znotraj enega modela določiti tri različne vrednosti koeficienta k_{W_0} . Razlika med največjo in najmanjšo vrednostjo koeficienta je razreda velikosti šest. V primeru linearno elastične plošče, obremenjene s točkovno obtežbo, se rezultat (posedek, upogibni moment ali reakcijo tal) pri uporabi linearno elastičnih temeljnih tal razlikuje od rezultata, ki ga dobimo z uporabo Winklerjevega koeficienta reakcije temeljnih tal. Tudi če se rezultati ujemajo neposredno pod obtežbo, se v njeni okolici razlikujejo. Tak model ni dober, saj nam da različne rezultate [14].

Kljub očitnim pomanjkljivostim Winklerjeve hipoteze s konstantno vrednostjo Winklerjevega koeficienta, se ta še vedno uporablja v praksi. Glavni razlog je v tem, da lahko reakcijo tal $p(x, y)$ oz. $\{p\}$ izločimo kot spremenljivko, kar nam omogoča enostavno uporabo tudi v računalniških programih [14].

Kot primer si oglejmo prečno obremenjeni temeljni nosilec (brez osne sile) na temeljnih tleh (slika 13). Obnašanje takega nosilca nam opisuje enačba (29):

$$EI \frac{d^4 w(x)}{dx^4} + p(x) = q(x). \quad (29)$$

Najbolj enostavna oblika Winklerjeve hipoteze je enačba s konstantnim koeficientom reakcije tal:

$$p(x) = k_{W_0} w(x). \quad (34)$$

Če združimo enačbi (29) in (34) dobimo:

$$EI \frac{d^4 w(x)}{dx^4} + k_{W_0} w(x) = q(x). \quad (35)$$

Na ta način smo izločili reakcijo tal $p(x)$ iz enačbe (29) kot spremenljivko. Enačbo (35) v matrični obliki zapišemo kot:

$$[S]\{d\} + [k_{W_0}]\{d\} = \{q\}, \quad (36)$$

ali drugače:

$$[S']\{d\} = \{q\}. \quad (37)$$

$[S']$ predstavlja spremenjeno upogibno togostno matriko, ki je definirana kot:

$$[S'] = [S + k_{W_0}]. \quad (38)$$

Na ta enostaven način obnašanje temeljnih tal vključimo v togostno matriko temeljnega elementa. Spremenjeno togostno matriko si lahko predstavljamo kot temeljni element, razdeljen na manjše dele, kateremu v vsakem vozlišču dodamo vzmet, ki so med seboj neodvisne. Vzmeti so orientirane pravokotno na temeljni element. Razširjenost uporabe Winklerjeve hipoteze je še toliko večja, ker lahko v računalniških programih takšne vzmeti enostavno definiramo in uporabimo [14].

Brez težav lahko za osnovno togostno matriko uporabimo togostno matriko, ki definira Eulerjev ali Timoshenkov nosilec. Prav tako lahko dani problem razširimo na problem nosilca, kjer je prisotna osna sila. V tem primeru je lahko Winklerjev koeficient reakcije konstanta ali pa funkcija koordinate x . Enačbo (37) lahko razširimo na uporabo na temeljni plošči, pri kateri so Winklerjeve vzmeti razporejene po celotni površini plošče in so lahko konstantne ali pa so definirane kot funkcija x in y koordinate [14].

Kot je bilo omenjeno, Winklerjeva hipoteza temelji na tezi, da obtežba v točki i povzroči posedek v tej isti točki. V realnosti obtežba zaradi strižnih napetosti v tleh povzroči posedek tudi v ostalih okoliških točkah (efekt povezanih vzmeti). Ta poenostavitev je ena glavnih pomanjkljivosti Winklerjeve hipoteze. Zaradi te pomanjkljivosti sta se razvila dva pristopa, ki pa se med seboj bistveno razlikujeta. Prvi pristop, ki se je začel uporabljati že leta 1930, temelji na vključitvi povezanosti vzmeti v teoretične osnove modela zemljine. Ta pristop imenujemo večparametrski model. Drugi pristop, ki se imenuje psevdopovezan koncept, pa je praktično samo preoblikovana Winklerjeva hipoteza, zato ga uvršamo med enoparametrške modele. [14].

6.2.2.1.1.1 Psevdopovezan koncept (ACI Committe 336)

Psevdopovezan koncept ohranja vso enostavnost Winklerjeve hipoteze in zmožnost vključitve v programsko opremo. Bistvena sprememba tega koncepta je, da se Winklerjev koeficient reakcije temeljnih tal lahko pod temeljem spreminja [14].

Psevdopovezan koncept, tako kot Winklerjeva hipoteza, zanemarja vpliv strižnih deformacij. Njihov vpliv posredno nadomešča s spreminjanjem Winklerjevega koeficienta pod površino temeljne konstrukcije. Natančnost rezultatov je posledično odvisna od velikosti in spreminjanja Winklerjevega koeficienta pod temeljem. To pomeni, da vpliv strižnega efekta v splošnem zavisi od izkustva in

inženirjeve ocene, pri čemer pa Winklerjev koeficient reakcije tal še vedno predstavlja vhodni parameter. Kljub možnosti spreminjanja koeficienta, tega koncepta ne uvrščamo med večparametrške modele [14].

Uporaba psevdo-povezanega koncepta, kot nadgradnja Winklerjeve hipoteze, je vprašljiva, saj določitev velikosti in razporeda koeficienta temelji na odločitvi inženirja. V realnosti je velikost in razpored koeficienta za vsak objekt edinstven, zato od inženirja ne moremo vnaprej pričakovati natančne napovedi razporeda [14].

Kljub vsemu, so za enostavna temeljenja in obtežbe razvili vzorce porazdelitve Winklerjevega koeficienta reakcije tal. Ugotovili so, da se velikost reakcije tal povečuje proti robovom temelja, ne glede na togost temelja. Najenostavnejši predlog razporeditve koeficienta je, da se na robovih velikost Winklerjeva koeficienta reakcije tal podvoji glede na osnovo vrednost na sredini temelja. Druga možnost razporeditve je, da je koeficient na robovih dvakrat večji kot v sredini, v vmesnem polju pa se vrednost postopno spreminja [14].

6.2.2.1.1.2 Metoda diskretnih površin

Alternativa psevdo-povezanemu konceptu izračuna interakcije temeljnih tal in objekta je tudi metoda diskretnih površin, ki jo je razvil Ulrich [26]. Analizo interakcije izvršimo v dveh ločenih delih. Prvi del predstavlja obravnavo objekta vključno s temeljno ploščo (strukturna analiza), drugi del pa obravnavo temeljnih tal (geotehnična analiza). Temeljna plošča v strukturni analizi in temeljna tla v nivoju temelja sta razdeljena na enake, šahovnici podobne majhne površine, katerih število, oblika in velikost je poljubna. Temeljna plošča je podprta z nepovezanimi vzmetmi, ki so lahko različne za vsak delček plošče. To pomeni, da se v strukturni analizi uporabi Winklerjeva hipoteza. Pri geotehnični analizi je vsak delček plošče izpostavljen enakomerni obtežbi, katere velikost se lahko razlikuje za različne dele plošče. Togost vzmeti v strukturni analizi in velikost obtežbe se spreminjajo iz iteracije v iteracijo, dokler ne dobimo dovolj majhnih sprememb posedkov med dvema iteracijama. Na ta način dobimo edinstveno rešitev vsakega problema [14].

Ta metoda ni zelo razširjena, saj zahteva veliko truda in je časovno zamudna. Narediti je potrebno veliko število iteracij, postopek pa je potrebno ponoviti za vsak obtežni primer posebej [14].

6.2.2.1.2 Večparametrski modeli

Glavna in najpomembnejša prednost večparametrskih modelov je, da ni potrebno določati koeficientov reakcije tal vnaprej, kot je to potrebno pri prej opisanih modelih. Razlog se skriva v strižni odpornosti temeljnih tal, ki je pri Winklerjevi hipotezi vključena posredno preko psevdo-povezanih vzmeti, v večparametrskih modelih pa je strižna odpornost upoštevana v sami izpeljavi enačb modela. Z uporabo najosnovnejše različice večparametrškega modela, dobimo boljše rezultate v primerjavi z uporabo Winklerjeve hipoteze. Rezultati so še boljši, če uporabimo večparametrške modele višjih redov. Vendar pa so raziskave pokazale, da z uporabo najvišjega reda večparametrškega modela ne dobimo nujno najboljše oziroma najbolj točne rešitve [14].

Večparametrške modele še vedno uvrščamo med modele površinskih elementov (SEM). To pomeni, da je vpliv globine temeljnih tal upoštevan v enačbah že med izpeljavo le teh. Prav tako kot vsi modeli, imajo tudi večparametrski nekaj pomanjkljivosti. Večparametrške modele si lahko predstavljamo, da so sestavljeni iz dveh ali več fizičnih komponent, v primerjavi z Winklerjevo hipotezo, ki vsebuje eno

komponento (sloj vzmeti). Zato so pri uporabi računalniških programov taki modeli bolj zapleteni. Večparametrski modeli upoštevajo strižno napetosti, kar pomeni, da lahko izračunamo posedek ne samo pod temeljno ploščo, kot je to pri Winklerjevi hipotezi, ampak tudi v njeni bližnji okolici. Zato moramo določiti tudi mejne pogoje. Pri uporabi nekaterih modelov moramo določiti dva ali več različnih koeficientov. V preteklosti je to predstavljalo veliko težavo, saj zaradi uporabe več slojev fizičnih plasti inženir nima več intuitivnega občutka za določanje le teh. Z razvojem novih metod to ni več potrebno [14].

Vse večparametrške modele lahko opišemo s tremi mehanskimi elementi, ki jih uporabimo kot mehanski model ali kot predstavitev zapletenih matematičnih izrazov. Vsem elementom je skupna odvisnost od posedka $w(x, y)$ [14].

Osnovni element je definiran tako, da je odpornost na dano obtežbo $p(x, y)$ sorazmerna s posedkom $w(x, y)$, oz. sorazmerna ničelnemu odvodu posedka $w(x, y)$. Fizični element, ki opisuje takšno stanje je vzmet s togostjo k [14].

Naslednji element je definiran tako, da je odpornost na obtežbo $p(x, y)$ sorazmerna s prvim odvodom posedka $w'(x, y)$. Fizični element, ki predstavlja matematično obnašanje je nestisljiva strižna plast, ki je definirana kot plast linearno-elastičnega materiala z enoto debeline s strižno togostjo g , ki je odporna samo na strižne sile. Do tega elementa sta neodvisno prišla Pasternak in Loof. Različica predstavitve tega elementa je deformirana, prednapeta membrana z napetostjo membrane T , ki sta jo uporabila Filonenko-Borodich [14].

Zadnji element večparametrškega modela je definiran tako, da je obtežba $p(x, y)$ sorazmerna z drugim odvodom posedka $w''(x, y)$. Edini element, ki predstavlja tako obnašanje je Eulerjev upogibni element, katerega upogibna togost je definirana v primeru plošče s D , v primeru nosilca pa z EI [14].

Na podlagi zgoraj naštetih elementov, so v preglednici 6 predstavljeni mehanski modeli. Navedeni so glede na matematično zahtevnost oz. domnevano natančnost modela temeljnih tal. V tabeli je zaradi primerjave naveden tudi Winklerjev model, kljub temu, da gre za enoparametrski model.

Preglednica 6: Sestava mehanskih modelov [14]

Model temeljnih tal (po skupinah enakih modelov)	Fizični elementi za vizualizacijo modela (pogled od zgoraj navzdol)
Winklerjeva hipoteza	vzmeti
Filonenko-Borodich	deformirana, prednapeta membrana + vzmeti
Pasternakova hipoteza, Lofova hipoteza	strižna plast + vzmeti
Modificirana Pasternak	vzmeti + strižna plast + vzmeti
Haber-Schaim	plošča + vzmeti
Hetenyi	vzmeti + plošča + vzmeti
Rhines	vzmeti + plošča + strižna plast + vzmeti

Vsem zgoraj navedenim mehanskim modelom je skupno, da jih lahko za primer temeljne plošče zapišemo na podlagi osnovne diferencialne enačbe:

$$p(x, y) - c_{p_1} \nabla^2 p(x, y) + c_{p_2} \nabla^4 p(x, y) = c_{w_1} w(x, y) - c_{w_2} \nabla^2 w(x, y) + c_{w_3} \nabla^4 w(x, y), \quad (39)$$

kjer so c_{p_i} in c_{w_i} konstantni koeficienti, ki so odvisni od uporabljenega modela, v nekaterih primerih je njihova vrednost lahko tudi enaka nič. Koeficienti predstavljajo različne lastnosti mehanskih elementov, ki so uporabljeni v modelu. To so togost vzmeti k , togost strižnega sloja g , napetost membrane T in upogibna togost plošče D . V preglednici 7 so prikazani modeli in red odvoda obtežbe $p(x, y)$ oziroma red odvoda posedka $w(x, y)$. Označene celice v tabeli predstavljajo prisotnost odgovarjajočih členov v enačbi.

Preglednica 7: Hierarhija mehanskih modelov [14]

Model temeljnih tal (po skupinah enakih modelov)	red odvoda $p(x,y)$			red odvoda $w(x,y)$		
	0	2	4	0	2	4
Winklerjeva hipoteza	x			x		
Filonenko-Borodich Pasternakova hipoteza Loofova hipoteza	x			x	x	
Modificirana Pastenak	x	x		x	x	
Haber-Schaim	x			x		x
Hetenyi	x		x	x		x
Rhines	x	x	x	x	x	x

Do sedaj še ni bila narejena nobena študija, ki bi potrdila, da z enačbo višjega reda odvoda dobimo boljše rezultate.

6.2.2.2 Poenostavljeni modeli kontinuuma

Poenostavljeni modeli kontinuuma temeljijo na poenostavitvah linearno-elastičnega polprostora (tal). Kot nasprotje mehanskih modelov, ki so se razvijali iz najbolj enostavnega modela, se je razvoj teh modelov začel z najbolj kompleksnim primerom, to je s sistemom parcialno-diferencialnih enačb (kompatibilnostne, konstitutivne in ravnotežne enačbe) linearno-elastičnega polprostora. Nato so bile narejene poenostavitve (določene napetosti in deformacije so zanemarjene), tako da so enačbe postale dokaj hitro rešljive [14].

V sklopu teh modelov so se tekom let razvile modifikacije teh modelov, vsem pa je skupna osnovna enačba, ki je identična enačbi (39) večparametrskega modela:

$$p(x, y) - c_{p_1} \nabla^2 p(x, y) + c_{p_2} \nabla^4 p(x, y) = c_{w_1} w(x, y) - c_{w_2} \nabla^2 w(x, y) + c_{w_3} \nabla^4 w(x, y). \quad (40)$$

Poenostavljeni modeli kontinuuma še niso razviti do te stopnje, kot so razviti mehanski modeli. Členi 4. reda na obeh straneh enačbe (40) v poenostavljenih modelih kontinuuma še niso bili uporabljeni. Koeficienti c_{p_i} in c_{w_i} so funkcije elastičnega modula E in G ter tudi od debeline polprostora H , ki predstavlja debelino do nosilne plasti temeljnih tal [14].

6.2.2.3 Primerjava mehanskih modelov in poenostavljenih modelov kontinuuma

Slabost mehanskih modelov je težavna določitev, kateri mehanski element (npr. vzmet) najbolj opiše temeljna tla. Težava je še toliko večja pri prednapeti membrani ali upogibnem nosilcu, saj tu izgubimo občutek za obnašanje takega elementa. Ker so se znotraj mehanskih modelov razvili modeli, ki uporabljajo enačbe različnih redov odvoda, je težko določiti, kateri nam da najboljše rezultate. Pozitivna

stran mehanskih modelov je, da je vsaj konceptualno možno vključiti različne mehanske elemente v programsko opremo. Pri tem je potrebno za vse večparametrskne modele uporabiti nelinearno analizo [14].

Pozitivna stran poenostavljenih modelov kontinuuma je, da so pri uporabi splošne razvojne procedure, ki jo je razvil Reissner, posledice različnih predpostavk povsem jasne, kot tudi fizični pomen preostalih členov in koeficientov diferencialne enačbe, ki opisuje obnašanje modela tal. Tako je jasno, kaj vsak model predpostavlja in kaj pomenijo členi enačbe. Izračun koeficientov temelji izključno na linearno elastičnih lastnostih zemljine. Slabost predstavlja nezmožnost prikaza in modeliranja elastičnega polprostora v komercialnih programih, ki omogočajo analizo konstrukcij [14].

Obe vrsti zgoraj omenjenih modelov niso popolni modeli temeljnih tal za uporabo v komercialno dostopnih programih za strukturno analizo. Izkaže se, da pri uporabi SEM dobimo najboljše rezultate, če uporabimo najboljše dele obeh vrst modelov [14].

7 RAČUNSKI MODEL KONSTRUKCIJE IN TEMELJNIH TAL

Na izbrani konstrukciji smo naredili več računskih analiz. Želeli smo ugotoviti, kako spreminjanje debeline temeljne plošče, kakovosti in modela temeljnih tal vpliva na posedke in notranje sile v konstrukciji.

7.1 Spreminjanje debeline temeljne plošče

Togost temeljne plošče vpliva na razporeditev in velikost posedkov in notranjih sil v konstrukciji. Zato smo izvedli računske analize za različno debele temeljne plošče in sicer 25 cm, 40 cm, 55 cm, 70 cm in 100 cm. Večja debelina temeljne plošče hkrati pomeni tudi večjo togost plošče.

7.2 Spreminjanje temeljnih tal

Nesporno je, da lastnosti temeljnih tal vplivajo na posedke objekta. Težje si predstavljamo vpliv temeljnih tal na notranje sile v temeljni plošči in preostali konstrukciji. Zato smo predpostavili dve vrsti temeljnih tal. Za boljša temeljna tla smo določili tla, ki se pod povprečno obtežbo konstrukcije posedejo približno za 1 cm, za slabša temeljna tla pa tla, ki se posedejo za 10 cm. Težo konstrukcije smo določili na podlagi stalnih in spremenljivih vplivov ob upoštevanju kombinacije vplivov, navedenih v poglavju 4.3. Pri tem smo upoštevali lastno težo 40 cm debele temeljne plošče.

Predpostavili smo, da se posedek temeljnih tal pri obravnavani konstrukciji zgodi relativno hitro, zato v analizi lastno težo temeljne plošče upoštevamo samo za izračun posedkov. Beton v temeljni plošči se v tem času še ne strdi in ni sposoben prevzeti obremenitev.

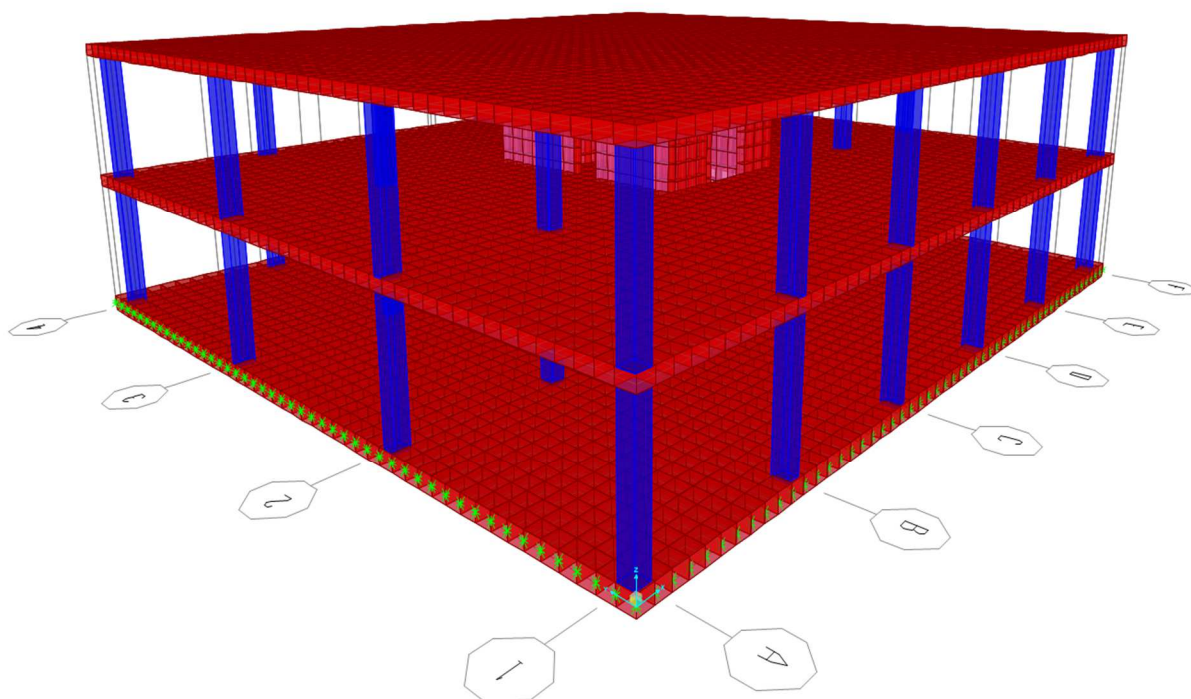
7.3 Modeli temeljnih tal

Temeljna tla v analizi modeliramo z ustreznim modelom temeljnih tal. V 6. poglavju smo prikazali teoretične osnove posameznih modelov, sedaj pa nas zanima, kako izbira modela vpliva na rezultate analize. V ta namen uporabimo dva dvodimenzionalna modela temeljnih tal in sicer Winklerjevo model in psevdo-povezan koncept (vzmeti), ter tridimenzionalen model.

7.3.1 Dvodimenzionalna modela temeljnih tal

Dvodimenzionalen model temeljnih tal pomeni, da obravnavamo temeljna tla kot horizontalno ravnino, globina pa je upoštevana posredno. Odločili smo se za uporabo dveh takih modelov in sicer Winklerjevega modela temeljnih tal s konstantnim koeficientom in psevdo-povezan koncept. Oba modela uvrščamo med mehanske modele, saj temeljna tla modeliramo s pomočjo vzmeti.

Za analizo Winklerjevega modela temeljnih tal in modela psevdo-poveznih vzmeti smo uporabili program SAP2000 [27], ki temelji na metodi končnih elementov. V programu smo naredili 3D model celotne konstrukcije (slika 15), tako da smo vnesli geometrijo konstrukcijskih elementov ter definirali uporabljene materiale in prereze posameznih konstrukcijskih elementov. Ker program temelji na metodi končnih elementov, smo za ploskovne elemente izbrali 4-točkovne končne elemente tipa »Shell – Thin«, ki imajo osno in upogibno togost. Temeljno ploščo smo modelirali s 4-točkovnimi končnimi elementi tipa »Shell – Thick«, ki imajo poleg osne in upogibne togosti, tudi strižno togost. Temeljno ploščo smo v vsakem vozlišču mreže končnih elementov podprli z vzmetmi in na ta način modelirali temeljna tla. Za stebre smo uporabili linijske končne elemente, ki imajo osno, upogibno in strižno togost.



Slika 15: Model konstrukcije v programu SAP2000

Posameznim elementom modela smo predpisali še pripadajoče stalne in spremenljive vplive, ki smo jih določili v poglavju 4.1 in 4.2. Rezultate analiz predstavimo samo za en obtežni primer in sicer za kombinacijo vplivov predstavljeno v poglavju 4.3. S tem imamo določen celoten model konstrukcije, razen vzmeti pod temeljno ploščo. Koeficiente vzmeti določimo za vsak model posebej.

7.3.1.1 Winklerjeve model s konstantnim koeficientom reakcije tal

Že iz samega imena modela lahko sklepamo, da imamo v tem modelu tal opravlja s konstantnim koeficientom za vse vzmeti, s katerimi modeliramo temeljna tla pod konstrukcijo. Koeficient vzmeti smo določili za referenčni model s temeljno ploščo debeline 40 cm. Izračunamo celotno težo konstrukcije F ob upoštevanju kombinacije vplivov, določene v 4. poglavju.

$$F = 1,35 \cdot G_k + 1,5 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S_k \quad (41)$$

Izračun lastne teže in stalne obtežbe konstrukcije G_k :

$$G_k = G_{k,plošče} + G_{k,stebra} + G_{k,stene} \quad (42)$$

$$G_{k,plošče} = 20,8 \text{ m} \cdot 18,8 \text{ m} \cdot 8,96 \text{ kN/m}^2 + (20,8 \text{ m} \cdot 18,8 \text{ m} - 4 \text{ m} \cdot 2 \text{ m} \cdot 2) \cdot 9,79 \text{ kN/m}^2 + 20,8 \text{ m} \cdot 18,8 \text{ m} \cdot 12,29 \text{ kN/m}^2 = 11.981,24 \text{ kN}$$

$$G_{k,stebra} = 3,4 \text{ m} \cdot 3,06 \text{ kN/m}^1 \cdot 20 \cdot 2 = 416,16 \text{ kN}$$

$$G_{k,stene} = (4 \text{ m} \cdot 4 + 6 \text{ m} \cdot 2 + 2 \text{ m}) \cdot 3,4 \text{ m} \cdot 6,25 \text{ kN/m}^2 \cdot 2 - (3 \cdot 0,8 \text{ m} \cdot 2,13 \text{ m} + 1,6 \text{ m} \cdot 2,13 \text{ m}) \cdot 6,25 \text{ kN/m}^2 \cdot 2 = 1.168,75 \text{ kN}$$

$$G_k = 11.981,24 \text{ kN} + 416,16 \text{ kN} + 1.168,75 \text{ kN} = 13.566,15 \text{ kN}$$

Izračun teže koristne obtežbe na konstrukcijo Q_k :

$$Q_k = Q_{k,tp1} + Q_{k,mpl} + Q_{k,spl} \quad (43)$$

$$Q_{k,tp1} = 20,8 \text{ m} \cdot 18,8 \text{ m} \cdot 3 \text{ kN/m}^2 = 1.173,12 \text{ kN},$$

$$Q_{k,mpl} = (20,8 \text{ m} \cdot 18,8 \text{ m} - 4 \text{ m} \cdot 2 \text{ m} \cdot 2) \cdot 3 \text{ kN/m}^2 = 1.125,12 \text{ kN},$$

$$Q_{k,spl} = 20,8 \text{ m} \cdot 18,8 \text{ m} \cdot 0,4 \text{ kN/m}^2 = 156,42 \text{ kN},$$

$$Q_k = 1.173,12 \text{ kN} + 1.125,12 \text{ kN} + 156,42 \text{ kN} = 2.454,66 \text{ kN}.$$

Izračun teže obtežbe snega S_k :

$$S_k = S_{k,spl} = 20,8 \text{ m} \cdot 18,8 \text{ m} \cdot 1,21 \text{ kN/m}^2 = 473,16 \text{ kN}. \quad (44)$$

$$F = 1,35 \cdot 13.566,15 \text{ kN} + 1,5 \cdot 2.454,66 \text{ kN} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 473,16 \text{ kN} = 22.351,16 \text{ kN}$$

Fizikalno koeficient vzmeti določimo tako, da silo, ki deluje na vzmet delimo s skrčkom vzmeti. V našem primeru smo težo konstrukcije F delili s površino temeljne plošče A , tako da smo dobili povprečno težo na kvadratni meter p , nato pa to delili še s privzeto vrednostjo posedka temeljnih tal w .

$$k_{W,0} = \frac{p}{w} = \frac{F}{A \cdot w} \quad (45)$$

V primeru dobrih temeljnih tal smo se odločili, da se konstrukcija posede za 0,01 m. Winklerjev koeficient za dobra temeljnih tal je tako:

$$k_{W,0,D} = \frac{22.351,16 \text{ kN}}{20,8 \text{ m} \cdot 18,8 \text{ m} \cdot 0,01 \text{ m}} = 5.716 \text{ kN/m}^3 \sim 5.700 \text{ kN/m}^3.$$

Predpostavljeni posedek v primeru slabših temeljnih tal je 0,10 m, zato je Winklerjev koeficient za slabša temeljna tla sledeč:

$$k_{W,0,S} = \frac{22.351,16 \text{ kN}}{20,8 \text{ m} \cdot 18,8 \text{ m} \cdot 0,10 \text{ m}} = 571,6 \text{ kN/m}^3 \sim 570 \text{ kN/m}^3.$$

Izračunan Winklerjev koeficient smo v program SAP2000 vnesli kot togost vzmeti in sicer z izbiro vseh končnih elementov temeljne plošče ter nato z ukazom »Assign → Area → Area Springs« (slika 16). V celico »Spring Stiffness per Unit Area« smo vnesli vrednost Winklerjevega koeficienta, v celici »Simple Spring Resists« pa izberemo »Compression Only«, kar pomeni, da imajo vzmeti le tlačno togost. Določili smo še, da se vzmeti nahajajo na spodnji strani temeljne plošče in sicer tako, da smo v celici »Area Object Face« izberali »Bottom«.

Assign Springs To Area Object Face

Spring Type

Simple

Spring Stiffness per Unit Area:

Simple Spring Resists:

Link Property:

Spring Location

Area Object Face:

Spring Tension Direction

Parallel to Area Object Local Axis

Normal To Specified Area Object Face:

User Specified Direction Vector

Coordinate System

Global X Component:

Global Y Component:

Global Z Component:

Positive Local Z-Axis Orientation

Link Local Z-Axis Angle From Default Orientation:

Options

Add to Existing Springs

Replace Existing Springs

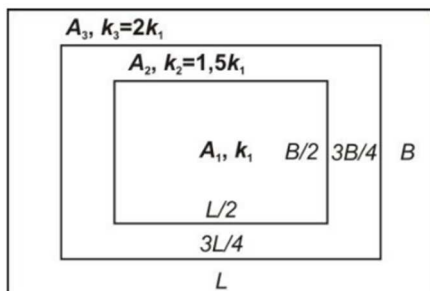
Delete Existing Springs

Units:

Slika 16: Vnos togosti vzmeti

7.3.1.2 Psevdo-povezan koncept

Psevdo-povezan koncept je v principu enak Winklerjevemu modelu s konstantnim koeficientom. Bistvena razlika med njima je velikost in razporeditev Winklerjevega koeficienta temeljnih tal, saj ta ni konstanten po celotnem tlorisu temeljne plošče. Po priporočilih ACI 366 [28] iz leta 1988 temeljno ploščo razdelimo na tri območja. Koeficient je znotraj vsakega polja konstanten, vendar je vrednost v zunanjem polju dvakrat večja kot v notranjem. Na sliki 17 so shematično prikazana polja temeljne plošče in enačbe za izračun koeficientov po poljih.



Slika 17: Prikaz razdelitve koeficienta temeljnih tal po ACI 366 [28]

$$A = B \cdot L = 20,8 \text{ m} \cdot 18,8 \text{ m} = 391,04 \text{ m}^2 \quad (46)$$

$$A_1 = L/2 \cdot B/2 = 20,8 \text{ m}/2 \cdot 18,8 \text{ m}/2 = 97,76 \text{ m}^2 \quad (47)$$

$$A_2 = 3L/4 \cdot 3B/4 - A_1 = 3 \cdot 20,8 \text{ m}/4 \cdot 3 \cdot 18,8 \text{ m}/4 - 97,76 \text{ m}^2 = 122,20 \text{ m}^2 \quad (48)$$

$$A_3 = A - A_1 - A_2 = 391,04 \text{ m}^2 - 97,76 \text{ m}^2 - 122,20 \text{ m}^2 = 171,08 \text{ m}^2 \quad (49)$$

$$k_1 = \frac{k \cdot A}{A_1 + 1,5 \cdot A_2 + 2 \cdot A_3} \quad (50)$$

$$k_2 = 1,5 \cdot k_1 \quad (51)$$

$$k_3 = 2 \cdot k_1 \quad (52)$$

V primeru dobrih temeljnih tal so vrednosti koeficientov naslednje:

$$k_{1,D} = \frac{k \cdot A}{A_1 + 1,5 \cdot A_2 + 2 \cdot A_3} = \frac{5.700 \text{ kN/m}^3 \cdot 391,04 \text{ m}^2}{97,76 \text{ m}^2 + 1,5 \cdot 122,20 \text{ m}^2 + 2 \cdot 171,08 \text{ m}^2} = 3.576,47 \text{ kN/m}^3,$$

$$k_{2,D} = 1,5 \cdot k_1 = 1,5 \cdot 3.576,47 \text{ kN/m}^3 = 5.364,71 \text{ kN/m}^3,$$

$$k_{3,D} = 2 \cdot k_1 = 2 \cdot 3.576,47 \text{ kN/m}^3 = 7.152,94 \text{ kN/m}^3.$$

V primeru slabih temeljnih tal so vrednosti koeficientov naslednje:

$$k_{1,S} = 357,65 \text{ kN/m}^3,$$

$$k_{2,S} = 536,47 \text{ kN/m}^3,$$

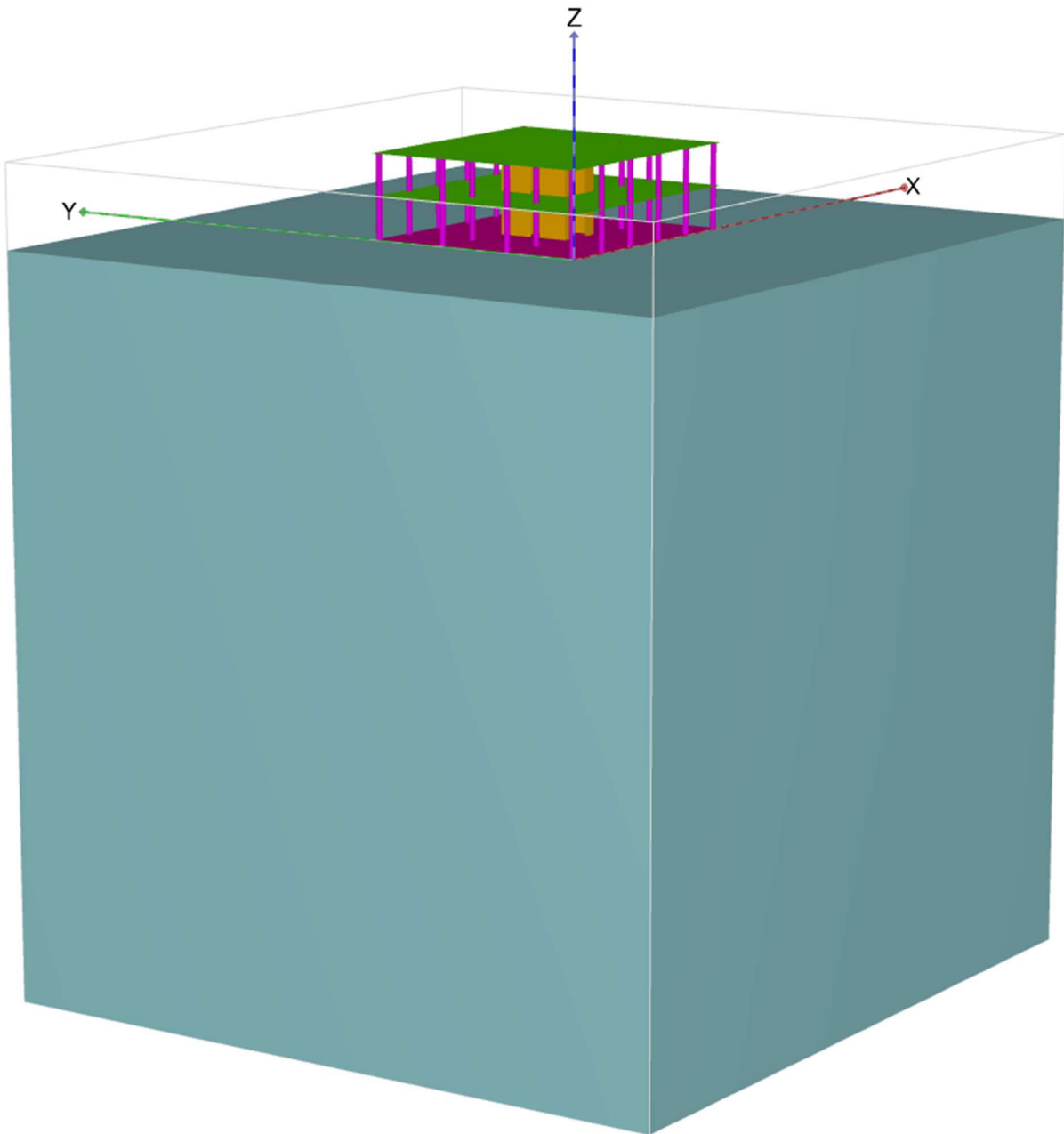
$$k_{3,S} = 715,29 \text{ kN/m}^3.$$

V program SAP2000 smo koeficiente vnesli na enak način kot pri Winklerjevemu modelu s konstantnim koeficientom, edina razlika je, da nismo izbrali vseh končnih elementov temeljne plošče, ampak smo izbrali samo tiste končne elemente, ki pripadajo določenemu območju, kateremu smo nato definirali pripadajočo togost vzmeti.

