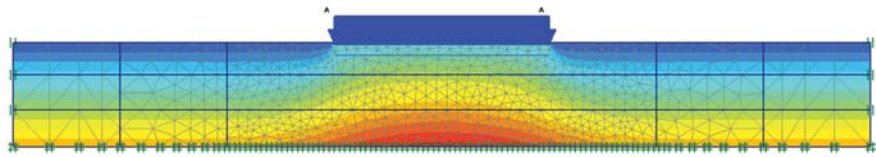




LUND
UNIVERSITY



SAMVERKANSGRUNDLÄGGNING MED SPETSBURNA PÅLAR

Utredning av teknisk och ekonomisk vinst

ANDRÉ KUZMINSKI

Geotechnical
Engineering

Master's Dissertation

DEPARTMENT OF CONSTRUCTION SCIENCES
GEOTECHNICAL ENGINEERING

ISRN LUTVDG/TVGT--15/5044--SE (1-108) | ISSN 0349-4977

MASTER'S DISSERTATION

SAMVERKANSGRUNDLÄGGNING MED SPETSBURNA PÅLAR

Utredning av teknisk och ekonomisk vinst

ANDRÉ KUZMINSKI

Supervisors: Prof. **OLA DAHLBLOM**, Dept. of Construction Sciences, LTH, Lund
together with **HENRIK WALL** and **LARS REHN**, Skanska teknik, Geoteknik och berg.
Examiner: Prof. **PER JOHAN GUSTAFSSON**, Dept. of Construction Sciences, LTH, Lund.

Copyright © 2015 Geotechnical Engineering,
Dept. of Construction Sciences, Faculty of Engineering (LTH), Lund University, Sweden.

Printed by Media-Tryck LU, Lund, Sweden, July 2015 (PI).

For information, address:
Geotechnical Engineering, Dept. of Construction Sciences,
Faculty of Engineering (LTH), Lund University, Box 118, SE-221 00 Lund, Sweden.
Homepage: <http://www.geoteknik.lth.se>

Abstract

The foundation method *combined pile-raft foundation using end-bearing piles* is applied for residential and office complexes. The foundation method means that end bearing piles fitted with a special membrane together with a footing form the basis for the so-called alternative superstructure. By taking advantage of the contact pressure that occurs between a footing and the underlying soil that a building rests on, the number of piles required can be reduced, which in turn leads to a reduction in the costs of the building foundation.

The information presented in this master's dissertation was compiled in conjunction with the construction company Skanska, which at the time of the commencement of this master dissertation were to build two residential buildings in the same area and were interested in how this foundation method excelled in comparison to more traditional foundation methods. A comparison with piling on end bearing piles and the slab was made with both a technical and an economic evaluation conducted.

PLAXIS is the two-dimensional Finite Element software that was used to create a number of models for the current foundation conditions. Ground and concrete parameters were evaluated for use as input to the software and a model of the construction phase created. Initially an idealized cross-section was made where the reliability of the software was checked by comparison made in diverse Finite Element software FEM-Design 3D Structure and MATLAB/CALFEM. The result was then compared with hand calculations where values of subsidence, contact pressure, pressure force to the pile and torque in the base plate were evaluated. Then the reinforcement was to be dimensioned using the software FEM-Design Concrete Section where all studies were made for the same section in one of the planned construction projects.

The cost of *the traditional slab* and the cost of *combined pile-raft foundation using end-bearing piles* were basically at the same rate while the cost of a foundation made with *traditional piling* was calculated to be higher. In any analysis of a foundation method it is important to make both economic and technical considerations and look at the overall economy. Cost and method of e.g. operation of insulating the foundation, groundworks, including leveling, preparation for crane place on the base plate, and repairs of the facade after cracking due to settlements, are aspects when the foundation method is decided.

Sammanfattning

Samverkansgrundläggning används som grundläggningsmetod till bostadshus och kontorskomplex. Metoden går ut på att spetsburna pålar utrustade med ett specialmembran tillsammans med en grundplatta utgör en grundläggningskonstruktion som tillgodoräknar det kontakttryck som uppstår mellan en grundplatta och underliggande mark. Denna metod minskar behovet av pålar, vilket i sin tur ger en reducerad grundläggningskostnad.

Arbetet som presenteras i denna rapport är initierat i samråd med Skanska. Vid tiden för examensarbetet skulle Skanska bygga två bostadshus inom ett och samma område och var intresserade hur denna grundläggningsmetod stod sig i jämförelse med mer traditionella grundläggningsmetoder. En jämförelse med grundläggningsmetoderna *grundläggning på spetsbärande pålar* samt *platta på mark* utfördes där både en teknisk och en ekonomisk utvärdering genomfördes.

PLAXIS är en tvådimensionell FE-programvara och användes till att skapa modeller av de studerade grundläggningsförhållandena. Jord- och betongparametrar utvärderades för att användas som indata till programmet och en modell av byggskedet skapades. Inledningsvis modellerades ett idealiserat tvärsnitt där tillförlitligheten i programmet kontrollerades genom jämförelser med modeller gjorda i FE-programmen FEM-Design – 3D Structure, MATLAB/CALFEM samt med handberäkningar. Värderna på sättningar, kontakttryck, pålkraft och moment i grundplattan utvärderades. Därefter dimensionerades armeringen i grundplattan med programmet FEM-Design Concrete Section. All analys gjordes för ett och samma snitt i det ena av de planerade byggprojekten.

Kostnaderna för platta på mark och för samverkansgrundläggning var i princip lika medan kostnaden för traditionell pålning beräknades ligga högre. Vid en grundläggningsanalys gäller det att både göra ekonomiska och tekniska överväganden och titta på totalekonomin för en grundläggningsmetod. Kostnad och metod för arbetsmoment med isolering av grund, markarbeten med utjämning, förberedelse för kranplats på grundplattan, reparationsarbeten i fasad efter en sättning hos överbyggnaden etc. utgör faktorer vid val av grundläggningsmetod.

Förord

Denna rapport är en del av ett examensarbete utfört vid Institutionen för byggvetenskaper vid Lunds Tekniska Högskola. Arbetet är till större delen utfört under hösten 2010-våren 2011 och slutfördes under våren 2015.

Jag vill tacka mina handledare professor Ola Dahlblom på LTH, Henrik Wall (numera på COWI) och Lars Rehn på Skanska i Malmö. Jag skulle även vilja tacka Jenny Haraldsson, Mattias Cedergren, Dick Lundell & Bengt Lundell på Skanska för deras hjälp, tålamod och stöttning. Ett stort tack även till Berit Wahlquist som vid tidpunkten för arbetet fanns på Skanska men numera finns på COWI i Malmö. Ett stort tack även till Roberto Caprile på COWI i Malmö för hjälp med armeringsberäkningar samt tillgång till nödvändig mjukvara. Slutligen vill jag tacka min familj – Anna, Minda, Matheo och Irena för att ha hjälpt mig med motivationen att slutföra detta examensarbete.

Lund juni 2015

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'André Kuzminski', written in a cursive style.

André Kuzminski

Innehållsförteckning

KAPITEL I	1
1 INLEDNING	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Frågeställning	1
1.3 Syfte	2
1.4 Avgränsningar	2
1.5 Rapportens disposition	2
1.6 Förfarande	2
KAPITEL 2	3
2 GRUNDLÄGGNINGSMETODER	3
2.1 Inledning	3
2.2 Val av grundläggningsmetod	3
2.3 Plattgrundläggning (ytgrundläggning)	4
2.4 Pålgrundläggning (djupgrundläggning)	5
2.5 Samverkansgrundläggning	6
KAPITEL 3	7
3 TEORI	7
3.1 Inledning	7
3.2 Konstitutiva samband – materialmodeller	8
3.3 Statisk samverkan mellan byggnadsverk och dess grund	10
3.4 Inverkan av en överbyggnads styvhet	11
3.5 Kontakttryck	13
3.6 Bäddmodulsteori	15
3.7 Finita element metoden	15
3.8 Överslagsberäkning	16
3.9 2:1 Metoden	17
KAPITEL 4	19
4. BERÄKNINGSMODELL OCH MJUKVARA	19
4.1 PLAXIS 2D	19
4.2 Strusofts FEM-Design	26
4.3 Strusofts Concrete Section	28
4.4 MATLAB	28
4.5 CALFEM	28
KAPITEL 5	29
5 ANALYS IDEALISERAT FALL	29
5.1 Inledning	29
5.2 Metod	29
5.3 Geologiska förutsättningar	30
5.4 Linjär analys i PLAXIS 2D	31
5.5 Analys enligt Mohr-Coulombs teori i PLAXIS 2D	38
5.6 Överslagsberäkning	41
5.7 Handberäkning 2:1 metoden	43
5.8 Linjär analys i MATLAB/CALFEM	45

5.9 Linjär analys i Strusoft FEM-Design	47
5.10 Sammanställning av resultat från beräkningar	48
5.11 Diskussion kring resultat	49
KAPITEL 6	51
6 ANALYS FALLSTUDIE	51
6.1 Orientering av det studerade objektet	51
6.2 Genomförande av analys	52
6.3 Resultat av beräkningar i fallstudie	59
6.4 Utvärdering av beräkningar i fallstudie	63
6.5 Dimensionering av tvärsnitt.	64
6.6 Sammanfattning av erforderlig armering i tvärsnitt	65
6.7 Ekonomisk utvärdering	72
6.8 Teknisk utvärdering	73
KAPITEL 7	75
7. SLUTSATS	75
KAPITEL 8	77
8. REFERENSER	77
Appendix A	Appendix A - 1
Indata till analys i fallstudie	Appendix A - 1
Appendix B	Appendix B - 1
MATLAB/CALFEM	Appendix B - 1

KAPITEL I

1 INLEDNING

1.1 Bakgrund

I detta arbete studerades utformningen av grundläggningskonstruktioner. En grundläggningskonstruktion har den huvudsakliga uppgiften att överföra belastningar från ovanliggande byggnadsverk på ett sådant sätt att grundtrycket på de underliggande jordlagren inte blir för stort. För att undvika skador på den i regel mycket dyrare s.k. överbyggnaden är det viktigt att det läggs mycket omsorg på grundkonstruktionens utformning då det kan vara svårt att inspektera eller reparera en grundläggningskonstruktion i efterhand.

De grundläggningsmetoder som vanligtvis används i Sverige är ytgrundläggning, djupgrundläggning och s.k. samverkansgrundläggning. Under senare tid har samverkansgrundläggning utvecklats. Utvecklingen innebär att ett elastiskt gummimembran monteras på spetsburna pålar där en samverkan mellan de spetsbärande pålarna, gummimembranet och jorden under en bottenplatta används för att sprida belastningen från överbyggnaden och på så sätt erhålla ett lägre grundtryck.

I denna studie jämfördes samverkansgrundläggning med traditionell pålning med spetsburna pålar och självbärande bottenplatta. Jämförelsen gjordes för ett snitt i ett referensobjekt beläget i kvarteret Fullriggaren i Västra Hamnen i Malmö. Fokus låg på utförandeteknik och kostnad för grundläggningsarbeten för flerfamiljshus uppbyggda på en prefabricerad betongstomme.

1.2 Frågeställning

I planeringsskedet togs följande frågeställningar fram; Är det för de aktuella objekten möjligt att enbart använda sig av en grundkonstruktion utformad som självbärande platta? Är det möjligt att istället använda sig av samverkansgrundläggning? Hur står dessa grundläggningsmetoder jämfört med traditionell pålning på spetsburna pålar? Vad finns det för ekonomiska fördelar eller nackdelar med respektive grundläggningsystem? Vad är de tekniska fördelarna eller nackdelarna med respektive grundläggningsystem?

1.3 Syfte

Det huvudsakliga syftet med detta examensarbete var att jämföra och ta fram den grundläggningssmetod som passade bäst för flerfamiljshus av prefabricerad betong för rådande geologi i Västra hamnen i Malmö. De aktiviteter som utfördes för att svara på frågorna i frågeställningen var

- Jämförelse av olika beräkningsmetoder för ett idealiserat fall.
- Analys och modellering på ett referensobjekt.
- Utvärdering av ekonomiska ståndpunkter.
- Utvärdering av det tekniska utförandet.

1.4 Avgränsningar

Vid utvärderingen av grundläggningssmetoderna begränsades antalet studerade tvärsnitt till ett. Denna strategi främjade att ge djupgående kunskaper inom ämnet. I studien hade beräkningar och modeller följande avgränsningar:

- I Vid modelleringen togs ingen hänsyn till laster från fastigheter i anslutning till referensobjektet.
- Ingen hänsyn togs till eventuell negativ sättning vid analys i PLAXIS.
- Vid lastnedräkning av dimensionerande last togs ingen hänsyn till vindlast.
- Vid val av grundläggningssmetod togs inte hänsyn till förändrade geohydriska förhållanden, växtlighet och andra yttre faktorer.

1.5 Rapportens disposition

Rapporten består av en inledande del, en huvuddel samt en refererande del. Den inledande delen innehåller titel, sammanfattning, innehållsförteckning samt förord. Huvuddelen består av en inledning följt av teori, analyser, tolkning av resultat samt utvärdering av modeller. I inledningen av huvuddelen finns en beskrivning av uppgiften samt avgränsningar. I teorikapitlet beskrivs viktiga faktorer och samband, ingående variabler och dess enheter samt ekvationer som beskriver de olika sambanden. I analysdelen beskrivs matematiska modeller samt resultat. Den refererande delen består av bilagor samt litteraturförteckning.

1.6 Förfarande

Studien påbörjades med en genomgång av facklitteratur. Bedömningen gjordes att en finit element analys för jordlagerföljden lämpligen borde genomföras med programvaran PLAXIS 2D och att dimensioneringen skulle utföras med Strusofts programvara FEM-Design Concrete Section. Bakgrunden till beslutet var att tillvägagångssättet är praxis inom det aktuella problem-området. Det inledande arbetet med analysen bestod i att utvärdera de tilltänkta programvarorna på ett idealiserat fall av en grundläggningsskonstruktion. Analysen gjordes i första hand med PLAXIS 2D där resultatet primärt jämfördes med beräkningsresultat i programvaran FEM-Design Plate. Ytterligare kontroller utfördes sedan med handberäkningar samt med programvaran MATLAB/CALFEM. Kontrollerna bestod i att finna en samstämmighet mellan de olika programvarorna som sedan tillämpades på fallstudien. I fallstudien utfördes dimensioneringen i enighet med BKR där beräkning av sättningar gjordes i bruksgränstillstånd medan beräkning av moment i konstruktioner gjordes i brottgränstillstånd. Avslutningsvis gjordes kostnadsberäkningar som baserades på materialåtgång och mantimmar som sammanställdes och jämfördes för de olika grundläggningssmetoderna.

KAPITEL 2

2 GRUNDLÄGGNINGSMETODER

2.1 Inledning

För att undvika sättningar i alla typer av byggnadsverk krävs för dessa en bärkraftig grund. Detta innebär att markens naturliga bärlager skall vara tillräckligt motståndskraftiga för att förhindra markgenombrott och stora sättningar. Om så inte är fallet kan det krävas speciella grundkonstruktioner som utformas utifrån grundens beskaffenhet samt av belastningen från ovanliggande byggnadsverk.

En grundkonstruktions huvudsakliga uppgift är att sprida belastningen på så sätt att grundtrycket på jordlagren inte blir för stort. Utformningen av grundkonstruktionen kan designas på en rad olika sätt men till de vanligaste tillvägagångssätten hör pålning (djupgrund-läggning) samt plattgrundläggning (ytgrundläggning) (Axelsson 2006).

Grundläggningsmetoder är det samlingsnamn som i denna rapport används för att beskriva olika utföranden av grundläggningsarbeten för byggnadsverk.

2.2 Val av grundläggningsmetod

Vid val av grundläggningsmetod tas hänsyn både till tekniska förutsättningar och ekonomiska faktorer. De tekniska förutsättningarna ska tillfredsställa funktionskraven för byggnaden och de ekonomiska faktorerna att grundläggningsarbetena görs till lägsta möjliga totalkostnad.

Exempel på viktiga tekniska faktorer vid val av grundläggningsmetod är säkerhetsklass, geoteknisk klass, arbetsplatsens belägenhet, lasteffekter, kravet på arbetsutrymme, närhet till grannbebyggelse etc. Hänsyn skall även tas till om det finns känslig utrustning samt installationer som löper en risk att skadas. Markförhållandena skall beaktas med hänsyn till lastkapacitet, bärförmåga, stabilitet och geoteknisk förmåga.

Exempel på viktiga ekonomiska faktorer är total tidsåtgång, risk för avbrott, följder av eventuella sättningar både i den egna konstruktionen men även i grannbebyggelsen.

Dessutom skall hänsyn tas till utbudet av yrkeskunnig personal samt lämplig maskinutrustning. De totala kostnaderna påverkas dessutom av bl.a. arbetsplatsens belägenhet och tillgänglighet samt risken för extrakostnader i form av t.ex. pålkapning samt övriga arbetsförhållanden. Kontraktetsbestämmelserna i de fall de avviker från gällande praxis beaktande vite, risker, försäkringar, garantier och betalningsplaner är också faktorer som påverkar de totala kostnaderna.

De ovan nämnda faktorerna är alla betydelsefulla och påverkar valet av grundläggningstyp men den viktigaste faktorn vid val av grundläggningsmetod är de på platsen rådande markförhållandena. Viktigt är också att entreprenören har alternativa grundkonstruktioner i de fall avvikelser kan förväntas.

Det finns ett antal bestämmelser för utformning av grundkonstruktioner som anges i Svensk byggnorm (SBN). Hänsyn skall tas till frostfritt djup och utformning av stödmurar med hänsyn till tjältryck och tjällyftning. Förutsättningar i form av ändring i jordlagerföljden orsakad utifrån förändrad av grundvattennivå, erosion, planteringar eller intilliggande bebyggelse kan orsaka skadliga sättningsdifferenser. Då undergrunden består av leror eller andra kohesionsmaterial kan även konsolidationssättningar erhållas.

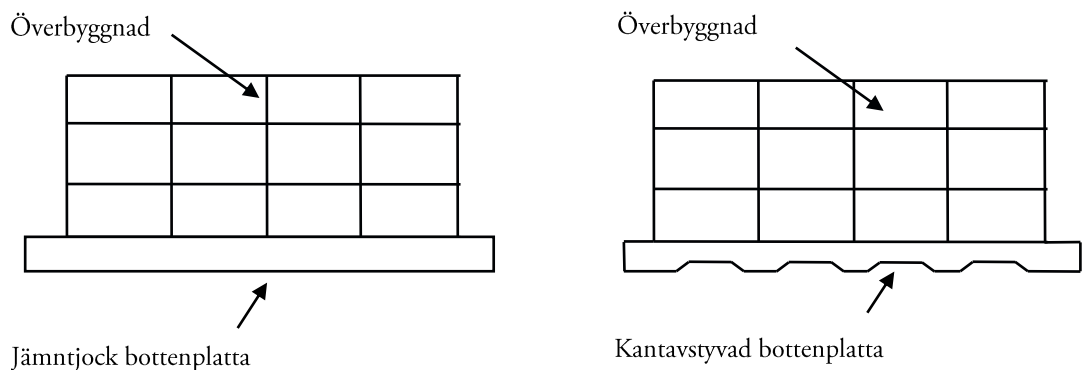
2.3 Plattgrundläggning (ytgrundläggning)

Vid grundläggningsmetoden benämnd *plattgrundläggning* är principen att undergrunden skall bära all last som förs ned från ovanliggande byggnadsverk (överbyggnaden). Vanligtvis utformas en grundplatta som en s.k. kantförstyvad bottenplatta över en byggnads bottenarea eller som en kombinerad grundsula. En kombinerad grundsula innebär en gemensam grundsula för ett flertal bärande väggar och pelare.

Bottenplatta

Bottenplattan är i regel utformad jämntjock alternativt kantavstyvad. I de fall där överbyggnaden är känslig för sättningsdifferenser används i regel grundläggning med jämntjock bottenplatta. Detsamma gäller där jord- eller berglagren innehåller material med avvikande hållfasthet inneslutna t.ex. i fickor eller s.k. linser.

Den jämntjocka bottenplattan blir ibland ett naturligt val av grundkonstruktion då bärsystemet i vissa byggnadsverk bjuder in till att använda just denna typ av grundläggningskonstruktion (Bergdahl, Malmborg, Ottosson 1993).



Figur 2.1. De i Sverige vanligaste utförandena av grundplatta.

2.4 Pålgrundläggning (djupgrundläggning)

Då jordlagren är svaga används *pålgrundläggning* för att öka bärförmågan eller reducera sättningarna i undergrunden. Metoden innebär en fördelning av vertikala och horisontella laster ner till mer bärkraftig jord eller till berg genom ett system av pålar, oftast placerade i grupper, bestående av i det närmaste vertikalt placerade långsmala konstruktionselement med tillhörande grundsulor och grundplattor. Vid djupgrundläggning utformas pålarna som spetsbärande- eller mantelbärande pålar. Spetsbärande pålar bär upp laster på pålens spets medan mantelbärande pålar sprider lasterna med hjälp av dess yta, manteln. Båda påltyperna kan hantera både drag- och tryckkrafter men kan även användas för att stabilisera jordlager mot t.ex. ras och förskjutningar (Olsson & Holm 1993).

Följande faktorer skall beaktas vid utformning av en grundkonstruktion utifrån grundläggning på pålar; pålbarhet och/eller s.k. drivbarhet, last och deformationsegenskaper hos de enskilda pålarna eller i hela pålgrupper samt beständighet för pålar med hänsyn till utmattningsvid slagning, korrosion samt angrepp som kan vara antingen kemiska eller bakteriella (Hansbro 1981).

Vid klassificering av påltyperna tas hänsyn till följande egenskaper hos pålen:

- Materialet i pålen (trä, betong eller stål)
- Pålens funktionssätt (mantelburen eller spetsburen)
- Pålens utförandesätt (slagen, borrarad, vibrerad eller grävd)
- Om pålen är massförträngande eller inte.

Olika pålsystem är dominerande i olika länder vilket främst beror på de geotekniska och geologiska förutsättningarna men även tradition, kultur och synen på olika normer.

I Skandinavien används i huvudsak slagna förtillverkade betongpålar. Dessa är uppdelade i de tre klasserna A, B och C med hänsyn till förutsättningar och användningsområden. År 1984 utgav Pålkommisionen rapport 75 vilket medförde att fabrikstillverkade betongpålar standardiserades till typerna SP 1, SP 2 och SP 3. Standardiseringen gjordes med avseende på materialkvaliteter och dimensioner (Pålkommisionen rapport 75, 1984).

Utöver förtillverkade, slagna, betongpålar används även slagna träpålar och kombinationspålar, slagna pålar av stål och järn, grävda eller borrarade, platsgjutna pålar av betong, stålkärnepålar, stålrörspålar mm. Mindre vanliga är Jetpålar, injekterade pålar, tryckta pålar och platsgjutna pålar som vibreras eller slås ner i marken. 75-80 % av det totala antalet pålmetrar som installeras i Sverige är slagna betongpålar. Mycket av den svenska forskningen, utvecklingen och normskrivningen inom området handlar just om betongpålar. Dessa tillverkas i fabriker inomhus och gjuts med betongkvalitet C 40/50 och uppåt och längderna varierar i enmetersintervall mellan 3 och 13 meter. De kan skarvas, förses med en stoppsko mot fasta jordlager samt förses med en s.k. bergsko vid slagning till fast berg. Vanligtvis är tvärsnittet kvadratisk men pålarna kan även fås med tvärsnitt som är triangulärt eller åttakantigt. Vid kvadratisk tvärsnitt kan pålar med ett kantmått uppemot 500 mm erhållas vid specialtillverkning medan ett kantmått på 235 mm eller 270 mm är standard (Bergdahl et al. 1993). I regel används betongpålar som spetsburna pålar i Sverige. Betongpålarna armeras med hänsyn till böjdragspänningar som uppstår vid påslagning och vid transport och armeras normalt med slakarmering. Vid pålspetsen och vid den s.k. pålskallen armeras pålen med bygelarmering med hänsyn till radiella dragspänningar. Då pålarna skall skarvas förses pålarna med fastgjutna skarvhylsor så att skarvarna får samma böjstyvhet och draghållfasthet som pålen själv. I det fall det föreligger risk för skador på pålspetsen vid nedslagningen förses den med en pålsko (Hansbro 1981).

2.5 Samverkansgrundläggning

Vid grundläggningsmetoden kallad *samverkansgrundläggning* används pålar och underliggande jordlager i samverkan för att bära lasterna från ovanföriggande byggnadsverk. Denna typ av grundläggning är framtagen främst för att minska antalet pålar som krävs vid traditionell pålgrundläggning. Enligt uppgift från tillverkare kan denna minskning vara upp emot 50 % i jämförelse med traditionell pålning. Utförandeprincipen består i teorin av att elastiska element monteras på toppen av varje påle. I de elastiska elementen anpassas hoptryckningen av det elastiska elementet med sättningarna i jorden och på så sätt erhålls en jämn sättning över hela konstruktionen. Ute på fält fästs de elastiska elementen med hjälp av cementbruk och kring varje s.k. samverkanspåle gjuts en förtjockning av grovbetong som en vattentät konstruktion.

De elastiska elementen som studerades i detta examensarbete specialtillverkas av Spennteknikk AS i Norge. Elementen tillverkas och provas enligt nedan:

- Teknisk livslängd > 100 år (avser gummits beständighet)
- De elastiska elementen skall komprimeras 20 mm (± 3 mm) vid en statisk last på 800 kN
- Dimensionerande lastkapacitet > 1600 kN

Tillverkningskontroll:

- 10 % av de specialtillverkade elastiska elementen skall provbelastas enligt följande:
- Provbelastning för kontroll av fastställt last – förskjutningssamband
- Provbelastning upp till 1600 kN
- Provbelastning upp till 1600 kN med en 2°vinkeländring av belastnings yta mot elementets sida och diagonalt.
- Pålarna skall kapas horisontellt, eventuellt avjämnas och vara väl rengjorda före montage

(Elofsson. R. (2010). *PM – Geoteknik och Design (1056) – Geoteknisk utredning för grundläggning av flerbostadshus, Slupen 1 och Skonaren 3*, Malmö & (2010) *ELASTO Pile System: For advanced soil structure interaction design*).

KAPITEL 3

3 TEORI

3.1 Inledning

I teoridelen beskrivs viktiga faktorer och samband, ingående variabler och dess enheter samt ekvationer som beskriver sambanden.

Vid geotekniska problemställningar är det viktigt att värden på sättningar av skilda slag beräknas vilket innebär att det främst är värden på tillskottspänningar som måste tas fram. Tillskottspänningarna orsakas främst av laster från någon typ av överbyggnad och dessa laster är av hydrostatisk art vilket innebär att de inte enbart kan bestämmas med jämvikstvillkor. Vid beräkning av dessa tillskottspänningar krävs en analys byggd på en realistisk materialmodell med ett hyperstatiskt randvärdesproblem. Detta för att materialegenskaperna styr analysen och direkt påverkar spännings- och deformationstillståndet. Denna problemställning kräver tillämpning av en numerisk beräkningsmetod.

I de fall då lasten från överbyggnaden inte är utbredd utan består av en linjelast, punktlast eller någon form av rektangulär last bör från fall till fall en analys genomföras för aktuellt randvärdesproblem och för detta ändamål etableras tre typer av ekvationer:

- Jämviktsekvationer mellan volymkrafter (egentyngd) och spänningskomponenter
- Geometriska kompatibilitetsekvationer mellan töjningskomponenter och förskjutningskomponenter
- Konstitutiva ekvationer mellan spänningskomponenter och töjningskomponenter

Utöver dessa ekvationer formuleras randvillkor för last och geometri. I det då fall jordmaterialet är olinjärt skall laster påföras i steg så att spännings- och förskjutningsfälten stegvis bestäms (Axelsson 2006).

Beräkningarna i denna rapport baseras enbart på dränerad analys. Dränerad analys innebär att jordlagren förutsätts belastade under en mycket lång tid vilket medför att eventuellt vatten i jorden pressats ut och en frånvaro av porvattentryck erhållits. Porvattentrycket ändras därför inte vid kompression av jorden.

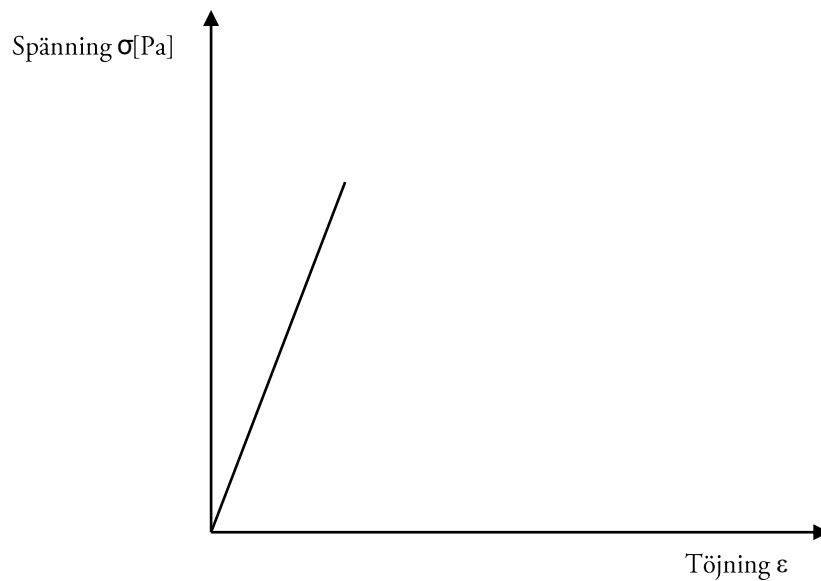
3.2 Konstitutiva samband – materialmodeller

Linjär-elastisk modell

Den vanligaste och enklaste materialmodellen kallas *Linjär-elastisk materialmodell* och innebär att en kropp fullständigt återgår till sin ursprungliga form vid avlastning. I den linjärelastiska modellen är spänningar i en kropp proportionella mot töjningen i kroppen. Detta samband kallas Hookes lag:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (3.1)$$

Förhållandet mellan spänning och töjning i ett linjärelastiskt material visas i *figur 3.1* nedan. Proportionalitetskonstanten mellan spänningen och töjningen kallas elasticitetsmodulen, E , och har enheten [Pa].



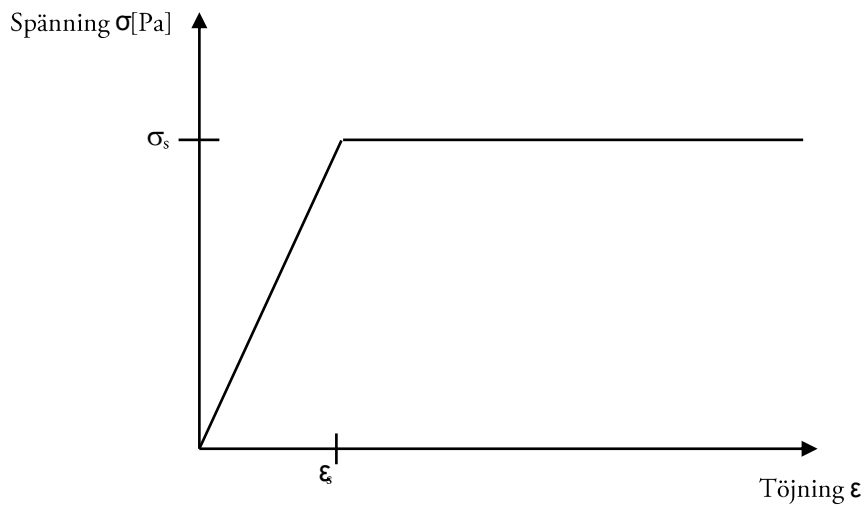
Figur 3.1. Spänning – töjningssamband för linjär elastiskt material.

Beräkningar med linjär-elastiska modeller görs i det s.k. bruksgränstillståndet då lasterna i regel är så små att materialet fungerar linjärelastiskt (Heyden, Dahlblom, Olsson, Sandberg 2006).

Elastiskt-idealplastisk modell

I en materialmodell som är s.k. *elastiskt-idealplastisk* har kroppen ett linjärelastiskt beteende upp till den s.k. flytgränsen. När belastningen uppnår flytgränsen är det inte möjligt att öka spänningen utan att materialet deformeras. Då spänningen är kopplad till lasten innebär det även att spänningen inte kan ökas med ökad lastintensitet.

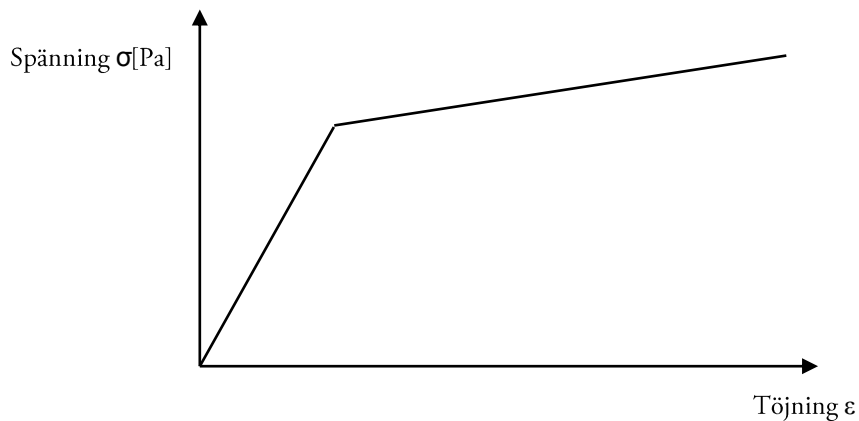
Då materialet i kroppen uppnår flytgränsen erhålls flytspänningen σ_s , samt flyttöjningen ε_s , och man säger att materialet plasticeras eller flyter. När materialet har passerat flytgränsen så kvarstår deformationerna i materialet vid avlastning. Förhållandet mellan spänning och töjning i ett elastiskt-idealplastiskt material visas i *figur 3.2*. och antagandet om elastiskt – idealplastiskt material är lämpligt att använda vid belastningar som är högre än materialets elastiska område.



Figur 3.2. Spänning – töjnings samband för elastiskt - idealplastiskt material.

Elastisk-plastisk modell

Ett material vars spänning ökar efter flytgränsen kallas *hårdnande elastiskt-plastiskt* material. Förhållandet mellan spänning och töjning i materialet visas i *figur 3.3* och stämmer t.ex. bättre för material som stål men innebär besvärligare beräkningar.



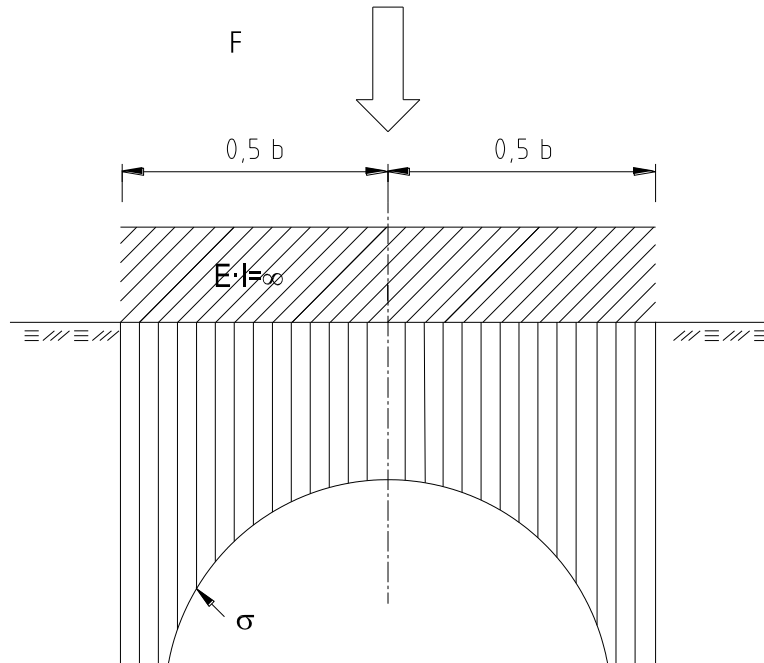
Figur 3.3. Spänning – töjnings samband för hårdnande elasto-plastiskt material.

De ovan beskrivna materialmodellerna är alla tidsberoende, dvs. deformationerna uppstår momentant då belastningen ökar och ingenting händer oavsett hur länge lasten finns kvar. Tidsberoende beteende kan behöva beaktas vid noggranna beräkningar samt vid beräkningar över långa tidsperioder. Vid t.ex. relaxionsberäkningar på material som plast och gummi är detta ett beteende som är viktigt att beakta (Heyden et al. 2008).

3.3 Statisk samverkan mellan byggnadsverk och dess grund

Nedanstående exempel visar tryckfördelningen för en elastisk jordart belastad centriskt på grundläggningsnivån för en platta alternativt en grundsula. Grundsulan/plattan antas vara mycket styv i jämförelse underliggande jordlager.

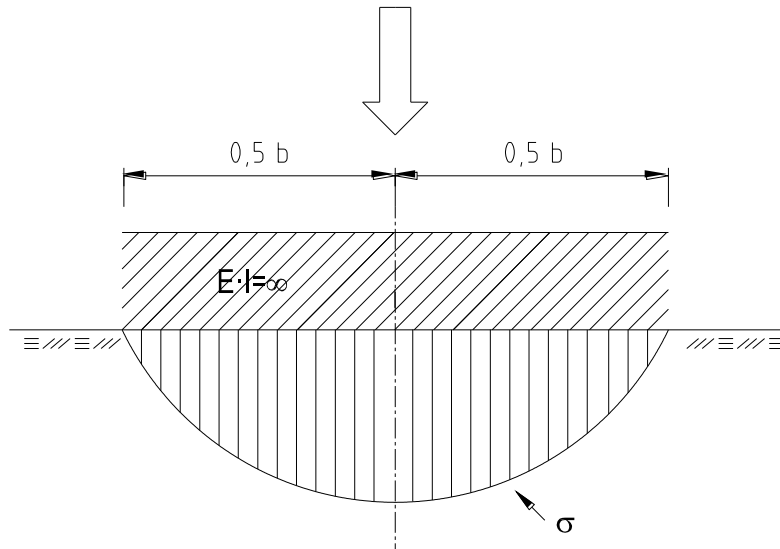
Teoretiskt varierar kontaktrycket enligt *figur 3.4*. Vid grundsulans/plattans kant inträffar en plasticering i jordmaterialet.



Figur 3.4. Fördelning av kontaktrycket under en mycket styv grundsula på ytan av elastiskt material.

När grundsulan vilar direkt på markytan och det inte finns omgivande yttre last, avgörs randtrycket av skjuvhållfastheten hos jorden i markytan. Vid en låg last erhålls en tryckfördelning med ett randtryck vars storlek initiiellt bestäms av lerans odränerade skjuvhållfasthet och i ett senare skede av lerans dränerade skjuvhållfasthet i markytan. Erhållen plasticering sprider sig mot grundsulans mitt vid ökad last vilket medför att tryckfördelningen under sulan jämnas ut alltmer.

I de fall jorden består av friktionsmaterial utan kapillärspänningar samt cementeringskrafter, såsom i sand, erhålls ett kontaktryck under sulan. Kontaktrycket som ligger nära noll längs randen ökar mot centrum av plattan enligt *figur 3.5*. En skjuvhållfasthet som är direkt i proportion mot kontaktrycket mellan kornen erhålls.