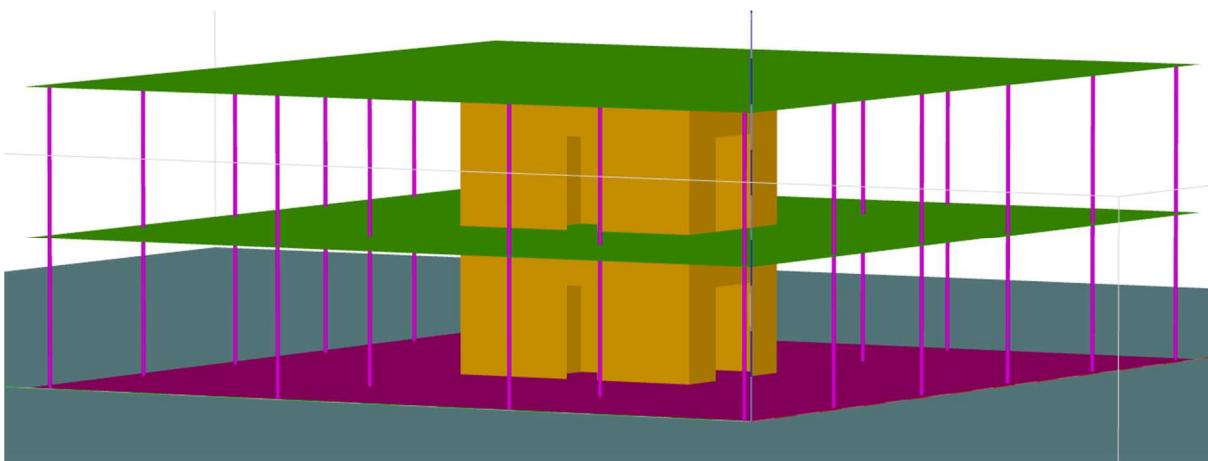
7.3.2 Tridimenzionalen model temeljnih tal

Tridimenzionalen model je model, pri katerem neposredno upoštevamo vse tri dimenzije temeljnih tal. Razvoj računalništva je omogočil izdelavo zmogljive računalniške in programske opreme, ki je sposobna analizirati takšne zahtevne modele. Eden izmed takih programov je Plaxis 3D [29], ki temelji na metodi končnih elementov in najbolje opisuje deformacijsko-napetostna stanja. Namenjen je 3D analizi v geotehničnem inženirstvu. V našem primeru smo ga uporabili za hkratno analizo konstrukcije in temeljnih tal.

V programu smo najprej določili območje temeljnih tal, ki mora biti dovolj veliko, da je vpliv obtežbe na robovih tega območja zanemarljiv. Odločili smo se, da na vsako stran objekta upoštevamo še 20 m temeljnih tal, v globino pa upoštevamo 60 m tal, kar je približno trikratnik daljše stranice objekta. Nato smo v program vnesli geometrijo modela konstrukcije (slika 18 in 19). Posameznim elementom modela konstrukcije smo določili tip končnih elementov. Za plošče in stene smo uporabili končni element tipa »plate«, za stebre pa končni elementi tipa »beam«. Določili smo še lastnosti uporabljenih materialov in geometrijske lastnosti konstrukcijskih elementov ter velikost obtežbe na konstrukciji. Obtežbo smo določili tako, da smo za vsak posamezni element konstrukcije predhodno izračunali kombinacijo obtežb in jo nato predpisali ustreznemu elementu. V programu SAP2000 smo namreč lahko vnesli vsako obtežbo posebej in definirali kombinacijo obtežb, to pa v programu Plaxis 3D ni mogoče.



Slika 18: Model konstrukcije in temeljnih tal v programu Plaxis 3D



Slika 19: Model konstrukcije v programu Plaxis 3D

V nadaljevanju smo določili še lastnosti temeljnih tal. V programu SAP2000 s tem nismo imeli večjih težav, saj smo tla modelirali z vzmetmi, katerim smo pripisali togost glede na željen povprečni posedek konstrukcije. V programu Plaxis 3D je model temeljnih tal geometrijsko definiran kot kvader, ki mu moramo pripisati geomehanske karakteristike zemljine. Zaradi primerljivosti rezultatov, smo karakteristike modela temeljnih tal določili s poskušanjem, tako da je bil posedek na sredini temeljne plošče, izračunan v programu Plaxis 3D, enak posedku izračunanem v programu SAP2000. To primerjavo smo naredili na modelu s temeljno ploščo debeline 40 cm za dobra in slaba temeljna tla. Karakteristike zemljine pri katerih so se posedki najbolje ujemali, smo upoštevali še v ostalih modelih. Pri tem velja omeniti, da smo za temeljna tla izbrali elasto-plastični materialni model z izotropnim utrjevanjem »hardening soil«. V preglednici 8 so prikazane upoštewane materialne lastnosti zemljine za dobra in slaba temeljna tla.

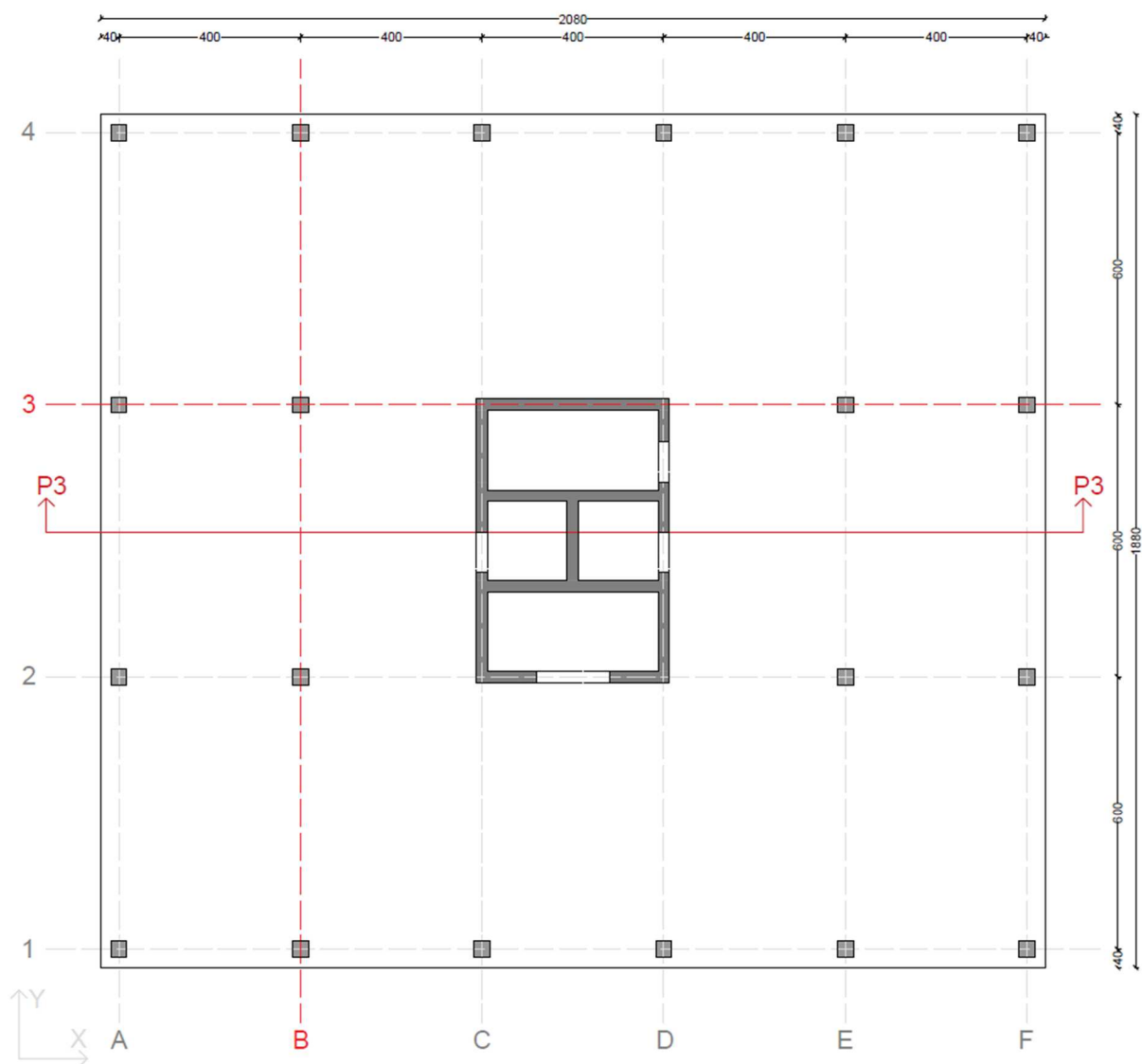
Preglednica 8: Materialne lastnosti temeljnih tal

Materialni parameter	Dobra temeljna tla	Slaba temeljna tla
Prostorninska teža γ [kN/m ³]	20	20
Modul E_{50}^{ref} [MPa]	50	4,5
Modul E_{oed}^{ref} [MPa]	50	4,5
Modul E_{ur}^{ref} [MPa]	150	13,5
Faktor m [-]	0,5	0,5
Poissonovo število ν_{ur} [-]	0,2	0,2
Kohezija c' [kPa]	1,0	1,0
Strižni kot ϕ' [°]	28,0	28,0

8 REZULTATI RAČUNSKIH ANALIZ

Rezultate prikazujemo na tri načine in sicer površinsko, linijsko in točkovno. Površinski prikaz pomeni, da so rezultati prikazani na določenem površinskem elementu, na primer plošči. Linijski prikaz pomeni, da so rezultati prikazani linijsko, na primer v prečnem prerezu določenega elementa. S točkovnim prikazom pa so prikazane ekstremne vrednosti v izbranem elementu konstrukcije.

V prikazu rezultatov smo se osredotočili na rezultate v ploščah in stebrih. Najbolj nas je zanimalo, kaj se v teh elementih dogaja s pomiki in momenti. Zaradi lažje primerjave modelov smo linijsko prikazane rezultate obravnavali v treh prečnih prerezih (slika 20). Posedki so prikazani skoraj na sredini objekta v prerezu P3-P3, momenti M_{xx} v prerezu vzdolž osi 3, momenti M_{yy} pa v prerezu vzdolž osi B.

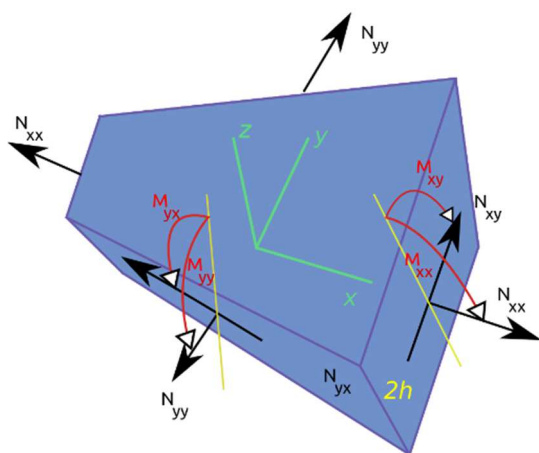


Slika 20: Tloris s prikazanim prerezom P3-P3 in prerezoma vzdolž osi 3 in osi B

V 7. poglavju smo predstavili vse obravnavane modele. V analizi torej obravnavamo 5 različnih debelin temeljne plošče, uporabimo 3 različne modele temeljnih tal in dve vrsti temeljnih tal – dobra in slaba. Skupaj to pomeni 30 različnih računskih modelov. Zaradi lažjega navajanja modele označimo po naslednjem principu: $h040 D const$, kjer $h040$ predstavlja debelino temeljne plošče v centimetrih, D

predstavlja dobra tla, *const* pa pomeni, da je bil uporabljen Winklerjev model s konstantnim koeficientom. Oznaka *D* lahko nadomesti oznaka *S*, ki predstavlja slaba temeljna tla, oznako *const* pa lahko zamenjati oznaki *PPv*, ki predstavlja psevdo-povezan koncept, ali oznaka *Plaxis*, ki predstavlja 3D model temeljnih tal. Pred oznako modela lahko navedemo še oznake *TPL* (temeljna plošča), *PNP* (plošča nad pritličjem) ali *SPL* (strešna plošča), kar pomeni, da se prikazan rezultat nanaša samo na omenjen del nosilne konstrukcije.

Na sliki 21 so prikazane oznake notranjih sil. Programa SAP2000 in Plaxis 3D imata drugače orientiran koordinatni sistem. Posledično so momenti nasprotno predznačeni. Zaradi preglednosti in razumljivejšega prikaza smo v preglednicah momente iz programa SAP2000 prikazovali tako, da so negativne vrednosti nad osjo elementa, pozitivne pa pod osjo. V primeru preglednic, smo vrednosti momentov iz programa Plaxis zaradi lažje primerjave prikazali z nasprotnim predznakom.



Slika 21: Oznake notranjih sil [30]

V prilogi A so prikazani posedki in momenti za vse tri različne modele temeljnih tal ob upoštevanju 40 cm debele temeljne plošče v primeru dobrih temeljnih tal. Posedki modela s konstantnim koeficientom so v primerjavi z ostalima modeloma manjši in drugače razporejeni, kar je razvidno tudi iz priloge B. Pri momentih M_{xx} in M_{yy} pa na prvi pogled ne opazimo bistvenih razlik.

Podrobna analiza rezultatov je prikazana v naslednjih poglavjih. Najprej so prikazani rezultati za temeljno ploščo, nato pa še za preostale dele nosilne konstrukcije.

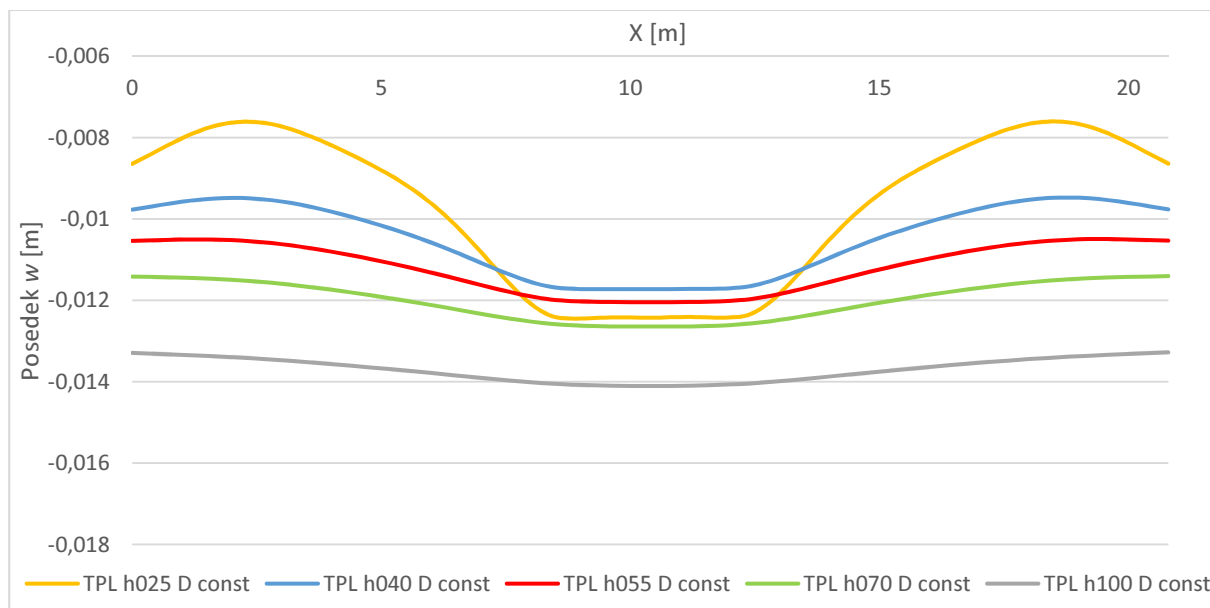
8.1 Rezultati za temeljno ploščo

V tem poglavju so predstavljeni posedki in momenti v temeljni plošči. Rezultate smo ločeno prikazali za dobra in slaba temeljna tla. Na podlagi grafov in preglednic smo poskušali obrazložiti obnašanje temeljne plošče v obravnavanih primerih.

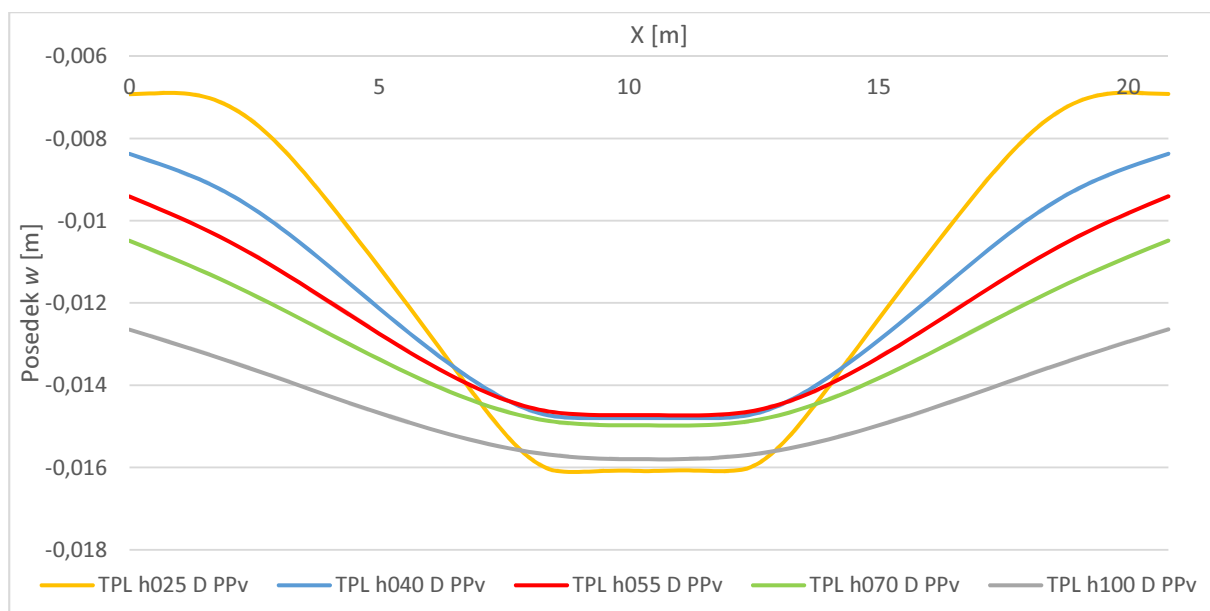
8.1.1 Posedki temeljne plošče

8.1.1.1 Dobra temeljna tla

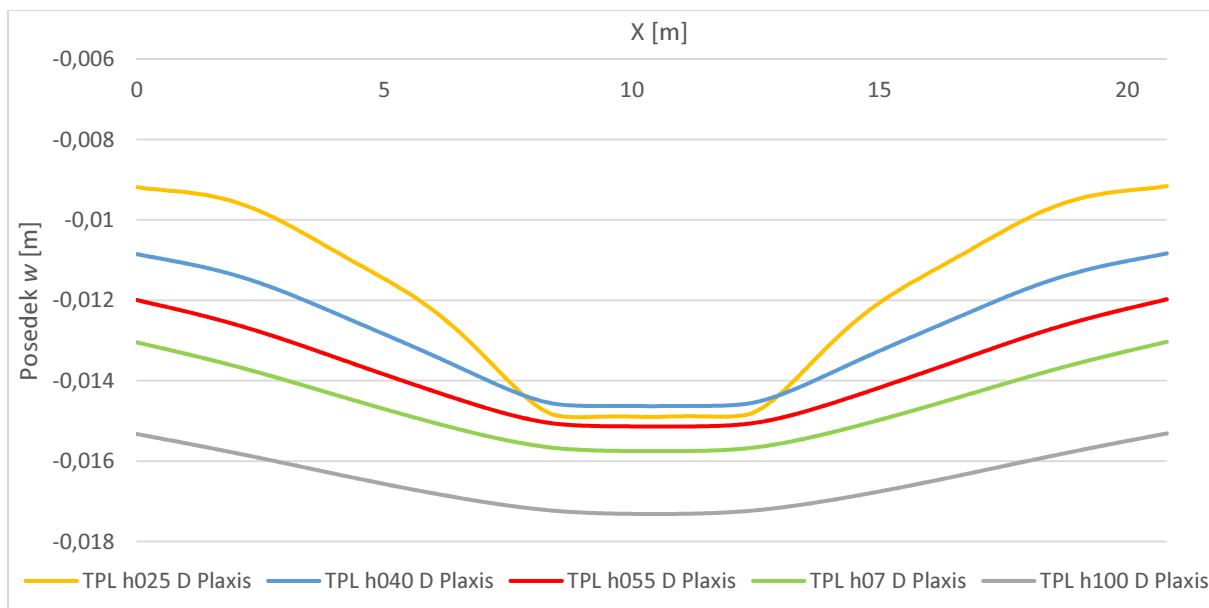
Posedke temeljne plošče v primeru dobrih temeljnih tal smo prikazali za vsak model temeljnih tal posebej, nato pa predstavili še podobnosti in razlike med posameznimi modeli.

Graf 1: Posedki w v prerezu P3-P3 za TPL D const

Posedki temeljne plošče (graf 1) so odvisni od debeline temeljne plošče, saj se debelejša temeljna plošča bolj posede v primerjavi s tanjšo. Ker se z večanjem debeline poveča tudi togost se posledično razlike med največjim in najmanjšim posedkom zmanjšujejo. Na grafu je razvidno, da so posedki najtanjše plošče na robu najmanjši, na sredini pa so posedki celo večji kot v primeru 55 cm debele temeljne plošče. Pri vseh primerih opazimo, da so vrednosti na sredini plošče konstantne, kar je posledica stene, ki plošči poveča togost.

Graf 2: Posedki w v prerezu P3-P3 za TPL D PPv

Na grafu 2 vidimo, da se posedki na robu temeljne plošče z večanjem debeline plošče povečujejo. Na sredini temu ni tako, saj največji posedek izkazuje najtanjša plošča. Malo manjši posedek je pri 100 cm debeli temeljni plošči, pri ostalih debelinah plošče pa so posedki še manjši in se med seboj skoraj ne razlikujejo. Velik diferenčni posedek opazimo pri 25 cm debeli temeljni plošči, saj je razlika med največjim in najmanjšim posedkom največja. Najbolj toga plošča ima pričakovano najmanjše diferenčne posedke.



Graf 3: Posedki w v prerezu P3-P3 za TPL D Plaxis

Na grafu 3 so prikazani posedki temeljne plošče v primeru 3D modela temeljnih tal. Razvidno je, da se posedki z večanjem togostjo temeljne plošče povečujejo, z izjemo temeljne plošče debeline 25 cm, kjer je posedek na sredini večji kot pri 40 cm debeli temeljni plošči.

Iz vseh treh grafov je razvidno, da so posedki odvisni od togosti temeljne plošče, z izjemo posedkov pri 25 cm debeli temeljni plošči. Na posedke na sredini pa poleg togosti plošče vplivajo še stene jedra objekta, ki imajo največji vpliv pri tanjši plošči.

Preglednica 9: Primerjava ekstremnih vrednosti posedkov w za TPL D

		const	PPv	Plaxis	razmerje const/Plaxis	razmerje PPv/Plaxis
h025	w_{\min} [cm]	-1,24	-1,61	-1,49	0,83	1,08
	w_{\max} [cm]	-0,76	-0,69	-0,92	0,83	0,75
h040	w_{\min} [cm]	-1,17	-1,48	-1,46	0,80	1,01
	w_{\max} [cm]	-0,95	-0,84	-1,08	0,87	0,77
h055	w_{\min} [cm]	-1,20	-1,47	-1,51	0,80	0,97
	w_{\max} [cm]	-1,05	-0,94	-1,20	0,88	0,79
h070	w_{\min} [cm]	-1,26	-1,50	-1,57	0,80	0,95
	w_{\max} [cm]	-1,14	-1,05	-1,30	0,87	0,80
h100	w_{\min} [cm]	-1,41	-1,58	-1,73	0,81	0,91
	w_{\max} [cm]	-1,33	-1,26	-1,53	0,87	0,83

V preglednici 9 so prikazani največji in najmanjši posedki temeljne plošče za dobra temeljna tla v odvisnosti od debeline plošče in uporabljenega modela temeljnih tal. Pri vseh modelih opazimo, da se velikost maksimalnega posedka w_{\max} povečuje z večanjem togosti temeljne plošče. Enako lahko ugotovimo tudi za minimalne posedke, z izjemo modela s 25 cm debelo temeljno ploščo. S primerjavo minimalnih posedkov w_{\min} ugotovimo, da so računski posedki najmanjši pri uporabi modela *const*. Posedki pri uporabi modela *const* so v primerjavi s posedki pri modelu *Plaxis* za 13-20 % manjši. Minimalni posedki modela *PPv* se od posedkov modela *Plaxis* nekoliko bolj razlikujejo. Opazimo, da

so pri dveh najtanjših ploščah posedki modela *PPv* večji, v ostalih primerih pa manjši glede na posedke modela *Plaxis*.

Preglednica 10: Razlika med maksimalnim w_{\max} in minimalnim posedkom w_{\min} za TPL D

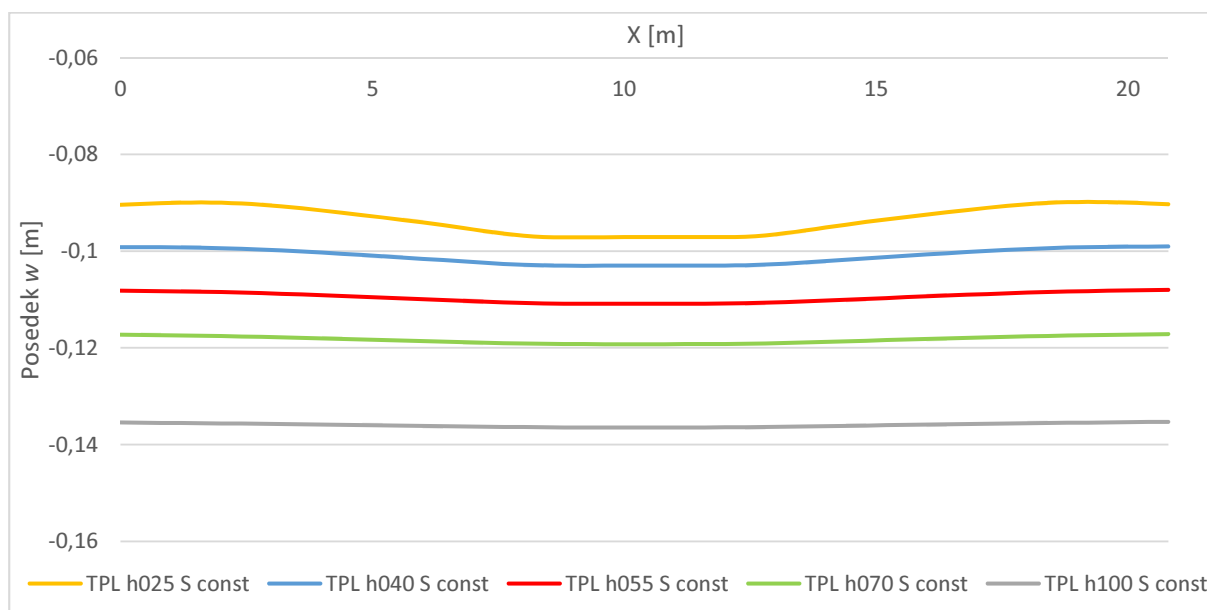
		const	PPv	Plaxis
h025	Δw [cm]	0,48	0,92	0,57
h040	Δw [cm]	0,23	0,64	0,38
h055	Δw [cm]	0,16	0,53	0,32
h070	Δw [cm]	0,12	0,45	0,27
h100	Δw [cm]	0,08	0,32	0,20

Iz preglednice 10 je lepo razvidno, da dobimo največje diferenčne posedke pri uporabi modela *PPv*. Razumljivo je, da so z večanje togosti temeljne plošče diferenčni posedki vse manjši, kar je razvidno tudi iz grafov. Razmerje med največjim diferenčnim posedkom modela *Plaxis* in minimalnim posedkom istega modela znaša 38 %.

Največje razlike v razporeditvi posedkov za posamezne modele temeljnih tal so razvidne pri najtanjši temeljni plošči. Na to ploščo ima jedro objekta s svojo težo in obtežbo, zaradi majhne togosti temeljne plošče, velik vpliv. Plošča te obtežbe ni zmožna prerazporediti na širšo okolico jedra. Ker pa so koeficienti vzmeti pri modelu *PPv* na tem območju manjši kot pri modelu *const*, so posedki temeljne plošče modela *PPv* večji. Boljše ujemanje posedkov je zaznati med modeloma *PPv* in *Plaxis*, s tem da se moramo zavedati, da dobimo pri *PPv* večje diferenčne posedke.

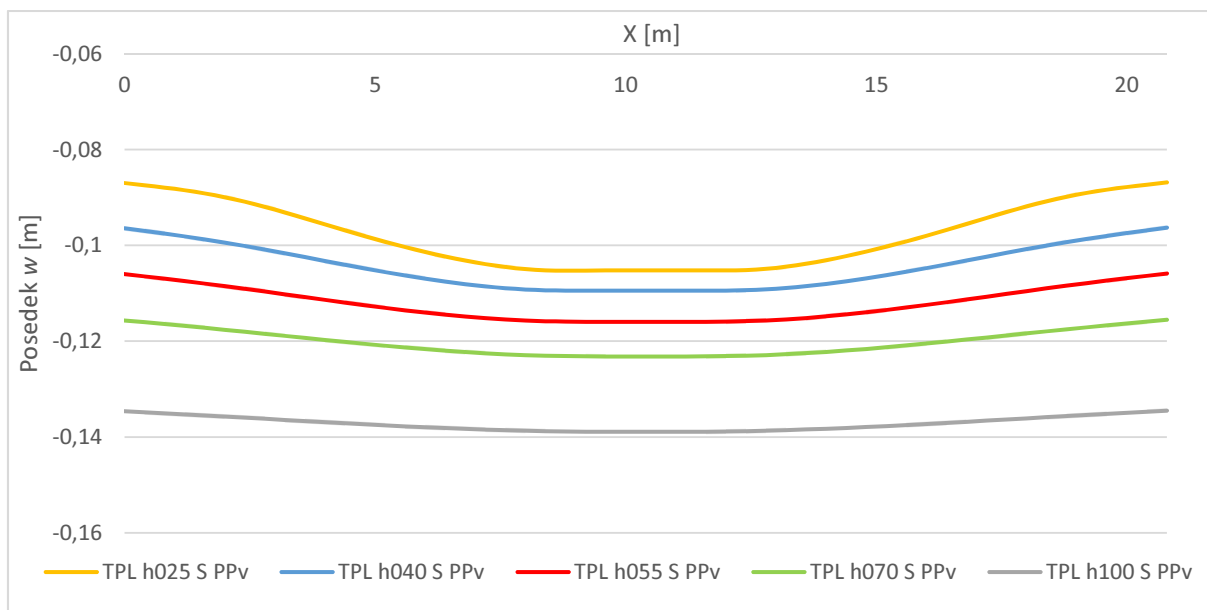
8.1.1.2 Slaba temeljna tla

Posedke temeljne plošče v primeru slabih temeljnih tal najprej prikažemo za vsak model temeljnih tal posebej, nato pa jih še medsebojno primerjamo.



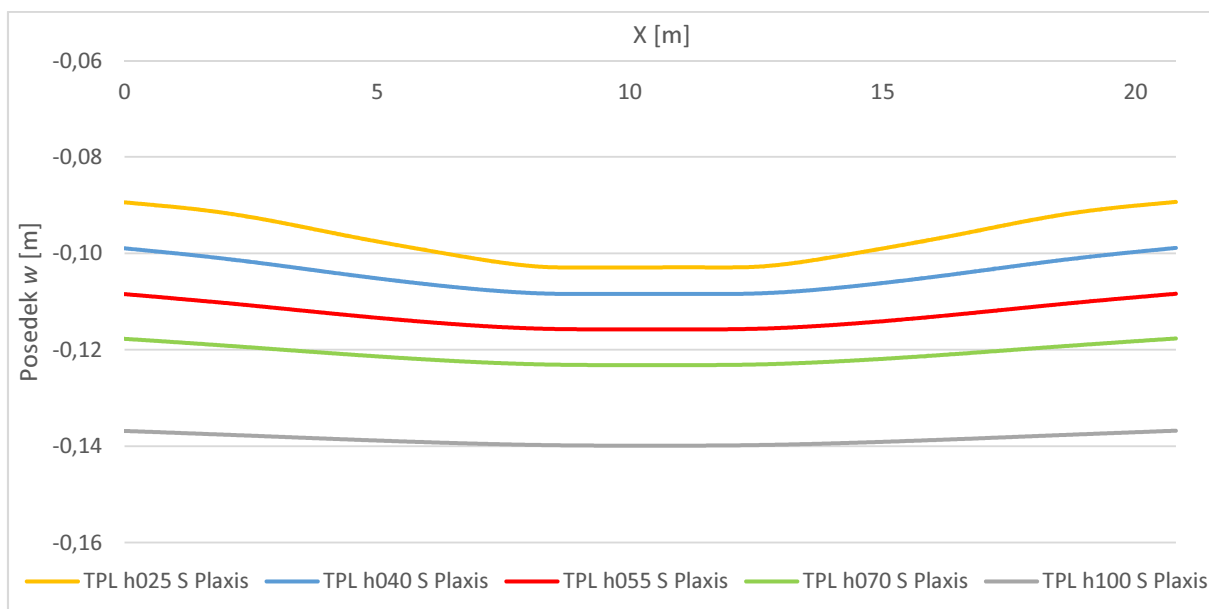
Graf 4: Posedki w v prerezu P3-P3 za TPL S const

Na grafu 4 so prikazani posedki temeljne plošče v primeru konstantne porazdelitve koeficienta vzmeti. Kot je razvidno, se posedki z večanjem debeline temeljne plošče večajo. Največji diferenčni posedki so v primeru 25 cm debele temeljne plošče, najmanjši pa v primeru najbolj toge temeljne plošče.



Graf 5: Posedki w v prerezu P3-P3 za TPL S PPv

Posedki temeljne plošče v primeru slabih temeljni tal in psevdo-povezanega koncepta so prikazani na grafu 5. Prav tako je razvidno, da se posedki z večanjem debeline temeljne plošče povečujejo. Največji diferenčni posedki so pri 25 cm debeli temeljni plošči, pri kateri zaznamo tudi največji vpliv jedra objekta na posedke na sredini plošče.



Graf 6: Posedki w v prerezu P3-P3 za TPL S Plaxis

Na grafu 6 so prikazani posedki temeljne plošče v primeru 3D modela temeljnih tal. Ugotovimo, da so posedki debelejših plošč večji, tanjših plošč pa manjši. Z večanjem debeline temeljne plošče se zmanjšujejo diferenčni posedki.

Če primerjamo posedke temeljne plošče za različne modele temeljnih tal (graf 4 do 6) opazimo, da je neodvisno od uporabljenega modela temeljnih tal, posedek sorazmeren z debelino plošče. Posedek debelejšje plošče je večji kot je posedek tanjše plošče. Večji diferenčni posedki se pri vseh modelih temeljnih tal pojavijo pri tanjših, bolj gibkih ploščah.

Preglednica 11: Primerjava ekstremnih vrednosti posedkov w za TPL S

		const	PPv	Plaxis	razmerje const/Plaxis	razmerje PPv/Plaxis
h025	w_{\min} [cm]	-9,71	-10,52	-10,29	0,94	1,02
	w_{\max} [cm]	-8,98	-8,69	-8,93	1,01	0,97
h040	w_{\min} [cm]	-10,30	-10,94	-10,84	0,95	1,01
	w_{\max} [cm]	-9,90	-9,63	-9,88	1,00	0,97
h055	w_{\min} [cm]	-11,09	-11,59	-11,58	0,96	1,00
	w_{\max} [cm]	-10,80	-10,59	-10,84	1,00	0,98
h070	w_{\min} [cm]	-11,92	-12,32	-12,32	0,97	1,00
	w_{\max} [cm]	-11,71	-11,55	-11,76	1,00	0,98
h100	w_{\min} [cm]	-13,65	-13,89	-13,99	0,98	0,99
	w_{\max} [cm]	-13,53	-13,45	-13,68	0,99	0,98

V preglednici 11 so prikazani ekstremni posedki temeljne plošče za vse tri uporabljene modele temeljnih tal. Kot smo že ugotovili na podlagi grafov, se posedki pri vseh modelih temeljnih tal z večanjem debeline temeljne plošče povečujejo. Če si ogledamo razmerja posedkov modelov *const/Plaxis* in *PPv/Plaxis*, opazimo, da se posedki posameznih modelov temeljnih tal razlikujejo le za nekaj odstotkov. Vrednosti minimalnih posedkov so nekoliko manjši v primeru modela *const* in nekoliko večji v primeru modela *PPv*, glede na posedke modela *Plaxis*. Posedko pri 100 cm debeli temeljni plošči so skoraj neodvisni od uporabljenega modela temeljnih tal.

Preglednica 12: Razlika med maksimalnim w_{\max} in minimalnim posedkom w_{\min} za TPL S

		const	PPv	Plaxis
h025	Δw [cm]	0,73	1,84	1,36
h040	Δw [cm]	0,40	1,31	0,96
h055	Δw [cm]	0,29	1,01	0,74
h070	Δw [cm]	0,21	0,76	0,55
h100	Δw [cm]	0,12	0,44	0,31

V preglednici 12 so prikazani diferenčni posedki v temeljni plošči. Ugotovimo, da največje diferenčne posedke izkazuje analiza z uporabo modela *PPv*, z večanjem togosti temeljne plošče pa so diferenčni posedki vse manjši. Največje razmerje med diferenčnim posedkom in minimalnim posedkom pripadajočega modela znaša 17 % (*PPv*), oziroma 13 % v primeru uporabe modela *Plaxis*.

Boljše ujemanje posedkov opazimo pri uporabi modelov *PPv* in *Plaxis*. Zavedati se moramo le to, da pri modelu *PPv* dobimo večje diferenčne posedke.

8.1.1.3 Primerjava dobrih in slabih temeljnih tal

Posedek temeljne plošče je odvisen od lastnosti temeljnih tal, obtežbe in togosti. Pri boljših tleh je posedek manjši kot pri slabših tleh, kar je povsem pričakovano. Iz grafa 3 in 6 je lepo razvidno, da se

debelejša plošča zaradi večje lastne teže bolj posede, z izjemo konstrukcije, ki ima najtanjšo temeljno ploščo in stoji na dobrih temeljnih tleh. Togost plošče pa vpliva na enakomernost posedkov. Manjši diferenčni posedki se pojavijo pri bolj togi plošči. Zanimariti ne smemo tudi preostalih konstrukcijskih elementov, ki so v stiku s ploščo. Pri obravnavani konstrukciji se stenasto jedro nahaja na sredini tlora konstrukcij, ki zaradi svoje velike togosti zmanjšuje diferenčne posedke v tem območju. Najbolj je to opazno pri manj togih ploščah, saj same niso sposobne preprečiti neenakomernih posedkov, togo jedro na plošči pa togost plošče na tem delu še dodatno poveča, zato so tam posedki enakomerni.

Preglednica 13: Razmerja med maksimalnim in minimalnim posedkov w_{max}/w_{min} za TPL

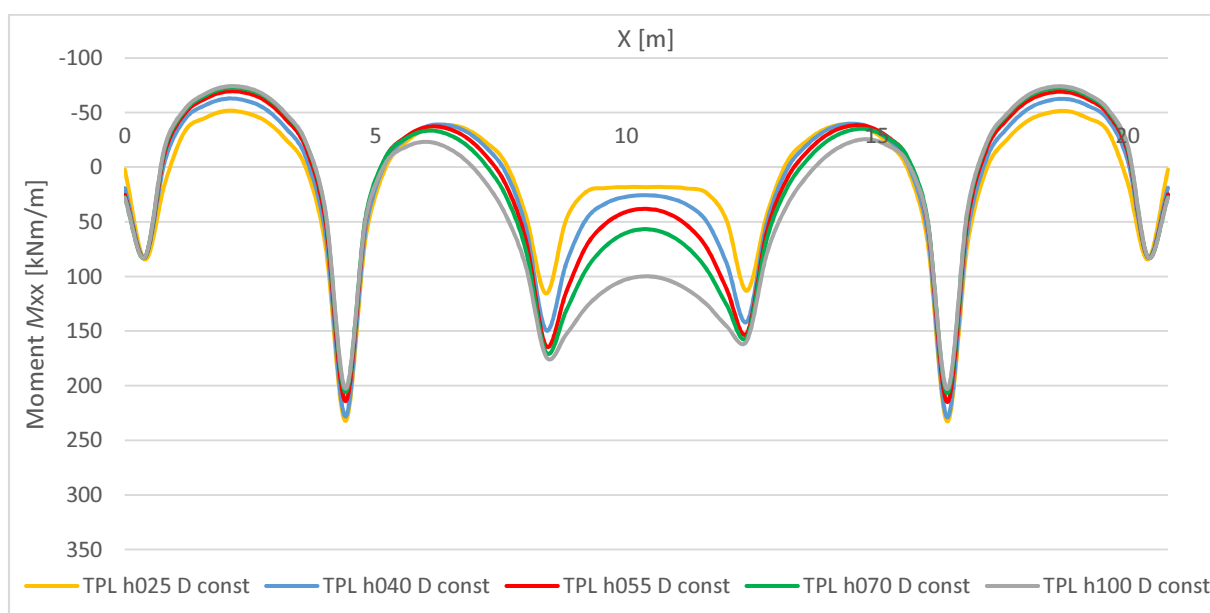
	D const	S const	D PPv	S PPv	D Plaxis	S Plaxis
h025	0,61	0,92	0,43	0,83	0,61	0,87
h040	0,81	0,96	0,57	0,88	0,74	0,91
h055	0,87	0,97	0,64	0,91	0,79	0,94
h070	0,90	0,98	0,70	0,94	0,83	0,96
h100	0,94	0,99	0,80	0,97	0,88	0,98

Preglednica 13 prikazuje razmerja med maksimalnim in minimalnim posedkom za vse obravnavane modele temeljnih tal. Opazimo, da so ta razmerja, ne glede na debelino temeljne plošče, manjša pri dobrih tleh, pri slabih tleh pa večja. Vendar pa se večji diferenčni posedki, gledano relativno na minimalen posedek, pojavijo pri boljših temeljnih tleh, česar nismo pričakovali. Največje diferenčne posedke v vseh primerih dobimo pri analizi temeljnih tal z modelom *PPv*.

8.1.2 Upogibni momenti v temeljni plošči

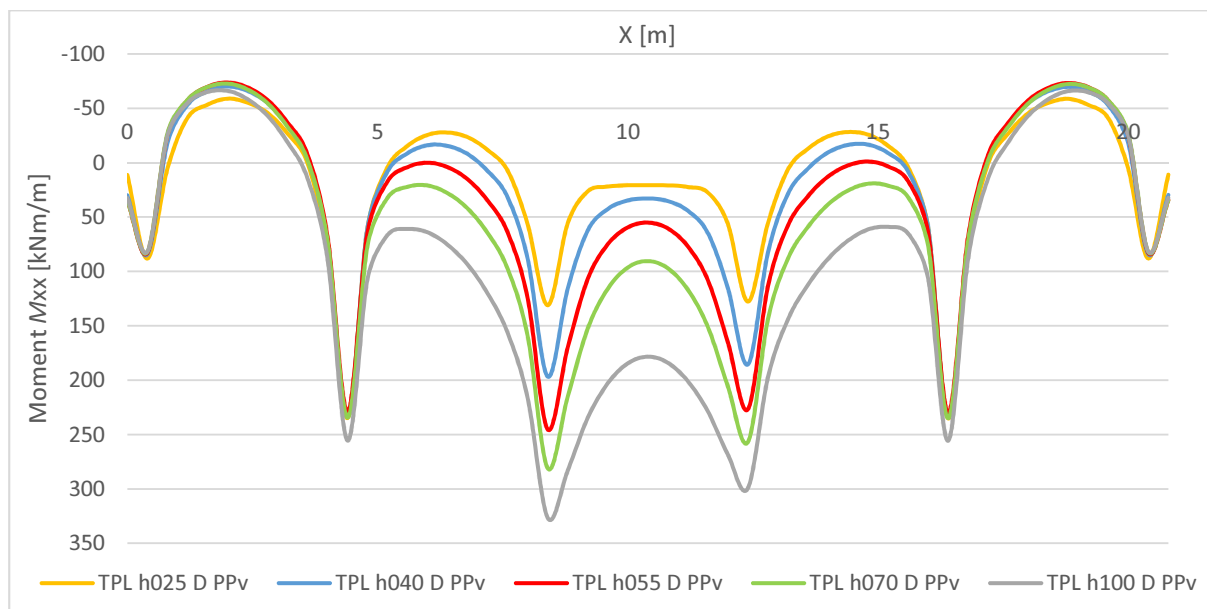
V temeljni plošči smo dodatno analizirali upogibne momente M_{xx} v osi 3 in upogibne momente M_{yy} v osi B. Rezultata analize najprej prikazujemo za model z dobrimi temeljnimi tlemi, nato pa še za model s slabimi tlemi.

8.1.2.1 Dobra temeljna tla



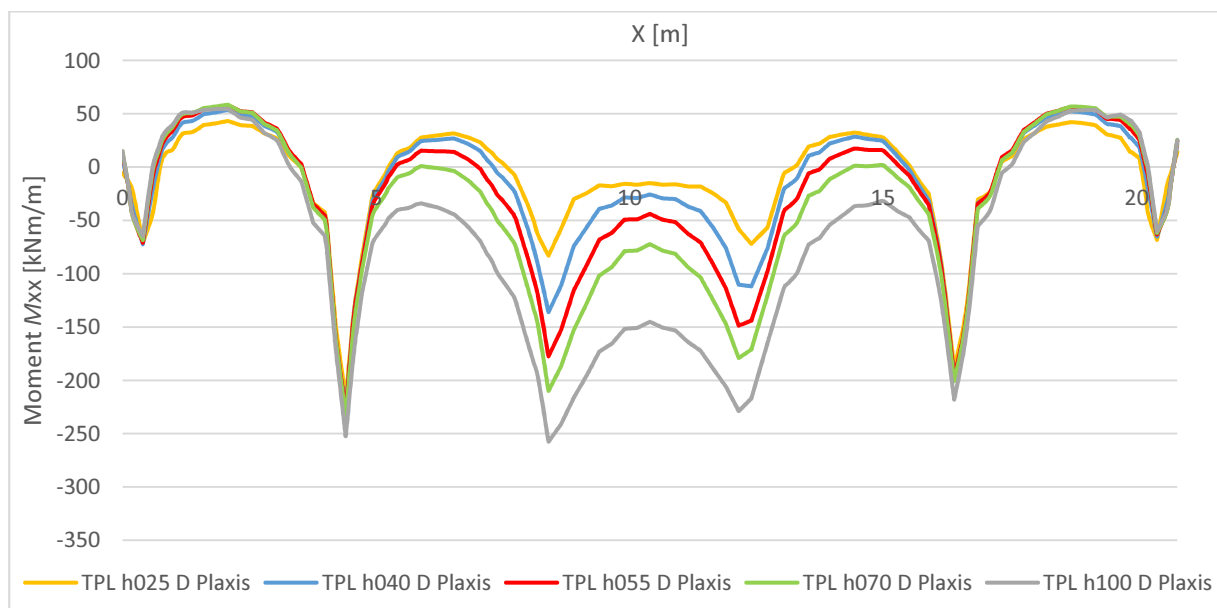
Graf 7: Momenti M_{xx} v osi 3 za TPL D const

Na grafu 7 so prikazani upogibni momenti M_{xx} v temeljni plošči v primeru uporabe modela temeljnih tal s konstantnimi vzmetmi in sicer v odvisnosti od debeline plošče. Momentne linije se bolj malo razlikujejo, razen na sredini plošče, kjer so razlike večje. Iz grafa je razvidno, da so momenti pri najtanjši temeljni plošči, glede na ostale debeline plošč, najmanjši v poljih med zunanji in notranji stebri in na sredini plošče, v območju stebrov pa največji. Pri poteku momentov najdebelejše plošče je ravno obratno.



Graf 8: Momenti M_{xx} v osi 3 za TPL D PPv

Na grafu 8 so prikazani upogibni momenti v temeljni plošči za psevdo-povezan model temeljnih tal v odvisnosti od debeline plošče. Momenti se od roba plošče do notranjih stebrov skoraj ne razlikujejo, v območju med notranji stebri pa so razlike očitne. Na celotni plošči so momenti najtanjše plošče najmanjši, najdebelejše temeljne plošče pa največji. Drugače povedano, velikost momentov se povečuje z večanjem debeline oziroma togosti temeljne plošče.



Graf 9: Momenti M_{xx} v osi 3 za TPL D Plaxis

Na grafu 9 so momenti podobno razporejeni kot pri psevdo-povezanem modelu temeljnih tal. Plošča najmanjše togosti ima najmanjše momente, nato pa se momenti z večanje togosti temeljne plošče povečujejo. Večje razlike med momenti se pojavijo med notranjimi stebri.

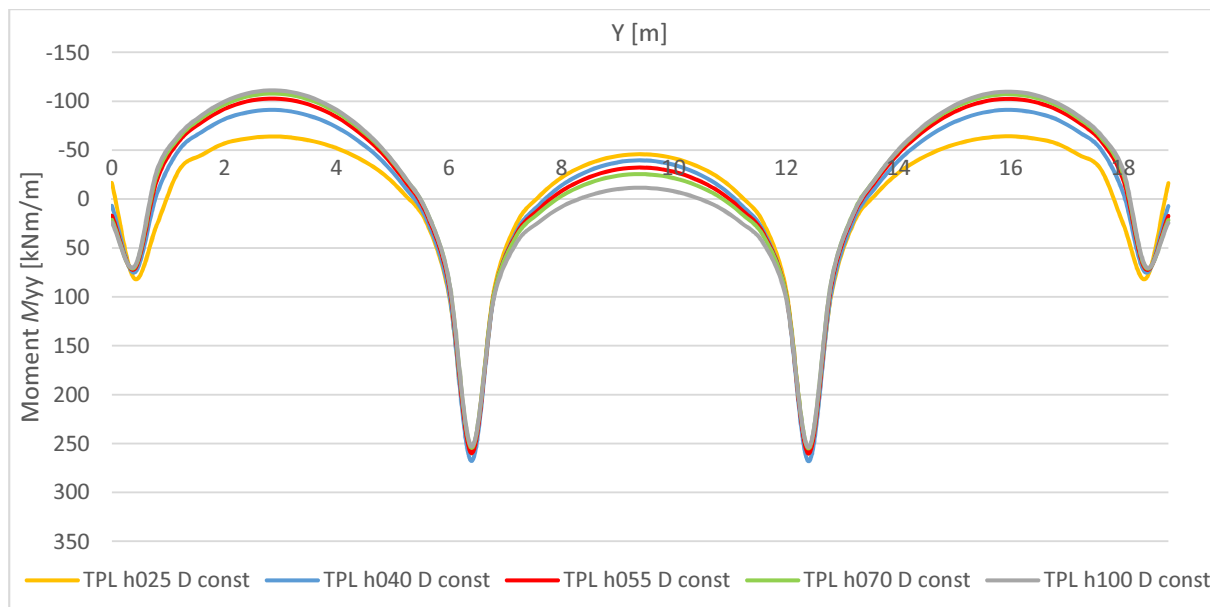
Preglednica 14: Primerjava ekstremnih vrednosti momentov M_{xx} za TPL D

		const	PPv	Plaxis	razmerje const/Plaxis	razmerje PPv/Plaxis
h025	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-51,62	-58,98	-43,37	1,19	1,36
	$M_{xx,max}$ [kNm/m]	232,48	235,06	217,45	1,07	1,08
h040	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-62,74	-70,19	-53,73	1,17	1,31
	$M_{xx,max}$ [kNm/m]	228,88	234,34	228,95	1,00	1,02
h055	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-69,13	-73,80	-58,09	1,19	1,27
	$M_{xx,max}$ [kNm/m]	214,93	245,27	229,15	0,94	1,07
h070	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-72,27	-72,83	-58,60	1,23	1,24
	$M_{xx,max}$ [kNm/m]	206,76	280,98	233,76	0,88	1,20
h100	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-73,81	-66,22	-54,67	1,35	1,21
	$M_{xx,max}$ [kNm/m]	202,94	326,65	257,45	0,79	1,27

V preglednici 14 so prikazane ekstremne vrednosti momentov M_{xx} za vse tri uporabljene modele temeljnih tal. Opazimo, da so vrednosti minimalnih momentov iz modela *const* večje od vrednosti minimalnih momentov iz modela *Plaxis* za vsaj 17 %. Ta odstotek še narašča z večjo togostjo plošče in pri temeljni plošči debeline 100 cm znaša že 35 %. Pri maksimalnih momentih razmerje momentov *const/Plaxis* z večanjem togosti pada. Pri modelu *PPv* dobimo največje momente. Od modela *Plaxis* lahko vrednosti momentov odstopajo tudi za več kot 30 %. Če izvzamemo rezultate najtanjše plošče, opazimo, da se razlike v velikosti minimalnih momentov modela *PPv* in *Plaxis* z večanjem togosti zmanjšujejo, razlike maksimalnih momentov pa povečujejo.

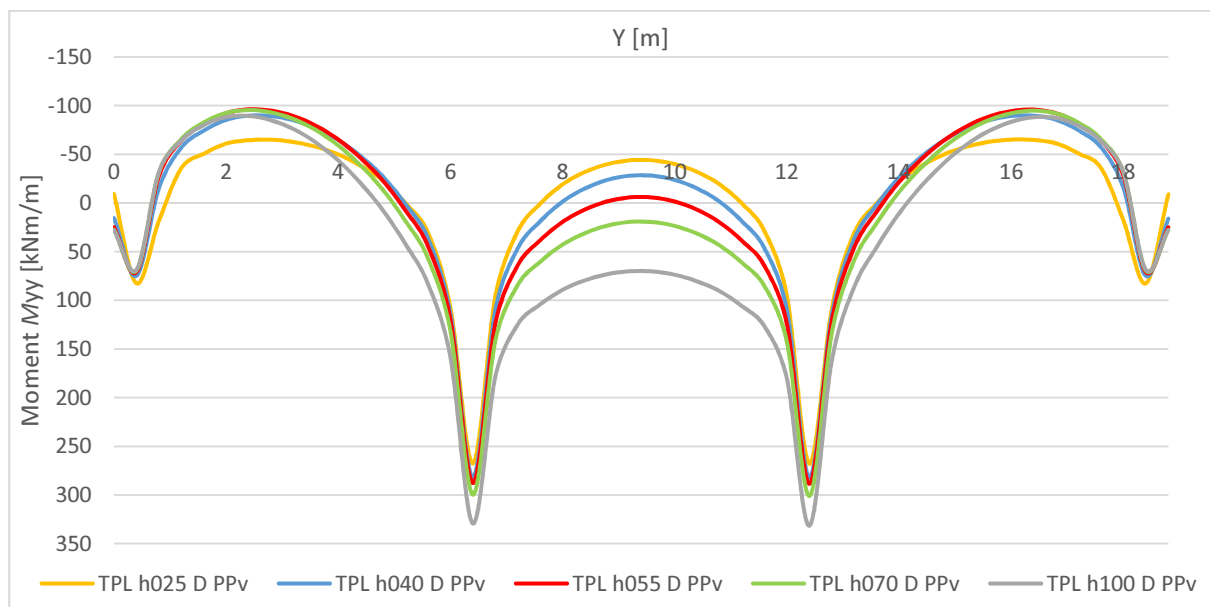
Na vseh treh grafih (graf 7 do 9) opazimo, da je moment pri plošči debeline 25 cm na sredini praktično konstanten. To je posledica stene jedra objekta, ki plošči preprečuje, da bi se ukrivila. Če primerjamo še velikost momentov med posameznimi modeli temeljnih tal, opazimo, da so največja odstopanja na območju notranjih stebrov. Pri modelu *const* je tu največji momenti pri modelu z najbolj podajno temeljno ploščo, medtem ko je pri *PPv* in *Plaxis* v primeru najbolj toge temeljne plošče. Največje momente dobimo v primeru izračuna po *PPv*, najmanjše pa pri modelu *const*. Kvalitativno je potek momentov izračunan s programom *Plaxis* bolj podoben izračunu z modelom psevdo-povezanih vzmeti, medtem ko je pri konstantni vrednosti koeficienta vzmeti opaziti večja odstopanja.

Oglejmo si še potek upogibnega momente M_{yy} v temeljni plošči.



Graf 10: Momenti M_{yy} v osi B za TPL D const

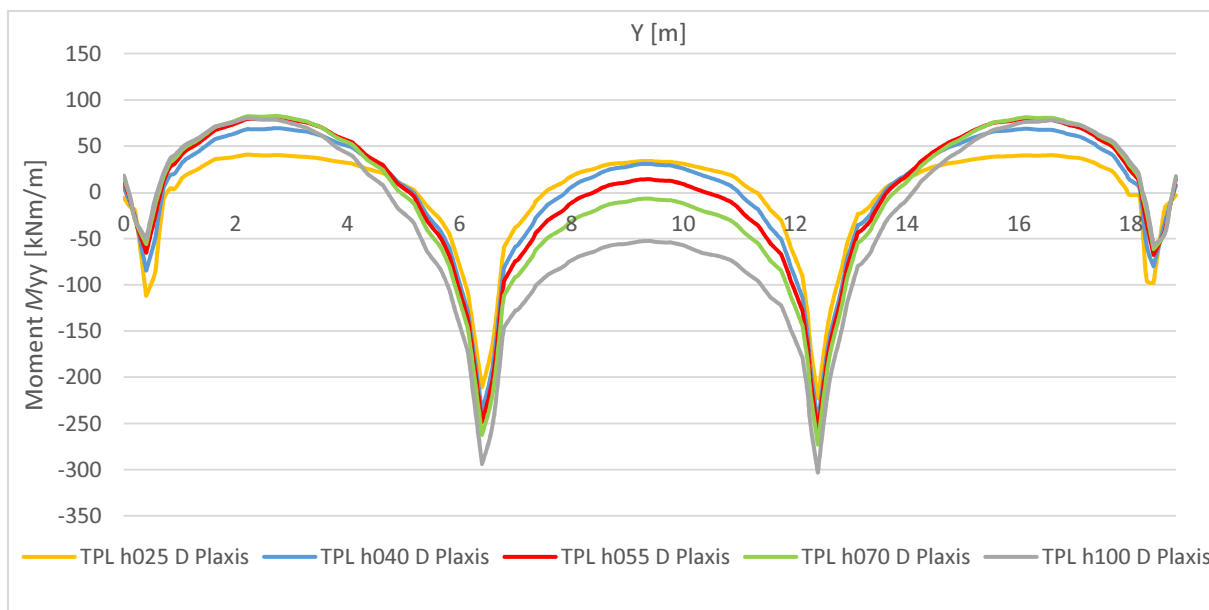
Na grafu 10 so prikazani upogibni momenti M_{yy} v osi B v temeljni plošči pri modeliranju temeljnih tal s konstantnimi koeficienti vzmeti. V polju med zunanji in notranji stebri velikost momentov z večanjem togosti temeljne plošče narašča, v območju notranjih stebrov in med njimi pa je ravno obratno. Poteki upogibnih momentov so med seboj primerljivi, nekoliko večja odstopanja so razvidna le pri konstrukciji s 25 cm debelo temeljno ploščo.



Graf 11: Momenti M_{yy} v osi B za TPL D PPv

Iz rezultatov, prikazanih na grafu 11, ugotovimo, da ima pri modeliranju temeljnih tal s pseudo-povezanim konceptom debelina temeljne plošče nekoliko večji vpliv na potek upogibnih momentov M_{yy} . Največje razlike so opazne v polju med notranji stebri. Velikost momentov v polju med zunanji in notranji stebri je načeloma neodvisna od izbrane debeline temeljne plošče, razen v

primeru najtanjše plošče. V območju notranjih stebrov in v polju med njimi moment z večanjem togosti narašča, izjema so le momenti v polju za tri najbolj podajne temeljne plošče, kjer so momenti nasprotno predznačeni.



Graf 12: Momenti M_{yy} v osi B za TPL D Plaxis

Na grafu 12 so prikazani momenti M_{yy} v osi B v primeru uporabe 3D modela temeljnih tal. V polju med zunanji in notranji stebri so velikosti momentov primerljive, razen momenti najtanjše plošče nekoliko bolj odstopajo. V območju notranjih stebrov se velikost momentov z večanjem togosti temeljne plošče povečuje. Izjema so le momenti treh najbolj podajnih plošč v polju med notranji stebri, ki so nasprotno predznačeni.

Preglednica 15: Primerjava ekstremnih vrednosti momentov M_{yy} za TPL D

		const	PPv	Plaxis	razmerje const/Plaxis	razmerje PPv/Plaxis
h025	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-64,30	-65,31	-40,95	1,57	1,60
	$M_{yy,max}$ [kNm/m]	260,23	267,79	222,91	1,17	1,20
h040	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-91,33	-89,86	-69,59	1,31	1,29
	$M_{yy,max}$ [kNm/m]	268,07	282,06	249,24	1,08	1,13
h055	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-102,90	-96,32	-80,76	1,27	1,19
	$M_{yy,max}$ [kNm/m]	260,15	288,42	259,86	1,00	1,11
h070	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-107,99	-95,66	-82,91	1,30	1,15
	$M_{yy,max}$ [kNm/m]	254,91	300,94	272,62	0,94	1,10
h100	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-111,21	-89,63	-80,48	1,38	1,11
	$M_{yy,max}$ [kNm/m]	253,54	331,43	303,05	0,84	1,09

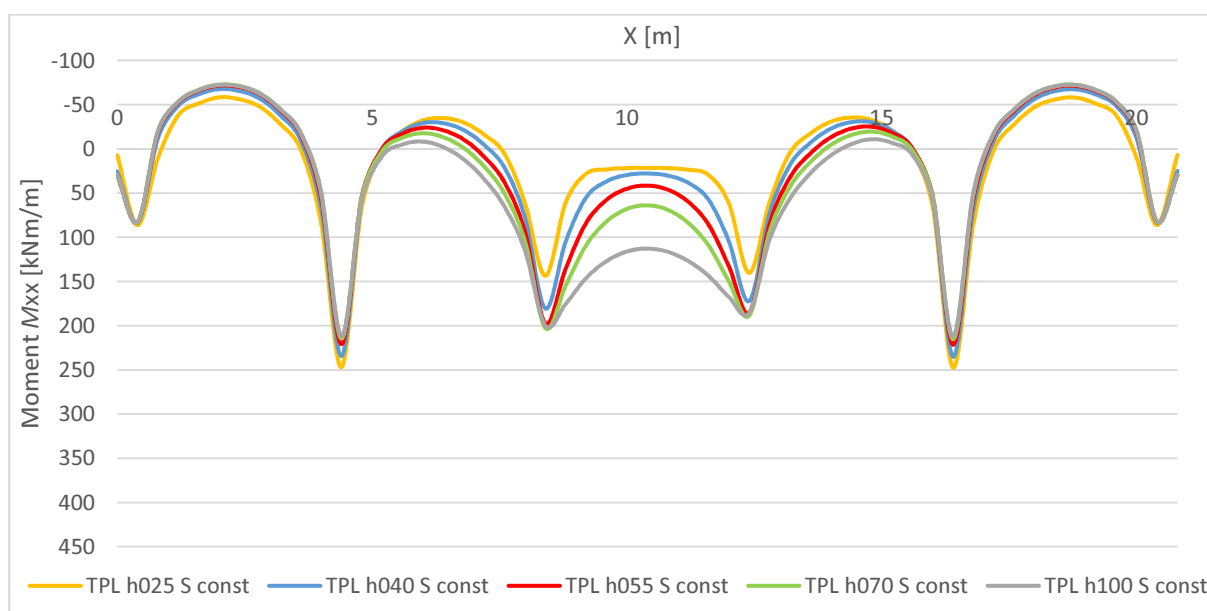
Iz preglednice 15 je razvidno, da so vrednosti minimalnih momentov izračunanih z uporabo modela *const* za 30-60 % večje kot pri modelu *Plaxis*, vrednosti maksimalnih momentov pa so odvisne od togosti plošče. V primeru manj toge plošče so maksimalni momenti modela *const* večji glede na momente modela *Plaxis*, pri plošči večje togosti pa je ravno obratno. Momenti modela *PPv* so ne glede

na togost temeljne plošče večji za okoli 15 % od momentov modela *Plaxis*, izjema sta le minimalna momenta pri manj togih ploščah, kjer je razlika večja.

Pri vseh treh modelih temeljih tal (graf 10 do 12) opazimo, da so momenti v polju med zunanji in notranji stebri podobni, z izjemo najtanjše plošče. Največje razlike se pojavijo v območju med notranji stebri. Momenti izračunani s programom *Plaxis* so bolj podobni momentom, ki jih dobimo pri modelu pseudo-povezanih vzmeti. Bistvena razlika med modelom *const* in ostalima dvema modeloma je, da pri modelu *const* velikost momentov v območju notranjih stebrov pada z večanjem togosti, pri ostalih modelih pa velikost s togostjo narašča. Pri modelu *const* so na sredini plošče vsi momenti negativni, medtem ko pri ostalih primerih to velja samo za bolj podajnih ploščah, pri debelejših ploščah je moment tam pozitiven.

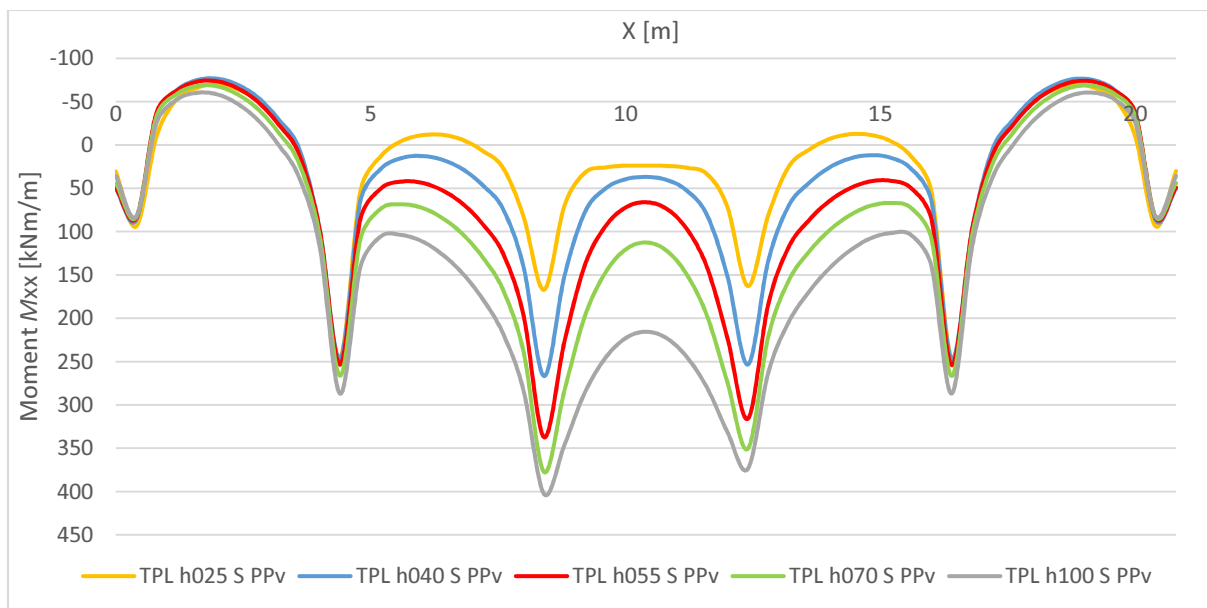
8.1.2.2 Slaba temeljna tla

V nadaljevanju so prikazani momenti M_{xx} in M_{yy} za temeljno ploščo v primeru slabih temeljnih tal.