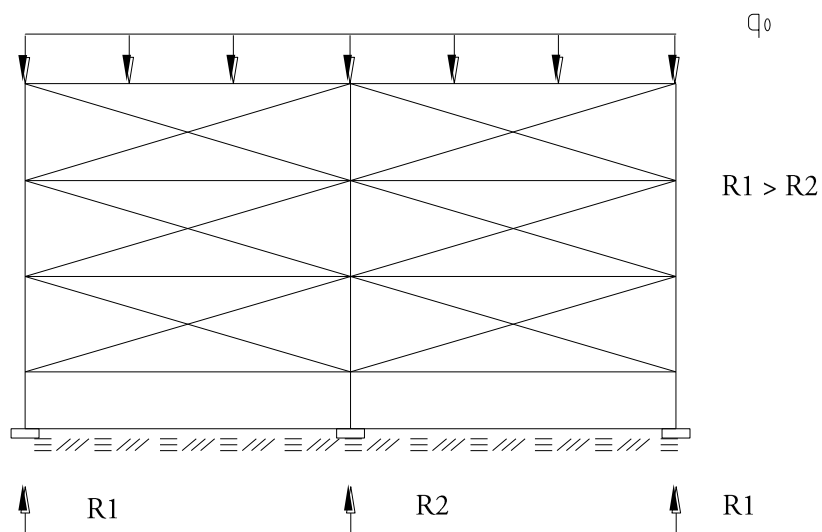
Figur 3.5. Fördelning av kontaktrycket under en oändligt styv grundsula på sand.

Jordens skjuvhållfasthet omedelbart utanför randen är noll eftersom kornen i markytan är obelastade och bidraget av kornens gravitation till kontaktrycket kan försummas. Vid en lastökning erhålls främst en ökning av kontaktrycket under grundsulans mitt och det principiella utseendet på tryckfördelningskurvan förblir oförändrat (Bernander, Broms & Brunskog 1975).

3.4 Inverkan av en överbyggnads styvhet

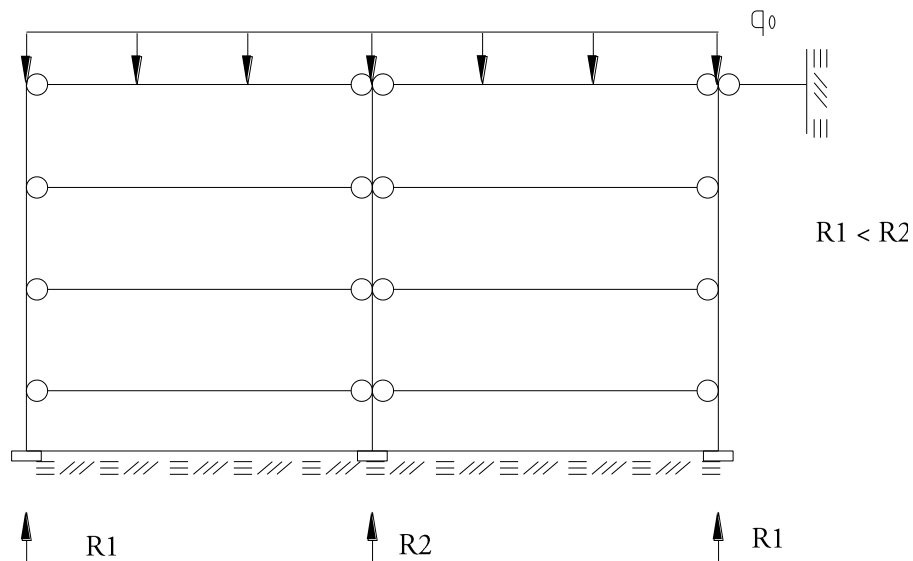
Vid beräkning av snittkrafter och stödreaktioner i byggnadsstommar som är statiskt obestämda förutsätts vanligen att undergrunden är oeftergivlig. Med avseende på sättningar korrigeras normalt inte beräkning av snittkrafter och stödreaktioner även om de förändras utifrån erhållna sättningar.

Ovanstående omständigheter beskrivs nedan av två ramverk med helt olika böjstyvhet.



Figur 3.6. Oändligt styv konstruktion.

Ramverket i *figur 3.6.* antas oändligt styvt och visar inga ojämna sättningar vilket innebär att undergrunden är utsatt för en s.k. tvångsdeformation. För fallet i *figur 3.7* där ramverket får deformeras fritt erhålls större sättningar mitt under byggnaden än vid ränderna. Dessa ojämna sättningar medför att stödreaktionerna vid ränderna tenderar att öka, samtidigt som stödreaktionen i centrum av ramverket minskar. Till denna typ av strukturer räknas mycket höga byggnader med ett flertal massiva betongväggar. Denna typ av struktur anpassar sig till de deformationer som erhålls i jorden och största möjliga sättningsdifferenser mellan stöden med hänsyn till undergrundens deformierbarhet erhålls. Till denna grupp av strukturer räknas de inre delarna av stora, långa byggnader.



Figur 3.7. Konstruktion utan böjstyvhet.

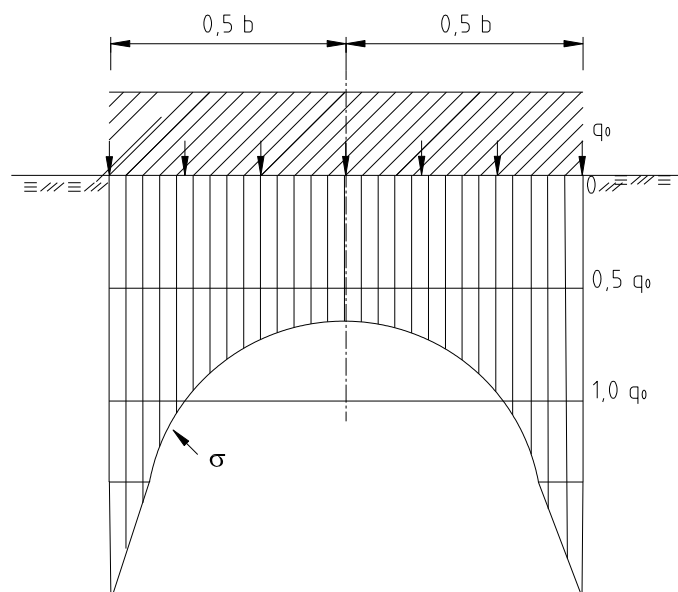
De flesta byggnaders strukturella uppbyggnad är egentligen ett mellanting mellan de två ovan nämnda ytterlighetsfallen. Om en struktur antas vara elastisk eller viskoelastisk och man bortser från inverkan av mellanväggar och andra sekundära element så förenklas strukturens tillstånd väldigt mycket och en s.k. idealisk struktur erhålls. En idealisk struktur har en styvhet som är oberoende av den hastighet med vilka de ojämna sättningarna uppstår. Stödreaktionerna under sättningsförloppet blir mindre än hos den oändligt veka strukturen. Så länge inte flytgränsen uppnås i något snitt i svetsade stålkonstruktioner räknas de till de idealiska strukturerna.

I fallet med en viskoelastisk struktur är styvheten beroende av den hastighet med vilken ojämna sättningar uppstår. Om sättningsförloppet är långsamt beter sig strukturen som en viskös massa och får därmed ett beteende som en oändligt vek struktur. I det fall sättningsförloppet är snabbt så blir beteendet för strukturen elastiskt. Påkänningar av yttre last är i det närmaste oberoende av deformationshastigheten medan påkänningarna av ojämna sättningar minskar med tiden pga. relaxationseffekter. Konstruktioner av t.ex. armerad betong räknas till strukturer med nämnd egenskap (Bernander et al. 1975).

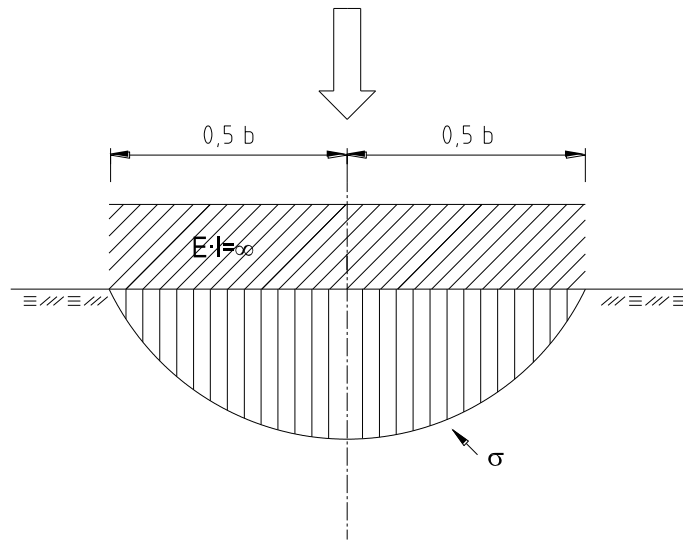
3.5 Kontakttryck

I princip är det omöjligt att göra en enkel men realistisk modell på fördelningen av kontakttrycket under en grundplatta. Bakgrunden till detta är att utifrån ett generellt lastvillkor göra en modell av jordlagerföljden, vilken kan vara väldigt komplex. När sprickbildning, krympning, krypning, uppkomst av plastiska leder etc. tas i beaktning ökas svårighetsgraden ytterligare då dessa faktorer förändrar tryckfördelningen. Vid handberäkning kan dock approximativa metoder som bäddmodulsteorin användas för att på så vis undvika de grova dimensioneringsfelen (Hansbro 1981).

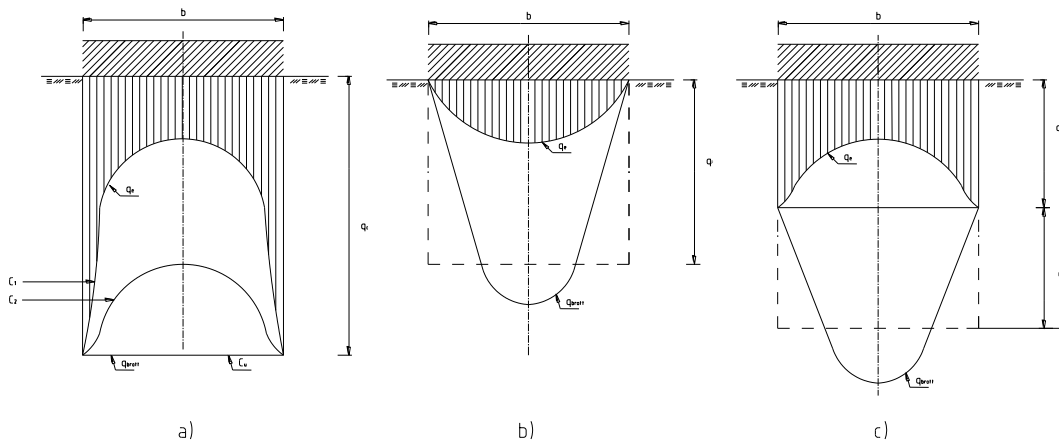
För en oändligt styv grundplatta är tryckfördelningen och sättningen för alla delar av konstruktionen lika. Detta innebär att den tryckfördelning som krävs för att erhålla lika sättning är identisk med tryckfördelningen under grundplattan. Då jorden består av ett elastiskt material, exempelvis lera, erhålls en skålförmad sättning vid belastning av grundsulan, *figur 3.8*. För att åstadkomma en jämn sättning krävs en omfördelning av lasten från grundplattans centrum till dess ränder. Det omvända förhållandet erhålls för friktionsmaterial, *figur 3.9*. I verkligheten överstiger inte kanttrycket ett givet värde på spänningen utan materialets beteende övergår från elastiskt till halvplastiskt eller plastiskt tillstånd vilket visas i *figur 3.10a*. i kurva C1.



Figur 3.8. Teoretiskt kontakttryck under oändligt styv sula på elastiskt material.



Figur 3.9. Teoretiskt kontaktryck under oändlig styvgrundsula på ytan av sand.



Figur 3.10. Kontaktryck under styv sula på a) kohesionsjord b) friktionsjord c) blandjord (Terzaghi). c -kurvan visar maximalspänning under elastisk spänningsfas.

Med den last som redovisas i figur 3.10a för en kohesionsjord så ökar det plastiska området inåt och kontaktryckets fördelning ändras. I det fall då grundplattans undersida är helt slät erhålls en helt jämn tryckfördelning (kurva C_u) i det ögonblick underjorden kollapsar. Om grundsulan är placerad på en torr friktionsjord erhålls tryckfördelning enligt figur 3.10b där kontaktrycket minskar från ett maximalt värde i grundplattans centrum till noll vid grundplattans ränder. Detta förhållande gäller oberoende av lastens storlek. Figur 3.10c visar kontaktrycket vid en blandjord (Terzaghi), dvs. en jordart som varken är ren friktionsjord eller ren kohesionsjord (Bernander et al. 1975).

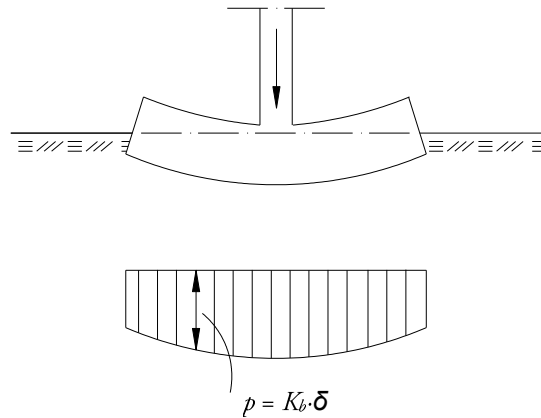
I dimensioneringsstadiet vid dimensionering av sulor under väggar och pelare antas normalt att grundtrycket är fördelat på en jämn nivå medan det blir mer ekonomiskt lönsamt att ta hänsyn till den ojämna tryckfördelning som erhålls för friktionsmaterial vid dimensionering av en hel bottenplatta (Bernander et al. 1975).

3.6 Bäddmodulsteori

Bäddmodulsteorin bygger på ett antagande om att ett antal parallella elastiska fjädrar ersätter jordprofilen i en modell där de laster som påverkar modellen inte ger upphov till skjuvspänningar i jorden. Vidare är kontaktrycket i en punkt direkt proportionellt mot dess vertikala förskjutning. Sambandet ges av formel (3.6.1) nedan:

$$p = K_b \cdot \delta \quad (3.1)$$

p = kontaktryck
 K_b = bäddmodul
 δ = sättning



Figur 3.11. Kontaktrycket under en sula med ändlig styvhet enligt bäddmodulsteorin.

Bäddmodulen, K_b , beror inte enbart av jordens fysikaliska egenskaper. För exempelvis en grundplatta som vilar på jord, minskar K_b med ökad last och olika värden erhålls för olika punkter i plattan. Dessutom beaktas inte beteendet i horisontalled. Teorin är tillämpbar för grundplattor med ändlig böjstyvhet på friktionsmaterial men för kohesionsmaterial, speciellt i det fall då förkonsolideringstrycket överskrider, är teorin inte tillämpbar (Bernander et al. 1975). En allvarlig nackdel med bäddmodulsteorin är att bäddmodulen inte är en materialkonstant utan också beroende av dimensionerna och styvheten hos plattan och överbyggnaden (Hansbro 1981).

3.7 Finita element metoden

Finita element metoden (FEM) är en mycket beräkningsintensiv metod och den har utvecklats i takt med att datorerna blivit effektivare. Begreppet finita element uppstod 1956 i USA, även om finita elementberäkningar hade utförts tidigare. Flygindustrin hade på 40-talet beräkningsavdelningar som handräknade hållfasthetsberäkningar på balksystem och även om beräkningarna utfördes för hand gjordes de på ett systematiskt sätt som påminner om matrisalgebra. Beräkningarna på denna tid var helt inriktade på hållfasthetsproblem.

Ofta har superdatorer utvecklats för att användas med FEM-beräkningar för att göra meteorologiska beräkningar mm. Under 60 och 70 talet gjordes i princip endast superdatorer till FEM – beräkningar och det var då endast stora företag i bil-, flyg- och kärnkraftsindustrin som använde sig av FE-analyser. Den matematiska grunden för FEM började generaliseras vilket genererade ett intresse för andra typer av ingenjörspöblem och grunderna till dagens finita elementteknik lades under 50-och 60 talet av Zienkiewicz m.fl. med hjälp av matematiska modeller utvecklade av Galerkin, Rayleigh m.fl.

Finita elementmetoden används för att finna approximativa lösningar till s.k. partiella differentialekvationer genom en generell och numerisk metod. Grundidén består av interpolation och derivering av en funktion, dvs. sökning av nollställen till en funktion. Användningen av FEM kommer till sin rätt vid problem med komplicerade geometrier och randvillkor och på grund av dess generalitet är metoden tillsammans med några närbesläktade metoder det helt dominerande datorredskapet för hållfasthetsanalys.

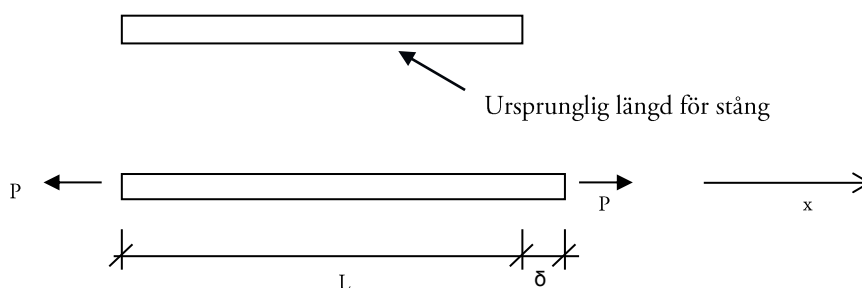
Det som är karakteristiskt för finita element metoden är att geometrin delas upp i små element med en enkel geometri. Vid beräkning i två dimensioner är elementen av typen triangel eller fyrhörning och vid beräkningar i tre dimensioner (solid) används prismor med fyra eller sex sidor. Elementen är i sin tur kopplade till varandra i noder som är placerade på ränderna eller i hörnen av elementen. Grundidén är att det skall vara möjligt att beskriva beteendet i varje element genom att endast känna till tillståndet i noderna. Genom s.k. assemblering kopplas strukturen samman till en enhet. Ur ett stort ekvationssystem bestående av givna randvillkor, laster och inspänningar kan sedan väsentliga storheter lösas och ur dessa kan sedan härledda storheter tas fram.

Beräkningsförfarandet går till på så sätt att i varje element görs en lokal interpolation med hjälp av polynom med stöd i elementets noder. Användningen av polynom är att de kan betraktas som de enklaste funktionerna inom matematiken där de fyra räknesätten samt integration av polynom kan betraktas som riskfria beräkningar och resulterar i ett nytt polynom (Dixon - dixon.hh.se/bertil/Kurser/Common/FEMgk/Notes/kompendiumA4.pdf).

3.8 Överslagsberäkning

Överslagsberäkning bygger på samma teori som för beräkning av deformation av en axiellt belastad stång. När det sker en förändring av geometrin i en kropp erhålls en deformation. Denna förändring orsakas av att kroppen utsätts för en last eller t.ex. en temperaturförändring. För en axiellt belastad stång ändras geometrin genom att kroppen utsätts för en längdändring. Denna längdändring dividerad med den ursprungliga längden kallas för normaltöjning $[\epsilon]$ och är dimensionslös.

Förfarandet illustreras i *figur 3.12* nedan.



Figur 3.12. Stång som förlängs med längden δ vid belastning.