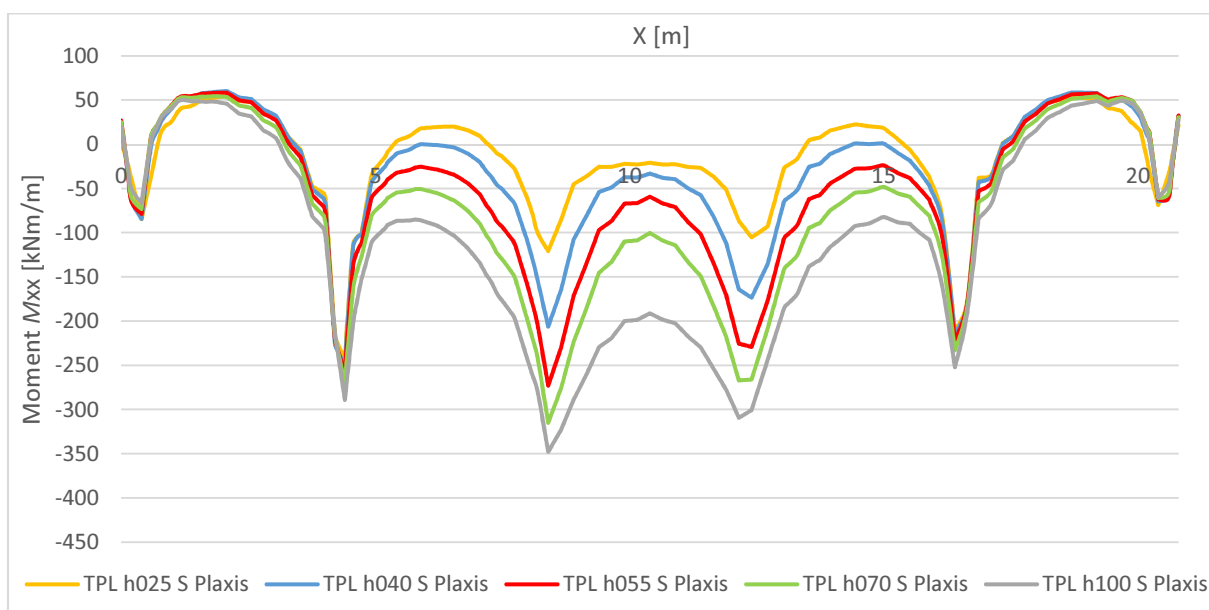
Graf 13: Momenti M_{xx} za TPL S const

Na grafu 13 so prikazani momenti M_{xx} za temeljno ploščo v primeru Winklerjevega modela s konstantnim koeficientom reakcije tal. V območju med zunanji in notranji stebri med modeli ne opazimo razlik, z izjemo modela s 25 cm debelo temeljno ploščo. Velikost momentov nad notranji stebri se z večanjem togosti temeljne plošče zmanjšuje, medtem ko med notranji stebri moment z večanjem togosti narašča.



Graf 14: Momenti M_{xx} za TPL S PPv

V primeru modela s psevdopovezanimi vzmetmi (graf 14) opazimo večje razlike v velikosti momentov. Od roba plošče do notranjih stebrov opazimo majhne razlike v velikosti momentov. Največje vrednosti momentov se pojavijo v območju jedra objekta. V tem območju se velikost momentov z večanjem togosti temeljne plošče povečuje. Enako velja tudi v območju notranjih stebrov.



Graf 15: Momenti M_{xx} v osi 3 za TPL S Plaxis

Na grafu 15 opazimo majhne razlike v velikosti momentov v območju med zunanji in notranji stebri. Večje razlike so razvidne v območju med notranji stebri. Velikost momenta na tem območju z večanjem togosti temeljne plošče narašča. Pri 25 cm debeli temeljni plošči na sredini opazimo konstantno vrednost momenta, kar je posledica stene, ki preprečuje upogib plošče na tem delu.

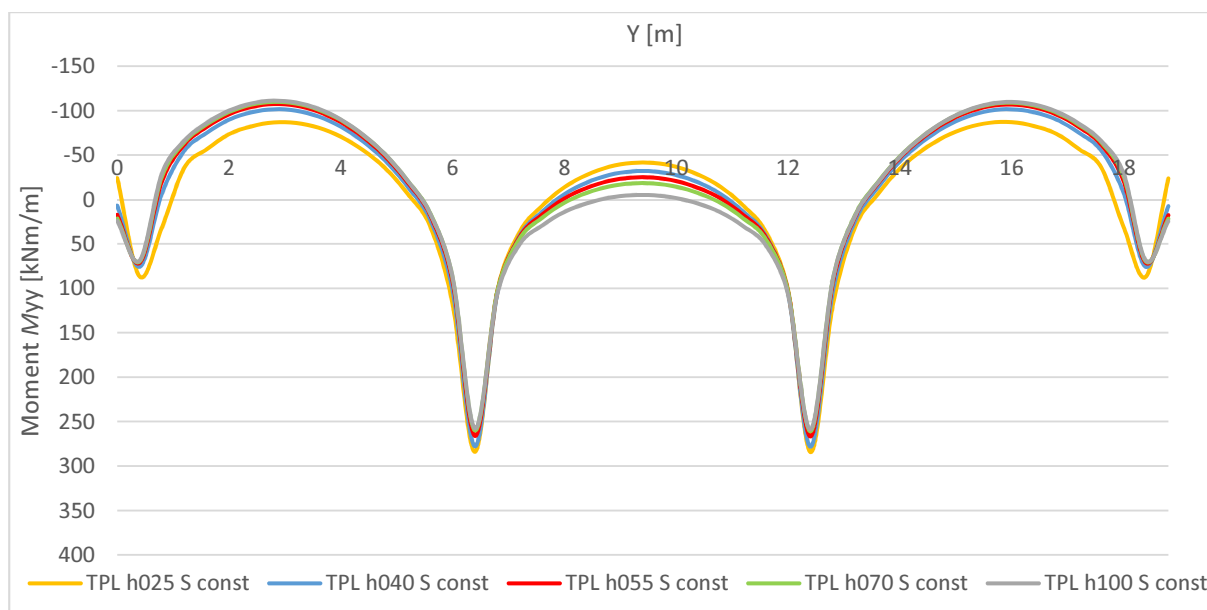
Preglednica 16: Primerjava ekstremnih vrednosti momentov M_{xx} za TPL S

		const	PPv	Plaxis	razmerje const/Plaxis	razmerje PPv/Plaxis
h025	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-58,38	-70,26	-54,92	1,06	1,28
	$M_{xx,max}$ [kNm/m]	247,38	246,80	243,08	1,02	1,02
h040	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-67,71	-76,55	-60,33	1,12	1,27
	$M_{xx,max}$ [kNm/m]	235,11	266,55	249,54	0,94	1,07
h055	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-71,69	-73,51	-58,30	1,23	1,26
	$M_{xx,max}$ [kNm/m]	221,52	337,13	272,98	0,81	1,23
h070	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-72,74	-68,33	-54,46	1,34	1,25
	$M_{xx,max}$ [kNm/m]	215,21	377,25	315,02	0,68	1,20
h100	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-72,46	-60,38	-50,23	1,44	1,20
	$M_{xx,max}$ [kNm/m]	211,83	402,70	347,71	0,61	1,16

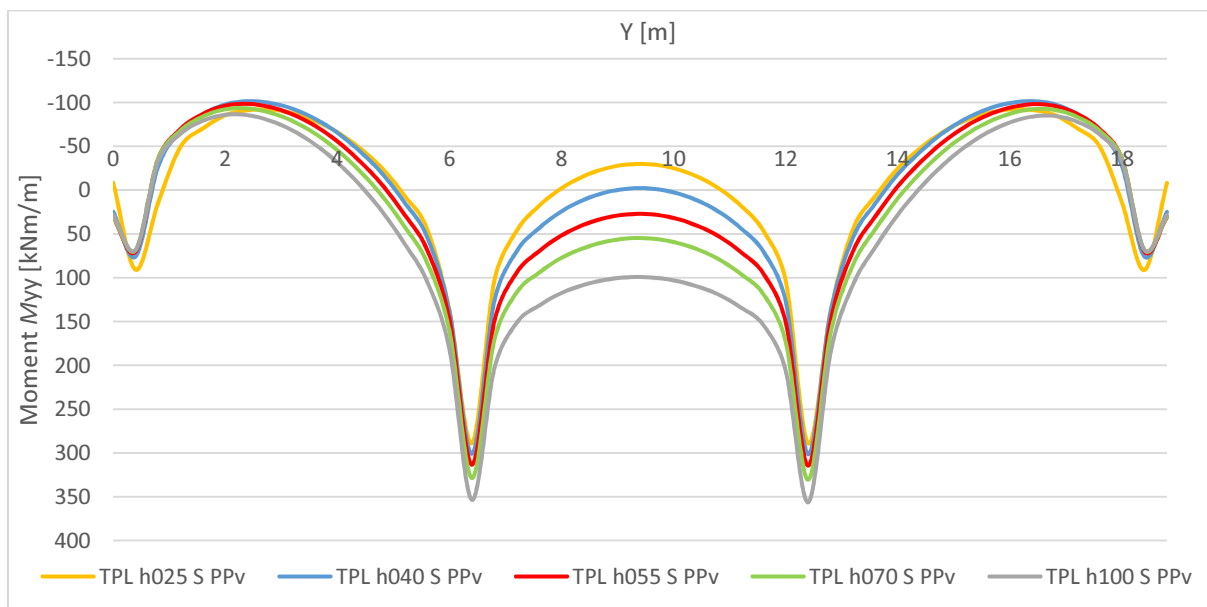
V preglednici 16 so prikazane ekstremne vrednosti upogibnega momenta M_{xx} v temeljnih ploščah. Minimalne vrednosti momentov v primeru modela *const* so večje glede na model *Plaxis*, razlika pa s togostjo narašča. Pri maksimalnih momentih je ravno obratno, pri najtanjši plošči so rezultati identični, nato se velikost momentov modela *const* vse bolj zmanjšuje glede na model *Plaxis*. Vse vrednosti momentov iz modela *PPv* so večje za 20-30 % v primerjavi z modelom *Plaxis*, razen vrednosti maksimalnih momentov pri dveh najtanjših ploščah, ki sta večji samo za nekaj odstotkov.

S primerjavo grafov 13 do 15 ugotovimo podoben razpored momentov v primeru uporabe modelov *PPv* in *Plaxis*. V obeh modelih se največji momenti pojavijo v območju jedra objekta. Z večanjem togosti temeljne plošče pa se velikost momentov povečuje. Pri modelu *const* se največji momenti pojavijo nad notranjimi stebri, poleg tega pa se tu momenti z večanjem togosti temeljne plošče zmanjšujejo. Pri vseh modelih temeljnih tal opazimo v primeru 25 cm debele temeljne plošče konstantno vrednost momentov v območju jedra objekta.

Oglejmo si še upogibne momente M_{yy} v temeljni plošči v primeru slabih temeljnih tal.

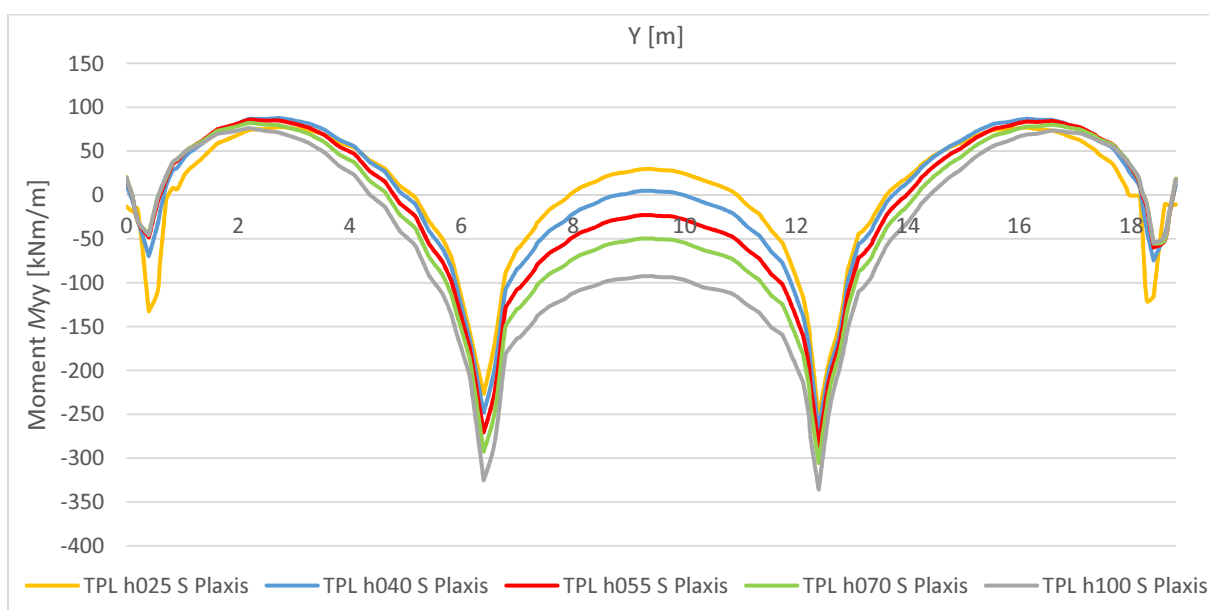
Graf 16: Momenti M_{yy} za TPL S const

Na grafu 16 so prikazani upogibni momenti M_{yy} v temeljni plošči s konstantno porazdelitvijo reakcije tal v odvisnosti od togosti temeljne plošče. Razlike velikosti momentov so v območju med notranjimi in zunanji stebri majhne, z izjemo najbolj upogljive temeljne plošče. V območju med notranjimi stebri so razlike nekoliko večje. Največji momenti se pojavijo nad notranjimi stebri, kjer največji moment izkazuje model s 25 cm debelo temeljno ploščo. Z večanjem togosti temeljne plošče se na tem območju moment zmanjšuje.



Graf 17: Momenti M_{yy} za TPL S PPv

Pri psevdo-povezanem modelu temeljnih tal (graf 17) bistvene razlike med različno togimi temeljnimi ploščami zaznamo le v območju notranjih stebrov in med njimi. Tu se največji momenti pojavijo pri najbolj togi temeljni plošči, z zmanjšanjem togosti temeljne plošče pa se zmanjšujejo tudi momenti. Izjema je le konstrukcija z najbolj podajno temeljno ploščo, kjer je moment v polju med notranjima stebroma nasprotno predznačen.



Graf 18: Momenti M_{yy} v osi B za TPL S Plaxis

Iz grafa 18 je razvidno, da so upogibni momenti v polju med zunanji in notranji stebri zelo podobni, večje razlike zaznamo pri notranjih stebrih in med njimi. Na tem območju se velikosti momentov z večanjem togosti povečujejo. Izjema so le momenti v polju med notranji stebri za najtanjši temeljni plošči, kjer so momenti nasprotnega predznaka glede na ostale temeljne plošče.

Preglednica 17: Primerjava ekstremnih vrednosti momentov M_{yy} za TPL S

		const	PPv	Plaxis	razmerje const/Plaxis	razmerje PPv/Plaxis
h025	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-87,18	-92,30	-77,59	1,12	1,19
	$M_{yy,max}$ [kNm/m]	284,22	289,12	253,07	1,12	1,14
h040	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-101,66	-101,66	-87,96	1,16	1,16
	$M_{yy,max}$ [kNm/m]	278,12	301,31	268,13	1,04	1,12
h055	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-107,46	-98,65	-86,17	1,25	1,14
	$M_{yy,max}$ [kNm/m]	266,66	314,36	285,81	0,93	1,10
h070	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-109,95	-93,45	-82,40	1,33	1,13
	$M_{yy,max}$ [kNm/m]	260,74	330,41	305,42	0,85	1,08
h100	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-111,29	-86,06	-76,28	1,46	1,13
	$M_{yy,max}$ [kNm/m]	258,69	356,17	335,53	0,77	1,06

V preglednici 17 so prikazane ekstremne vrednosti upogibnega momentov M_{yy} v temeljnih ploščah. Če primerjamo med seboj rezultate različnih modelov temeljnih tal, ugotovimo največja odstopanja pri maksimalnih momentih, saj se pri uporabi modela *const* ti s togostjo zmanjšujejo, pri ostalih dveh modelih pa s togostjo povečujejo. Pri minimalnih momentih, z izjemo modela s 25 cm debelo temeljno ploščo, se pri modelu *const* vrednosti z večanjem togosti povečujejo, pri ostalih dveh modelih pa je ravno nasprotno. Iz razmerja *const/Plaxis* je razvidno, da se razlika minimalnih momentov med omenjenima modeloma povečuje s togostjo. Razlika momentov med modeloma *PPv* in *Plaxis* je bolj enakomerna in znaša do 20 %.

Tudi pri upogibnem momentu M_{yy} opazimo podoben razpored momentov pri uporabi modelov *PPv* in *Plaxis*. V obeh primerih se momenti v območju notranjih stebrov in v polju med njima z večanjem togosti temeljne plošče povečujejo. Od roba plošča do notranjih stebrov pa so razlike momentov med posameznimi modeli majhne. Model *const* se od ostalih dveh modelov temeljnih tal razlikuje v tem, da se momenti v območju notranjih stebrov z večanjem togosti temeljne plošče zmanjšujejo.

8.1.2.3 Primerjava dobrih in slabih temeljnih tal

V nadaljevanju primerjamo rezultate upogibnih momentov v temeljnih ploščah za dobra in slaba temeljna tla v primer uporabe 3D modela temeljnih tal.

Preglednica 18: Primerjava ekstremnih vrednosti momentov M_{xx} za TPL

		D Plaxis	S Plaxis	razmerje D/S
h025	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-43,37	-54,92	0,79
	$M_{xx,max}$ [kNm/m]	217,45	243,08	0,89
h040	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-53,73	-60,33	0,89
	$M_{xx,max}$ [kNm/m]	228,95	249,54	0,92

se nadaljuje ...

... nadaljevanje Preglednice 18

		D Plaxis	S Plaxis	razmerje D/S
h055	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-58,09	-58,30	1,00
	$M_{xx,max}$ [kNm/m]	229,15	272,98	0,84
h070	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-58,60	-54,46	1,08
	$M_{xx,max}$ [kNm/m]	233,76	315,02	0,74
h100	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-54,67	-50,23	1,09
	$M_{xx,max}$ [kNm/m]	257,45	347,71	0,74

V preglednici 18 so prikazani upogibni momenti M_{xx} za dobra in slaba temeljna tla. Razvidno je, da so vrednosti maksimalnih momentov ne glede na togost temeljne plošče večje v primeru slabih temeljnih tal. Pri najdebelejši plošči znaša celo 26 %. Razlika minimalnih momentov pa je odvisna od togosti temeljne plošče. Pri manj togih ploščah je večji moment v primeru slabih tal, pri bolj togih pa moment v primeru dobrih tal. Velikost razlike pa v obeh primerih ni velika.

Preglednica 19: Primerjava ekstremnih vrednosti M_{yy} za TPL

		D Plaxis	S Plaxis	razmerje D/S
h025	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-40,95	-77,59	0,53
	$M_{yy,max}$ [kNm/m]	222,91	253,07	0,88
h040	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-69,59	-87,96	0,79
	$M_{yy,max}$ [kNm/m]	249,24	268,13	0,93
h055	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-80,76	-86,17	0,94
	$M_{yy,max}$ [kNm/m]	259,86	285,81	0,91
h070	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-82,91	-82,40	1,01
	$M_{yy,max}$ [kNm/m]	272,62	305,42	0,89
h100	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-80,48	-76,28	1,06
	$M_{yy,max}$ [kNm/m]	303,05	335,53	0,90

V preglednici 19 so predstavljeni še upogibni momenti M_{yy} . Razlike maksimalnih momentov med dobrimi in slabimi temeljnimi tlemi znašajo v vseh primerih okoli 10 %. Večji so momenti v primeru slabih temeljnih tal. Razlika minimalnih momentov pa je odvisna od togosti temeljne plošče. Pri gibkih ploščah je večji moment v primeru slabih tal, pri togih temeljnih ploščah pa je večji moment v primeru dobrih temeljnih tal.

Za temeljno ploščo so zaradi absolutne velikosti bolj pomembni maksimalni momenti, ki so nekaj krat večji od minimalnih. Ugotovili smo, da kakovost temeljnih tal pomembno vpliva na momente v temeljni plošči, saj so maksimalni momenti M_{xx} in M_{yy} večji v primeru slabih temeljnih tal. Minimalni momenti M_{xx} in M_{yy} so odvisni od togosti in sicer pri bolj podajnih ploščah so večji momenti v primeru slabih tal, v primeru togih temeljnih plošč pa so malenkost večji momenti dobrih temeljnih tal.

8.1.3 Povzetek rezultatov za temeljno ploščo

Posedki temeljne plošče so nedvomno odvisni od lastnosti temeljnih tal, modela temeljnih tal in togosti temeljne plošče. Z večanjem togosti oziroma debeline temelje plošče se povečuje obtežba na temeljna tla in posledično so povečajo tudi posedki. Izjema je le konstrukcija s 25 cm debelo temeljno ploščo na

dobrih temeljnih tleh, kjer je velikost posedka temeljne plošče primerljiva z velikostjo posedka debelejših plošč. Bolj toge temeljne plošče so podvržene manjšim diferenčnim posedkom, poleg tega pa ima preostala konstrukcija na njo manjši vpliv.

Z uporabo modela *const* dobimo absolutne vrednosti posedkov nekoliko manjše glede na model *Plaxis*. Boljše ujemanje velikosti posedkov je pri slabših temeljnih tleh. Pri modelu *PPv* dobimo pri tanjših temeljnih ploščah absolutne velikosti posedkov nekoliko večje, pri debelejših ploščah pa nekoliko manjše, glede na model *Plaxis*. Poleg tega dobimo z uporabo modela *const* manjše diferenčne posedke, glede na model *Plaxis*, z uporabo modela *PPv* pa večje. Boljše ujemanje velikosti in razporeditve posedkov opazimo pri uporabi modela *PPv* in *Plaxis*.

Vsi modeli temeljnih tal izkazujejo, da je absolutna velikost posedkov temeljne plošče razumljivo manjša pri boljših temeljnih tleh. Prav tako je manjša tudi absolutna velikost diferenčni posedkov. Vendar pa je relativna velikost diferenčnih posedkov manjša pri slabših temeljnih tleh.

V temeljni plošči so po absolutni vrednosti veliko večji maksimalni momenti. Ti se v primeru uporabe modela *const* z večanjem togosti temeljne plošče zmanjšujejo, medtem ko se v primeru modela *PPv* in *Plaxis* povečujejo. Minimalni momenti se pri uporabi modela *const* z večanjem togosti povečujejo. Pri modelu *PPv* in *Plaxis* pa opazimo po absolutni vrednosti največje minimalne momente pri konstrukciji s 55 oziroma 70 cm debelo temeljno ploščo na dobrih temeljnih tleh. Pri slabih temeljnih tleh pa so največji absolutni minimalni momenti pri 40 cm debeli temeljni plošči.

Velike razlike opazimo tudi v velikosti momentov pri uporabi različnih modelov temeljnih tal. Manj pomembni minimalni momenti so pri vseh debelinah temeljne plošče pri uporabi modela *const* in *PPv* večji glede na momente modela *Plaxis*. Pri maksimalnih momentih to velja le pri uporabi modela *PPv* glede na model *Plaxis*. Pri modelu *const* pa dobimo večje momente samo pri bolj podajnih temeljnih ploščah, medtem ko je pri togih ploščah velikost maksimalnih momentov tudi za 40 % manjša glede na model *Plaxis*.

Ugotovili smo, da dobimo bolj primerljive velikosti in razporeditve momentov z uporabo modela *PPv* in *Plaxis*. Ujemanje je večje pri bolj togih temeljnih ploščah. Uporaba modela *const* je sprejemljiva le v primeru podajnih temeljnih plošč, kjer dobimo manjša odstopanja obeh momentov glede na model *Plaxis*. Pri togih ploščah pa pridemo do problema, saj dobimo pri modelu *const* absolutne vrednosti minimalnih momentov občutno večje, pri maksimalnih momentih pa občutno manjše glede na model *Plaxis*. Posledično je pri uporabi modela *const* pri konstrukcijah s togo temeljno ploščo varnost konstrukcije lahko ogrožena.

Primerjajmo še velikosti momentov, ki jih dobimo pri dobrih oziroma slabih temeljnih tleh. Ugotovili smo, da so maksimalni momenti manjši pri dobrih temeljih tleh. Pri minimalnih momentih to velja le za konstrukcije z bolj podajno temeljno ploščo, medtem ko je pri togih temeljnih ploščah absolutna velikost minimalnih momentov nekoliko večja pri slabših temeljnih tleh.

Zaključimo lahko, da je večje ujemanje posedkov in upogibnih momentov zaznati pri uporabi modela *PPv* in *Plaxis*. Ujemanje rezultatov je v splošnem boljše pri konstrukcijah z bolj togimi temeljnimi ploščami.

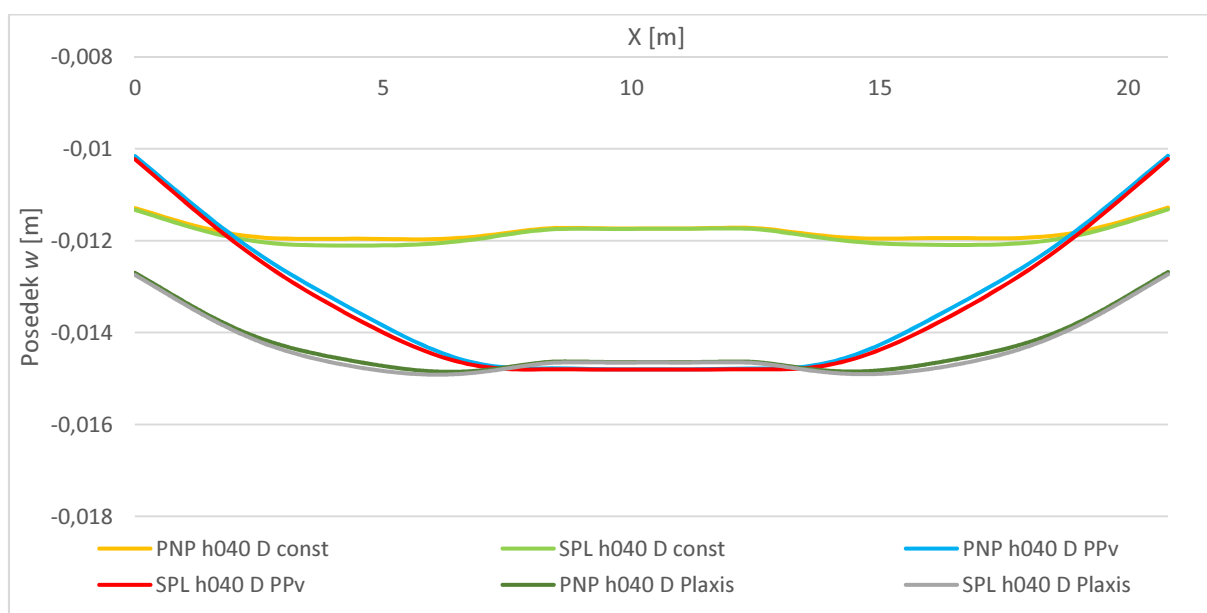
8.2 Rezultati v preostalih delih nosilne konstrukcije

Poleg rezultatov v temeljni plošči nas zanima tudi obnašanje preostale konstrukcije. Zato v nadaljevanju prikažemo posedke in notranje sile v preostalih dveh ploščah in stebrih.

8.2.1 Posedki

8.2.1.1 Dobra temeljna tla

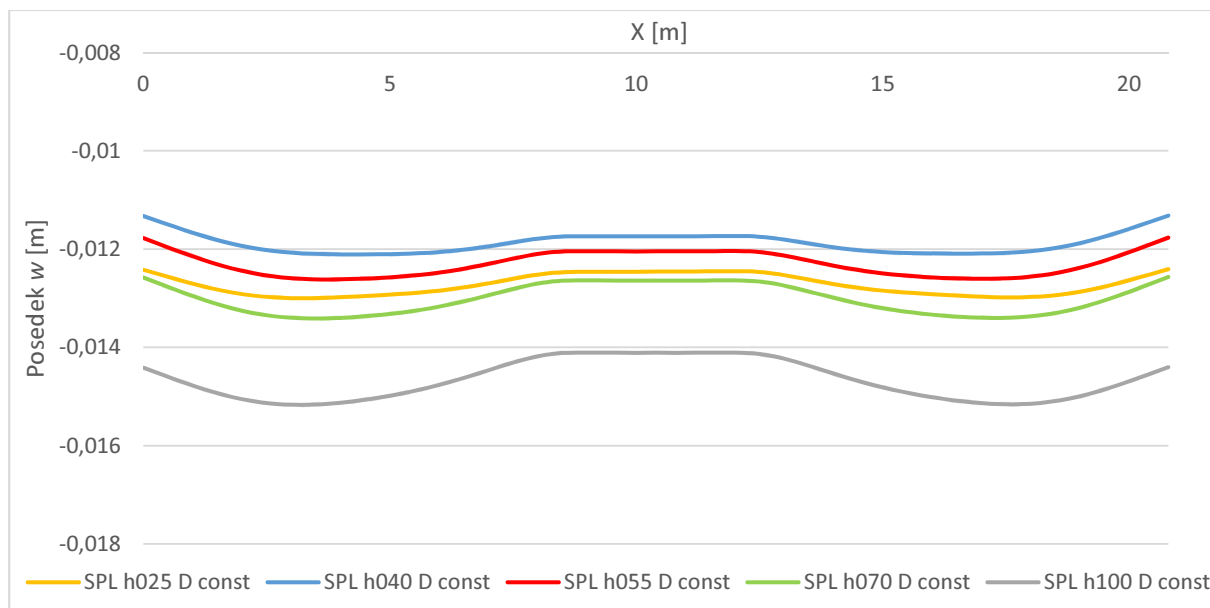
V tem poglavju prikažemo posedke plošče nad pritličjem in strešne plošče. Najprej smo prikazali posedke obeh plošč v primeru 40 cm debele temeljne plošče za vse modele temeljnih tal, nato pa primerjali še posedke za različno debele temeljne plošče.



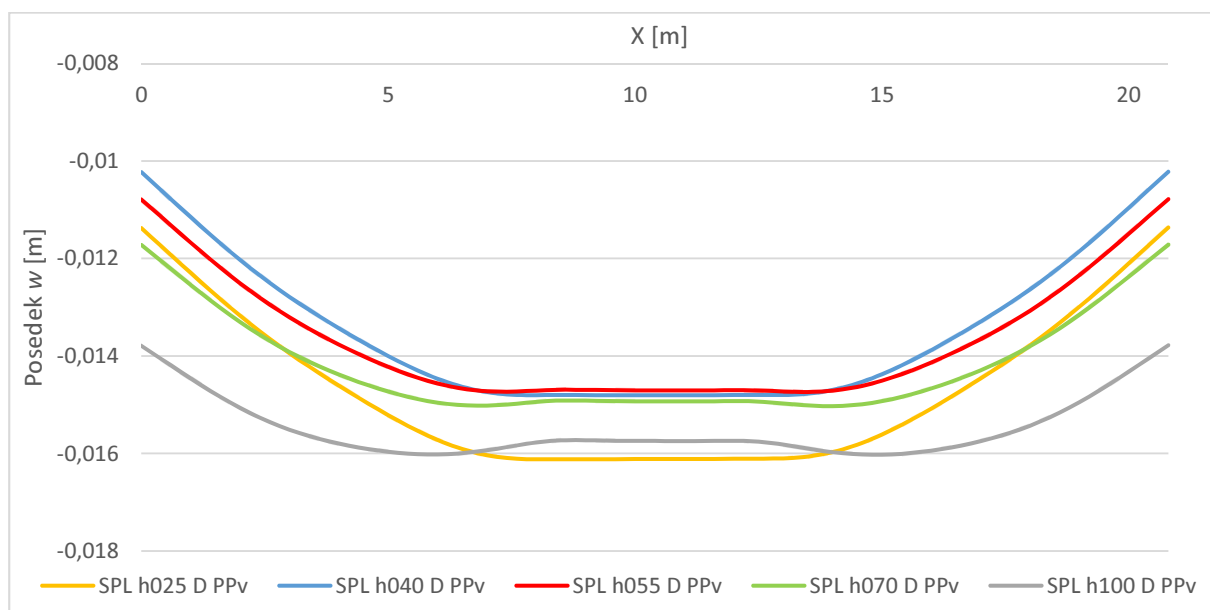
Graf 19: Posedki w v prerezu P3-P3 za PNP in SPL h040 D

Na grafu 19 so prikazani posedki plošče nad pritličjem in strešne plošče v primeru 40 cm debele temeljne plošče. Opazimo, da je razporeditev posedkov plošče nad pritličjem in strešne plošče praktično identična, vidne pa so razlike posedkov med posameznimi modeli temeljnih tal. Modela temeljnih tal s konstantnimi koeficienti izkazujeta najmanjše posedke na sredini plošče. Vrednosti posedkov na sredini plošč so pri uporabi modelov *PPv* in *Plaxisa* podobne, na robovih plošče pa so razlike večje. Največje diferencialne posedke plošč dobimo pri uporabi modelu *PPv*, kar je razvidno iz bolj ukrivljene linije posedkov.

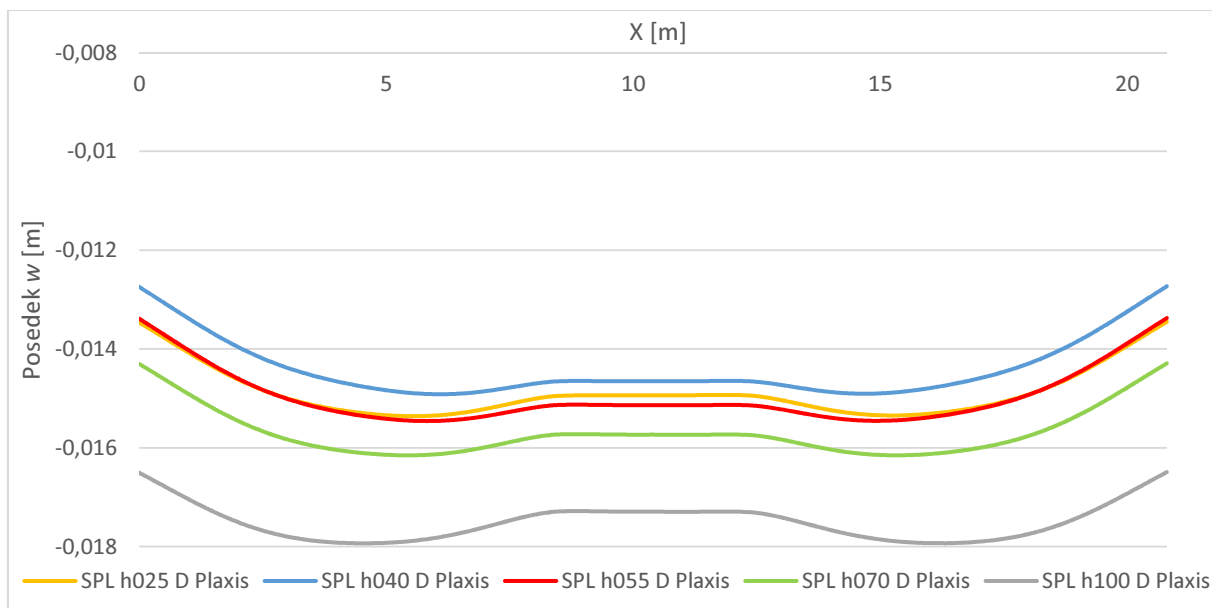
Zaradi enakih posedkov plošč nad pritličjem in strešnih plošč v nadaljevanju na grafih prikažemo samo posedke strešnih plošč.

Graf 20: Posedki w v prerezu P3-P3 za SPL D const

Na grafu 20 so prikazani posedki strešne plošče za model s konstantnimi koeficienti vzmeti odvisnosti od debeline temeljne plošče. Opazimo lahko, da se posedki z večanjem debeline temeljne plošče povečujejo, z izjemo najtanjše plošče. V tem primeru so posedki strešne plošče primerljivi s posedki, ki jih dobimo pri 70 cm debeli temeljni plošči.

Graf 21: Posedki w v prerezu P3-P3 za SPL D PPv

Iz grafa 21 je razvidno, da se posedki strešne plošče v primeru uporabe modela s psevdopovezanimi vzmetmi z večanjem debeline temeljne plošče povečujejo, z izjemo modela s 25 cm debelo temeljno ploščo. Posedek strešne plošče tega modela je na sredini celo največji. Razpored posedkov tega modela se od ostalih modelov najbolj razlikuje in izkazuje največje diferenčne posedke.



Graf 22: Posedki w v prerezu P3-P3 za SPL D Plaxis

Iz grafa 22 je lepo razvidno, da posedki strešne plošče naraščajo z večanjem debeline temeljne plošče, kar ne velja le za posedke najtanjše plošče. Kot lahko vidimo, so posedki strešne plošče pri 25 cm in 55 cm debeli temeljni plošči praktično enaki.

Preglednica 20: Primerjava ekstremnih posedkov w za PNP in SPL D

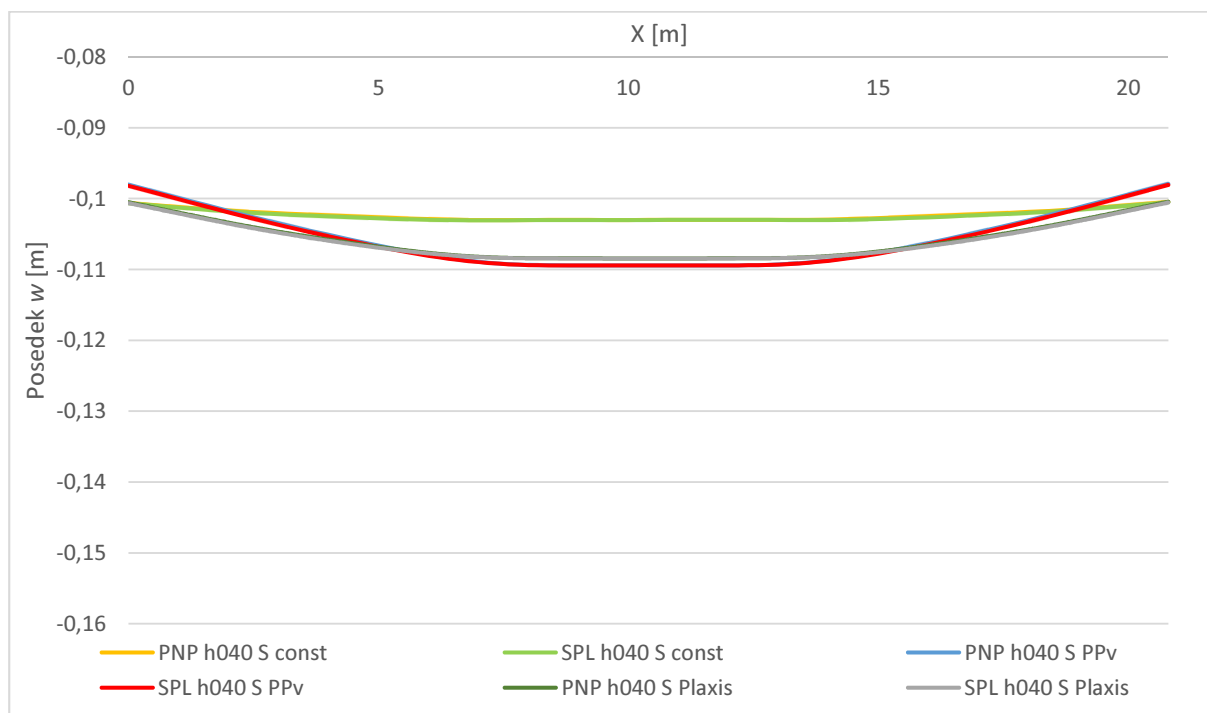
			const	PPv	Plaxis	razmerje const/Plaxis	razmerje PPv/Plaxis
h025	PNP	w_{\min} [cm]	-1,29	-1,61	-1,53	0,84	1,05
		w_{\max} [cm]	-1,23	-1,13	-1,34	0,92	0,84
	SPL	w_{\min} [cm]	-1,30	-1,61	-1,54	0,85	1,05
		w_{\max} [cm]	-1,24	-1,14	-1,34	0,92	0,84
h040	PNP	w_{\min} [cm]	-1,20	-1,48	-1,49	0,81	1,00
		w_{\max} [cm]	-1,13	-1,01	-1,27	0,89	0,80
	SPL	w_{\min} [cm]	-1,21	-1,48	-1,49	0,81	0,99
		w_{\max} [cm]	-1,13	-1,02	-1,27	0,89	0,80
h055	PNP	w_{\min} [cm]	-1,25	-1,47	-1,54	0,81	0,96
		w_{\max} [cm]	-1,18	-1,07	-1,33	0,88	0,80
	SPL	w_{\min} [cm]	-1,26	-1,47	-1,55	0,82	0,95
		w_{\max} [cm]	-1,18	-1,08	-1,34	0,88	0,81
h070	PNP	w_{\min} [cm]	-1,33	-1,50	-1,61	0,83	0,93
		w_{\max} [cm]	-1,26	-1,17	-1,43	0,88	0,82
	SPL	w_{\min} [cm]	-1,34	-1,50	-1,61	0,83	0,93
		w_{\max} [cm]	-1,26	-1,17	-1,43	0,88	0,82
h100	PNP	w_{\min} [cm]	-1,51	-1,60	-1,78	0,85	0,89
		w_{\max} [cm]	-1,41	-1,38	-1,65	0,85	0,83
	SPL	w_{\min} [cm]	-1,52	-1,60	-1,79	0,85	0,89
		w_{\max} [cm]	-1,41	-1,38	-1,65	0,86	0,84

V preglednici 20 so prikazane vrednosti posedkov plošče nad pritličjem in strešne plošče. Če primerjamo posedke obeh plošč znotraj ene debeline temeljne plošče in modela temeljnih tal, ugotovimo, da razlik praktično ni. Razlike se pojavijo pri uporabi različnih modelov temeljnih tal. Tako so posedki izračunani z uporabo modela *const* manjši za 10-20 % glede na posedke iz modela *Plaxis*. S primerjavo posedkov iz modelov *PPv* in *Plaxis* ugotovimo, da model *PPv* pri tankih ploščah izkazuje za okoli 5 % večje vrednosti največjega posedka, medtem ko je pri togih ploščah večji posedek pri modelu *Plaxis*.

Posedki plošč nad pritličjem in strešnih plošč se znotraj ene debeline temeljne plošče in enega modela ne razlikujejo. Posedki obeh plošč se z večanjem debeline temeljne plošče povečujejo. Izjema je le model z najtanjšo temeljno ploščo, kjer so posedki enaki kot pri modelu s 55 cm debelo temeljno ploščo (*Plaxis*). Pri vseh modelih je razvidno, da so posedki na sredini plošč konstantni, saj stene na tem delu ploščam preprečujejo diferenčne posedke. Če primerjamo posedke različnih modelov temeljnih tal, ugotovimo, da dobimo pri uporabi modela *const* premajhne posedke, pri modelu *PPv* pa je ujemanje posedkov z modelom *Plaxis* odvisno od debeline temeljne plošče. Absolutne vrednosti posedkov modela *PPv* so bližje posedkom modela *Plaxis*, v primerjavi z modelom *const*.

8.2.1.2 Slaba temeljna tla

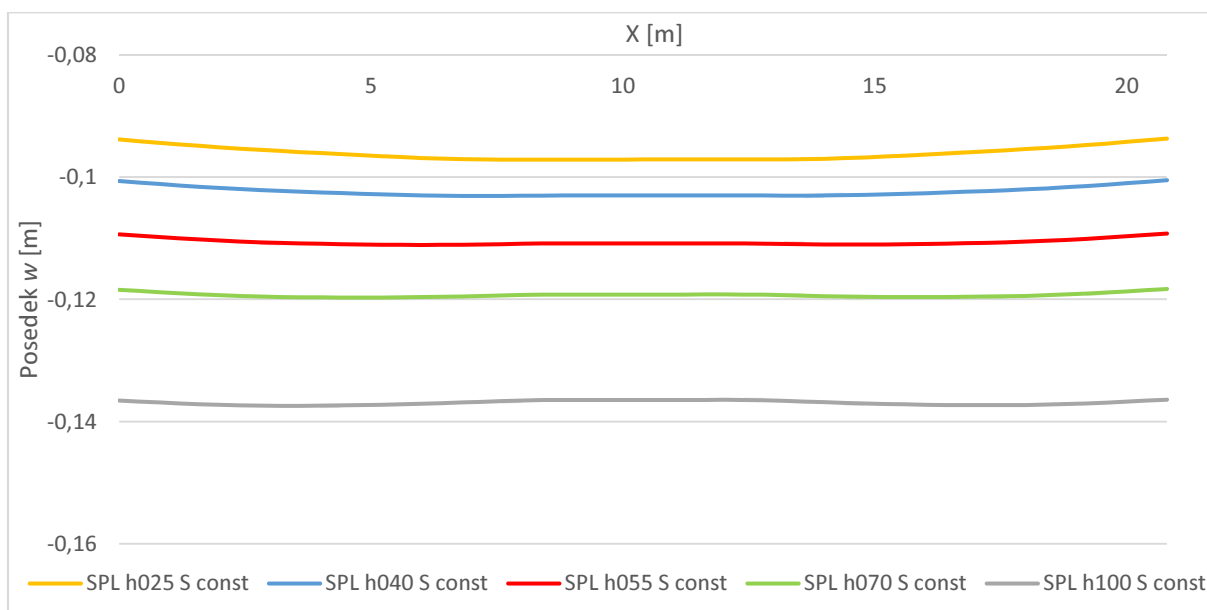
Posedke plošče nad pritličjem in strešne plošče najprej prikažemo na primeru 40 cm debele temeljne plošče, nato pa primerjamo še posedke strešne plošče za različno debele temeljne plošče.



Graf 23: Posedki w v prerezu P3-P3 za PNP in SPL h040 S

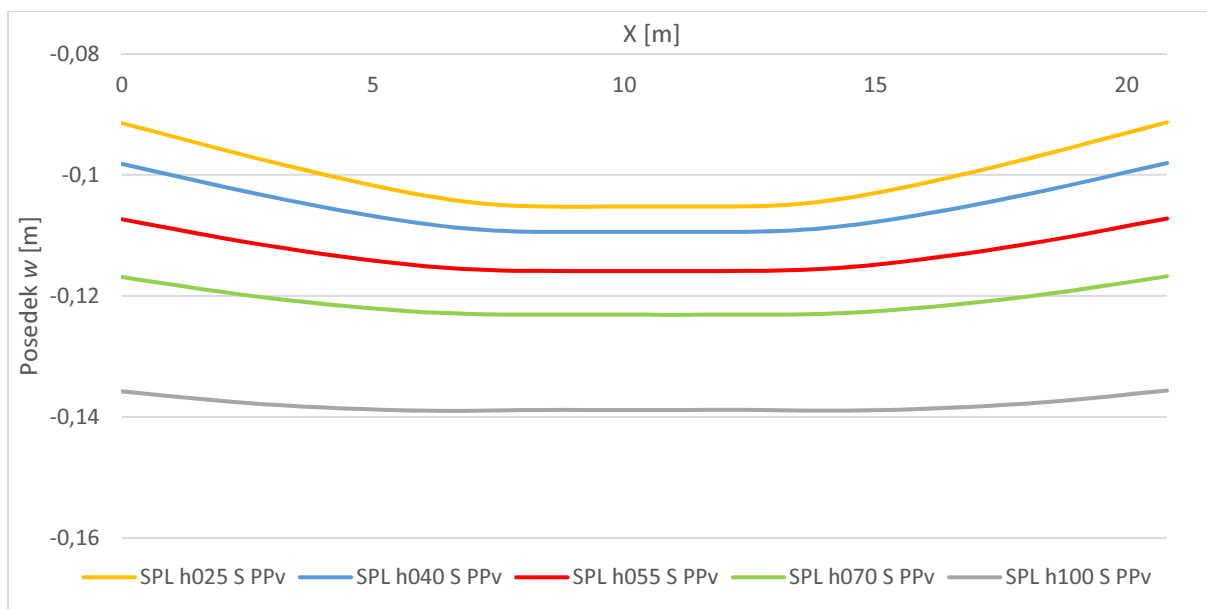
Na grafu 23 so prikazani posedki plošče nad pritličjem in strešne plošče v primeru slabih temeljnih tal. Posedki se med ploščo nad pritličjem in strešno ploščo za isto debelino temeljne plošče ne razlikujejo. Razlike posedkov so opazne med posameznimi modeli temeljnih tal. Pri modelu s konstantnimi koeficienti so posedki praktično konstantni, medtem ko je linija posedkov pri ostalih dveh konkavne oblike. Največje posedke na sredini plošče in največje diferenčne posedke dobimo pri modelu *PPv*.

Kot smo ugotovili, se posedki med ploščo nad pritličjem in strešno ploščo ne razlikujejo, zato v nadaljevanju prikazemo le posedke strešne plošče.



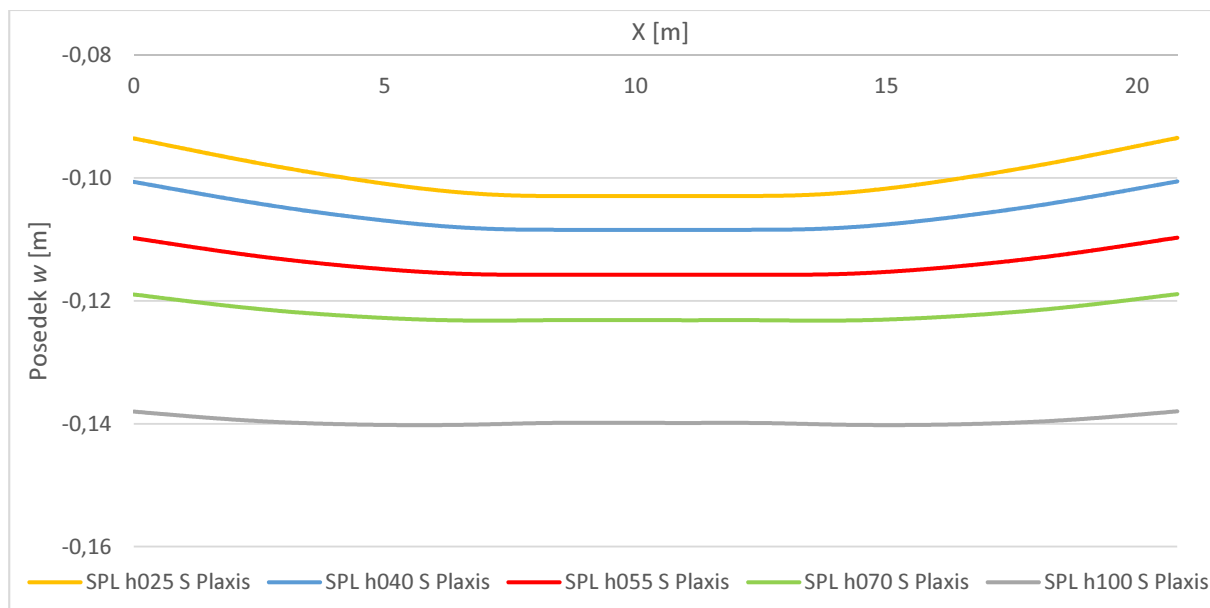
Graf 24: Posedki w v prerezu P3-P3 za SPL S const

Na grafu 24 so prikazani posedki strešne plošče v prerezu P3-P3 za Winklerjev model temeljnih tal s konstantnimi koeficienti reakcije tal. Posedki strešne plošče so odvisni od debeline temeljne plošče. Z večanjem debeline temeljne plošče se večajo posedki strešne plošče. Vse linije posedkov so razmeroma ravne, kar pomeni, da so diferenčni posedki majhni.



Graf 25: Posedki w v prerezu P3-P3 za SPL S PPv

Na grafu 25 so prikazani posedki strešne plošče v primeru uporabe psevdopovezanega koncepta. Tudi v tem primeru se posedki strešne plošče z večanjem debeline temeljne plošče povečujejo. Nekoliko bolj je opazen vpliv togosti temeljne plošče na diferenčne posedke strešne plošče. Pri najtanjši temeljni plošči so diferenčni posedki največji, z večanje debeline temeljne plošče pa se diferenčni posedki strešne plošče zmanjšujejo.

Graf 26: Posedki w v prerezu P3-P3 za SPL S Plaxis

Iz grafa 26 je razvidno, kako je velikost posedkov v strešni plošči odvisna od debeline temeljne plošče. Večja debelina temeljne plošče prinese večje posedke strešne plošče. Opazimo tudi vpliv togosti temeljne plošče na diferencialne posedke strešne plošče, saj so diferencialni posedki v strešni plošči pri najbolj podajni plošči največji, medtem ko pri togi temeljni plošči diferencialnih posedkov v strešni plošči praktično ni.

Preglednica 21: Primerjava ekstremnih posedkov w za PNP in SPL S

			const	PPv	Plaxis	razmerje const/Plaxis	razmerje PPv/Plaxis
h025	PNP	w_{\min} [cm]	-9,71	-10,52	-10,29	0,94	1,02
		w_{\max} [cm]	-9,35	-9,10	-9,33	1,00	0,98
	SPL	w_{\min} [cm]	-9,71	-10,53	-10,29	0,94	1,02
		w_{\max} [cm]	-9,37	-9,13	-9,35	1,00	0,98
h040	PNP	w_{\min} [cm]	-10,30	-10,94	-10,84	0,95	1,01
		w_{\max} [cm]	-10,04	-9,79	-10,04	1,00	0,97
	SPL	w_{\min} [cm]	-10,31	-10,94	-10,84	0,95	1,01
		w_{\max} [cm]	-10,05	-9,81	-10,05	1,00	0,98
h055	PNP	w_{\min} [cm]	-11,10	-11,59	-11,57	0,96	1,00
		w_{\max} [cm]	-10,92	-10,71	-10,96	1,00	0,98
	SPL	w_{\min} [cm]	-11,11	-11,59	-11,57	0,96	1,00
		w_{\max} [cm]	-10,92	-10,72	-10,97	1,00	0,98
h070	PNP	w_{\min} [cm]	-11,96	-12,31	-12,32	0,97	1,00
		w_{\max} [cm]	-11,83	-11,67	-11,88	1,00	0,98
	SPL	w_{\min} [cm]	-11,97	-12,31	-12,32	0,97	1,00
		w_{\max} [cm]	-11,83	-11,67	-11,89	1,00	0,98
h100	PNP	w_{\min} [cm]	-13,73	-13,89	-14,01	0,98	0,99
		w_{\max} [cm]	-13,64	-13,56	-13,79	0,99	0,98
	SPL	w_{\min} [cm]	-13,74	-13,89	-14,02	0,98	0,99
		w_{\max} [cm]	-13,64	-13,56	-13,80	0,99	0,98

Če primerjamo vrednosti posedkov plošče nad pritličje in strešne plošče (preglednica 21), vidimo, da se ti znotraj enakega modela temeljni tal in debeline temeljne plošče praktično ne razlikujejo. Ob pogledu na razmerja posedkov med modeli *const/Plaxis* in *PPv/Plaxis*, ugotovimo, da so razlike med njimi največ 5 %. Na podlagi tega lahko zaključimo, da izbira modela pri bolj podajnih temeljnih tleh na izračun posedkov nima velikega vpliva.

Modela *PPv* in *Plaxis* izkazujeta zelo podobno razporeditev posedkov za ploščo nad pritličjem in strešno ploščo. Nekoliko večje razlike so razvidne pri modelu *const*, pri katerem za razliko od ostalih dveh modelov skoraj ne opazimo diferenčnih posedkov. Ne glede na model temeljnih tal se posedki strešne plošče z večanjem debeline temeljne plošče povečujejo.

8.2.1.3 Primerjava dobrih in slabih temeljnih tal

Posedki dobrih temeljnih tal so razumljivo manjši glede na posedke slabših temeljnih tal. Ugotovili smo, da se posedki plošče nad pritličjem in strešne plošče za enako debele temeljne plošče in enak model temeljnih tal ne razlikujejo. Z večanjem debeline temeljne plošče se posedki v obravnavanih ploščah večajo. Izjema je le model s 25 cm debelo temeljno ploščo v primeru dobrih temeljnih tal, kjer je razpored posedkov primerljiv z ostalimi, velikost pa primerljiva s posedki debelejših temeljnih plošč. Večje razlike v velikosti posedkov so med posameznimi modeli temeljnih tal opazne le v primeru boljših temeljnih tal.

Ugotovili smo, da na posedke plošč pomembno vpliva celotna konstrukcija s svojo togostjo. Ker so posedki v primeru slabših temeljnih tal enakomernejši glede na posedke dobrih tal, sklepamo, da se togost konstrukcije aktivira šele pri dovolj velikih posedkih. Posledično se celotna konstrukcije posede kot »togo« telo, kar se odraža v manjših diferenčnih posedkih konstrukcije.

Preglednica 22: Razmerje med maksimalnim in minimalnim posedkom w_{max}/w_{min} Plaxis

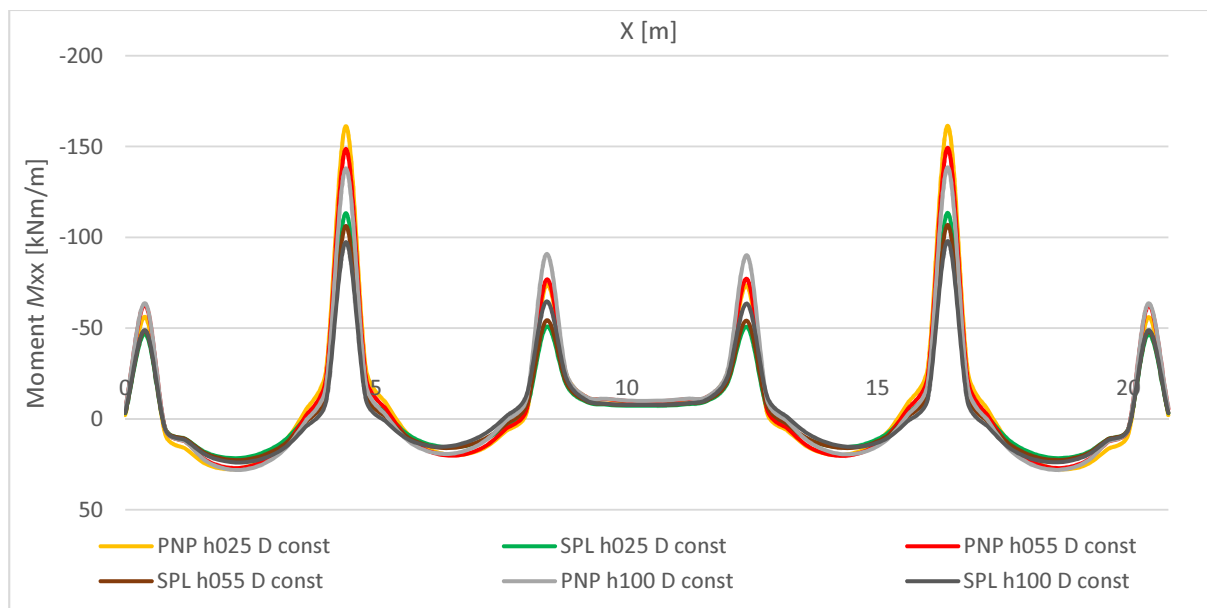
	D Plaxis	S Plaxis
h025	0,88	0,91
h040	0,85	0,93
h055	0,87	0,95
h070	0,88	0,96
h100	0,92	0,98

V preglednici 22 so prikazana razmerja med maksimalnimi in minimalnimi posedki strešne plošče za model *Plaxis*. Velikost razmerja nam pove velikost diferenčnega posedka. Ne glede na lastnosti temeljnih tal se diferenčni posedki zmanjšuje z večanjem debeline temeljne plošče. Opazimo, da so diferenčni posedki večji v primeru dobrih temeljnih tal. Do enake ugotovitve smo prišli tudi v primeru temeljne plošče.

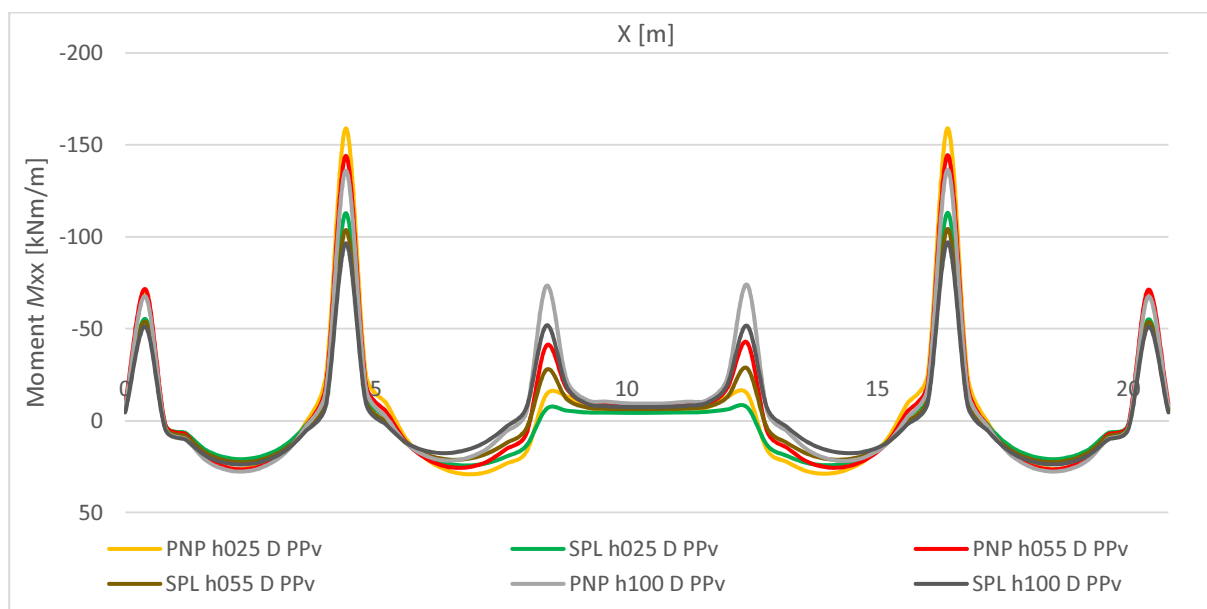
8.2.2 Upogibni momenti

8.2.2.1 Dobra temeljna tla

V tem poglavju obravnavamo upogibne momente v plošči nad pritličjem in strešni plošči v primeru dobrih temeljnih tal. Rezultate prikažemo za vsak model temeljnih tal posebej v primeru 25, 55 in 100 cm debele temelje plošče.

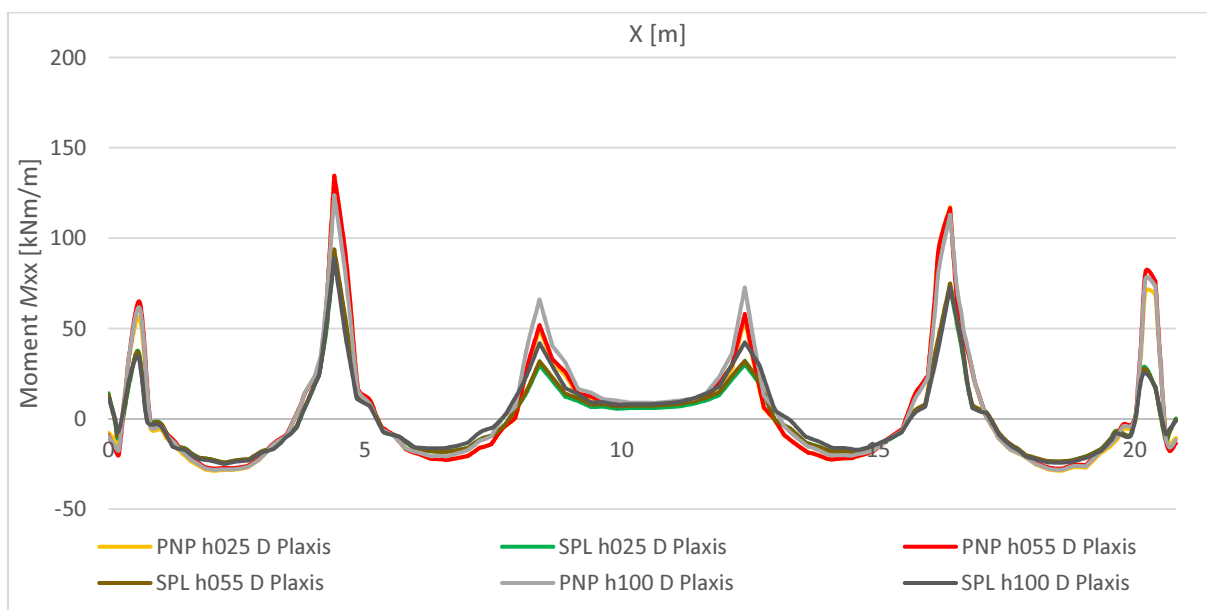
Graf 27: Momenti M_{xx} v osi 3 za PNP in SPL D const

Na grafu 27 so prikazani upogibni momenti plošče nad pritličjem in strešne plošče v primeru dobrih temeljnih tal in konstantnega koeficienta vzmeti. Razporeditev momentov prikazanih modelov se v poljih bolj malo razlikujejo, največje razlike vrednosti se pojavijo v okolici stebrov in sten. Če primerjamo linije momentov plošč nad pritličjem in strešnih plošč, ugotovimo, da se večji momenti pojavijo v ploščah nad pritličjem. Iz grafa je tudi razvidno, da se največji momenti pojavijo v plošči nad pritličjem v primeru 25 cm debele temeljne plošče. Z večanjem debeline temeljne plošče se momenti v obeh obravnavanih ploščah zmanjšujejo. V okolici jedra so velikosti momentov večje v primeru bolj toge plošče.

Graf 28: Momenti M_{xx} v osi 3 za PNP in SPL D PPv

Razporeditev upogibnih momentov v plošči nad pritličjem in strešni plošči v primeru izračuna po modelu *PPv* so prikazane na grafu 28. V poljih se momenti skoraj ne razlikujejo, največje razlike so v okolici jedra in notranjih stebrov. Največji momenti nad notranjimi stebri so v plošči nad pritličjem s

25 cm debelo temeljno ploščo. Z večanjem debeline temeljne plošče se momenti v tem področju zmanjšujejo.



Graf 29: Momenti M_{xx} v osi 3 za PNP in SPL D Plaxis

Upogibni momenti v plošči nad pritličjem in strešni plošči v primeru uporabe modela *Plaxis* (graf 29) se najbolj razlikujejo v območju stebrov in tik ob steni na sredini plošče. Razporeditev momentov plošče nad pritličjem pri 25 cm in 55 cm debeli temeljni plošči je praktično enaka in je na območju stebrov tudi največja. Z večanjem togosti temeljne plošče se največji momenti zmanjšujejo.

Razporeditev in velikost momentov pri uporabi modela *const* in *PPv* sta zelo podobni. Največji moment se pojavi pri modelu z najbolj podajno temeljno ploščo, z večanjem togosti pa se velikost momenta zmanjšuje. Nekoliko manjše momente dobimo pri modelu *Plaxis*, poleg tega pa ima togost temeljne plošče manjši vpliv na velikosti momentov. Pri vseh modelih temeljnih tal so momenti v plošči nad pritličjem večji kot v strešni plošči.