Normaltöjningen definieras i

$$\varepsilon = \frac{\delta}{L} \quad (3.2)$$

Förlängningen hos den axiellt belastade stången kan bestämmas enligt ekvation 3.2.8.4. Till grund för ekvationen används definitionen på normaltöjning, Hooke's lag

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (3.3)$$

och definition av normalspänning

$$\sigma = \frac{N}{A} \quad (3.4)$$

vilket ger

$$\delta = \varepsilon \cdot L = \frac{\sigma \cdot L}{E} = \frac{N \cdot L}{A \cdot E} \quad (3.5)$$

Uttrycket gäller endast då storheterna normalkraften, tvärsnittsarea och elasticitets-modulen är konstanta längs med stången. I de fall någon storhet varierar längs med stången fås istället ekvation (3.8.5) (Heyden et al. 2008).

$$\delta = \int_0^L \varepsilon(x) \, dx = \int_0^L \frac{\sigma(x)}{E(x)} \, dx = \int_0^L \frac{N(x)}{A(x) \cdot E(x)} \, dx \quad (3.6)$$

3.9 2:1 Metoden

Elasticitetsteorins ibland lite komplicerade integralekvationer har i vissa fall kunnat ersättas med enkla närmevärdemetoder. I en sådan antas begränsningssidorna till influensvolymen av lasten luta 2:1. Detta innebär att vertikalktrycket på djupet z under en strimlelast eller rektangulär last kan beräknas genom att lastresultanten på markytan, $Q=q \cdot b$ respektive $Q=q \cdot b \cdot l$, sprids ut på bredden $b+z$ respektive ytan $(b+z)(l+z)$.

Vi får:

$$\sigma_z = \frac{q}{b+z} \quad (3.7)$$

eller

$$\sigma_z = \frac{q}{1 + \frac{z}{b}} \quad (3.8)$$

för en strimlelast och

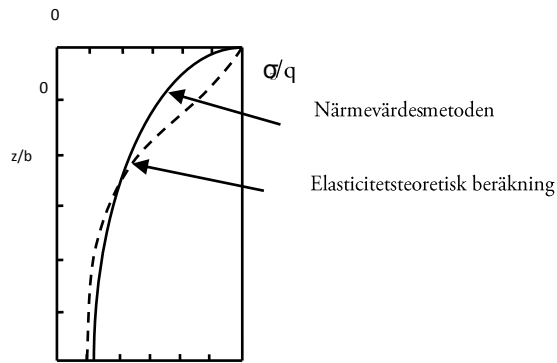
$$\sigma_z = \frac{Q}{(b+z)(l+z)} \quad (3.9)$$

eller

$$\sigma_z = \frac{q}{(1+z/b)(1+z/l)} \quad (3.10)$$

för en rektangulär last.

Figur 3.13 visar skillnaden mellan en elasticitetsteoretisk beräkning och en beräkning med närmevärdemetod av vertikalktrycket takt under en strimlelast. Uttrycken ovan ger en hyfsad uppfattning om vertikalktryckets ökning rakt under en strimlelast respektive rektangulär last (Axelsson 2006).



Figur 3.13. Kurva över närmevärdemetoden och elasticitetsteoretisk beräkning.

KAPITEL 4

4 BERÄKNINGSMODELL OCH MJUKVARA

För att angripa frågeställningen skapades ett fiktivt tvärsnitt utformat efter de förutsättningar som fanns i referensobjektet. Kontroll av tillförlitligheten i modellen gjordes genom att samma tvärsnitt modellerades upp i programvarorna PLAXIS 2D, Strusofts Plate samt MATLAB/CALFEM, där sedan resultatet på sättning och kontaktryck sinsemellan jämfördes. Dessa resultat kontrollerades även mot handberäkningar gjorda med närmevärdemetoden och 2:1-metoden.

4.1 PLAXIS 2D

PLAXIS 2D ver.9. används för att genomföra två-dimensionella finita element analyser. I programmet finns möjlighet att göra analyser som är tidsberoende. Programvaran finns även i en 3-dimensionell variant samt en version för att modellera tunnelkonstruktioner.

Mjukvaran är utvecklad vid Tekniska Högskolan i Delft i Holland och syftet med mjukvaran är att vara ett användarvänligt FE-program för hantering av jordmekaniska och bergmekaniska problem. Namnet på mjukvaran avslöjar möjligheterna att utföra beräkningar för axial-symmetriska modeller, men det finns även möjlighet att beräkna tvådimensionella modeller med plana töjningstillstånd.

Användningsområden för programmet är grundläggning, stödkonstruktioner, geo-hydrologisk analys, jord- och grundförstärkning samt sättningsanalys med eller utan tidsförlopp.

Programmet är uppdelat i följande fyra delar;

- Indata
- Beräkningar
- Utdata
- Redovisning

4.1.1 Modelleriing i PLAXIS

Vid varje ny beräkning definieras geometrin först. En mycket grov tumregel säger att ränderna i en modell skall vara mellan 2 till 3 gånger problemområdets höjd respektive bredd, detta för att inte påverka spänningsanalysen för själva beräkningsproblemet. I de fall ett passivt jordtrycksproblem studeras bör detta avstånd ökas ytterligare.

Vidare definieras material och materialegenskaper. Ett symmetriskt beräkningsområde genom centrumlinjen kan som regel ligga längs en rand.

En rad kontroller för modellen kan göras i programmets utdatadel (Output). Exempelvis kontroll av spänningsplan på ett stort avstånd från beräkningsgeometrin- där skjuvspänningar inte kan existera, då inga rotationer av huvudspänningar heller förekommer nära en sådan rand. En annan kontroll av att geometrin inte stör spänningsituationen nära randen är att jämföra in situ spänningar med spänningar efter det att eventuella schakter utförts eller laster påförts i modellen.

Vid beräkningar i PLAXIS 2D används normalt dränerad analys i jordlager bestående av friktionsjord. Beräkningar med hänsyn till både korttids- och långtidlast i jordlager bestående av leror beräknas med antingen dränerad eller odränerad analys.

Indata

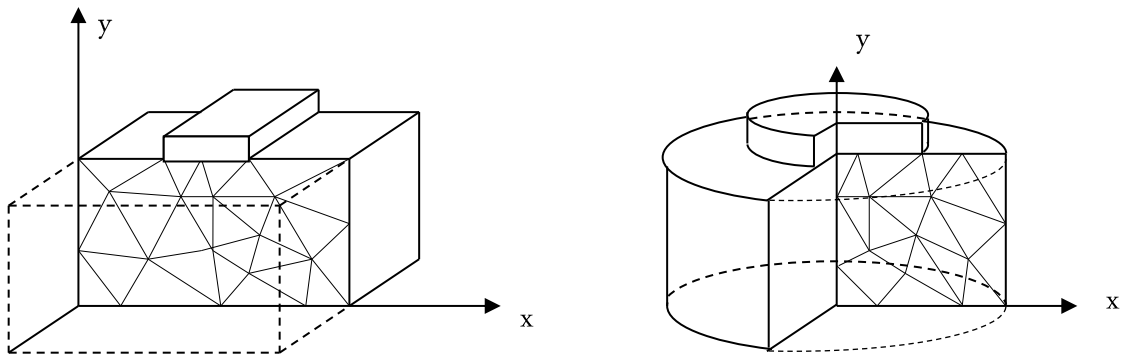
Liksom med andra FE-program definieras först problemet i PLAXIS 2D där de centrala egenskaperna såsom geometri, randvillkor och materialegenskaper beskrivs. Rekommenderat är att genomföra en första analys med grov elementindelning, innan problemet modelleras i detalj.

Geometri

Geometrin för en analys i PLAXIS 2D ritas enkelt in med en "klicka och rita" metodik, men möjligheten finns även att skriva in koordinater med tangentbordet. De tre typer av geometrikomponenter som används i programmet är punkter, linjer och elementblock samt en ramstruktur där det finns möjlighet att beskriva om balkelement skall vara momentstyva eller ledat förankrade med varandra. En beräkningsmodell kan byggas upp av jordelement, plattor, murar, skal, geotextilelement mm.

Modelleriing

Finita elementmodeller kan utföras antingen för plan töjning eller för axialsymmetrisk. Modeller för plan töjning används för långsträckta geometrier med ett mer eller mindre likartat tvärsnitt. Plan töjning användes som förinställt värde. Axialsymmetriska modeller kan användas för cirkulära konstruktioner med ett mer eller mindre konstant tvärsnitt där laster samt deformationer och töjningar antas vara identiska i alla radiella riktningar. Oavsett modellval erhålls en tvådimensionell finit elementmodell med två frihetsgrader i varje nod i x - och y - riktning.



Figur 4.1. Exempel på planspänning och axialsymmetriska modeller.

(PLAXIS referens manual s 3-8)

Material modeller

I PLAXIS 2D fanns det stöd för en rad olika materialmodeller, nedan följer en beskrivning av dessa.

Linjär elastisk modell:

Denna modell representerar Hooke's lag av isotropisk linjär elasticitet. Modellen involverar två elastiska styvhetsparametrar, elasticitetsmodul, E och Poissons tal, ν . Den linjärelastiska modellen är väldigt begränsad i sin användning för att simulera beteendet i jord och används primärt vid modellering av grundkonstruktioner.

Mohr – Coulombs modell:

Denna modell används i allmänt vid en första approximation av beteendet i jord. Modellen involverar fem parametrar, elasticitetsmodulen, E , Poissons tal, ν , jordens kohesion, c , friktionsvinkeln, φ , och dilationsvinkeln, ψ .

Jointed Rock model:

Detta är en anisotrop elastoplastisk modell där plastisk skjuvning endast uppstår i ett begränsat antal riktningar. Modellen kan användas för att simulera beteendet i blockiga lager med skiktningar och speciella riktningar.

Hardening soil model:

Detta är en elasto-plastisk typ av hyperbolisk modell, formulerad utifrån ramarna av friktionshärdande plasticitet. Modellen involverar härdning under tryck för att simulera icke reversibel deformation under primär kompression. Modellen kan användas för att simulera beteendet i grus och sand men även mjukare jordar som lera och silt.

Soft soil model:

Denna modell kan användas för att simulera beteendet i mjuka jordar såsom normalkonsoliderade leror och torv. Modellen ger bäst resultat under primär kompression.

Soft soil creep model:

Denna modell är andra ordningens modell formulerad under ramarna av viskositetseffekter. Modellen kan användas för att simulera tidsberoende beteende av mjuka jordar och inkluderar logaritmisk kompression.

User defined Soil model:

Med denna valmöjlighet är det möjligt att använda andra modeller än standardmodellerna i PLAXIS 2D.

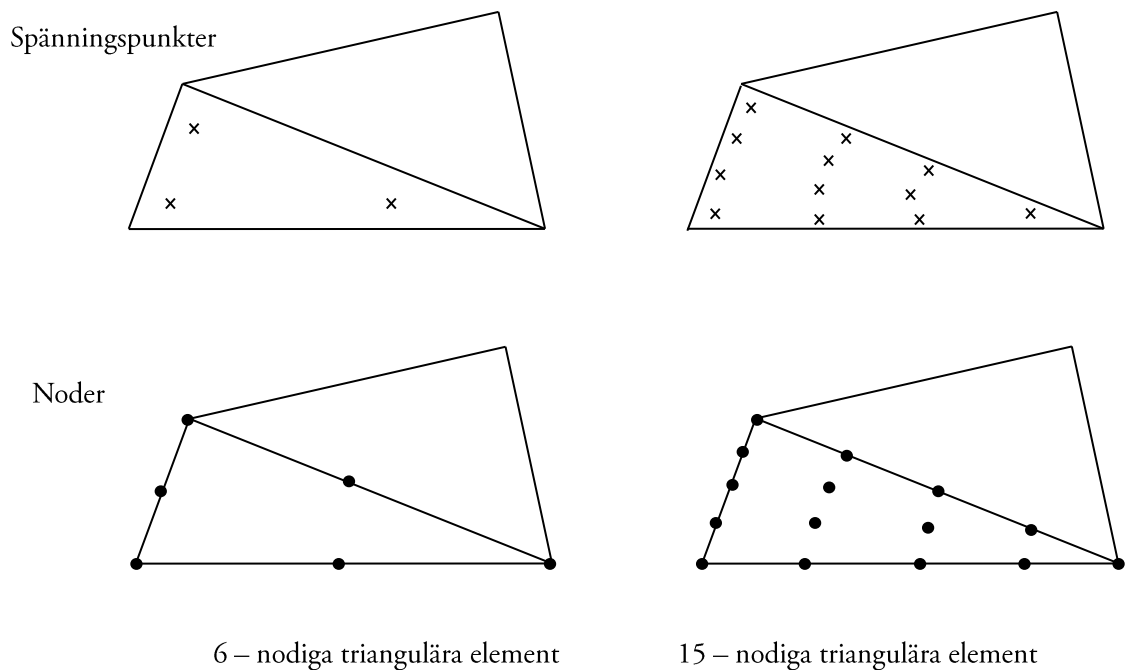
(PLAXIS referens manual s 3-37,3-38)

Jordelement

Vid modellering av jord finns valmöjligheten att använda sig av triangulära element bestående av 6- eller 15 noder. Det 15-nodiga elementet är ett standardelement och har fjärde ordningens interpolation för förskjutningar med tolv stycken spänningspunkter. Det 6-nodiga elementet har andra ordningens interpolation med tre spänningspunkter.

15-noders triangelement är väldigt noggrant och har historiskt sett levererat spänningsresultat för olika problem på en väldigt hög nivå, exempelvis vid kollapsberäkningar för inkompressibla jordar. Det 6-nodiga elementet finns pga. att 15-noders element bidrar till relativt hög användning av RAM-minne och beräkningar går relativt sakta. Elementet är tämligen noggrant och ger resultat av god noggrannhet vid sättningberäkningar, förutsatt att ett tillräckligt antal element används vid modelleringen. Försiktighet skall dock tas vid användning av det 6-nodiga elementet på axialsymmetriska modeller eller där en misslyckad beräkning spelar roll, sådan som bärighetskapacitet eller säkerhetsanalys enligt s.k. $\phi - c$ beräkning. Brottlast eller säkerhetsfaktorer har visats sig vara övervärderade i de 6 nodiga elementen och i dessa fall har 15-nodselementen varit att föredra.

Ett 15-nods element kan ersättas med fyra 6-nods element då antalet noder och spänningspunkter stämmer överens, men 15-nods elementet är sammantaget mer kraftfullt än de fyra 6-nodselementen.



Figur 4.2. Position av spänningspunkter och noder i jordelement.

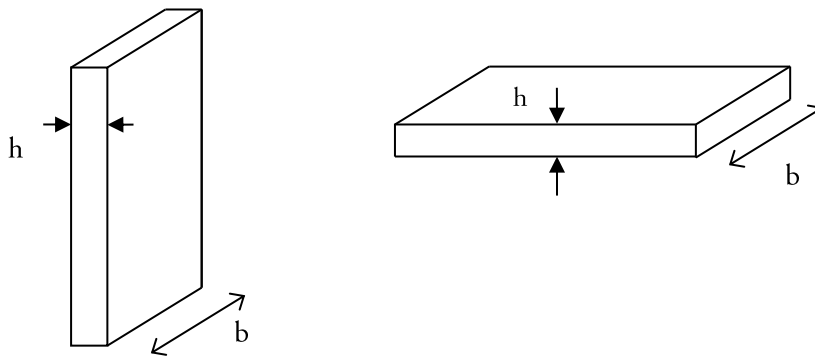
(PLAXIS reference manual s 3-8, 3-9)

Balk element

Vid uppbyggnad av modell användes förutom jordelementen kompatibla konstruktions-element för att simulera beteendet av väggar, grundplattor, geotextil och jordarmering mm. Dessa modellerades upp med speciella element s.k. "plates" och vid modellering med dessa element togs hänsyn till elementens böjstyvhet och axialstyvhet. Utifrån dessa parametrar beräknades en ekvivalent elementtjocklek enligt

$$d_{eq} = \sqrt{12 \cdot \frac{E \cdot I}{E \cdot A}} \quad (4.1)$$

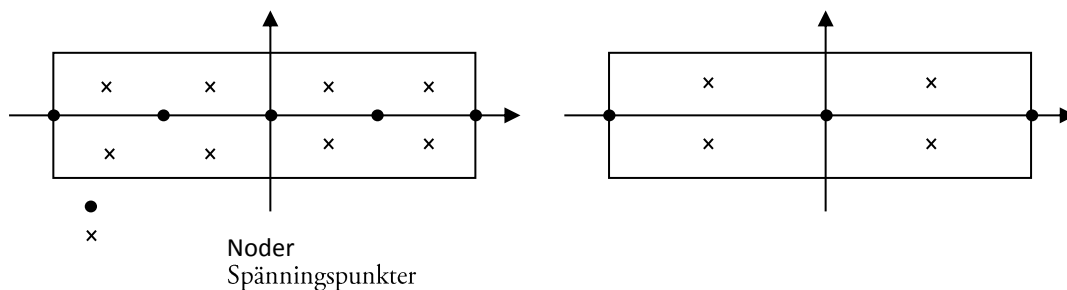
Vid beräkning av böjstyvhet och axialstyvhet sågs geometrierna på de ingående konstruktions-elementen enligt följande:



Figur 4.3. Definition av geometriska storheter vid beräkning av böj- och axialstyvhet.

Möjligheten fanns att aktivera/avaktivera konstruktionselementen under beräkningarna i de ingående tidsstegen vid analysen. Elementen bygger på balkelement som egentligen är linjeelement med tre frihetsgrader per nod, varav två var förskjutningsfrihetsgrader och en var en rotationsfrihetsgrad. Vid användningen av 6-nodiga jordelement definierades varje balkelement med tre noder medan det definierades med 5 noder vid användning av jordelement med 15 noder.

Teorin för balkelementen baseras på Mindlin's balkteori som medger utböjning under påverkan av böjning och/eller skjuvning. Teorin medger även längdändring samt plasticering.

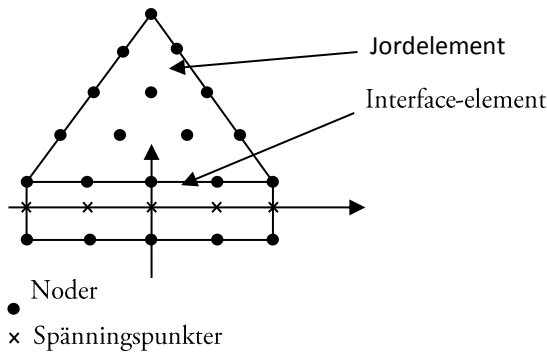


Figur 4.4. Position av spänningspunkter och noder i 5-noders samt 3 noders balkelement.

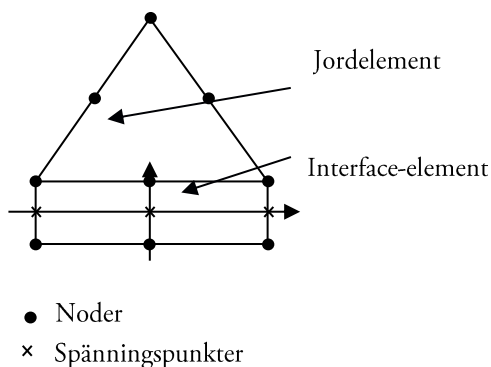
Böjmoment och normalkrafter utvärderades från spänningarna i spänningspunkterna. Ett 3-nods balkelement innehåller två par spänningspunkter medan ett 5-nods balkelement innehåller fyra par spänningspunkter. Dessa är placerade med ett avstånd på $\frac{1}{2} \cdot d_{eq} \cdot \sqrt{3}$ från den horisontella centrumlinjen (PLAXIS referens manual s 3.13, 3-14).