Preglednica 23: Primerjava ekstremnih vrednosti momentov M_{xx} za PNP in SPL D

			const	PPv	Plaxis	razmerje const/Plaxis	razmerje PPv/Plaxis
h025	PNP	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-161,41	-159,03	-133,71	1,21	1,19
		$M_{xx,max}$ [kNm/m]	27,51	29,06	28,80	0,96	1,01
	SPL	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-113,51	-113,09	-91,10	1,25	1,24
		$M_{xx,max}$ [kNm/m]	21,19	24,37	24,36	0,87	1,00
h040	PNP	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-157,76	-152,94	-139,57	1,13	1,10
		$M_{xx,max}$ [kNm/m]	26,22	27,72	27,50	0,95	1,01
	SPL	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-113,32	-110,91	-96,54	1,17	1,15
		$M_{xx,max}$ [kNm/m]	21,29	23,07	23,81	0,89	0,97

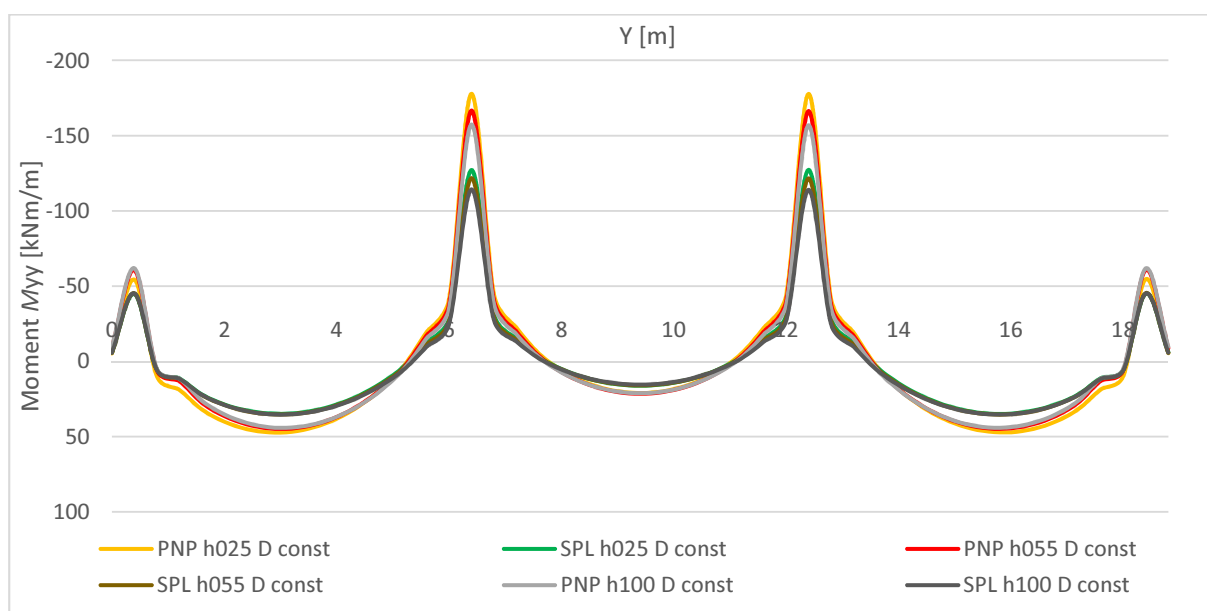
se nadaljuje ...

... nadaljevanje Preglednice 23

			const	PPv	Plaxis	razmerje const/Plaxis	razmerje PPv/Plaxis
h055	PNP	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-149,29	-144,42	-134,70	1,11	1,07
		$M_{xx,max}$ [kNm/m]	26,46	26,38	27,62	0,96	0,95
	SPL	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-106,91	-104,26	-93,83	1,14	1,11
		$M_{xx,max}$ [kNm/m]	22,24	22,55	24,25	0,92	0,93
h070	PNP	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-143,72	-139,79	-130,04	1,11	1,07
		$M_{xx,max}$ [kNm/m]	27,01	26,98	27,90	0,97	0,97
	SPL	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-102,37	-100,26	-91,38	1,12	1,10
		$M_{xx,max}$ [kNm/m]	22,97	23,23	24,62	0,93	0,94
h100	PNP	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-138,59	-136,50	-123,90	1,12	1,10
		$M_{xx,max}$ [kNm/m]	27,63	27,55	28,30	0,98	0,97
	SPL	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-98,00	-97,01	-88,93	1,10	1,09
		$M_{xx,max}$ [kNm/m]	23,65	23,77	24,98	0,95	0,95

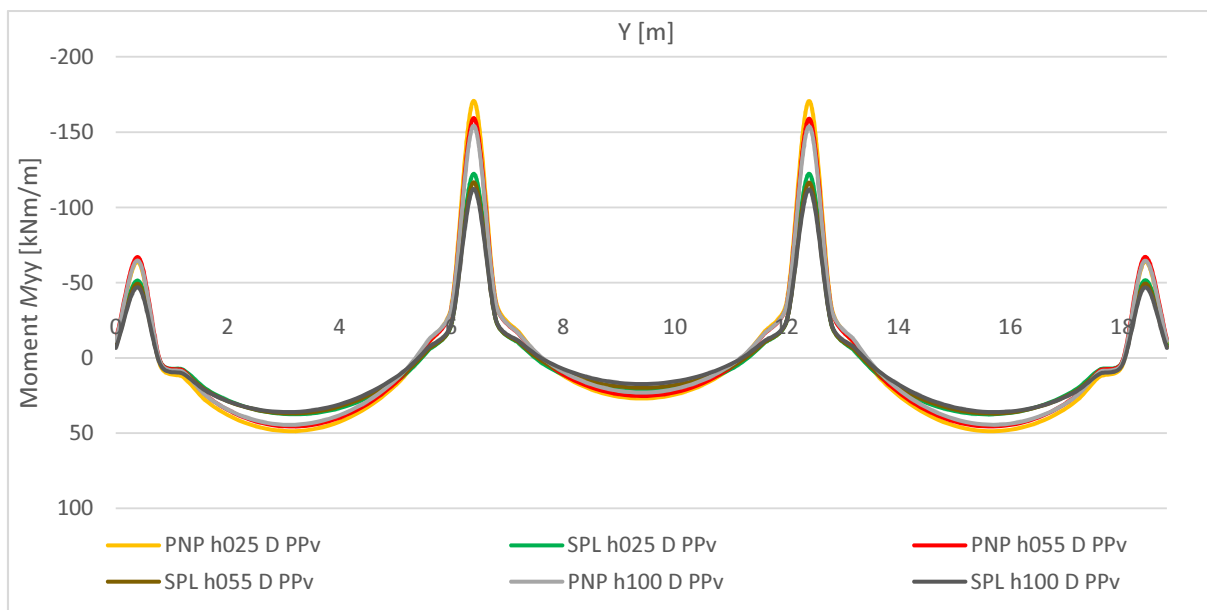
V preglednici 23 so prikazane ekstremne vrednosti upogibnih momentov v plošči nad pritličjem in strešni plošči za vse modele temeljnih tal. Ne glede na debelino temeljne plošče in model tal so momenti plošče nad pritličjem večji v primerjavi s strešno ploščo. Pri vseh modelih temeljnih tal so maksimalni momenti neodvisni od togosti temeljne plošče, saj so praktično konstantni. Pri modelih *const* in *PPv* se minimalni momenti z večanjem debeline temeljne plošče zmanjšujejo. V modelu *Plaxis* je minimalni moment največji pri 40 cm debeli temeljni plošči. Z večanjem oziroma manjšanjem debeline temeljne plošče pa se vrednosti zmanjšujejo. Pri razmerjih momentov *const/Plaxis* in *PPv/Plaxis* opazimo, da so vse vrednosti minimalnih momentov iz modelov *const* in *PPv* večje za 10 do 20 % glede na model *Plaxis*. Maksimalni momenti pa so za nekaj odstotkov večji pri modelu *Plaxis*. Boljše ujemanje rezultatov zaznamo med modeloma *PPv* in *Plaxis*, kjer se vrednosti momentov, z izjemo modela z najtanjšo temeljne plošče, razlikujejo za do 10 %.

Oglejmo si še obnašanje plošče nad pritličjem in strešne plošče v primeru upogibnih momentov M_{yy} .



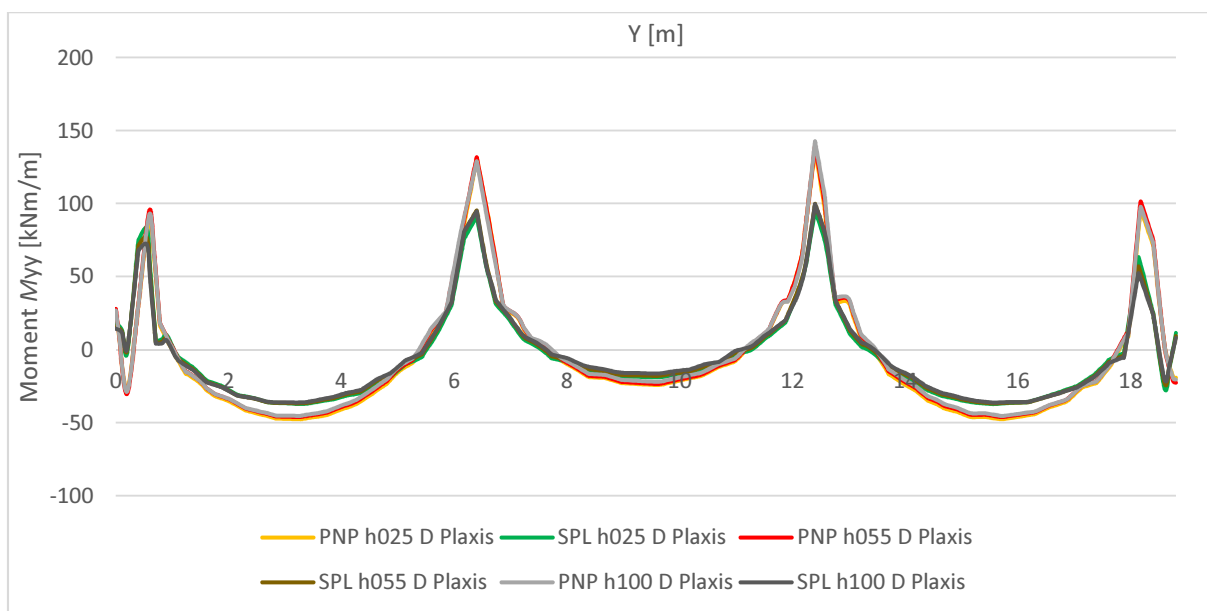
Graf 30: Momenti M_{yy} v osi B za PNP in SPL D const

Na grafu 30 so prikazani upogibni momenti za model temeljni tal s konstantnimi koeficienti vzmeti. Največje razlike se pojavijo v območju stebrov. Momenti v plošči nad pritličjem so večji kot v strešni plošči. Velikost momentov pa se z večanjem togosti temeljne plošče zmanjšuje.



Graf 31: Momenti M_{yy} v osi B za PNP in SPL D PPv

V primeru uporabe modela psevdo-povezanih vzmeti (graf 31) je obnašanje momentov podobno. Večji momenti so v plošči nad pritličjem in se z večanjem togosti temeljne plošče zmanjšujejo.



Graf 32: Momenti M_{yy} v osi B za PNP in SPL D Plaxis

Na grafu 32 so prikazani upogibni momenti v primeru 3D modela temeljnih tal. Momenti v plošči nad pritličjem so večji kot v strešni plošči, vendar pa togost temeljne plošče malo vpliva na velikost momentov v obravnavanih ploščah. Pri nekaterih debelinah temeljne plošče opazimo na robovih plošče natege na spodnji strani plošče, ki pa si jih ne znamo razložiti.

S primerjavo različnih modelov temeljnih tal ugotovimo podobno obnašanje modela *const* in *PPv*. Velikost momentov se z večanjem togosti temeljne plošče zmanjšuje. Togost v primeru uporabe modela *Plaxis* na upogibne momente skoraj ne vpliva. Pri vseh modelih temeljnih tal opazimo večje momente v plošči nad pritličjem.

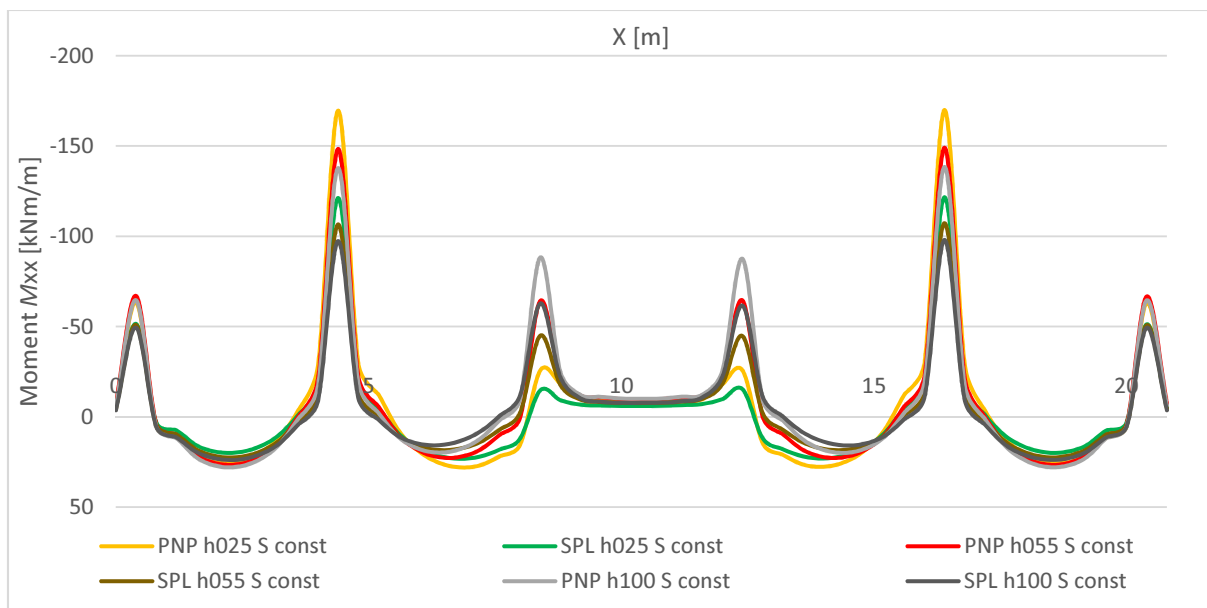
Preglednica 24: Primerjava ekstremnih vrednosti momentov M_{yy} za PNP in SPL D

			const	PPv	Plaxis	razmerje const/Plaxis	razmerje PPv/Plaxis
h025	PNP	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-177,88	-170,82	-137,19	1,30	1,25
		$M_{yy,max}$ [kNm/m]	47,05	48,55	47,65	0,99	1,02
	SPL	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-127,31	-122,40	-95,43	1,33	1,28
		$M_{yy,max}$ [kNm/m]	34,54	37,41	37,24	0,93	1,00
h040	PNP	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-174,22	-166,11	-140,52	1,24	1,18
		$M_{yy,max}$ [kNm/m]	45,33	46,56	46,76	0,97	1,00
	SPL	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-127,17	-121,60	-100,75	1,26	1,21
		$M_{yy,max}$ [kNm/m]	34,91	37,18	37,02	0,94	1,00
h055	PNP	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-166,73	-159,42	-139,76	1,19	1,14
		$M_{yy,max}$ [kNm/m]	44,48	45,50	46,15	0,96	0,99
	SPL	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-121,79	-116,76	-99,88	1,22	1,17
		$M_{yy,max}$ [kNm/m]	35,00	36,85	36,85	0,95	1,00
h070	PNP	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-161,87	-156,10	-140,02	1,16	1,11
		$M_{yy,max}$ [kNm/m]	44,15	44,92	45,77	0,96	0,98
	SPL	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-117,98	-114,05	-99,24	1,19	1,15
		$M_{yy,max}$ [kNm/m]	35,04	36,47	36,64	0,96	1,00
h100	PNP	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-157,41	-154,28	-142,68	1,10	1,08
		$M_{yy,max}$ [kNm/m]	43,89	44,33	45,35	0,97	0,98
	SPL	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-114,32	-112,27	-99,63	1,15	1,13
		$M_{yy,max}$ [kNm/m]	35,05	35,86	36,23	0,97	0,99

V preglednici 24 so prikazane ekstremne vrednosti upogibnih momentov za ploščo nad pritličjem in strešno ploščo v primeru dobrih temeljnih tal. Vrednosti momentov se v plošči nad pritličjem z uporabo modela *const* in *PPv* zmanjšujejo z večanjem togosti temeljne plošče. Pri strešni plošči vrednosti minimalnega momenta z večanjem togosti pada, vrednost maksimalnih momentov pa je z večanjem togosti konstantna. Vrednosti momentov pri uporabi modela *Plaxis* se s togostjo skoraj ne spreminjajo. Največja odstopanja vrednosti med modeli *const/Plaxis* in *PPv/Plaxis* so razvidne pri minimalnih momentih (10 do 30 %), medtem ko vrednosti maksimalnih momentov odstopajo le za okoli 5 %. Vrednosti izračunane po modelu *PPv* so v primerjavi z modelom *const* bližje vrednostim iz *Plaxisa*.

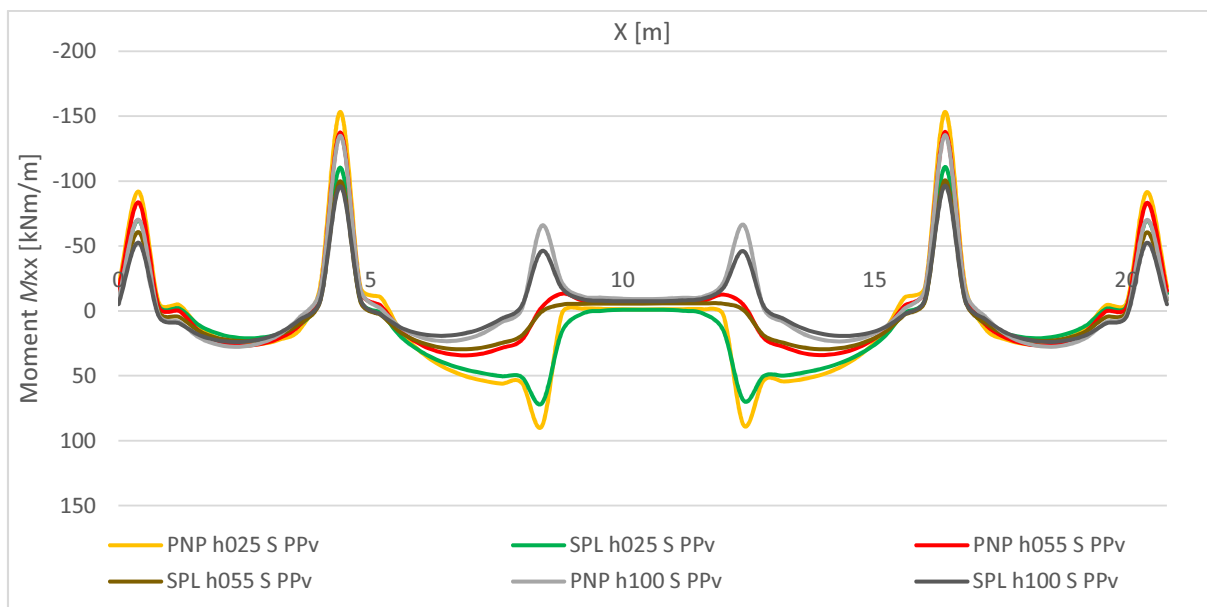
8.2.2.2 Slaba temeljna tla

Na primeru slabih temeljnih tal prikažemo rezultate upogibnih momentov za ploščo nad pritličjem in strešno ploščo.



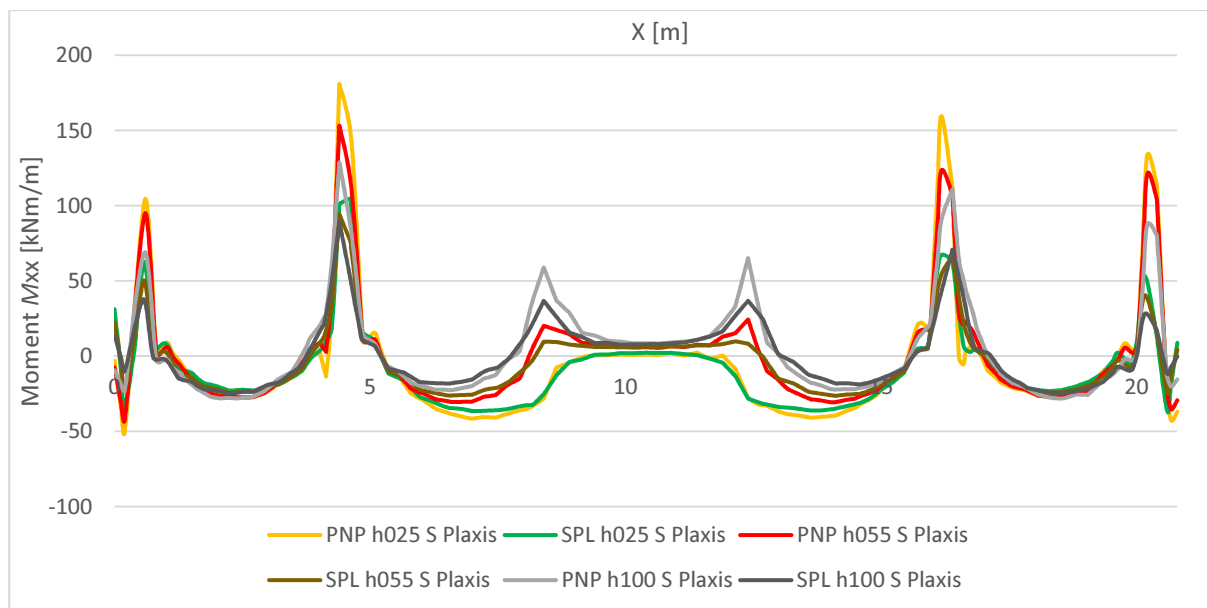
Graf 33: Moment M_{xx} v osi 3 za PNP in SPL S const

Na grafu 33 so prikazani upogibni momenti M_{xx} za ploščo nad pritličjem in strešno ploščo v primeru slabih tal in s konstantnim koeficientov vzmeti. Momenti v plošči nad pritličjem izkazujejo večje vrednosti kot momenti v strešni plošči. Vrednost momenta v obravnavanih ploščah je odvisna tudi od togosti temeljne plošče, saj je pri bolj togih temeljnih ploščah vrednost momenta v območju stebrov manjša, v območju jedra objekta pa večja.



Graf 34: Moment M_{xx} v osi 3 za PNP in SPL S PPv

Na grafu 34 so prikazani upogibni momenti pri uporabi modela psevdo-povezanih vzmeti. Tudi iz tega grafa je razvidno, da so momenti manjši pri strešni plošči. Velikost momenta se z večanjem togosti temeljne plošče zmanjšuje. Zanimiva je razporeditev momenta v okolici jedra za konstrukcijo s 25 cm debelo temeljno ploščo. Kot je razvidno, je tu moment pozitiven, kar pomeni, da se nategi pojavijo na spodnji strani plošče, medtem ko je pri ostalih debelinah temeljne plošče moment negativen.

Graf 35: Momenti M_{xx} v osi 3 za PNP in SPL S Plaxis

Upogibni momenti plošče nad pritličjem in strešne plošče so v primeru uporabe 3D modela temeljnih tal prikazani na grafu 35. Opazimo majhne razlike momentov v polju med zunanji in notranji stebri. V območju stebrov so momenti v plošči nad pritličjem večji kot v strešni plošči, z večanjem togosti pa se vrednosti zmanjšujejo. V območju jedra opazimo največje razlike momentov. V primeru najtanjše temeljne plošče dobimo moment nasprotnega predznaka kot so v ostalih primerih. Na robovih plošče pa opazimo, da se nategi pojavijo na spodnji strani plošče.

Pri vseh modelih temeljnih tal opazimo, da so upogibni momenti v plošči nad pritličjem večji glede na strešno ploščo. Poleg tega se momenti z večanjem togosti temeljne plošče zmanjšujejo. Večjo podobnost ugotovimo pri uporabi modeloma *PPv* in *Plaxis*. V območju jedra v obeh primerih dobimo momente manj toge temeljne plošče pozitivne (v *Plaxisu* negativne), v ostalih primerih pa negativne (pozitivne). Temeljna plošča in posledično tudi stene jedra se v območju jedra zaradi majhne togosti temeljne plošče veliko bolj posedejo kot preostali manj obremenjeni deli temeljne plošče. Posledično stene ne nudijo opore plošči nad pritličjem in strešni plošči, zato v tem območju pride do nategov na spodnji strani plošče.

Preglednica 25: Primerjava ekstremnih vrednosti momenta M_{xx} za PNP in SPL S

		const	PPv	Plaxis	razmerje const/Plaxis	razmerje PPv/Plaxis	
h025	PNP	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-169,89	-153,39	-180,84	0,94	0,85
		$M_{xx,max}$ [kNm/m]	27,88	88,76	49,83	0,56	1,78
	SPL	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-121,63	-110,93	-104,77	1,16	1,06
		$M_{xx,max}$ [kNm/m]	23,09	71,12	36,44	0,63	1,95
h040	PNP	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-159,34	-144,41	-168,52	0,95	0,86
		$M_{xx,max}$ [kNm/m]	25,18	42,59	49,02	0,51	0,87
	SPL	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-115,54	-106,34	-99,00	1,17	1,07
		$M_{xx,max}$ [kNm/m]	20,88	37,48	31,12	0,67	1,20

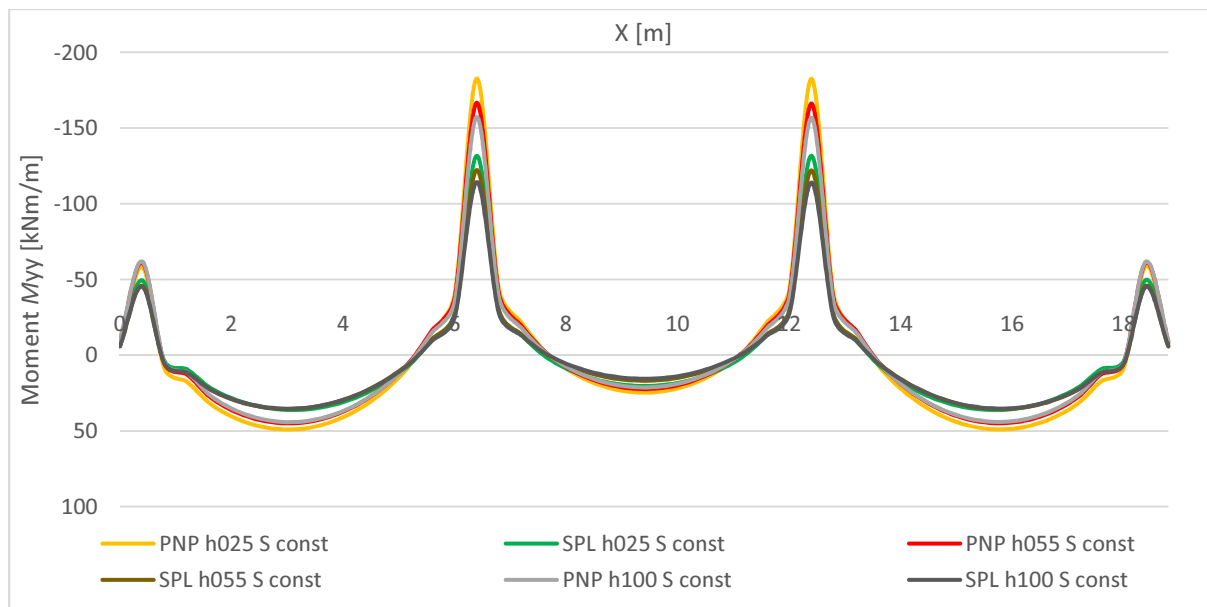
se nadaljuje ...

... nadaljevanje Preglednice 25

			const	PPv	Plaxis	razmerje const/Plaxis	razmerje PPv/Plaxis
h055	PNP	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-149,07	-137,95	-153,22	0,97	0,90
		$M_{xx,max}$ [kNm/m]	26,25	34,11	42,16	0,62	0,81
	SPL	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-107,31	-100,63	-94,31	1,14	1,07
		$M_{xx,max}$ [kNm/m]	22,25	29,52	26,28	0,85	1,12
h070	PNP	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-143,31	-135,99	-142,02	1,01	0,96
		$M_{xx,max}$ [kNm/m]	26,95	28,74	34,27	0,79	0,84
	SPL	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-102,40	-98,20	-91,76	1,12	1,07
		$M_{xx,max}$ [kNm/m]	23,02	24,24	24,76	0,93	0,98
h100	PNP	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-138,44	-135,48	-128,69	1,08	1,05
		$M_{xx,max}$ [kNm/m]	27,61	27,54	28,06	0,98	0,98
	SPL	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-98,01	-96,56	-89,34	1,10	1,08
		$M_{xx,max}$ [kNm/m]	23,67	23,88	25,01	0,95	0,95

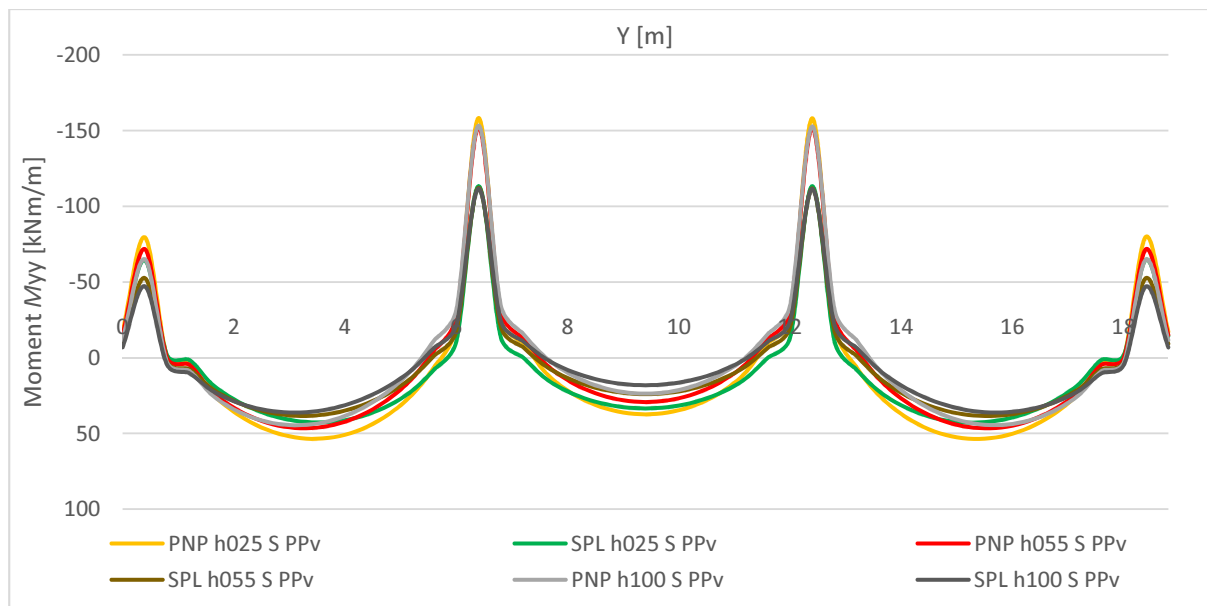
V preglednici 25 so prikazani ekstremni upogibni momentov v primeru slabih temeljni tal. Pri vseh modelih temeljnih tal opazimo, da velikost momenta v ploščah nad pritličjem in strešnih ploščah z večanjem togosti temeljne plošče pada. Izjema je le velikost maksimalnega momenta pri uporabi modelu *const*, kjer so momenti praktično konstantni. Momenti modela *const* so v primeru podajni temeljni plošč manjši kot pri modelu *Plaxis*, z izjemo minimalnih momentov strešne plošče. Pri togih temeljnih ploščah so minimalni momenti večji pri modelu *const*, maksimalni momenti pa še vedno manjši glede na model *Plaxis*. Je pa ujemanje velikosti pri bolj togih ploščah boljše. Momenti plošče nad pritličjem modela *PPv* so manjši kot pri modelu *Plaxis*, z izjemo maksimalnega momenta pri 25 cm debeli temeljni plošči, kjer pride do velikega odstopanja. Pri strešni plošči je ravno obratno. Upogibni momenti so v primeru uporabe modela *PPv* večji kot pri modelu *Plaxis*, razen pri dveh najbolj togih temeljnih ploščah, kjer sta maksimalna momenta pri modelu *Plaxis* za nekaj odstotkov večji glede na model *PPv*.

Oglejmo si še upogibne moment M_{yy} v plošči nad pritličjem in strešni plošči.



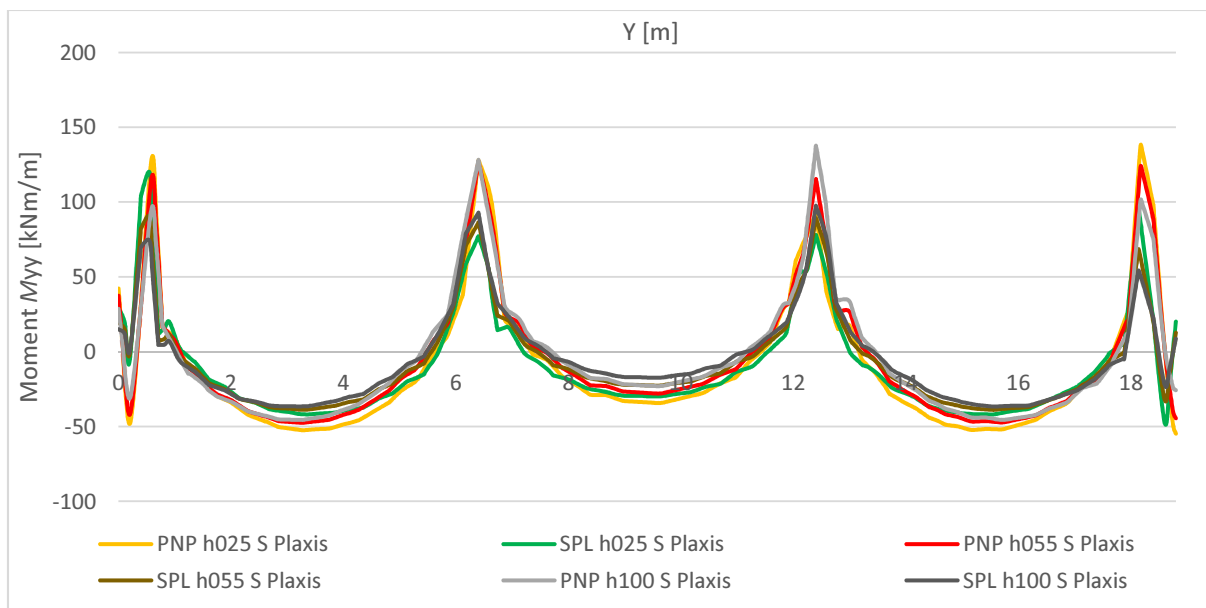
Graf 36: Momenti M_{yy} v osi B za PNP in SPL S const

Na grafu 36 so prikazani upogibni momenti plošče nad pritličjem in strešne plošče v primeru uporabe modela temeljnih tal s konstantnimi koeficientom modula reakcije tal. Momenti v ploščah nad pritličjem so večji kot v strešni plošči. Velikost momenta se z večanjem togosti temeljne plošče zmanjšuje.