Interface element – element för en gränsyta

Vid modellering i PLAXIS 2d användes element av typen *Interfaces* för ytan mellan jord och aktuell grundkonstruktion. Varje *Interface* hade en s.k. virtuell tjocklek föreskriven för definition av materialegenskaper. Generellt gäller att dessa *Interfaceelement* genererar små elastiska deformationer varpå den virtuella tjockleken bör vara liten. Om den virtuella tjockleken är för liten så finns risken att beräkningarna ger felvärden pga. numeriska problem. Den virtuella tjockleken kan beräknas genom en faktor, *virtual thickness factor*, multiplicerad med medelvärdet för elementstorleken för elementnätet. Vid användning av 15-nods jordelement bestod interfaceelementen av fem par noder enligt *figur 4.5*, och vid användning av 6-nods jordelement bestod interfaceelementen av tre par noder enligt *figur 4.6*.

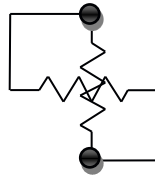


Figur 4.5. Spridning av noder och spänningspunkter i Interface-element och dess koppling till ett 15-noders jordelement.



Figur 4.6. Spridning av noder och spänningspunkter i Interface-element och dess koppling till ett 6-noders jordelement (PLAXIS referens manual s 3.17–20).

Noderna i interface elementen var kopplade till varandra med ett fjädersystem enligt *figur 4.7* nedan.



Figur 4.7. Fjäderelementen i ett interface element.

4.1.2 Beräkningar i PLAXIS 2D

Beräkningarna i PLAXIS 2D utfördes antingen som *Plastiska beräkningar*, *konsolideringsberäkningar* eller som *säkerhetsberäkningar*. Beräkningarna i sin tur kunde även utföras på ett s.k. uppdaterat nät, vilket innebär att stora deformationer kunde tas med i beräkningarna (PLAXIS referens manual s 4-1, 4-7).

Plastisk beräkning

En *plastisk beräkning* kunde användas då en elastisk eller plastisk beräkning skulle göras utan att det var nödvändigt att ta hänsyn till det tillskott till portrycket som uppstod då vatten inte hann dränera bort. Med detta menas att en plastisk beräkning inte tog hänsyn till tidseffekten utan här erhöles den jämvikt som uppstod efter en längre tid, detta trots att det inte gick att ge ett tidsintervall för den plastiska beräkningen. Vid belastning av jordar med låg permeabilitet och med innehåll av vatten kunde beräkningen göras med tillvalet odränerad som innebär helt odränerade förhållanden för modellen. Detta kunde ge rimliga värden på den jämvikt som uppstod efter längre tid men hur deformationen utvecklades och själva konsolideringsprocessen kunde inte följas (Jönsson 2007).

Konsolideringsberäkning

En konsolideringsberäkning gjordes när det var nödvändigt att följa utvecklingen av portrycket som uppstod på grund av de plastiska deformationerna, detta speciellt i jordar med låg permeabilitet. Konsolideringsberäkningen utan några nya laster användes ofta då en odränerad plastisk beräkning hade gjorts. PLAXIS tillät en elasto-plastisk konsolideringsanalys. Det gick även att lägga in laster i ett konsolideringssteg men det fanns en risk att iterationsprocessen inte konvergerade när jorden närmade sig brott (Jönsson 2007).

Säkerhetsberäkning

En säkerhetsberäkning, *ϕ -c reduction*, var möjlig för att erhålla en global säkerhetsfaktor för vald modell. Beräkningen var av typen plastisk beräkning där tidssteg inte hade någon betydelse och beräkningen genomfördes på så sätt att en säkerhetsfaktor med ett initieellt utgångsvärde 1 ökades stegvis. För varje beräkningssteg fram tills brott uppstod minskades friktionsvinkeln och/eller kohesionen. Värdet för säkerhetsfaktorn kunde sedan användas för bestämning av vad sannolikheten var att brott skall uppstå, vilket i sin tur kunde härledas till en säkerhetsklass (PLAXIS referens manual s 4-8;4-41).

Tidssteg

Lastberäkningar i PLAXIS 2D genererades genom s.k. *Staged Construction*. Det innebär att en modellering och beräkning av ett tvärsnitt gjordes genom införandet av ett antal beräkningssteg som följde byggnation i motsvarande tidssteg.

Dessa beräkningssteg definierades enligt det förfarande som gällde för aktuellt tvärsnitt innehavande olika moment som t.ex.

- Sänkning av grundvattenyta
- Schaktning
- Gjutning av grundkonstruktion
- Återfyllning av schaktmassor
- Återstående byggnation
- Återställning av grundvattenyta
- Användning av byggnad etc.

De olika momenten aktiverades för aktuellt tidssteg i aktuell beräkningsmodell i beräkningsinstansen av programmet (PLAXIS Reference handbook s.4-24).

FEM-nät kalibrering

Finita element metoden bygger på polynominterpoleringar av en funktion i ett element. Det innebär att för en given typ av element ökar noggrannheten med minskad storlek av elementet, men även formen på elementet har betydelse för noggrannheten. Det finns en gräns för när elementstorleken inte är längre är av betydelse för en modell, och det är denna gräns som eftersöks vid s.k. kalibrering av elementnätet.

För att erhålla ett effektivt elementnät i PLAXIS 2D används grövre element i regioner där funktionen varierar långsamt och finare element i regioner där funktionen varierar snabbt. För att öka beräkningseffektiviteten bör symmetriegenskaper användas då det är möjligt, och med symmetri menas inte bara geometri utan även laster och materialdata (Introduction to the finite element method, Niels Ottosen & Hans Petersson, s.223-224).

4.2 Strusofts FEM-Design

Strusoft är ett programutvecklingsföretag som erbjuder en uppsättning programvaror inom byggindustrin. Programvarorna har utvecklats för att förbättra produktiviteten och effektiviteten inom områdena analys, design, produktmodellering av byggkomponenter samt simulering av energibalansen i hela byggnader.

FEM-Design är en grupp moduler som behandlar statik, dynamik, stabilitet, jordbävningsanalys samt armeringsberäkningar och i programmet görs analyserna i tre dimensioner. FEM-Design innehåller ett flertal moduler för analys av skilda slag; *3D Structure*, *3D Frame*, *Predesign*, *Wall*, *Plain Strain* samt *Plate*.

Den modul som används i detta examensarbete är *3D Structure*-modulen. Den används bland annat vid design av betongkonstruktioner såsom bjälklag och plattor för att analysera transversellt belastade konstruktioner. I modulen finns möjlighet att ta hänsyn till betongens armering, krypning samt krympning. Det finns även tillägg för beräkning av armeringsbehov, detta görs dock med Strusofts program Concrete Section i detta examensarbete.

Betydelsefulla funktioner i 3D Structure:

- Då programmet har en funktion som gör att det går att importera .dwg filer så förenklas modelleringen i designstadiet avsevärt.
- Nätgenereringen för de finita elementen sker automatiskt men kan förfinas vid önskemål.
- I programmet ingår en s.k. *PeaksMOOTHING* som tar hänsyn till extremvärden genom att räkna om dem och jämna ut dem.

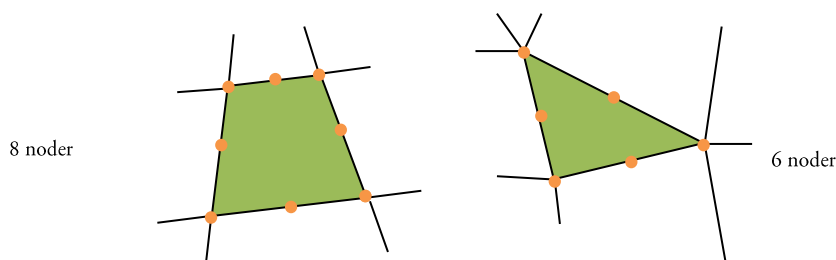
Den praktiska användningen kan delas upp i *Model*, *Analys* och *Design*. I det s.k. *Model* läget skapas geometri i tre dimensioner och här skapas den modell för aktuell byggnadskonstruktion som skall analyseras. Tillvägagångssättet är att antingen importera en väldigt "avskalad" planritning för det aktuella objektet eller så kan hela konstruktionen ritas upp för hand med hjälp av de verktyg som programmet tillhandahåller. Det är även möjligt att importera kompletta byggnader och andra typer av byggnadskonstruktioner. Indata på laster, materialegenskaper etc. anges under denna instans.

I det s.k. *Analys* läget finns möjligheterna till analyser baserade på statik, dynamik, stabilitet samt seismologi. Åtskilliga bildskärms-handhavanden ger möjlighet att studera resultat av aktuella analyser utifrån plottning av konturlinjer, grafer samt färgskalor för förklaringar av eftersökta värden.

I det s.k. *Design* läget finns möjligheter för att dimensionera armering utifrån utböjning samt sprickbredd samt från brottgränstillstånd. Det finns även möjlighet att lägga in stålbalkar i aktuell konstruktion, dessa konverteras automatiskt till skalelement. Programmet tillåter dessutom automatisk rapportgenerering för presentation och dokumentation av aktuella resultat och det finns även ett tillägg i programmet som tillåter ramanlys.

Nätgenerering sker med automatik genom att antingen generera kommandot "Generate" eller genom att starta beräkningar med hjälp av *Analysis* funktionen. Automatisk nätgenerering innebär att nätet programmet automatiskt genererar optimalt nät vid analysen.

Nätet genereras till kvadratiska eller triangulära element bestående av åtta respektive sex noder enligt figur 6.7.1 nedan. (manualen s 208)



Figur 4.8. Kvadratiska och triangulära element genererade per automatik i Fem Design Plate/3DSstructure.

(www.strusoft.com)

4.3 Strusofts Concrete Section

Ett stort antal formbara betongtvärsnitt kan dimensioneras och kontrolleras i brott och bruksgränstillståndet enligt BBK 04. Moment kring båda huvudaxlarna, tvärkrafter, vridkrafter och normalkrafter kan definieras. Detta program används i examensarbetet för dimensionering av armering.

4.4 MATLAB

MATLAB är ett programmeringsspråk utvecklat av MathWorks och är en matematisk beräkningsprogramvara som främst används av forskare och ingenjörer. Programmeringsspråket används för utveckling av algoritmer, dataanalys, visualisering och numerisk beräkning. MATLAB kan användas för ett brett spektrum av tillämpningar såsom design, test och mätning, finansiell modellering och analys samt beräkningsbiologi. Alla variabler i språket är matriser vilket återspeglas i namnet MATLAB. (<http://www.mathworks.se/products/MATLAB/>).

4.5 CALFEM

CALFEM är ett paket innehållande filer för beräkning med hjälp av finita elementmetoden. Filerna som är anpassade för att köras under programmet MATLAB har utvecklats på avdelningen för Byggnadsmekanik vid Lunds Tekniska Högskola. Utvecklingen av programvaran började under slutet av sjuttioalet för att underlätta undervisningen i finita elementmetoden.

KAPITEL 5

5 ANALYS IDEALISERAT FALL

5.1 Inledning

För att fortskrida med studien gjordes en analys på ett idealiserat fall av en enkel grundläggningsskonstruktion utformad som en fribärande grundplatta. Det huvudsakliga målet var att bestämma de sättningar som uppstod i grundläggningsskonstruktionen för att på så sätt bestämma en bäddmodul som skulle användas i fallstudien. För att utesluta onödig ovisshet togs ingen hänsyn till grundvatten vid analysen av det idealiserade fallet.

5.2 Metod

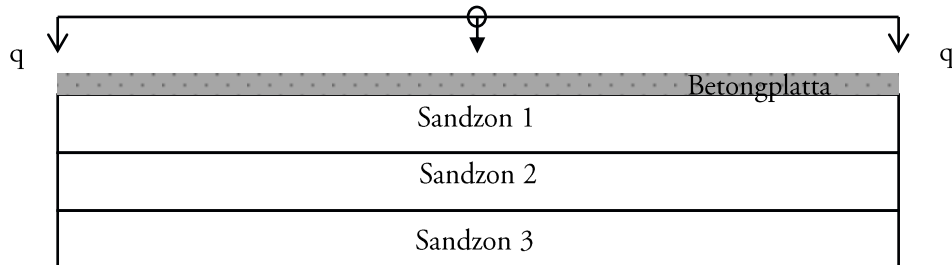
Vid analysen användes programvaran PLAXIS 2D, där sättningar och totaltryck beräknades med linjär analys. Dessa jämfördes med beräkningar i programvarorna Struoft 3D Structure samt MATLAB/ CALFEM. Även dessa beräkningar gjordes med linjär analys. Resultaten framtagna med programvarorna kontrollerades i sin tur med handberäkningar gjorda med en enkel överslagsberäkning samt 2:1 metoden. Parallellt gjordes beräkningar med olinjär analys med PLAXIS 2D enligt Mohr-Coulombs metod och resultaten jämfördes med de framräknade linjära resultaten.

Förutsättningarna för tvärsnittet byggde på den kommande fallstudien med undantaget att grundvatten inte användes vid beräkningarna. Jordlagerföljd och karakteristiska förutsättningar hämtades ur PM – Geoteknik och Design (1056) – Geoteknisk utredning för grundläggning av flerbostadshus, Slupen 1 och Skonaren 3, Malmö (Elofsson 2010) och de dimensionerande materialvärdena beräknades med hjälp av Plattgrundläggning (Bergdahl, Ottosson & Malmborg 1993).

Den last som användes till det idealiserade fallet togs fram som en utbredd last med den tyngd som prefabricerad stomme belastar underliggande marklager med. Denna last bestämdes till 10 KPa och våningsplan.

5.3 Geologiska förutsättningar

Jordlagerföljden för det idealiserade tvärsnittet (*figur 5.1.*) hämtades ur PM–Geoteknik och Design (1056)–Geoteknisk utredning för grundläggning av flerbostadshus, Slupen 1 och Skonaren 3, Malmö (Elofsson 2010). Här markeras även betongplattan samt den utbredda lasten.



Figur 5.1. Jordlagerföljd, laster och grundkonstruktion i idealiserat fall.

5.3.1 Dimensionerande materialvärden

Dimensionerande materialvärden på jordparametrarna för analys togs fram med hjälp av *Plattgrundläggning* (s. 54 och s.154) enligt nedan:

Sand Zon 1

$$\gamma_{d,u} = \gamma_m = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma'_{d,u} = \gamma'_m = 11 \text{ kN/m}^3$$

Friktionsvinkel:

$$\phi'_k = 40^\circ$$

$$\phi'_{d,u} = \arctan\left(\frac{\tan\phi_k}{\gamma_m \cdot \gamma_n}\right) = \arctan\left(\frac{\tan(40)}{1,3 \cdot 1,1}\right) = 30,4^\circ \quad (5.1)$$

$$\phi'_{d,bruksgr} = \arctan\left(\frac{\tan\phi_k}{0,9 \cdot \gamma_m \cdot \gamma_n}\right) = \arctan\left(\frac{\tan(40)}{0,9 \cdot 1,3 \cdot 1,1}\right) = 33,1^\circ \quad (5.2)$$

E-modul:

$$E_k = 33,7 \text{ MPa}$$

$$E_{d,u} = \frac{E_k}{\gamma_n \cdot \gamma_m} = \frac{33,7}{1,1 \cdot 1,5} = 20,4 \text{ MPa} \quad (5.3)$$

$$E_{d,bruksgr} = \frac{E_k}{0,9 \gamma_n \gamma_m} = \frac{33,7}{0,9 \cdot 1,1 \cdot 1,5} = 22,7 \text{ MPa}$$

Sand Zon 2

Materialets tunghet:

$$\gamma_{d,u} = \gamma_m = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma'_{d,u} = \gamma'_m = 11 \text{ kN/m}^3$$

Friktionsvinkel:

$$\phi'_k = 35^\circ$$

$$\phi'_{d,u} = \arctan\left(\frac{\tan\phi_k}{\gamma_m \cdot \gamma_n}\right) = \arctan\left(\frac{\tan(35)}{1,3 \cdot 1,1}\right) = 26^\circ \quad (5.5)$$

$$\phi'_{d,bruksgr} = \arctan\left(\frac{\tan\phi_k}{0,9 \cdot \gamma_m \cdot \gamma_n}\right) = \arctan\left(\frac{\tan(35)}{0,9 \cdot 1,3 \cdot 1,1}\right) = 28,5^\circ \quad (5.6)$$

E-modul:

$$E_k = 20 \text{ MPa}$$

$$E_{d,u} = \frac{E_k}{\gamma_n \gamma_m} = \frac{20}{1,1 \cdot 1,5} = 12,1 \text{ MPa} \quad (5.7)$$

$$E_{d,bruksgr} = \frac{E_k}{0,9 \gamma_n \gamma_m} = \frac{20}{0,9 \cdot 1,1 \cdot 1,5} = 13,5 \text{ MPa} \quad (5.8)$$

Sand Zon 3

Materialets tunghet:

$$\gamma_{id,u} = \gamma_m = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma'_{d,u} = \gamma'_m = 11 \text{ kN/m}^3$$

Friktionsvinkel:

$$\phi'_{f,k} = 37^\circ$$

$$\phi'_{f,d,u} = \arctan\left(\frac{\tan\phi_k}{\gamma_m \gamma_n}\right) = \arctan\left(\frac{\tan(37)}{1,3 \cdot 1,1}\right) = 27,8^\circ \quad (5.9)$$

$$\phi'_{f,d,bruksgr} = \arctan\left(\frac{\tan\phi_k}{0,9 \gamma_m \gamma_n}\right) = \arctan\left(\frac{\tan(37)}{0,9 \cdot 1,3 \cdot 1,1}\right) = 30,3^\circ \quad (5.10)$$

E-modul:

$$E_k = 30,7 \text{ MPa}$$

$$E_{d,u} = \frac{E_k}{\gamma_n \gamma_m} = \frac{30,7}{1,1 \cdot 1,5} = 18,6 \text{ MPa} \quad (5.11)$$

$$E_{d,bruksgr} = \frac{E_k}{0,9 \gamma_n \gamma_m} = \frac{30,7}{0,9 \cdot 1,1 \cdot 1,5} = 20,7 \text{ MPa} \quad (5.12)$$

5.4 Linjär analys i PLAXIS 2D

5.4.1. Generella modellinställningar

Den inledande modelleringen som gjordes i PLAXIS 2D var linjär. Anledningen var att linjär analys lättast kan kontrolleras med enkla handberäkningsmetoder. För att modellens geometri inte skulle påverka beräkningarna gjordes modellen 100 meter lång.

Vid modelleringen användes indata enligt *tabell 5.1* för de generella modellinställningarna. För enkelhetens skull beskrivs de nedan på engelska precis som i PLAXIS 2D:

Modell	Plain Strain
Element	15 node
Gravity angle	- 90°, 1 G
x-acceleration	0
y-acceleration	0
Units	
Length	M
Force	kN
Time	Day
Geometry dimensions	
Left	0 m
Right	120 m
Bottom	-30 m
Top	25 m

Tabell 5.1. Generella inställningar för idealiserat tvärsnitt i PLAXIS 2D.

5.4.2. Modellinställningar för jordlagerföljd

Lagerföljd	Enhet	Sandzon1	Sandzon 2	Sandzon 3
Materialtyp		Dränerad	Dränerad	Dränerad
Materialmodell		Linjär Elastisk	Linjär Elastisk	Linjär Elastisk
Tunghet över grundvattenytan γ_{unsat}	kN/m ³	18	18	18
Mättad Tunghet γ_{sat}	kN/m ³	21	21	21
Permeabilitet k_x	m/dag	1	1	1
Permeabilitet k_y	m/dag	1	1	1
E_{ref}	kN/m ²	$2,27 \cdot 10^4$	$1,35 \cdot 10^4$	$2,07 \cdot 10^4$
ν		0,2	0,2	0,2
G_{ref}	kN/m ²	9458	5625	8625
E_{oed}	kN/m ²	$2,52 \cdot 10^4$	$1,5 \cdot 10^4$	$2,3 \cdot 10^4$
Hållfasthet		Fast	Fast	Fast

Tabell 5.2. Definition av jordmodellen för idealiserat tvärsnitt i PLAXIS 2D.