Graf 37: Momenti M_{yy} v osi B za PNP in SPL S PPv

Na grafu 37 so prikazani upogibni momenti v primeru uporabe model tal s psevdopovezanimi vzmetmi. Momenti v ploščah nad pritličjem so večji od momentov v strešni plošči. Velikost momenta se z večanjem togosti temeljne plošče skoraj ne spreminja.



Graf 38: Momenti M_{yy} v osi B za PNP in SPL S Plaxis

Na grafu 38 so prikazani upogibni momenti v primeru 3D modela temeljnih tal. V območju zunanjih in notranjih stebrov so velikosti momentov skoraj neodvisne od togosti temeljne plošče. Tudi v tem primeru temeljnih tal so momenti v plošči nad pritličjem večji kot v strešni plošči. Na robu plošče opazimo negativne momente, ki pa si jih ne znamo razložiti.

Ne glede na model temeljnih tal ugotovimo, da so momenti v plošči nad pritličjem večji kot v strešni plošči. Razporeditev momentov je bolj podobna pri uporabi modela *const* in *PPv*, saj se največji momenti pojavijo v območju notranjih stebrov. Pri modelu *Plaxis* so velikosti momentov v območju zunanjih in notranjih stebrov podobne. Če pa primerjavo velikost momentov pri modelu *PPv* in *Plaxis*, opazimo, da se momenti s togostjo bolj malo spreminjajo.

Preglednica 26: Primerjava ekstremnih vrednostni momentov M_{yy} za PNP in SPL S

			const	PPv	Plaxis	razmerje const/Plaxis	razmerje PPv/Plaxis
h025	PNP	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-182,77	-158,41	-138,31	1,32	1,15
		$M_{yy,max}$ [kNm/m]	48,71	53,38	54,73	0,89	0,98
	SPL	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-131,76	-113,40	-119,75	1,10	0,95
		$M_{yy,max}$ [kNm/m]	36,09	42,76	47,37	0,76	0,90
h040	PNP	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-175,28	-155,17	-134,51	1,30	1,15
		$M_{yy,max}$ [kNm/m]	45,77	48,52	51,46	0,89	0,94
	SPL	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-128,76	-114,51	-101,60	1,27	1,13
		$M_{yy,max}$ [kNm/m]	35,49	39,96	40,16	0,88	1,00
h055	PNP	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-166,76	-152,33	-126,94	1,31	1,20
		$M_{yy,max}$ [kNm/m]	44,68	46,45	47,50	0,94	0,98
	SPL	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-122,32	-112,33	-90,05	1,36	1,25
		$M_{yy,max}$ [kNm/m]	35,28	38,40	38,81	0,91	0,99

se nadaljuje ...

... nadaljevanje Preglednice 26

			const	PPv	Plaxis	razmerje const/Plaxis	razmerje PPv/Plaxis
h070	PNP	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-161,74	-152,25	-127,23	1,27	1,20
		$M_{yy,max}$ [kNm/m]	44,24	45,38	46,52	0,95	0,98
	SPL	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-118,19	-111,77	-92,91	1,27	1,20
		$M_{yy,max}$ [kNm/m]	35,18	37,30	37,79	0,93	0,99
h100	PNP	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-157,35	-153,33	-137,70	1,14	1,11
		$M_{yy,max}$ [kNm/m]	43,92	44,45	45,55	0,96	0,98
	SPL	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-114,39	-111,81	-97,65	1,17	1,15
		$M_{yy,max}$ [kNm/m]	35,09	36,09	36,60	0,96	0,99

V preglednici 26 so prikazane ekstremne vrednosti momentov za ploščo nad pritličjem in strešno ploščo v primeru slabih temeljnih tal. Upogibni momenti se z uporabo modela *const* z večanjem togosti temeljne plošče zmanjšujejo. Enako velja tudi za maksimalne momente v primeru modelov *PPv* in *Plaxis*. Minimalni momenti pri modelu *PPv* in *Plaxis* pa izkazujejo najmanjše vrednosti pri 70 cm debeli temeljni plošči, nato pa se z večanjem oziroma manjšanjem togosti povečujejo. Če primerjamo velikosti med posameznimi modeli temeljnih tal, ugotovimo, da so minimalni momenti v primeru uporabe modela *const* in *PPv* večji glede na model *Plaxis*. Pri modelu *const* je ta razlika lahko tudi 35 %, medtem ko je pri modelu *PPv* razlika do 25 %. Pri maksimalnih momentih je ravno nasprotno, momenti modela *const* in *PPv* so manjši glede na model *Plaxis*, vendar so razlike manjše. Pri bolj togih temeljnih ploščah so razlike velikosti momentov med posameznimi modeli temeljnih tal manjše.

8.2.2.3 Primerjava dobrih in slabih temeljnih tal

V nadaljevanju si oglejmo še primerjavo momentov med dobrimi in slabimi temeljnimi tlemi v primeru uporabe 3D modela temeljnih tal.

Preglednica 27: Ekstremne vrednosti momentov M_{xx} za PNP

		D Plaxis	S Plaxis	razmerje D/S
h025	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-133,71	-180,84	0,74
	$M_{xx,max}$ [kNm/m]	28,80	49,83	0,58
h040	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-139,57	-168,52	0,83
	$M_{xx,max}$ [kNm/m]	27,50	49,02	0,56
h055	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-134,70	-153,22	0,88
	$M_{xx,max}$ [kNm/m]	27,62	42,16	0,66
h070	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-130,04	-142,02	0,92
	$M_{xx,max}$ [kNm/m]	27,90	34,27	0,81
h100	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-123,90	-128,69	0,96
	$M_{xx,max}$ [kNm/m]	28,30	28,06	1,01

V preglednici 27 so prikazani upogibni momenti M_{xx} za ploščo nad pritličjem. Velikosti minimalnih momentov se pri obeh vrstah temeljnih tal z večanjem togosti temeljne plošče zmanjšuje, izjema je le model z najtanjšo temeljno ploščo na dobrih tleh. Maksimalni momenti so v primeru dobrih tal konstantni, v primeru slabih pa se z večanjem togosti temeljne plošče zmanjšujejo. Opazimo, da so

momenti v primeru slabih temeljnih tal večji kot v primeru dobrih tal. Ta razlika je pri podajnih temeljnih ploščah tudi 40 %, medtem ko je pri togih ploščah razlika majhna.

Preglednica 28: Ekstremne vrednosti momentov M_{xx} za SPL

		D Plaxis	S Plaxis	razmerje D/S
h025	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-91,10	-104,77	0,87
	$M_{xx,max}$ [kNm/m]	24,36	36,44	0,67
h040	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-96,54	-99,00	0,98
	$M_{xx,max}$ [kNm/m]	23,81	31,12	0,77
h055	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-93,83	-94,31	0,99
	$M_{xx,max}$ [kNm/m]	24,25	26,28	0,92
h070	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-91,38	-91,76	1,00
	$M_{xx,max}$ [kNm/m]	24,62	24,76	0,99
h100	$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-88,93	-89,34	1,00
	$M_{xx,max}$ [kNm/m]	24,98	25,01	1,00

Upogibni momenti M_{xx} v strešni plošči (preglednica 28) so v primeru slabih temeljnih tal večji glede na momente v primeru dobrih tal. Razlika pri podajnih temeljnih ploščah znaša do 33 %, pri večjih togostih temeljne plošča pa so velikosti momentov že identične. Maksimalni momenti so v primeru dobrih tal konstantni, v primeru slabih tal pa se velikost z večanjem togosti zmanjšuje. Po velikosti večji minimalni momenti, se z večanjem togosti temelje plošče zmanjšujejo, izjema je le model z najbolj podajno temeljno ploščo na dobrih tleh.

Velikost minimalnih momentov $M_{xx,min}$ se za ploščo nad pritličjem in strešno ploščo z večanjem togosti zmanjšuje, z izjemo modela z najtanjšo temeljno ploščo na dobrih tleh. Enako velja tudi za maksimalne momente v primeru slabih temeljnih tal. V primeru dobrih temeljnih tal so maksimalni momenti konstantni. Ugotovili smo, da so momenti M_{xx} večji v primeru plošče nad pritličjem. Prav tako so večji v primeru slabih temeljnih tal. Se pa razlike med dobrimi in slabimi tlemi izničijo pri dovolj togih temeljnih ploščah.

Preglednica 29 Ekstremne vrednosti momentov M_{yy} za PNP

		D Plaxis	S Plaxis	razmerje D/S
h025	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-137,19	-138,31	0,99
	$M_{yy,max}$ [kNm/m]	47,65	54,73	0,87
h040	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-140,52	-134,51	1,04
	$M_{yy,max}$ [kNm/m]	46,76	51,46	0,91
h055	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-139,76	-126,94	1,10
	$M_{yy,max}$ [kNm/m]	46,15	47,50	0,97
h070	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-140,02	-127,23	1,10
	$M_{yy,max}$ [kNm/m]	45,77	46,52	0,98
h100	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-142,68	-137,70	1,04
	$M_{yy,max}$ [kNm/m]	45,35	45,55	1,00

V preglednici 29 so prikazani upogibni momenti M_{yy} za ploščo nad pritličjem. Momenti v primeru dobrih temeljnih tal se z večanjem togosti temeljne plošče ne spreminjajo. V primeru slabih temeljnih tal se maksimalni momenti z večanjem togosti zmanjšujejo. Velikost minimalnih momentov je najmanjša pri 70 cm debeli temeljni plošči, nato pa se z večanjem oziroma manjšanjem togosti povečuje. Če primerjamo dobra in slaba temeljna tla opazimo, da so maksimalni momenti večji v primeru slabih temeljnih tal, s tem da se razlika z večanjem togosti zmanjšuje. Pri minimalnih momentih so v primeru 55 in 70 cm debele temeljne plošče momenti pri modelu z dobrimi tlemi večji za 10 %, nato pa se z večanje oziroma manjšanjem togosti zmanjšuje. Najboljše ujemanje tako minimalnega kot maksimalnega momenta M_{yy} opazimo pri modelu z najbolj togo temeljno ploščo.

Preglednica 30: Ekstremne vrednosti momentov M_{yy} za SPL

		D Plaxis	S Plaxis	razmerje D/S
h025	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-95,43	-119,75	0,80
	$M_{yy,max}$ [kNm/m]	37,24	47,37	0,79
h040	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-100,75	-101,60	0,99
	$M_{yy,max}$ [kNm/m]	37,02	40,16	0,92
h055	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-99,88	-90,05	1,11
	$M_{yy,max}$ [kNm/m]	36,85	38,81	0,95
h070	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-99,24	-92,91	1,07
	$M_{yy,max}$ [kNm/m]	36,64	37,79	0,97
h100	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-99,63	-97,65	1,02
	$M_{yy,max}$ [kNm/m]	36,23	36,60	0,99

V preglednici 30 so prikazani upogibni momenti M_{yy} za strešno ploščo. V primeru dobrih temeljnih tal se vrednosti momentov s togostjo ne spreminjajo. V primeru slabih tal se maksimalni momenti z večanjem togosti zmanjšujejo. Vrednosti minimalnih momentov pa so najmanjše pri 55 cm debeli temeljni plošči, nato pa se moment z večanjem oziroma manjšanjem togosti temeljne plošče povečuje. Če primerjamo dobra in slaba temeljna tla opazimo, da so maksimalni momenti večji v primeru slabih temeljnih tal, s tem da se razlika z večanjem togosti zmanjšuje. Pri minimalnih momentih so v primeru 55 cm debele temeljne plošče momenti pri dobrih tleh za 10 % večji, nato pa se z večanjem oziroma manjšanjem togosti temeljne plošče razlika med dobrimi in slabimi tlemi zmanjšuje. Izjema je le model z najbolj podajno temeljno ploščo, kjer so momenti v primeru dobrih tal za 20 % manjši glede na momente v slabih tleh. Najboljše razlike momentov med dobrimi in slabimi tlemi opazimo pri bolj togih temeljnih ploščah.

Upogibni momenti M_{yy} za ploščo nad pritličjem in strešno ploščo se v primeru dobrih temeljnih tal s togostjo ne spreminjajo. V primeru slabih temeljnih tal pa se maksimalni momenti z večanjem togosti zmanjšujejo. Vrednosti minimalnih momentov so najmanjše pri 55 oziroma 70 cm debeli temeljni plošči, nato pa se z večanjem oziroma manjšanjem togosti temeljne plošče momenti povečujejo. Največje razlike momentov med dobrimi in slabimi tlemi opazimo pri modelu s 55 in 70 cm debelo temeljno ploščo. Izjema je le strešna plošča pri modelu z najtanjšo temeljno ploščo, kjer so razlike še večje. Pri togih ploščah razlik v velikosti momenta M_{yy} med dobrimi in slabimi tlemi praktično ni.

Če povzamemo ugotovitve primerjave, se maksimalni momenti $M_{xx,max}$ in momenti M_{yy} v plošči nad pritličjem in strešni plošči v primeru dobrih temeljnih tal z večanjem togostjo temeljne plošče ne

spreminjajo. Minimalni momenti $M_{xx,min}$ pa se, z izjemo modela z najtanjšo temeljno ploščo, z večanjem togosti temeljne plošče zmanjšujejo. Posledično v plošči nad pritličjem in strešni plošči dobimo najmanjše momente v primeru najbolj toge temeljne plošče. V primeru slabi temeljnih tal se velikosti momentov M_{xx} in M_{yy} za ploščo nad pritličjem in strešno ploščo z večanjem togosti temeljne plošče zmanjšujejo. Izjema je le minimalen moment $M_{yy,min}$, kjer so absolutne vrednosti najmanjše pri modelu s 55 in 70 cm debelo temeljno ploščo, nato pa se velikost momenta z večanjem oziroma manjšanjem togosti temeljne plošče povečuje. Kljub vsemu, absolutno najmanjše momente v primeru slabih tal dobimo v primeru bolj togih temeljnih plošč.

Zaključimo lahko, da najmanjše upogibne momente v primeru plošče nad pritličjem in strešne plošče dobimo v primeru bolj togih temeljnih plošč. Momenti v plošči nad pritličjem so večji glede na momente v strešni plošči.

8.2.3 Sile in momenti v stebrih

Zanima nas še dogajanje v stebrih. Zaradi velikega števila rezultatov smo se odločili, da bomo obravnavali le dva stebra in sicer v osi A3 in B3. Ogljedali si bomo minimalne in maksimalne osne sile in upogibne momente. Pri momentih se nismo ozirali na smer upogibnega momenta, saj ta za našo primerjavo ni toliko pomembna.

Rezultate predstavimo za različne lastnosti in modele temeljnih tal v primeru 25, 55 in 100 cm debele temeljne plošče. Prvo si oglejmo rezultate v stebru v osi A3.

Preglednica 31: Primerjava rezultatov za steber v osi A3 v primeru dobrih temeljnih tal

A3 D	N_{min} [kN]	N_{max} [kN]	M_{min} [kNm]	M_{max} [kNm]
h025 const	-459,93	-191,56	-30,56	50,54
h055 const	-475,70	-197,43	-28,76	29,64
h100 const	-480,33	-199,68	-28,02	29,35
h025 PPv	-498,88	-208,21	-50,06	49,56
h055 PPv	-500,07	-207,49	-41,31	44,29
h100 PPv	-489,51	-203,29	-34,10	36,51
h025 Plaxis	-482,80	-201,40	-31,81	36,31
h055 Plaxis	-485,40	-201,50	-27,85	34,83
h100 Plaxis	-484,10	-201,10	-24,91	31,37

V preglednici 31 so prikazani rezultati za steber v osi A3 v primeru dobrih temeljnih tal. Za dimenzioniranje so najpomembnejše minimalne osne sile. V stebru se največje tlačne sile z uporabo modela *const* z večanjem togosti temeljne plošče povečujejo, pri modelih *PPv* in *Plaxis* pa so sile največje v primeru 55 cm debele temeljne plošče. Velikosti upogibnih momentov se z večanjem togosti temeljne plošče zmanjšujejo znotraj enega modela temeljnih tal. Največje notranje sile in momente dobimo v primeru izračuna po modelu psevdopovezanih vzmeti.

Preglednica 32: Primerjava rezultatov za steber v osi A3 v primeru slabih temeljnih tal

A3 S	N_{\min} [kN]	N_{\max} [kN]	M_{\min} [kNm]	M_{\max} [kNm]
h025 const	-476,20	-197,77	-44,62	43,31
h055 const	-486,80	-201,72	-34,90	36,80
h100 const	-482,65	-200,56	-29,37	30,94
h025 PPv	-557,31	-231,62	-90,72	95,05
h055 PPv	-528,83	-218,55	-59,88	66,01
h100 PPv	-495,35	-205,48	-38,03	41,13
h025 Plaxis	-518,20	-215,50	-58,26	71,40
h055 Plaxis	-508,50	-210,60	-40,78	53,44
h100 Plaxis	-489,60	-203,20	-27,99	35,87

V primeru slabih tal se sile v stebru A3 (preglednica 32) v primeru uporabe modela *PPv* in *Plaxis* z večanjem togosti temeljne plošče zmanjšujejo, pri modelu *const* pa so konstantne. Velikosti momentov se ne glede na model temeljnih tal zmanjšujejo z večanjem togosti temeljne plošče. Največje notranje sile in momente v stebru dobimo pri modelu *PPv*.

Večje notranje sile in momente v stebru v osi A3 dobimo v primeru slabših temeljnih tal. Ne glede na kvaliteto temeljnih tal največje notranje sile in momente dobimo pri modelu *PPv*, najmanjše pa pri modelu *const*. Velikost notranjih sil in momentov se z večanjem togosti temeljne plošče zmanjšuje, z izjemo osnih sil pri uporabi modela *const*. Pri večjih togostih temeljne plošče so notranje sile med različnimi modeli temeljnih tal podobne, medtem ko so pri podajnih temeljnih ploščah razlike večje.

Oglejmo si še rezultate notranjih sil in upogibnih momentov v stebru v osi B3.

Preglednica 33: Primerjava rezultatov za steber v osi B3 za dobra temeljna tla

B3 D	N_{\min} [kN]	N_{\max} [kN]	M_{\min} [kNm]	M_{\max} [kNm]
h025 const	-911,23	-370,06	-13,83	12,11
h055 const	-866,70	-355,30	-11,75	11,17
h100 const	-820,98	-334,83	-10,85	10,64
h025 PPv	-918,11	-376,12	-41,59	30,26
h055 PPv	-858,91	-354,33	-28,68	17,58
h100 PPv	-819,24	-335,37	-13,10	8,84
h025 Plaxis	-839,30	-340,40	-13,77	8,18
h055 Plaxis	-841,50	-344,90	-16,34	9,10
h100 Plaxis	-817,30	-333,60	-9,24	7,03

Notranje sile in momenti v stebru B3 (preglednica 33) se v primeru uporabe modela *const* in *PPv* zmanjšujejo z večanjem togosti temeljne plošče. Pri modelu *Plaxis*, največje obremenitve dobimo pri 55 cm debeli temeljni plošči. Največje notranje sile in momente dobimo v primeru modela *PPv*, najmanjše pa v primeru modela *Plaxis*.

Preglednica 34: Primerjava rezultatov za steber v osi B3 za slaba temeljna tla

B3 S	N_{\min} [kN]	N_{\max} [kN]	M_{\min} [kNm]	M_{\max} [kNm]
h025 const	-958,56	-393,30	-34,86	33,70
h055 const	-871,59	-358,55	-17,93	12,50
h100 const	-821,70	-335,39	-10,67	10,45
h025 PPv	-928,19	-385,71	-101,47	77,69
h055 PPv	-849,91	-353,52	-56,85	40,73
h100 PPv	-819,01	-335,97	-18,97	13,72
h025 Plaxis	-882,38	-363,78	-53,84	49,41
h055 Plaxis	-837,70	-346,10	-47,70	27,62
h100 Plaxis	-817,50	-334,40	-15,43	8,51

V primeru slabih temeljnih tal se velikosti sil in momentov v stebru B3 (preglednica 34) z večanjem togosti zmanjšujejo. Pri najbolj togi plošči so rezultati posameznih modelov temeljnih tal podobni, večja pa so odstopanja pri tanjših temeljnih ploščah. Največje osne sile dobimo pri modelu *const*, največje momente pa pri modelu *PPv*.

Če povzamemo rezultate za steber B3, ugotovimo večje vrednosti rezultatov pri slabših temeljnih tleh. Največje osne sile in momente dobimo z uporabo modela *PPv*, z izjemo osnih sil notranjega stebra na slabih tleh, kjer so največje sile pri modelu *const*. Notranje sile in momenti se z večanjem togosti temeljne plošče zmanjšujejo, z izjemo modela *Plaxis* za dobra temeljna tla. Pri večjih togostih temeljne plošče so rezultati različnih modelov temeljnih tal podobni, večja odstopanja pa so opazna pri podajnih temeljnih ploščah.

Notranje sile in momenti v stebrih so večji v primeru slabših temeljnih tal, razlike pa se z večanjem togosti temeljne plošče zmanjšujejo. Največje notranje sile in momente v stebrih dobimo pri uporabi modela *PPv*. Izjema je le notranji steber na slabih temeljnih tleh, kjer so največje notranje sile pri modelu *const*. Notranje sile in momenti se z večanjem togosti temeljne plošče zmanjšujejo. Izjema so le sile v zunanjih stebrih v primeru dobrih temeljnih tal, kjer so največje sile pri 55 cm debeli temeljni plošči. Pri togih temeljnih ploščah so razlike sil in momentov med različnimi modeli temeljnih tal majhne.

8.2.4 Povzetek rezultatov za preostale dele nosilne konstrukcije

Večje posedke v celotni konstrukciji pričakovano dobimo v primeru slabših temeljnih tal. Posedki plošče nad pritličjem in strešne plošče so za enak model temeljnih tal in debelino temeljne plošče enaki. Z večanjem debeline temeljne plošče so temeljna tla bolj obremenjena, zato se tudi plošča nad pritličjem in strešna plošča bolj posede. Izjema je le model z najtanjšo temeljno ploščo v primeru dobrih temeljnih tal, kjer je posedek plošče nad pritličjem in strešne plošče primerljiv s posedki pri 55 cm debeli temeljni plošči (*Plaxis*). V primeru dobrih temeljnih tal je vpliv jedra objekta na posedke plošče nad pritličjem in strešne plošče bolj opazen, saj so posedki v območju jedra konstantni, tik ob jedru pa se posedki povečajo. Relativno gledano dobimo manjše diferenčne posedke v primeru slabših temeljnih tal. Razlog se skriva v togosti celotne konstrukcije, ki pri večjih absolutnih posedkih vpliva na enakomernejši razpored posedkov.

Večje razlike posedkov med posameznimi modeli temeljnih tal so opazne le pri boljših temeljnih tleh, kjer posedki pri uporabi modela *const* v primerjavi z modelom *PPv* nekoliko bolj odstopajo od posedkov

modela *Plaxis*. V primeru slabših temeljnih tal se posledki med posameznimi modeli razlikujejo le za nekaj odstotkov.

Ne glede na kvaliteto ali model temeljnih tal so momenti v plošči nad pritličjem večji kot v strešni plošči. Minimalni momenti $M_{xx,min}$ in $M_{yy,min}$ so po absolutni vrednosti veliko večji glede na maksimalne momente $M_{xx,max}$ in $M_{yy,max}$, zato so pri projektiranju veliko bolj pomembni. Pri uporabi modela *const* se minimalni momenti z večanjem togosti temeljne plošče zmanjšujejo, ne glede na lastnosti temeljnih tal (dobra ali slaba tla). Medtem ko se velikost maksimalnih momentov s togostjo ne spreminja. Ostala dva obravnavana modela temeljnih tal pa sta odvisna tudi od lastnosti tal. V primeru dobrih temeljnih tal se pri modelu *PPv* in *Plaxis* maksimalni momenti $M_{xx,max}$ in $M_{yy,max}$ z večanjem togosti ne spreminjajo. Pri modelu *PPv* se velikost minimalnih momentov $M_{xx,min}$ in $M_{yy,min}$ s togostjo zmanjšuje. Pri modelu *Plaxis* pa se z večanjem togosti zmanjšujejo minimalni momenti $M_{xx,min}$, medtem ko se minimalni momenti $M_{yy,min}$ s togostjo ne spreminjajo. V primeru slabših temeljnih tal se pri modelu *PPv* in *Plaxis* velikost maksimalnih momentov $M_{xx,max}$ in $M_{yy,max}$ z večanjem togosti zmanjšuje. Za oba modela temeljnih tal velja enako tudi za minimalne momente $M_{xx,min}$. Velikost minimalnih momentov $M_{yy,min}$ pri modelu *PPv* in *Plaxis* so absolutno najmanjši pri 55 in 70 cm debeli temeljni plošči, nato pa se z večanjem oziroma manjšanjem togosti temeljne plošče velikost momenta rahlo povečuje.

Ob upoštevanju vseh zgoraj naštetih dejstev, ugotovimo, da najmanjše vrednosti momentov dobimo pri konstrukciji z bolj togo temeljno ploščo. To velja tako za dobra kot tudi za slaba temeljna tla. Med posameznimi modeli temeljnih tal so pri bolj togih temeljnih ploščah razlike momentov majhne, v primeru bolj podajnih ploščah pa so razlike večje.

Pri uporabi modela *const* in *PPv* dobimo vrednosti minimalnih momentov večje, kot pri modelu *Plaxis*, razen pri momentu $M_{xx,min}$ v primeru slabih temeljnih tal in bolj podajnih temeljnih ploščah. Vrednosti maksimalnih momentov modela *const* in *PPv* se v primeru dobrih tal praktično ne razlikujejo glede na model *Plaxis*, v primeru slabih temeljnih tal pa to velja le za bolj toge temeljne plošče. Boljše ujemanje rezultatov med posameznimi modeli temeljnih tal zaznamo pri modelu *PPv* in *Plaxis*.

Obremenitve v stebrih so večje v primeru slabših temeljnih tal. Razlike med slabšimi in boljšimi temeljnimi tlemi pa se z večanjem togosti temeljne plošče zmanjšujejo. Največje notranje sile in momente dobimo v primeru modela *PPv*, z izjemo notranjega stebra na slabih tleh, kjer so največji rezultati modela *const*. Notranje sile in momenti se z večanjem togosti temeljne plošče zmanjšujejo, z izjemo sil v zunanem stebri v primeru dobrih temeljnih tal. Večjo podobnost izkazujeta modela *PPv* in *Plaxis*.

9 ZAKLJUČEK

Posedki obravnavane konstrukcije so odvisni od lastnosti temeljnih tal, togosti temeljne plošče in konstrukcije. Posedki so v primeru konstrukcije na boljših temeljnih tleh manjši kot v primeru konstrukcije na slabših temeljnih tleh. Ne glede na lastnosti temeljnih tal so posedki konstrukcije večji v primeru debelejših temeljnih plošč. To je razumljivo, saj predstavljajo večjo obtežbo temeljnih tal. Izjema je le konstrukcija s tanjšo temeljno ploščo na boljših tleh, pri kateri opazimo celo večje posedke kot v primeru debelejših temeljnih plošč na enakih tleh. Tanjše, bolj podajne plošče zaradi svoje podajnosti ne morejo dovolj hitro razpršiti obtežbe, ki se preko sten in stebrov prenese na temeljno ploščo. To se odraža v večjih posedkih konstrukcije v področju največjih vertikalnih obremenitev. Ker stene jedra lokalno temeljni plošči povečajo togost, so na tem območju plošče diferenčni posedki relativno majhni.

Z večanjem debeline temeljne plošče se poveča togost, posledično pa se diferenčni posedki v celotni konstrukciji zmanjšajo. Ti so, gledano relativno na minimalen posedek, večji v primeru boljših temeljnih tal ter manjši in bolj enakomerni v primeru slabših tal, saj togost celotne konstrukcije pri dovolj velikih posedkih vpliva na bolj enakomeren razpored posedkov.

Velikosti posedkov plošče nad pritličjem in strešne plošče so zaradi togih stebrov in jedra objekta praktično enaki. Razlike med posameznimi modeli temeljnih tal so večje v primeru boljših temeljnih tal. V takih pogojih Winklerjev model s konstantnimi koeficienti reakcije tal izkazuje premajhne posedke celotne konstrukcije. Model psevdo-povezanih vzmeti izkazuje nekoliko večje posedke v primerjavi s 3D modelom temeljnih tal le v primeru bolj podajne temeljne plošče. Vendar so posedki modela *PPv* bližje izračunanim posedkom z modelom *Plaxis*. V primeru slabih temeljnih tal so razlike med posameznimi modeli manjše. Najmanjše diferenčne posedke dobimo pri uporabi modela *const*, največje pa pri modelu *PPv*. Za izračun posedkov celotne konstrukcije je bolje uporabiti model *PPv* kot model *const*, saj dobimo pri modelu *PPv* boljše ujemanje izračunanih posedkov z modelom *Plaxis*, ki je natančnejši.

Pri dimenzioniranju konstrukcij moramo določiti tudi notranje statične količine. Upogibni momenti v temeljni plošči so v primeru dobrih temeljnih tal po velikosti manjši od momentov v primeru slabih temeljnih tal. V plošči nad pritličjem in strešni plošči so razlike v velikosti momentov za dobra in slaba temeljna tla opazne le pri podajnih temeljnih ploščah, v primeru toge temeljne plošče pa so razlike v momentih manjše.

Na velikost upogibnih momentov vpliva tudi togost temeljne plošče. Maksimalni momenti v temeljni plošči so po absolutni vrednosti veliko večji kot minimalni momenti. Maksimalni momenti se v primeru modela *PPv* in *Plaxis* z večanjem togosti temeljne plošče povečujejo. Nasprotno od pričakovanj pa se maksimalni momenti izračunani z modelom *const* z večanjem togosti temeljne plošče celo zmanjšujejo. V plošči nad pritličjem in strešni plošči so po absolutni vrednosti večji minimalni momenti. Kljub razlikam med posameznimi modeli temeljnih tal, ki smo jih navedli v prejšnjem poglavju, lahko zaključimo, da se momenti v plošči nad pritličjem in strešni plošči z večanjem togosti temeljne plošče zmanjšujejo, v nekaterih primerih pa so celo neodvisni od togosti temeljne plošče. To velja za vse uporabljene modele temeljnih tal. Kljub temu pa se moramo zavedati, da so razlike v velikosti momentov za različno toge temeljne plošče veliko večje v temeljni plošči kot v medetažni oziroma strešni plošči. Največja razlika v velikosti upogibnih momentov v temeljni plošči med najbolj togo in najbolj podajno temeljno ploščo znaša 100 kNm/m oziroma 60 % največjega momenta. Pri plošči nad pritličjem ta razlika znaša 50 kNm/m oziroma 30 % največjega momenta, pri strešni plošči pa znaša

samo še 20 kNm/m oziroma 20 % največjega momenta. Ugotovili smo tudi, da se največji momenti pojavijo v temeljni plošči, nekoliko manjši so momenti v plošči nad pritličjem, najmanjši pa so momenti v strešni plošči.

Povzemimo še, kako različni modeli temeljnih tal vplivajo na velikost in razporeditev upogibnih momentov v konstrukciji. V temeljni plošči opazimo boljše ujemanje rezultatov modela *PPv* in *Plaxis*. V preostali konstrukciji v primeru dobrih temeljnih tal opazimo nekoliko boljše ujemanje poteka momentov med rezultati modela *const* in *PPv*. V primeru slabih temeljnih tal pa se razporeditev momentov boljše ujema pri modelih *PPv* in *Plaxis*. Vendar pa v vseh primerih opazimo manjše razlike velikosti ekstremnih momentov med modeloma *PPv* in *Plaxis*. Pri bolj togih temeljnih ploščah so razlike med izračunanimi upogibnimi momenti v konstrukciji pri posameznih modelih temeljnih tal majhne.

V stebrih so obremenitve večje v primeru slabih temeljnih tal, vendar se vpliv kvalitete temeljnih tal zmanjšuje z večanjem togosti temeljne plošče. Obremenitve v stebrih so prav tako odvisne tudi od togosti temeljne plošče in se z večanjem togosti temeljne plošče na splošno zmanjšujejo. Boljše ujemanje rezultatov smo opazili med rezultati modela *PPv* in *Plaxis*.

Ugotovili smo, da na posedke in notranje statične količine v konstrukciji pomembno vplivajo lastnosti temeljnih tal, togost temeljne plošče in model temeljnih tal. Pri boljših temeljnih tleh opazimo manjše posedke konstrukcije, nekoliko večje relativne diferenčne posedke, manjše momente v temeljni plošči in tudi manjše osne sile in momente v stebrih. V plošči nad pritličjem in strešni plošči je pri boljših tleh velikost in distribucija momentov odvisna od togosti temeljne plošče, v vsakem primeru pa so razlike med momenti v teh dveh ploščah manjše kot so razlike v temeljni plošči.

Z večanjem togosti temeljne plošče dobimo zaradi povečanja obtežbe večje posedke v celotni konstrukciji. Poleg tega so večji tudi momenti v temeljni plošči, nekoliko manjši pa so momenti v plošči nad pritličjem in strešni plošči ter tudi sile in momenti v stebrih.

Na velikost in razporeditev rezultatov analiz vpliva tudi izbrani model temeljnih tal. Manjša odstopanja od rezultatov ob upoštevanju modela *Plaxis* izkazuje model *PPv*. Pri modelu *PPv* dobimo absolutne vrednosti za vse rezultate, ki so za dimenzioniranje relevantne, nekoliko večje od modela *Plaxis*. Pri bolj podajnih temeljnih ploščah je ujemanje minimalnih posedkov najboljše, ujemanje momentov v vseh ploščah ter osnih sil in momentov v stebrih pa nekoliko slabše. Pri togih temeljnih ploščah je ravno obratno. Bolj primerljive rezultate dobimo za momente v vseh ploščah, osne sile in momente v stebrih. Nekoliko manjše posedke celotne konstrukcije kot pri modelu *Plaxis* dobimo le v primeru boljših temeljnih tal. Kljub vsemu ocenjujemo, da je model *PPv* primeren model temeljnih tal za izračun posedkov in notranjih statičnih količin v konstrukciji, še posebej če gre za konstrukcijo na slabših temeljnih tleh. Dobljeni rezultati so, z izjemo posedkov, večji od modela *Plaxis*, kar pomeni, da smo v obravnavanem primeru na varni strani.