5.4.3. Modellinställningar för grundläggningskonstruktion

Vid definition av den självbärande plattan krävdes ett antal beräkningar av de inparametrar som styr PLAXIS 2D:s funktion för att beräkna en ekvivalent tjocklek, d_{eq} , för den grundkonstruktion som anges som plattelement. De inparametrar som mjukvaran krävde var böjstyvheten och axialstyvheten för grundplattan. Ekvivalent plattjocklek beräknades programmet enligt formel (4.1).

För att efterlikna en snabb uttorkning av betongen i bottenplattan valdes betong av betongkvalitet C35/45. Ur tabellen "regel och formelsamling, Byggkonstruktion" erhöles den karakteristiska E-modulen, E_c till 34 GPa för långtidslast. Med hänsyn till betongens krypning beräknades den effektiva elasticitetsmodulen, E_{eff} , enligt BBK04, 4.3 s.43, till

$$E_{eff} = \frac{E_c}{1 + \varphi_{eff}} = \frac{34}{1 + 1} = 17 \text{ GPa} \quad (5.13)$$

Kryptalet φ_{eff} bestämdes utifrån BBK04, tabell 2.4.7a för betong i mycket fuktig miljö till 1–2. φ_{eff} valdes till värdet 1.

Tröghetsmomentet och arean för tvärsnittet av grundläggningskonstruktionen beräknades enligt:

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \cdot 0,4^3}{12} = 0,005333 \text{ m}^4 \quad (5.14)$$

$$A = bh = 1 \cdot 0,4 = 0,4 \text{ m}^2 \quad (5.15)$$

Insättning av framräknade värden på tröghetsmoment och area gav böjstyvhets och axialstyvhets enligt följande:

Böjstyvhets:

$$E \cdot I = 17 \cdot 10^9 \cdot 0,00533 = 9.061 \cdot 10^7 \text{ Nm}^2/\text{m} = 90610 \text{ kNm}^2/\text{m} \quad (5.16)$$

Axialstyvhets:

$$E \cdot A = 17 \cdot 10^9 \cdot 0,4 = 6.8 \cdot 10^9 \text{ N/m} = 6.8 \cdot 10^6 \text{ kN/m} \quad (5.17)$$

De ovan beräknade värdena för plattan uppgavs som ingångsparametrar för det idealiserade fiktiva tvärsnittet enligt tabell 5.3 nedan.

	Enhet	Värde
Axialstyvhets E·A	kN/m	$6.8 \cdot 10^6$
Böjstyvhets EI	kNm ² /m	$9.061 \cdot 10^4$
Ekvivalent tjocklek d	M	0,4
Tyngd w	kN/m ²	0
Tvärkontraktionstal		0,2

Tabell 5.3 ingångsparametrar för platta.

(PLAXIS Reference Manual, 3-14)

5.4.4 Arbetsutförande – tidslinje

I den idealiserade modellen gjordes analysen med följande tre tidssteg:

- initiering av interface
- gjutning av grundkonstruktion
- påförande av utbredd last

5.4.5 Last

Den utbredda last Q som påfördes i modellen motsvarade byggnation av överbyggnaden samt egentynghets av grundplattan. Erfarenhetsvärden på denna last gav 80 kPa, då prefabricerad stomme uppskattades väga 10 kPa per våningsplan. Egentynghets av en remsa med en meters bredd av grundplattan beräknades enligt

$$q_{\text{egt}} = b \cdot h \cdot L \cdot 1 = 1 \cdot 0,4 \cdot 24 \cdot 1 = 10 \text{ kPa} \quad (5.18)$$

5.4.6 Sättningsberäkningar

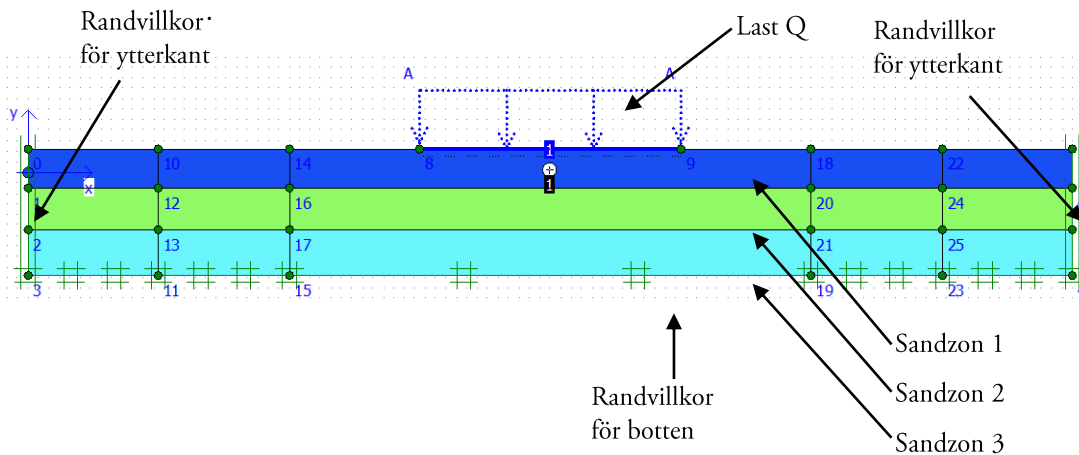
Vid sättningsberäkningarna användes ett medelvärde istället för ett extremvärde. Detta förfarande motiverades av att sättningsbildningen i en jordprofil snarare är en medelvärdes-än en extremvärdesprocess (*Plattgrundläggning*s 153). Sättningsberäkningen baserades på ett

medelvärde av de noder som låg i nivå med den fiktiva markytan och på samma gång hade kontakt med grundplattan. Beräkningarna gjordes genom inkopiering av data som genererats i PLAXIS 2D till ett Excelark där medelvärdet på sättningarna beräknades.

5.4.7 Beräkningar i PLAXIS 2D med utbredd last (linjärelastisk metod)

Modellering

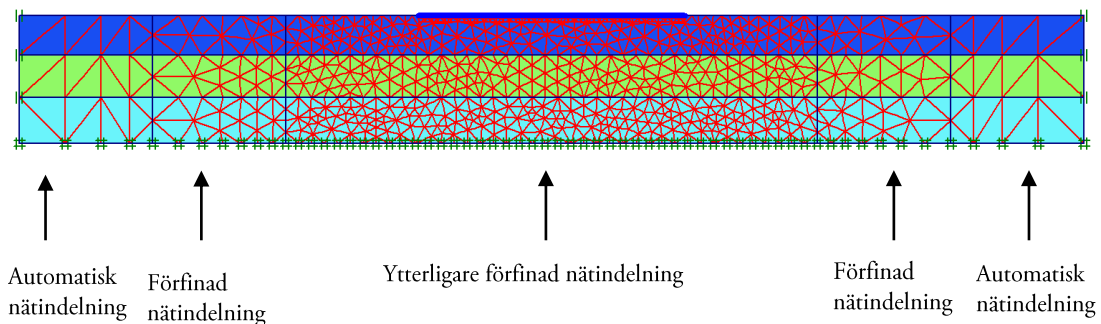
Modellens geometri tillsammans med den utbredda lasten samt randvillkoren visualiseras i *figur 5.2*. Randvillkoren genererades automatiskt enligt för programmet inbyggda regler. Det innebär att modellens ytterkanter var låsta i x-led medan modellens botten var låst i både x- och y-led.



Figur 5.2. Geometri och randvillkor för idealiserad modell.

Mesh

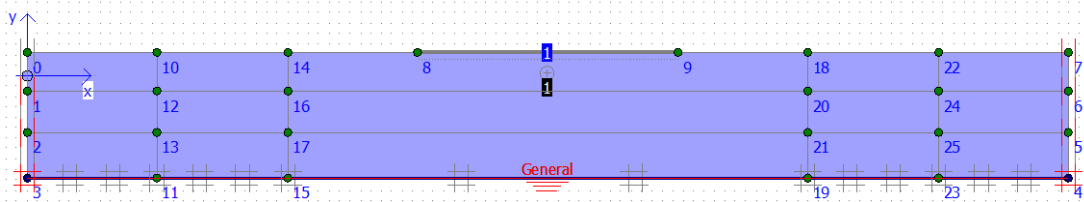
Ett globalt elementnät genererades automatiskt av programmet. Modellens geometri delades sedan in manuellt i fem delar där elementindelningen ytterligare förfinades in mot mitten av modellen enligt den princip som visas i *figur 5.3*.



Figur 5.3. Nätgenereringen för idealiserat fall.

Grundvattenyta

Ett sätt att minska antalet möjliga felkällor vid beräkningarna var att bygga upp modellen utan grundvatten. Grundvattenytan placerades i botten av modellen på det sätt som det redovisas i figur 5.4, vilket innebär att grundvattenytan inte togs med i analysen, även då grundvattnet var redovisat i modellen.

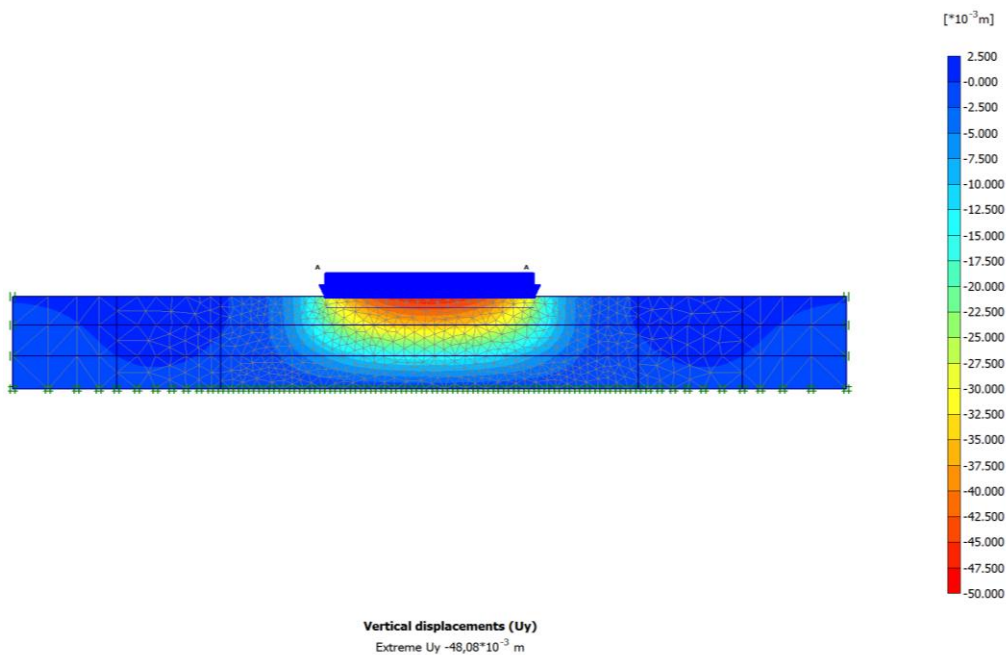


Figur 5.4. Grundvattenförhållandet för idealiserat fall.

Resultat – sättningar

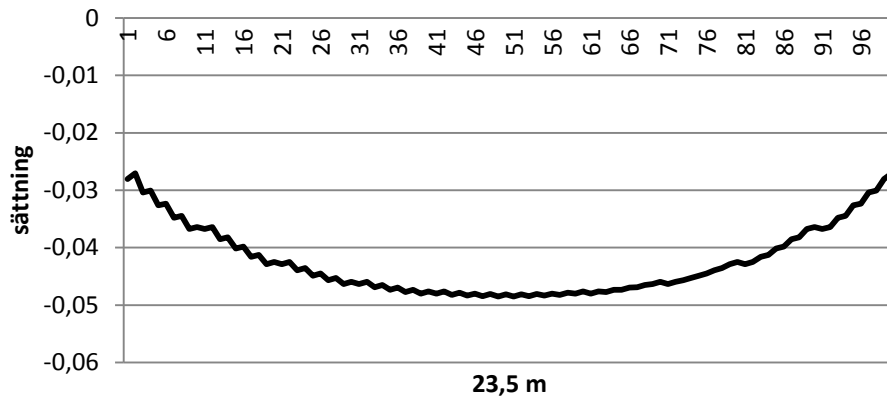
Figur 5.5. visar resultatet av beräkningarna av de vertikala sättningarna. Maxvärdet för totalsättningarna uppgick till 48,5 mm och medelvärdet beräknades till 42 mm.

Vid bestämning av differenssättningarna användes resultatet från beräkningarna av de vertikala sättningarna i interface – elementen som var placerade i gränslinjen mellan den modellerade bottenplattan och jordlagerföljden. Maximal vertikal sättning i symmetrilinjen av bottenplattan medan minimum värden erhöles utmed bottenplattans rand. Det lägsta värdet på vertikalsättning uppgick till 27 mm och differenssättningen beräknades till 21,5 mm. Detta värde håller sig inom ramarna för vad som är tillåtet, vilket innebär att om det inte föreligger någon risk för ojämna sättningar som kan orsaka skada på stomme eller stomkompletteringar accepteras 1.0 % lutningsändring. Plattans längd är 25 m och enligt normen gäller att tillåten sättninglutning på 1 % av 12,5 m dvs. 125 mm vilket är mer än 21,5 mm. (Plattgrundläggning s. 144)



Figur 5.5. Vertikala sättningar för idealiserat fall.

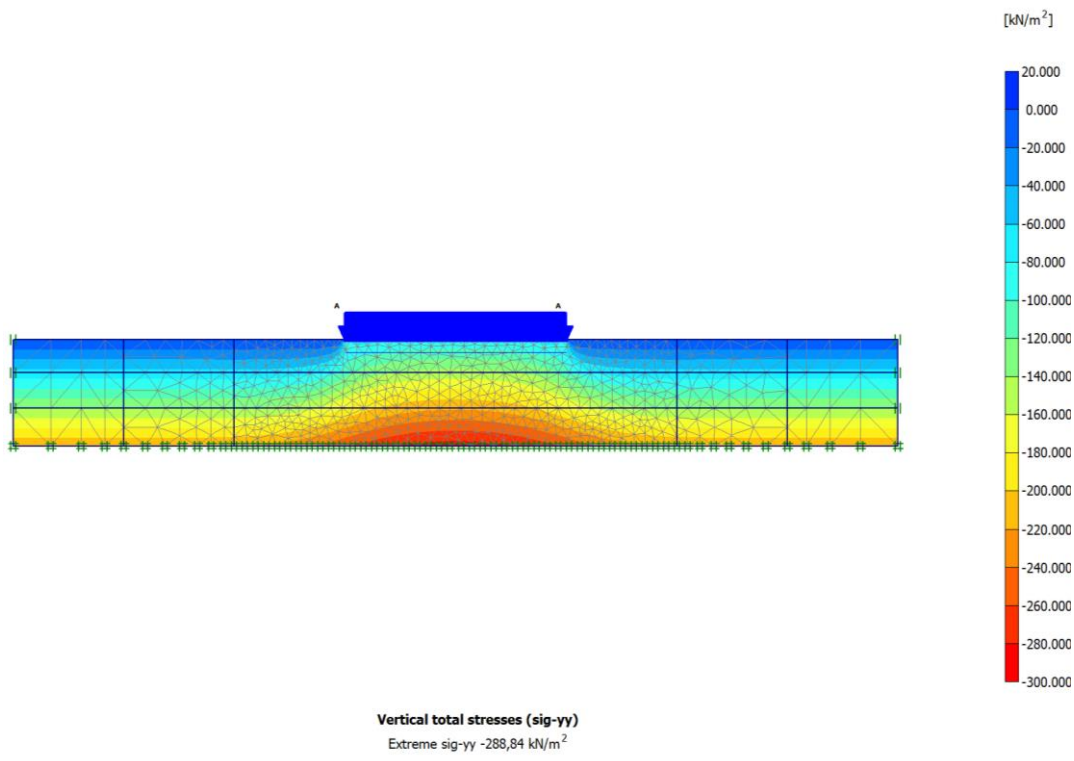
Fördelningen av sättningarna i gränsen mellan jord och platta ses nedan i *figur 5.6*. Mätning gjordes i ethundra punkter.



Figur 5.6. Vertikala sättningarna varierar med plattans längd för idealiserat fall.

Resultat - Spänningsberäkning

Resultatet av totalspänning för det idealiserade fallet illustreras i *figur 5.7*. Det maximala värdet på 289 kPa erhöles mitt under grundplattan och minskade ut mot ränderna.



Figur 5.7. Vertikala totalspänningarnas variation med plattans längd för idealiserat fall.

Kontroll av resultat

Då modellen inte beaktade grundvatten blev resultatet för beräkning av totalspänningar och effektivspänning det samma. Totala normalspänningar beräknades till 234 kPa vilket även effektiva normalspänningar beräknades till.

För att kontrollera resultatet från beräkningarna ytterligare studerades även portrycket, vilket skulle vara noll då det inte finns något grundvatten i modellen. Resultatet från PLAXIS 2D studien visade att portrycket låg på $1 \cdot 10^{-3}$ kN/m², vilket överensstämde med teorin om att portrycket borde ligga på 0 kPa.

Beräkning av kontaktryck

Beräkningen av kontaktrycket utfördes på interfacelementen som i modellen låg mellan betongplatan och sandzon 1. Resultatet gav ett maxvärde på 294 kPa och det framräknade medelvärde beräknades till 81 kPa. I *figur 5.8* illustreras det framräknade kontaktrycket mellan platta och jordlager.



Figur 5.8. Kontaktryckets fördelning mellan platta och sandzon 1 för idealiserat fall.

Sammanställning av resultat från beräkningar med linjär analys i PLAXIS 2D

Nedan i tabell 5.4 redovisas en sammanställning av resultaten beräknade med PLAXIS 2D för linjär analys.

Sammanställning	Värde	Enhet
Sättning m.v	42	mm
Diff. sättning	21,5	mm
Total spänning m.v	289	kN/m ³
Total spänning max	289	kN/m ³
Kontaktryck m.v	81	kN/m/ m ³
Kontaktryck max	294	kN/m/ m ³

Tabell 5.4. Sammanställning av resultat beräknade med linjär analys med PLAXIS 2D.

5.5 Analys enligt Mohr-Coulombs teori i PLAXIS 2D

5.5.1. Generella modellinställningar

Analys enligt Mohr–Coulombs teori innebär analys med den vanligaste elastisk-plastiska jordmodellen i PLAXIS 2D med elastiskt idealplastiskt beteende. Teorin innebär att i ett belastat jordlager sker deformation utan att spänningen i jordlagret ökar (Nagy 2010).

Vid modellering i PLAXIS 2D enligt Mohr–Coulombs teori modellerades geokonstruktionerna enligt linjär elasticitetsteori medan jordlagerföljden modellerades enligt Mohr–Coulombs teori. De generella modellinställningarna var identiska med de linjärelastiska beräkningarna i tabell 5.1. Även modellinställningarna för grundkonstruktionen, arbetsutförandet, grundvattenförhållande och lasterna var desamma som för de linjär-elastiska beräkningarna i kapitel 5.4.

5.5.2. Modellinställningar för jordlagerföljd

Vid definition av jordmodellen i PLAXIS 2D använde mjukvaran de generella enheter som används i geotekniska sammanhang.

Tabell 5.5 nedan anger ingångsparametrarna för jordlagerföljden i det idealiserade fallet.

Lagerföljd	Enhet	Sandzon1	Sandzon 2	Sandzon 3
Materialtyp		Dränerad	Dränerad	Dränerad
Materialmodell		Mohr - Coulomb	Mohr - Coulomb	Mohr - Coulomb
Tunghet γ_{unsat}	kN/m ³	18	18	18
Tunghet γ_{sat}	kN/m ³	21	21	21
Permeabilitet k_x	m/dag	1	1	1
Permeabilitet k_y	m/dag	1	1	1
E_{ref}	kN/m ²	$2,27 \cdot 10^4$	$1,35 \cdot 10^4$	$2,07 \cdot 10^4$
V		0,2	0,2	0,2
C	kN/m ²	0,2	0,2	0,2
Φ	°	33,1	28,5	30,3
G_{ref}	kN/m ²	9458	5625	8625
E_{oed}	kN/m ²	$2,52 \cdot 10^4$	$1,5 \cdot 10^4$	$2,3 \cdot 10^4$
Strength		Rigid	Rigid	Rigid

Tabell 5.5. Ingångsparametrar för jordlagerföljd.

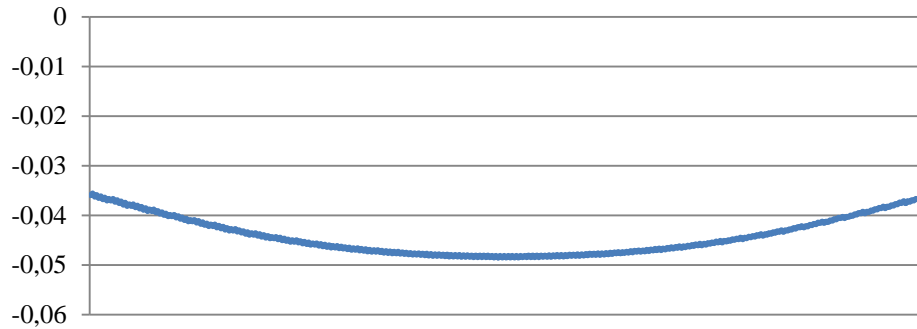
Resultat – sättningsberäkningar enligt Mohr-Coulombs teori

Beräkningarna av totalsättning visas i figur 5.9 där maxvärdet för totalsättning uppgick till 48,5 mm och det framräknade medelvärdet uppgick till 44 mm.

Vid bestämning av differenssättningarna användes resultatet från beräkningarna av de vertikala sättningarna i interfacelementen som var placerade i gränslinjen mellan den modellerade bottenplattan och jordlagerföljden. Maximal vertikal sättning erhålls i symmetrilinjen av bottenplattan medan minimum värden erhöles utmed bottenplattans rand. Det lägsta värdet på vertikalsättning uppgick till 35,5 mm och differenssättningen beräknades till 13 mm. Detta

värde höll sig inom ramarna för vad som ansågs tillåtet, vilket innebar att om det inte förelåg någon risk för ojämna sättningar som kunde orsaka skada på stomme eller stomkompletteringar. Acceptans godtogs vid 1.0 % lutningsändring vilket innebar att då plattans längd modellerades till 25 m och enligt normen gällde att tillåten sättningsslutning på 1 % av 12,5 m dvs. 125 mm vilket var mer än 13 mm (*Plattgrundläggning* s. 144)

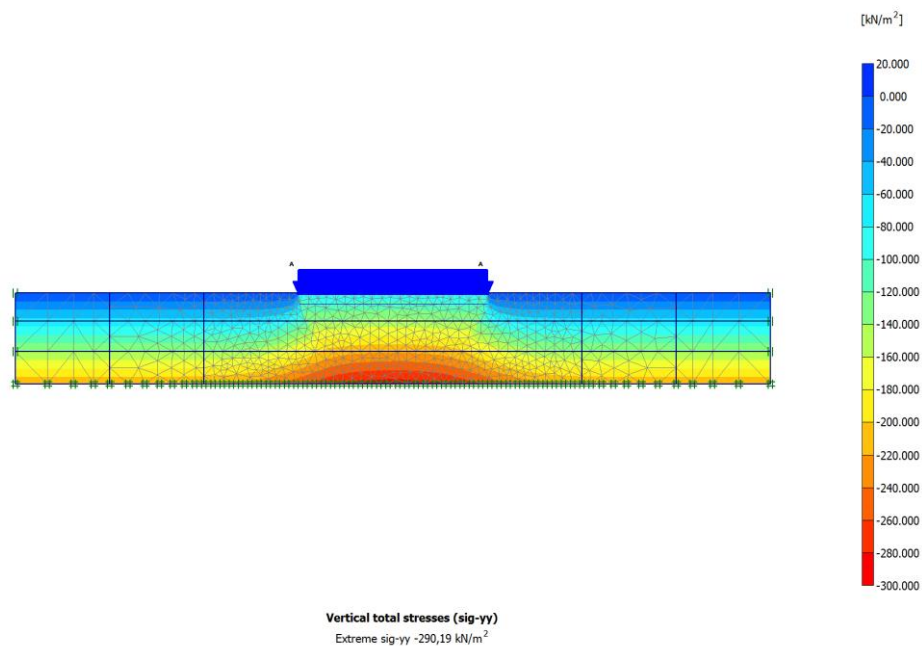
Fördelningen av sättningarna i gränsen mellan platta och sandzon 1 ses i *figur 5.9*.



Figur 5.9. Vertikala sättningarnas variation med plattans längd för idealiserat tvärsnitt.

Resultat - spänningsberäkning enligt Mohr-Coulombs teori

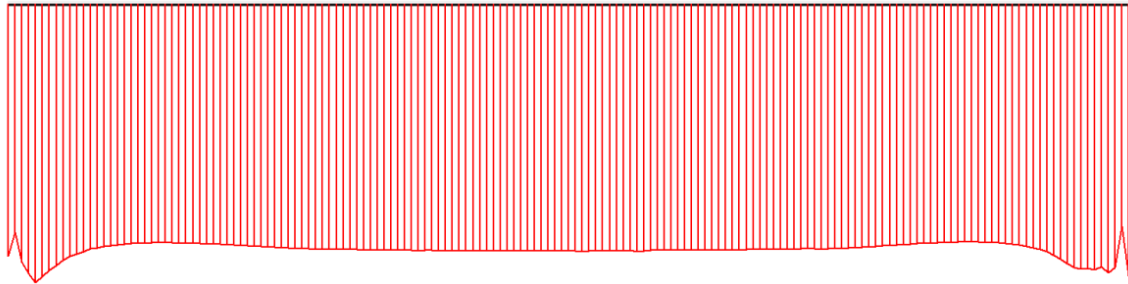
Resultatet av beräkningarna av totalspänning visas i *figur 5.10* nedan. Maximalt värde på 290 kPa erhöles mitt under plattan för att sedan minska ut mot ränderna av plattan.



Figur 5.10. Vertikala totalspänningarnas variation med plattans längd för idealiserat fall.

Resultat – kontakttryck enligt Mohr-Coulombs teori

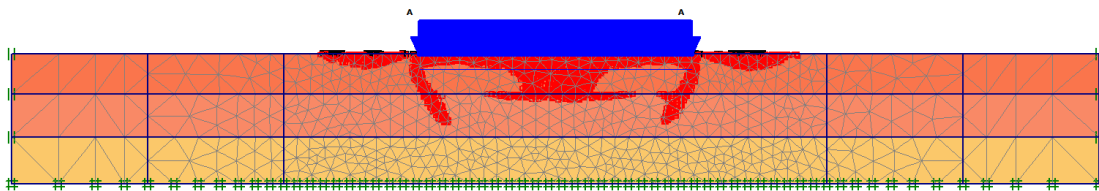
Beräkningen av kontakttrycket utfördes på interfacelementen som modellerades mellan betongplattan och sandzon 1. Beräkningen gav ett maxvärde på 91 kPa och det framräknade medelvärdet beräknades till 80 kPa. I *figur 5.11*. redovisas det framräknade kontakttrycket mellan platta och jordlager.



Figur 5.11. Kontakttryckets fördelning mellan platta och angränsande jordlager för idealiserat fall.

Resultat - plastiska områden enligt Mohr-Coulombs teori

Det förekommer plastiska områden i sandzonerna, vilka ses i *figur 5.11* nedan.



Plastic points
 □ Mohr-Coulomb point ■ Tension cut-off point

Figur 5.11. Plastiska punkter för idealiserat fall beräknat enligt Mohr-Coulombs teori.

5.5.3 Sammanställning av resultat från beräkningar med Mohr-Coulombs teori

Nedan i tabell 5.6 redovisas en sammanställning av resultaten beräknade med PLAXIS 2D för linjär analys.

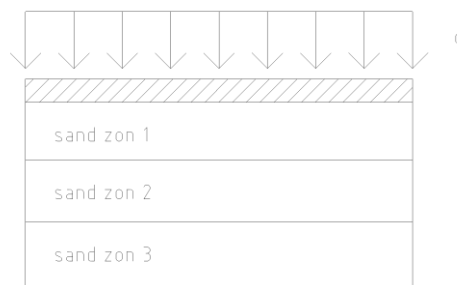
Sammanställning	Värde	Enhet
Sättning m.v	44	mm
Diff.sättning	13	mm
Total spänning mv	290	kN/m ³
Total spänning max	290	kN/m ³
Kontakttryck mv	80	kN/m/ m ³
Kontakttryck max	91	kN/m/ m ³

Tabell 5.6. Sammanställning av resultat beräknade med PLAXIS 2D enligt Mohr-Coulombs teori.

5.6 Överslagsberäkning

För att kontrollera beräkningarna utförda i PLAXIS 2D gjordes även en överslagsberäkning på det idealiserade tvärsnittet. Handberäkningen inbegrep beräkning av totalsättning och totalspänning.

5.6.1 Sättningsberäkning



Figur 5.12. Modell för förenklad sättningsberäkning

Indata:

$$\begin{aligned}
 \text{Last:} & \quad q=70 \text{ kPa} \\
 \text{Egentyngd:} & \quad q_{egt}=0,4 \cdot 1 \cdot 24=10 \text{ kPa} \\
 \text{Total last:} & \quad 70+10=80 \text{ kPa}
 \end{aligned}
 \tag{5.19}$$

Materialdata

Sandzon 1: $E=22,7$ MPa
 $t_1= 3,7$ m

Sandzon 2: $E=13,5$ MPa
 $t_2= 4,0$ m

Sandzon 3: $E=20,7$ MPa
 $t_3= 4,3$ m

Sättningsberäkning:

$$1 \text{ m}^2 \rightarrow P = \sigma = 80 \text{ kN}$$

Sandzon 1:

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma}{E} = \frac{80000}{22,7 \cdot 10^6} = 0,003524 \quad (5.20)$$

Sandzon 2:

$$\varepsilon_2 = \frac{\sigma}{E} = \frac{80000}{13,5 \cdot 10^6} = 0,005926 \quad (5.21)$$

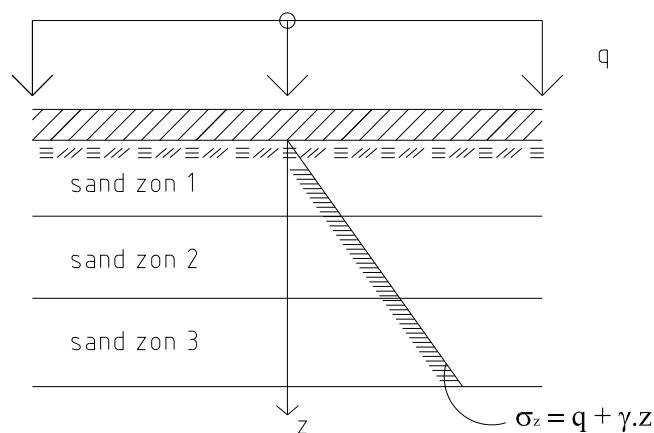
Sandzon 3:

$$\varepsilon_3 = \frac{\sigma}{E} = \frac{80000}{20,7 \cdot 10^6} = 0,003865 \quad (5.22)$$

$$s = \varepsilon_1 \cdot t_1 + \varepsilon_2 \cdot t_2 + \varepsilon_3 \cdot t_3 = 0,003524 \cdot 3,7 + 0,005926 \cdot 4,0 + 0,003865 \cdot 4,3 = 0,053 \text{ m.}$$

Den största teoretiskt möjliga sättningen som kunde erhållas enligt överslagberäkningen fastställdes till 53 mm.

5.6.2 Spänningsberäkning



Figur 5.13. Beräkningsmodell - förenklad sättningsberäkning.

Det vertikala totaltrycket på 12m djup beräknades enligt:

$$\sigma_z = q + \gamma_m \cdot z = 0 + 18 \cdot 12 = 216 \text{ kN/m}^2 \quad (5.23)$$

Det vertikala totaltrycket med en last av 80 kPa beräknades enligt

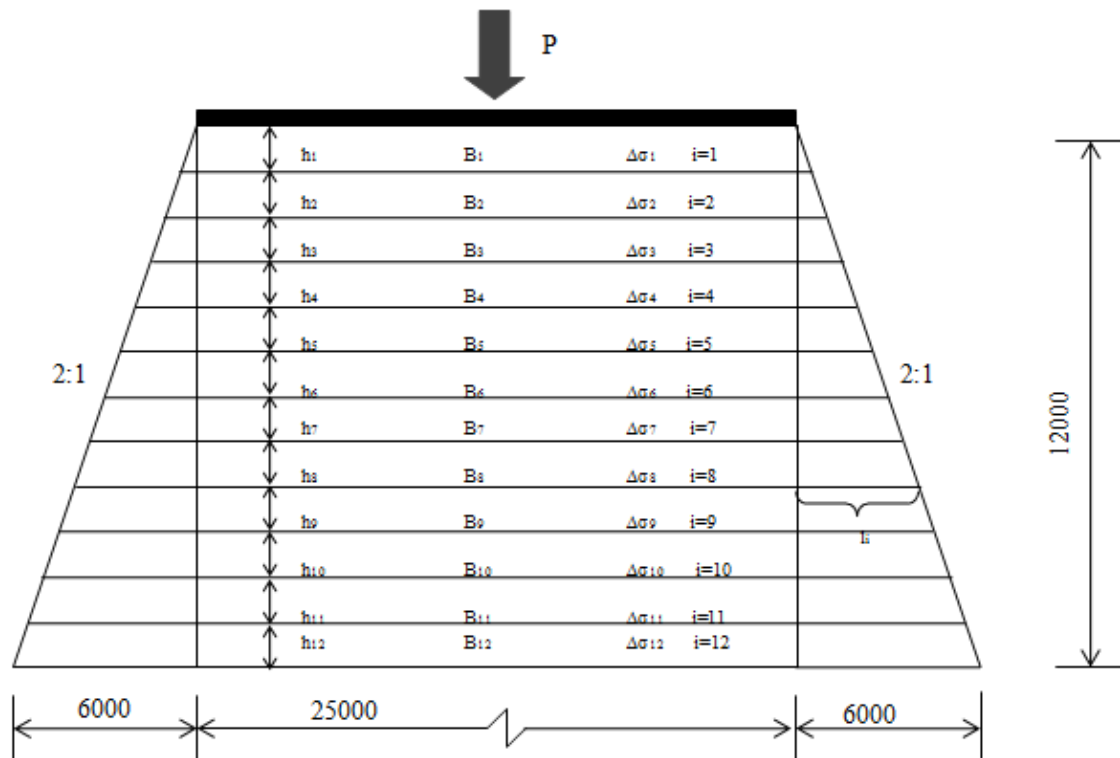
$$\sigma_z = q + \gamma_m \cdot z = 80 + (18 \cdot 12) = 296 \text{ kN/m}^2 \quad (5.24)$$

Värdet för effektivspänningen blev det samma som för totalspänningen då det inte finns något grundvatten i modellen.

5.7 Handberäkning 2:1 metoden

Nedan redovisas beräkning av sättning med 2:1 metoden för det idealiserade tvärsnittet.

Beräkningsmodell:



Figur 5.14. Modell för 2:1 beräkning.

Indata:	Last:	$q=80$ kPa
Materialdata:	Sandzon 1:	$E_1=22,7$ MPa $t_1= 3,7$ m
	Sandzon 2:	$E_2=13,5$ MPa $t_2= 4,0$ m
	Sandzon 3:	$E_3=20,7$ MPa $t_3= 4,3$ m

Den utbredda lasten räknades om till en linjelast enligt:

$$P = 80 \cdot 25 = 2000 \text{ kN/m} \quad (5.25)$$

I tabell 5.7 redovisas beräkningar för differenssättningen. Vid en summering av den högra tabellen erhöles den totala sättningen med 2:1 metoden.

i	h_i	l_i [m]	z [m]	$B_i = 25+z_i$	$\Delta\sigma_i = \frac{P}{B_i}$ [kPa]	$\Delta\delta_i = h_i \cdot \frac{\sigma_i}{E_j}$
1	0,925	0,4625	0,4625	25,4625	78,55	0,00320
2	0,925	0,925	1,387	26,387	75,79	0,00309
3	0,925	1,425	2,312	27,312	73,23	0,00298
4	0,925	1,925	3,237	28,237	70,83	0,00289
5	1,0	2,425	4,2	29,2	68,49	0,00507
6	1,0	2,925	5,2	30,2	66,23	0,00491
7	1,0	3,425	6,2	31,2	64,10	0,00475
8	1,0	3,85	7,2	32,2	62,11	0,00460
9	1,075	4,3875	8,237	33,237	60,17	0,00312
10	1,075	4,925	9,312	34,312	58,29	0,00303
11	1,075	5,4625	10,387	35,387	56,52	0,00294
12	1,075	6	11,462	36,462	54,85	0,00285
$\Sigma(m)$						0,04343

Tabell 5.7. Sättningsberäkning med 2:1- metoden.

Vid summering av tilläggsättningarna i den högra kolumnen i tabell 5.4 ovan erhöles en total sättning enligt:

$$\Sigma \Delta \delta_i = 0,04343 \text{ m} \quad (5.26)$$

Erhållen totalsättning enligt 2:1 metoden bestämdes till 43 mm.

5.7.1 Totalspänningsberäkning

Totalspänningen beräknades genom att addera spänningen på 12 meters djup med spänningstillskottet av den utbredda lasten dvs.:

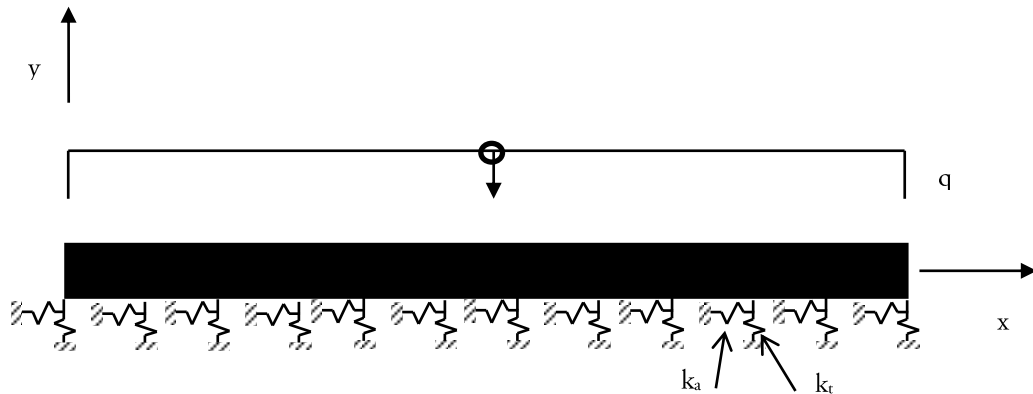
$$\Delta\sigma_{12} + 18 \cdot 12 = 54 + 18 \cdot 12 = 270 \text{ kPa} \quad (5.27)$$

Värdet för effektivspänningen beräknades till detsamma som för totalspänningen, dvs. 270 kPa då modellen inte beaktade grundvatten.

5.8 Linjär analys i MATLAB/CALFEM

För att ytterligare kontrollera de genomförda beräkningarna gjordes en beräkning med hjälp av programvaran MATLAB/CALFEM. Vid modelleringen användes ett element av typen *beam2w*. Elementet användes för att beräkna styvhetsmatrisen för tvådimensionellt balkelement vilande på en bäddmodul.