Na splošno bi lahko zapisali, da se rezultati med posameznimi modeli temeljnih tal najbolj razlikujejo v območju jedra. Predvidevamo, da bi bili rezultati različnih modelov temeljnih tal bolj podobni v primeru, če bi jedro v objektu zamenjati s stebri. Uporaba modela *PPv* bi bila v tem primeru še bolj smiselna.

Uporaba modela temeljnih tal s psevdo-povezanimi vzmetmi v programu SAP2000 je razmeroma preprosta. Ker je program namenjen analizi konstrukcij, je podajanje konstrukcije in obtežb enostavno. Program *Plaxis 3D* je namenjen geotehnični analizi in je nekoliko bolj kompleksen. Podajanje

konstrukcije je razmeroma preprosto, oteženo pa je podajanje obtežbe na konstrukcijo in prikaz rezultatov. Pri programu Plaxis 3D moramo poznati veliko več materialnih lastnosti temeljnih tal, medtem ko so rezultati, ki jih dobimo v programu SAP2000 odvisni le od enega vhodnega parametra – modula reakcije temeljnih tal in njegove distribucije pod temeljno ploščo.

Menim, da je za analizo konstrukcij bolj primerna uporaba modela *PPv* predvsem zaradi enostavnejše uporabe in veliko hitrejših analiz konstrukcij. Rezultate analize z modelom *PPv* ocenjujem kot sprejemljive, saj so relativno primerljivi z rezultati izračuna po metodi končnih elementov s programom Plaxis 3D, ki je tudi najnatančnejša. V prihodnosti vidim veliko priložnost pri analizi konstrukcij in interakcije s temeljnimi tlemi v razvoju programske opreme, ki bo namenjena natančnejši geotehnični analizi in bo hkrati omogočala tudi enostavno in hitro analizo gradbenih konstrukcij.

VIRI

- [1] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij - 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.
- [2] SIST EN 1998-1:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij - 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe.
- [3] SIST EN 1990:2004. Evrokod - Osnove projektiranja konstrukcij.
- [4] FRAGMAT TIM d.o.o. 2015. 6.3.2 Nepohodna ravna streha, zaščiten z nasutjem prodca.
<http://fragmat.si/slo/0603.htm> (Pridobljeno 2. 12. 2015.)
- [5] Vetisa. 2015 Rečni savski prod.
<http://www.vetisa.si/vetisa-recni-prod-savski-25kg-16-32-mm-48-ep-sivo-beli-prod>
(Pridobljeno 27. 5. 2015.)
- [6] Semolič, D. 2013. Analiza in projektiranje armiranobetonske nosilne konstrukcije poslovne stavbe v Ljubljani. Diplomsko naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba Ž. Semolič): 110 str.
- [7] FRAGMAT TIM d.o.o. 2015. Nasveti.
<http://fragmat.si/slo/nasveti.htm#08> (Pridobljeno 27. 5. 2015.)
- [8] FRAGMAT TIM d.o.o. 2015. 3.1.1 Sistem zvočno izoliranega plavajočega poda.
<http://www.fragmat.si/slo/03.htm> (Pridobljeno 2. 12. 2015.)
- [9] Gradiatim d.o.o. 2015. Estrihi.
<http://www.gradiatim.si/24> (Pridobljeno 27. 5. 2015.)
- [10] Dolenc, T. 2014. RE: POMOČ - trije primeri konstrukcijskih sklopov. Sporočilo za: Klinc, B. 24.3.2014. Osebna komunikacija.
- [11] FRAGMAT TIM d.o.o. 2015. 6.1.10 Temeljna plošča - slabo prepusten teren.
<http://www.fragmat.si/slo/0601.htm> (Pridobljeno 2. 12. 2015.)
- [12] SIST EN 1991-1-1:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije - 1-1. del: Splošni vplivi - Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb.
- [13] SIST EN 1991-1-3:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije - 1-3. del: Splošni vplivi - Obtežba snega.
- [14] Horvath, J. S. 2002. Soil-Structure Interaction Research Project - Basic SSI Concepts and Applications Overview. Manhattan College, Center for Geotechnology: 111 str.
- [15] Poulos, H. G., Davis, E. H. 1974. Elastic solutions for soil and rock mechanics. New York, N.Y., ZDA: John Wiley & Sons, Inc.: 411 str.
- [16] Schanz, T., Vermeer, P. A., Bonnier, P. G. 1999. The hardening soil model: Formulation and verification. V: Brinkgreve, R. B. J. (ur.). Beyond 2000 in Computational Geotechnics, Ten Years of Plaxis International. Rotterdam: A.A. Balkema: str. 281 - 296.
https://books.google.si/books?id=yNlhPdB6cC&pg=PA50&dq=the+hardening+soil+model&hl=en&sa=X&redir_esc=y#v=onepage&q=the%20hardening%20soil%20model&f=false
(Pridobljeno 25. 4. 2016.)
- [17] Terzaghi, K. 1955. Evaluation of coefficients of subgrade reaction. Geotechnique, The Institution of Civil Engineers, London, Velika Britanija, Vol. 5, No. 4.: str. 297-326.
https://www.u-cursos.cl/ingenieria/2011/1/CI5401/1/material_docente/bajar?id_material=356021 (Pridobljeno 27. 4. 2016.)

- [18] Hetenyi, M. 1946. Beams on elastic foundation. The University of Michigan Press, Ann Arbor, Mich., ZDA, 255 str.
- [19] Horvath, J. S. 1988. Further evaluation of the coefficient, or modulus, of subgrade reaction, k , using an extension of Reissner's simplified elastic continuum concept. Research Report No. CE/GE-88-2, Manhattan College, Civil Engineering Department, Bronx, N.Y., ZDA.
- [20] Horvath, J. S. 1988. Determination of the coefficient of subgrade reaction, k , for beams. Research Report No. CE/GE-88-3, Manhattan College, Civil Engineering Department, Bronx, N.Y., ZDA.
- [21] Horvath, J.S. 1993. Subgrade modeling for soil-structure interaction analysis of horizontal foundation elements. American Society of Civil Engineers Metropolitan Section, New York, N.Y., ZDA.
- [22] Liao, S. S. C. 1995. Estimating the coefficient of subgrade reaction for plane strain conditions. Geotechnical Engineering 113, 3: 166-181.
- [23] Vesic, A. B., Johnson, W. H. 1963. Model studies of beams resting on a silt subgrade. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division 89, SM1: 1-31.
- [24] Vesic, A. B., Saxena, S. K. 1970. Analysis of structural behaviour of AASHO road test rigid pavements. National Cooperative Highway Research Program Report 97, Highway Research Board, Washington, D.C., ZDA.
- [25] Scott, R. F. 1981. Foundation analysis. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J., ZDA, 545 str.
- [26] Ulrich, E. J. 1991. Subgrade reaction in mat foundation design. Concrete International, American Concrete Institute, Detroit, Mich., ZDA: str. 41-50.
- [27] Computers and Structures, Inc. 2011. SAP2000 v15.0.0.: računalniški program za analizo konstrukcij. Berkeley, CSI.
<http://www.csiamerica.com/products/sap2000> (Pridobljeno 5. 12. 2015.)
- [28] Pulko, B. 2012. Primerjava metod za statično analizo temeljnih plošč. Gradbeni vestnik 61: 198-204.
- [29] Plaxis bv. 2012. Plaxis 3D v2013.01.: računalniški program za geotehnično analizo. Delft, Plaxis bv.
<http://www.plaxis.nl/> (Pridobljeno 5. 12. 2015.)
- [30] Wikipedia. 2016. Bending of plates.
https://en.wikipedia.org/wiki/Bending_of_plates (Pridobljeno 14. 4. 2016.)

»Ta stran je namenoma prazna«

SEZNAM PRILOG

PRILOGA A: PLOSKOVNI PRIKAZ REZULTATOV

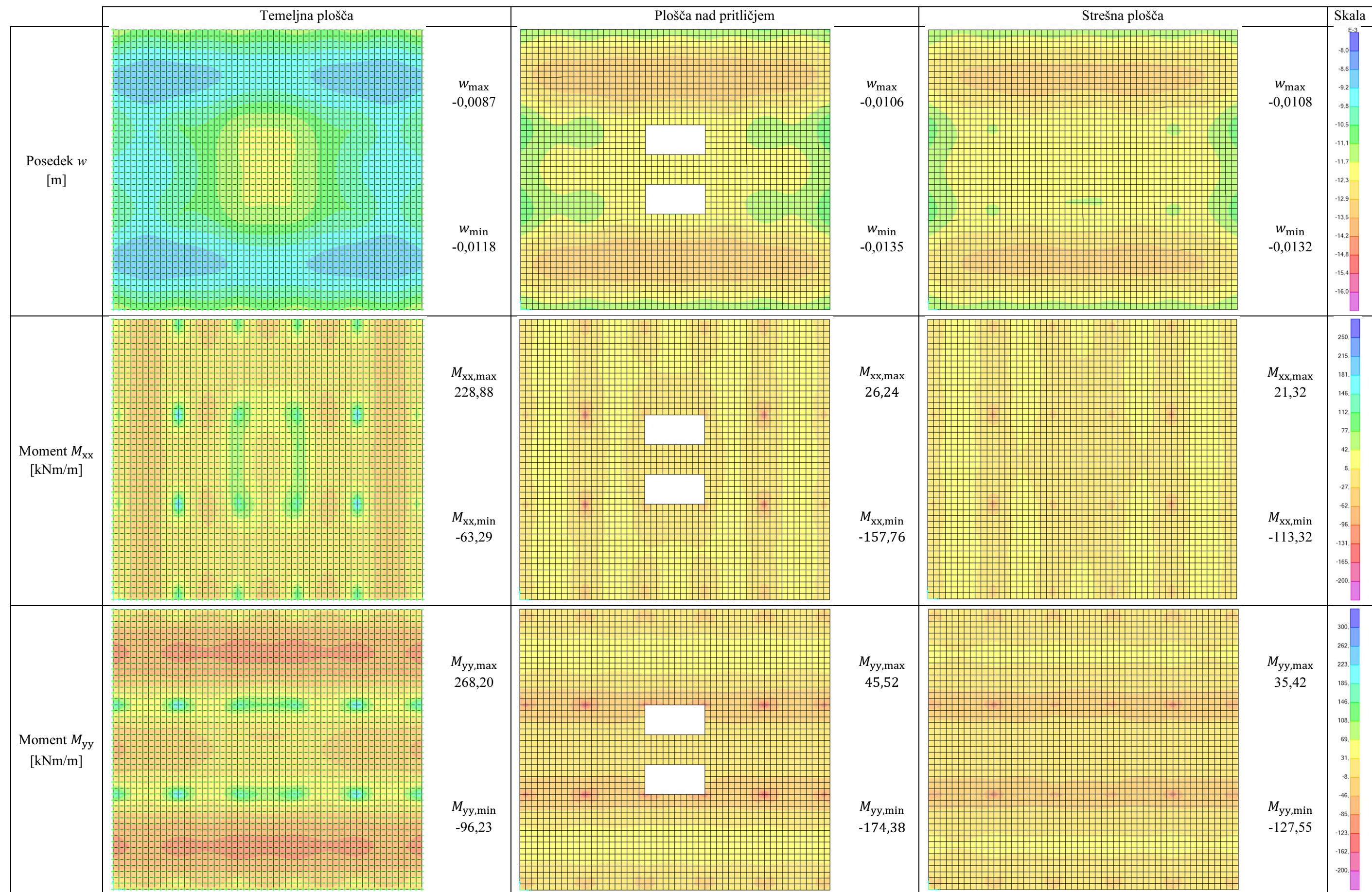
Slika A.1: Prikaz rezultatov za h040 D const

Slika A.2: Prikaz rezultatov za h040 D PPv

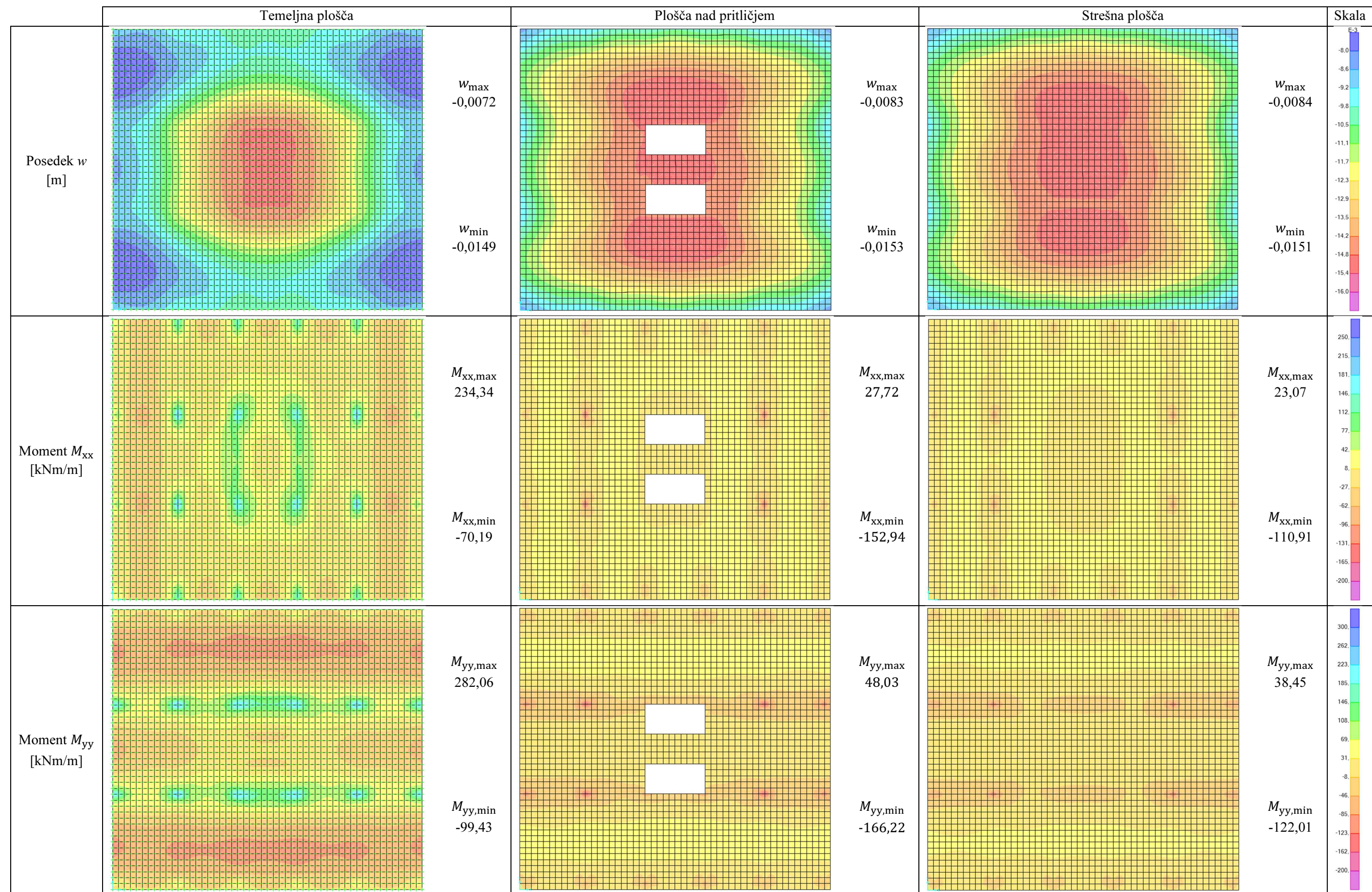
Slika A.3: Prikaz rezultatov za h040 D Plaxis

PRILOGA B: DEFORMIRANA OBLIKA MODELOV

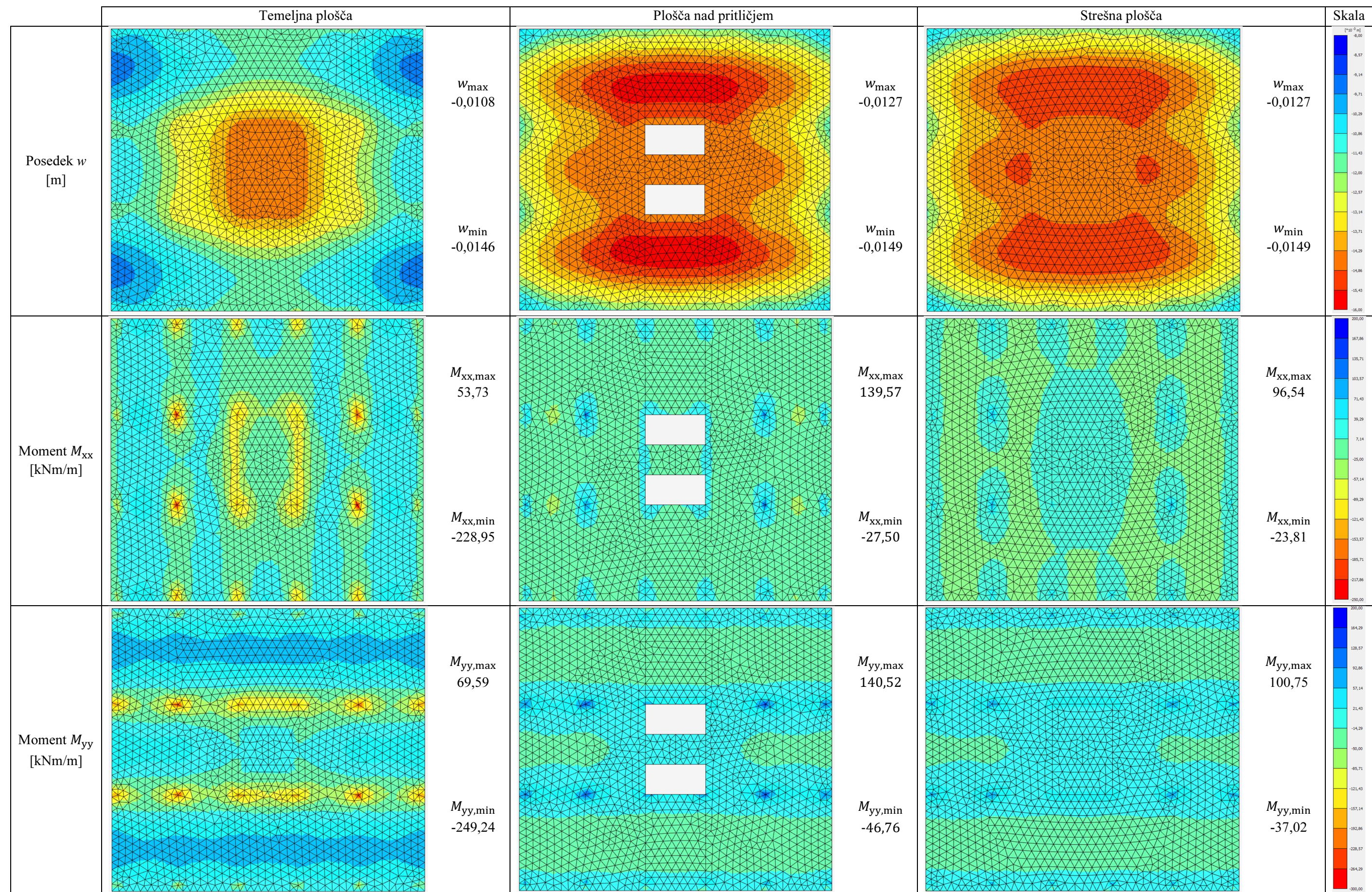
Slika B.1: Prikaz deformirane oblike računskih modelov (pomiki so 250 x povečani)



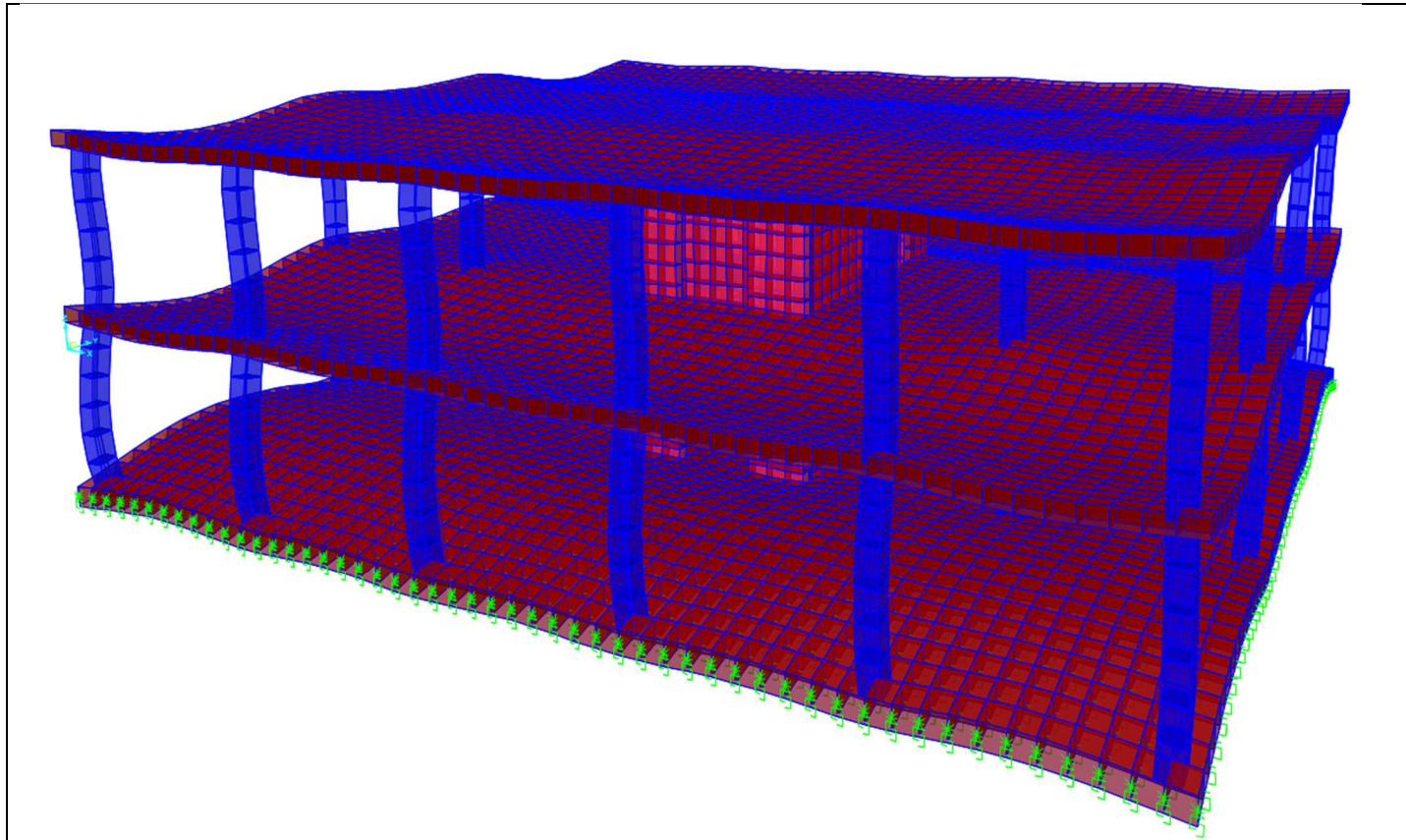
Slika A.1: Prikaz rezultatov za h040 D const



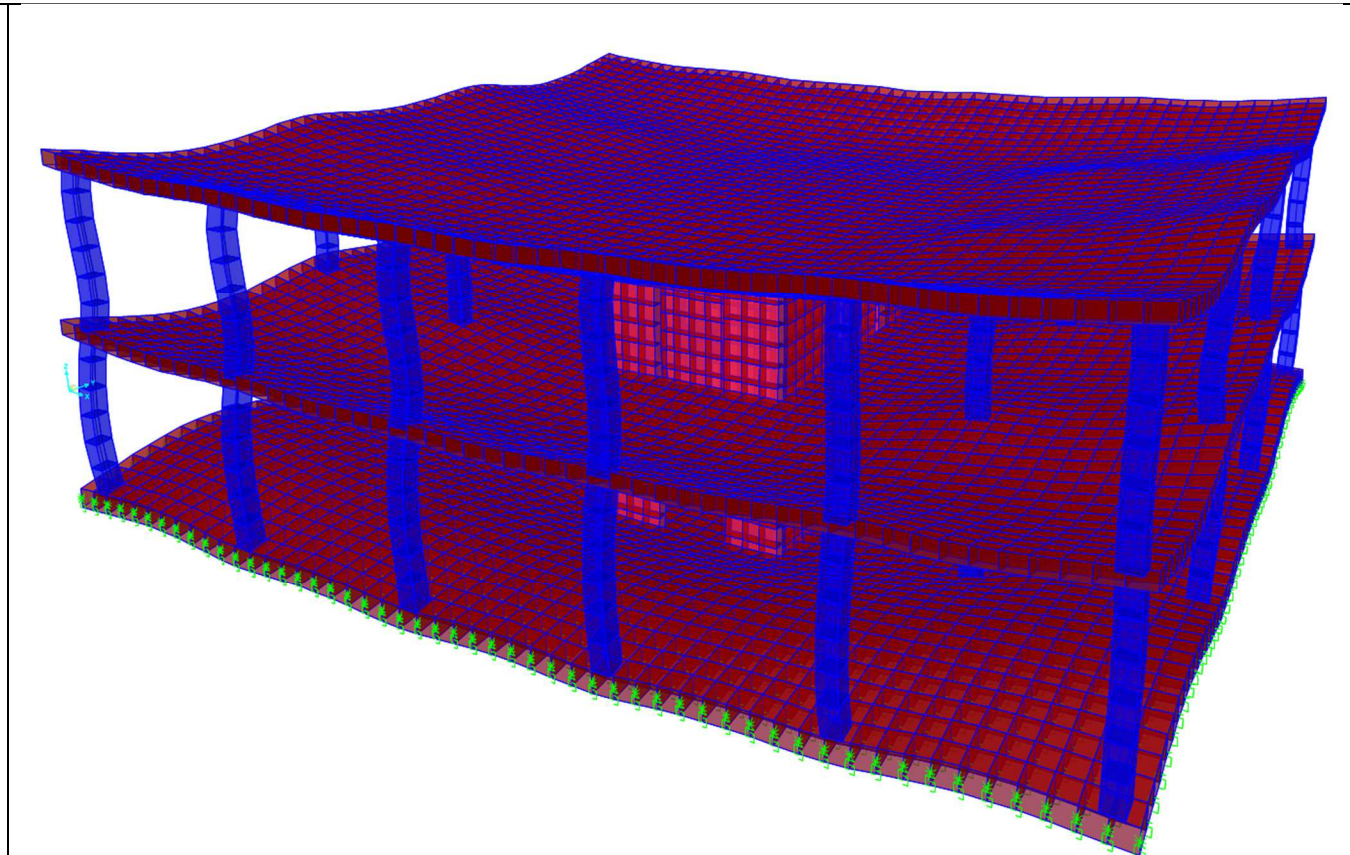
Slika A.2: Prikaz rezultatov za h040 D PPv



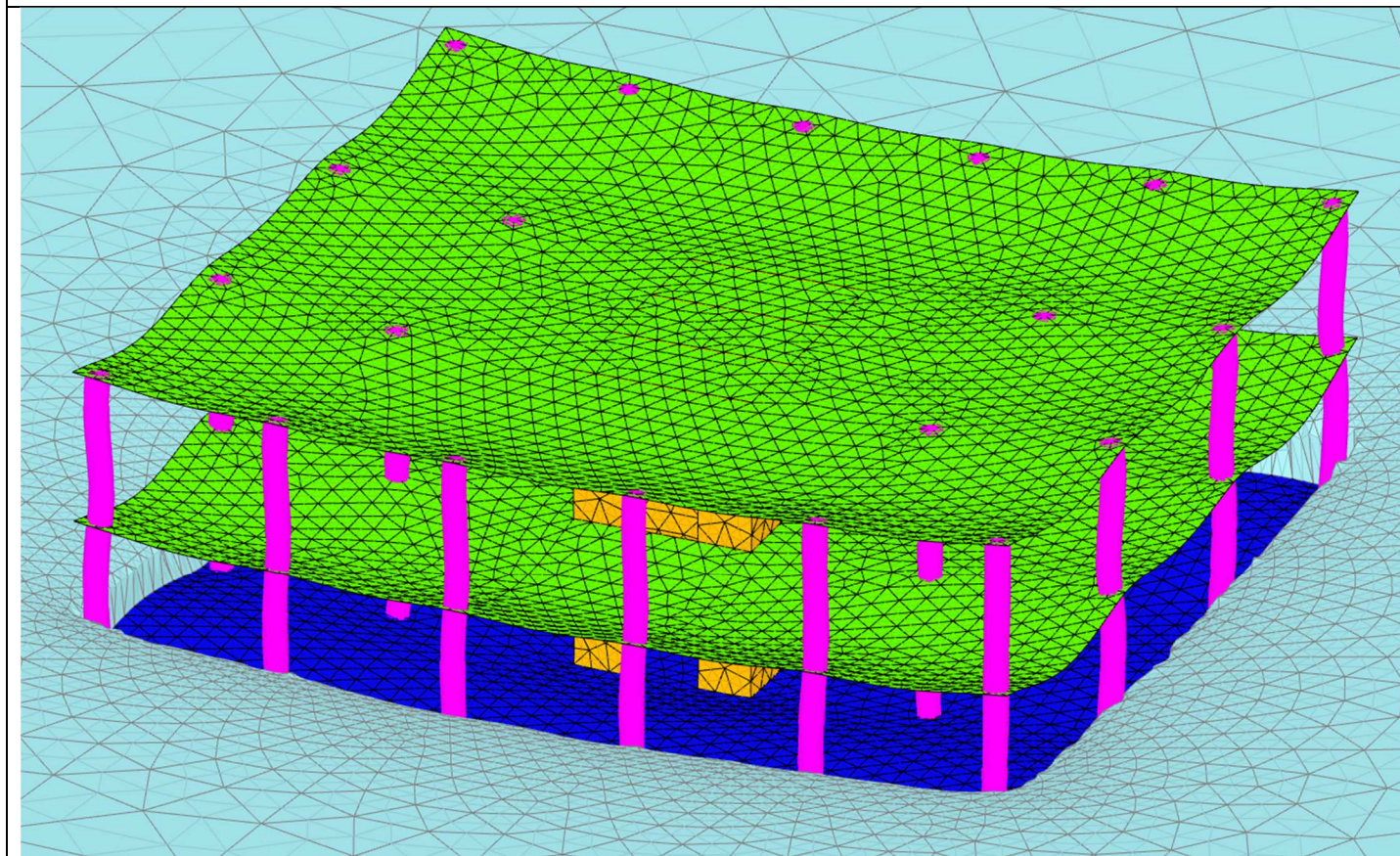
Slika A.3: Prikaz rezultatov za h040 D Plaxis



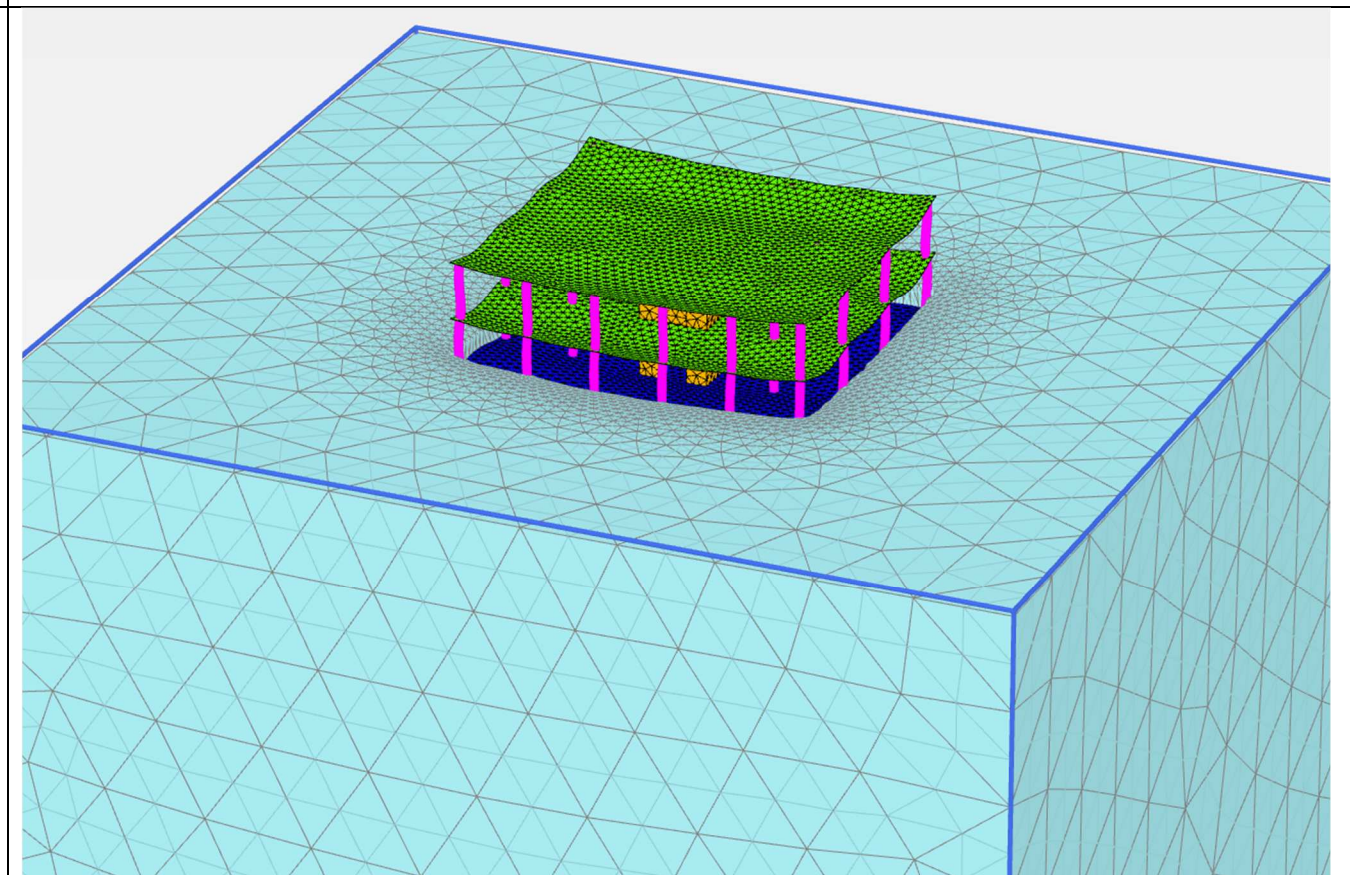
h040 D const



h040 D PPv



h040 D Plaxis



h040 D Plaxis

Slika B.1: Prikaz deformirane oblike računskih modelov (pomiki so 250 x povečani)