(http://read.pudn.com/downloads154/sourcecode/math/683500/toolbox/fem/beam2w.m_.htm)



Figur 5.15. Modell för MATLAB/CALFEM beräkning.

Vid beräkningarna modellerades jorden upp med en bäddmodul(k) baserad på resultaten från tabell 5.7:

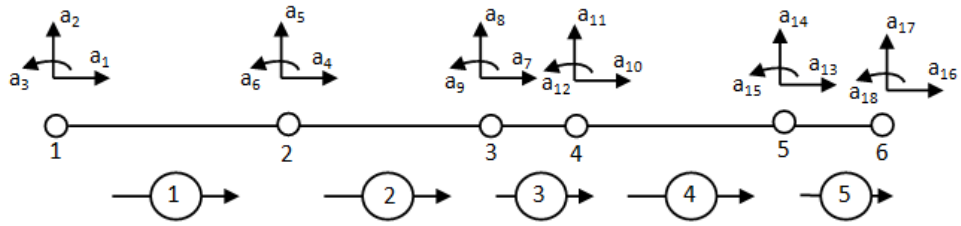
$$k = \frac{q}{a} = \frac{80 \cdot 10^3}{0,044} = 1818 \text{ kN/m}^3 \quad (5.28)$$

Då en snabb uttorkning av betongen i grundplattan eftersträvades valdes betong i betongkvalitet C 35/45.

Ur tabell "regel och formelsamling, Byggkonstruktion" erhöles den karakteristiska E-modulen till 34 GPa för långtidslast. Med hänsyn till betongens krypning beräknades den effektiva E-modulen, E_{eff} , enligt BBK04, 4.3 s.43 enligt (5.8.2)

$$E_{eff} = \frac{E_c}{1 + \varphi_{ef}} = \frac{34}{1 + 1} = 17 \text{ GPa} \quad (5.29)$$

Kryptalet φ_{eff} bestämdes ur BBK04 tabell 2.4.7a för mycket fuktig miljö till 1.

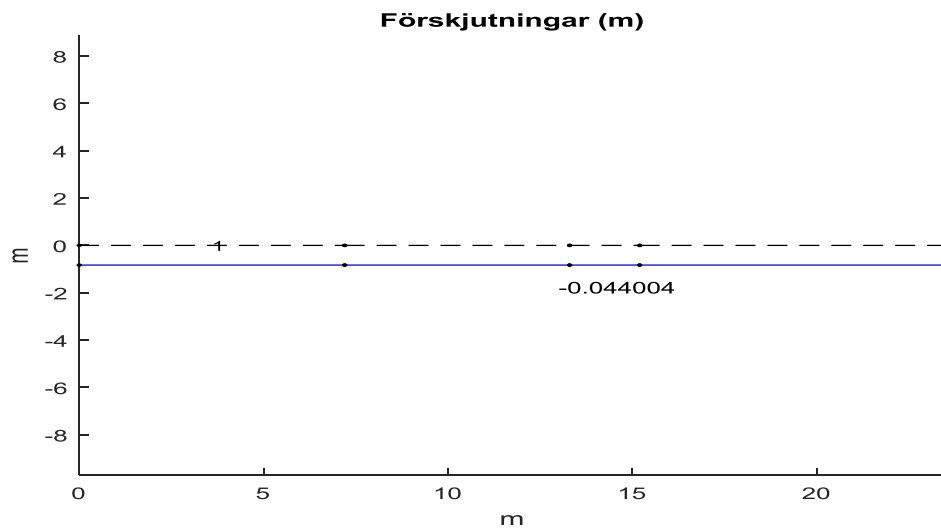


Figur 5.16. Modell för MATLAB/CALFEM beräkning.

	Enhet	
Last q	kN/m ²	80
E-modulbtg	GPa	17
Tröghetsmoment I	m ⁴	0,005333
Vertikal fjäderkonstant k_y	kN/m ³	1818
Horisontell fjäderkonstant k_y	kN/m ³	0

Tabell 5.8. Indata till MATLAB/CALFEM beräkningar.

I figur 5.17. nedan visas förutsättningar och resultat från beräkningarna med MATLAB/CALFEM.



Figur 5.17. Modell för förenklad sättningsberäkning

Sättningen beräknades till 44 mm. Beräkningen av sättning överensstämde med resultatet från både PLAXIS- och handberäkningarna.

5.9 Linjär analys i Strusoft FEM-Design

Den sista samstämmighetskontrollen för det idealiserade fallet gjordes med hjälp av mjukvara benämnd FEM - Design med tilläggsmodulen 3D Structure från Strusoft. (<http://www.strusoft.com/products/fem-design>).

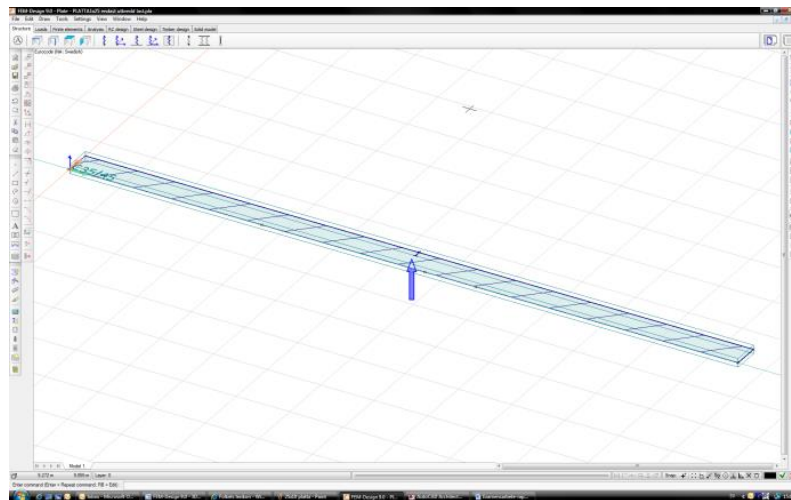
Nedan beskrivs förfarandet för samstämmighetskontrollen. Det kan tilläggas att principen är lika för alla moduler i Strusofts program.

Vid inmatning av geometri i FEM-Design 3D Structure angavs parametrar på plattjocklek, materialegenskaper och materialkvalitet. Sedan ritades plattan upp genom att dimensionen angavs i ritfönstret. Möjligheten fanns alltid att ändra angivna indata.

Vid inmatning av materialegenskaper tilldelades värden enligt följande:

- Plattjocklek: 320 mm
- Materialegenskaper: isotropt material, d.v.s. material med lika egenskaper i alla riktningar
- Placering av element: centrerat
- Betongkvalitet: C 35/45

Nedan i *figur 5.18* illustreras hur bottenplattan modellerades i användarfönstret som en remsa med måtten 25 x 1 m.



Figur 5.18. Ritfönster i Fem – Design PLATE för en 25 x 1 m remsa.

Efter att geometrin hade bestämts angavs upplagsförhållandet för modellen. Här användes en bädd av ett fjädersystem som upplag, där fjäderkonstanten angavs det värde som togs fram i kapitel 5.9. Upplaget ritades upp genom att dimensionen angavs i ritfönstret.

För den modellerade plattan definierades en utbredd last på 80 kPa och precis som för modelleringen i PLAXIS 2D, baserades lasten på den last som genererades från en byggnad med en stomme i prefabricerad betong, vars våningsplan belastade marken med 10 kPa per våningsplan.

Innan analysen utfördes deklarerades de lastkombinationer som skulle studeras. I denna analys deklarerades endast lasten i bruksgränstillståndet eftersom det var långtids-deformationen som studerades.

Vid definition av laster på bottenplattan fastställdes lastintensiteten för den utbredda lasten. Lasten modellerades upp genom att dimensionen angavs i ritfönstret. Uppritandet kunde även här göras genom att koordinater angavs. Möjligheten att ändra deklarerade indata fanns även här.

Mjukvaran PLATE beräknade automatiskt fram och genererade en elementindelning, vilken även gick att ställa manuellt. En elementindelning med sidlängd på 0,5 m valdes.

Beräkningsdelen i programmet gjordes under *Analysis* – fliken. Vid val av beräkningskombinationer fanns möjligheten att specifikt ange vad som skulle beräknas så att programmet inte gjorde onödiga beräkningar som förlängde beräkningstiden. Här fanns möjligheten att endast räkna på det som var intressant som i detta fall bruksgräns-beräkning.

Efter att beräkningen var utförd studerades resultatet av deformationsberäkningarna. Det fanns ett antal sätt på vilket resultatet av deformationsberäkningarna kunde redovisas. I detta fall valdes att resultatet skulle visas grafiskt.

Nedböjningen beräknades till 44 mm, vilket överensstämde bra med beräkningarna både i PLAXIS 2D och med handberäkningarna. Detta resultat var väntat då FEM – Design 3D Structure räknar med en linjärelastisk metod.

För att kontrollera om geometrin hade något inflytande på resultaten gjordes även beräkningar på en modell som hade en bredd på 10 m där resultatet var överensstämmande med resultat enligt ovan.

5.10 Sammanställning av resultat från beräkningar

I *tabell 5.9* nedan sammanställs resultatet av beräkningar i PLAXIS på det idealiserade fallet.

Modell	Enhet	Linjärelastisk beräkning	Mohr – Coulomb	Överslagsberäkning	2:1 metoden	MATLAB/ CALFEM	FEM- Design
Last	kPa	80	80	80	80		
Max sättning i platta	mm	48,5	48,5				
Min sättning i platta	Mm	27	35,5				
Tot. Sättning (mv.)	mm	42	44	53	43	44	44
Diff. Sättning	mm	21,5	13				
Tot. spänning	kPa	289	290	296	270		
Effektiv spänning	kPa	289	290	296	270		
Kontakttryck	kPa	81	80				

Tabell 5.9. Sammanställning av resultat av beräkningar.

Vid jämförelse mellan linjärelastisk beräkning och beräkning med Mohr – Coulombs modell så visade sig värdena på maximal sättning i bottenplatta samt total - och effektiv spänning vara väldigt nära varandra. Likaså var medelvärdena av totalsättningarna snarlika. Beräkning av de differentiella sättningarna visade dock att jordlagren för Mohr – Coulomb hade mindre motståndskraft utmed plattan och sättningarna vid randen av plattan var större än vid den linjärelastiska modellen. Vid en jämförelse av totalspänningsberäkningarna mellan överslagsberäkning och de båda PLAXIS modellerna så låg PLAXIS modellernas resultat lite i underkant, likaså värdena för totalsättningen. 2:1 metoden gav värden som var lägre än övriga beräkningsmetoder.

5.11 Diskussion kring resultat

PLAXIS 2D 's värden på sättningar överensstämde med resultaten från beräkningarna i Strusofts Plate och MATLAB. Det innebar att resultaten från PLAXIS 2D fick stå till grund för dimensionering av grundläggningskonstruktionerna i fallstudien.

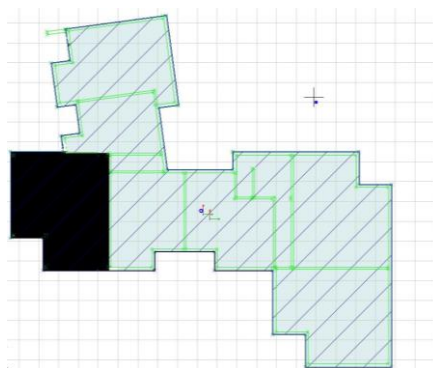
KAPITEL 6

6 ANALYS FALLSTUDIE

6.1 Orientering av det studerade objektet

Vid tiden för genomförandet av detta examensarbete pågick en intensiv exploatering i området Fullriggaren, Västra hamnen i Malmö. Skanska var en av flera entreprenörer som projekterade för byggnation av flerfamiljshus i området. Då det var aktuellt med att uppföra fler byggnader i området såg Skanska ett intresse i att göra en studie på vilken grundläggningsmetod som var bäst lämpad för jordlagerföljden i området.

Fastigheten Skonaren 3 var referensobjekt för analysen i fallstudien. Byggnaden var ett flerfamiljshus med en del av bottenplattan grundlagd i marknivå och en del av bottenplattan grundlagd i anslutning till grannfastighetens garageplan. Fastighetens grundplatta hade en geometri med en oregelbunden form och bostadshuset bestod av en överbyggnad på sex våningar som högst, fyra våningar i övrigt samt med en terrass i markplan. Överbyggnaden skulle byggas med en prefabricerad betongstomme.



Figur 6.1 visar en planritning av Skonaren 3. Det svartmarkerade området visar den del av byggnaden som skulle ligga i markplan som ett terrassplan. Resterande grundkonstruktion utgjorde källarplan.



Figur 6.2. Kv. Fullriggaren med fastighet Skonaren 3 inringad. Bildrättigheter André Kuzminski.

6.2 Genomförande av analys

Analyserna gjordes med Mohr -Coulombs metod på sättningar och linjär analys för moment i grundkonstruktionerna.

Modeller för följande studier gjordes:

- analys i bruksgränstillstånd för korttidslast, med och utan grundvatten
- analys i bruksgränstillstånd för långtidslast, med och utan grundvatten
- analys i brottgränstillstånd, med och utan grundvatten

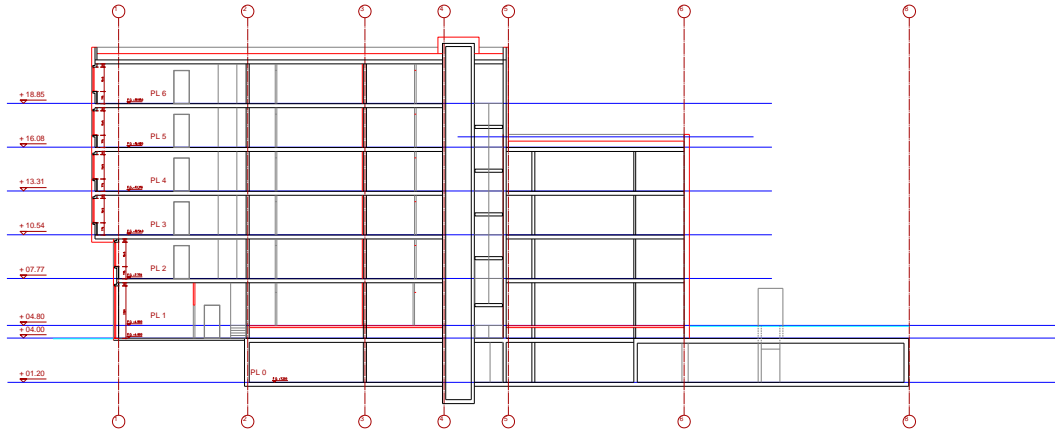
Analyserna ovan gjordes för

- Samverkansgrundläggning
- Traditionell pålning
- Platta på mark

Indata till dessa beräkningar är beskrivna i Appendix A medan resultatet framgår längre fram i detta kapitel.

6.2.1 Tvärsnitt

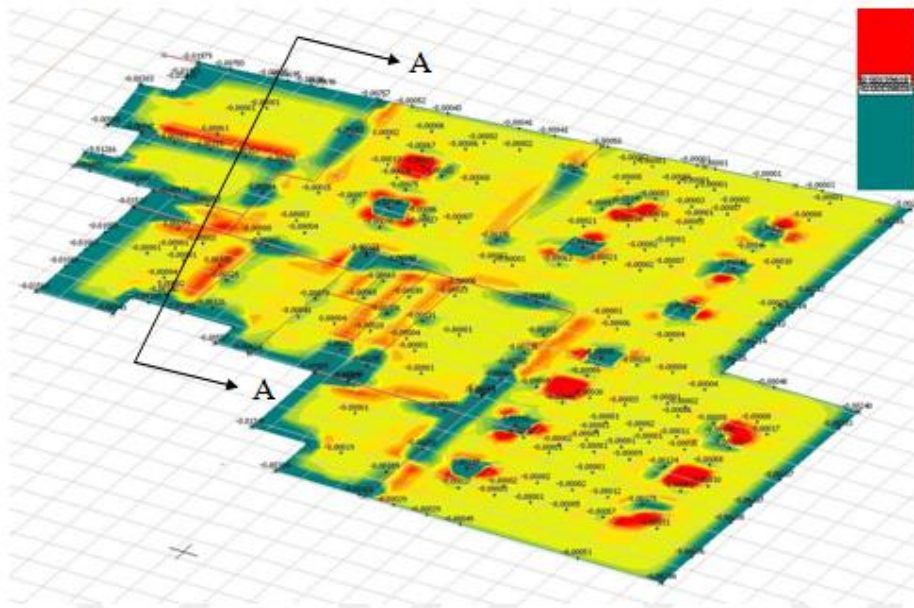
Ett tvärsnitt av byggnaden visas i *figur 6.3*. Grundvattensytans medelvärde bestämdes till + 0.1 m enligt utförda grundläggningsundersökningar. Grundplattans tjocklek antogs från ritningar på en grannfastighet till 400 mm och från tvärsnittsritningar av byggnaden erhöles en plushöjd på +1.2 m för färdigt golv. Det innebär att underkant platta låg på + 0.8 m. Garageplanet hade en höjd på 2.53 m till överliggande bjälklag. Detta bjälklag var i sin tur 0,27 m högt och den nya marknivån beräknades till +3,86 m.



Figur 6.3. Illustration av beräkningsnitt 6.5.

6.2.2 Val av beräkningsnitt

Valet av beräkningsnitt gjordes utifrån en deformationsmodell av aktuell bottenplatta modellerad på pälår med hjälp av Strusofts programvara FEM-Design/3D Structure. Beräkningen utfördes i bruksgränstillstånd för kortidslast och deformationsmodellen i *figur 6.4* stod till grund för val av tvärsnitt:



Figur 6.4. Skonaren 3, planmodell av grundkonstruktionen.

I figur 6.4 markerar de blå och röda fälten var de största utböjningarna i grundplattan uppstod vid modelleringen de var koncentrerade till plattans vänstra del. Bakgrunden till beteendet i plattan var att den högsta bostadsdelen belastade plattan i detta område och att parkeringsgaraget låg i resterande yta. Detta var en av anledningarna till att analysen utfördes i snitt A-A. Övriga anledningar var:

- Signifikanta krafter längs snittlinjerna
- Erforderliga avstånd för att titta på differenssättningar

6.2.3 Last

Lasterna som användes vid fallstudien var framtagna av Skanskas konstruktionsavdelning med stöd av lastkombinationer enligt BKR. Lasterna var linjelaster som räknats ner enligt nedan.

Lastkombination LK 1 gäller i brottgränstillstånd då inget annat anges.

$$\text{LK1: } q_d = 1.0 \cdot G_{\text{EGT}} + 1.3 \cdot (q_{\text{NL}} + g_{\text{NL}})$$

$$\begin{aligned} G_{\text{EGT}} &= 24 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\text{NL, Bunden}} &= 0,5 \text{ kN/m}^2 \quad (\psi = 1,0) \\ g_{\text{NL, fri}} &= 1,5 \text{ kN/m}^2 \quad (\psi = 0,33), (\psi_{\text{Långtid}} = 0,0) \end{aligned}$$

Brottgränstillstånd:

$$q_d = 1.0 \cdot (0,4 \cdot 24) + 1.3 \cdot (1,5 + 0,5) = 12,2 \text{ kPa} \quad (6.1)$$

Last utan till hänsyn till egentyngd beräknas till:

$$q_d = 1.3 \cdot (1,5 + 0,5) = 2,6 \text{ kPa} \quad (6.2)$$

Lastkombination för långtidsdeformationer enligt nedan gäller då inget annat anges.

Bruksgränstillstånd:

$$q_d = 1.0 \cdot G_{\text{EGT}} + 1.0 \cdot (q_{\text{NL}} \cdot \psi + g_{\text{NL}} \cdot \psi) \quad (6.3)$$

$$q_d = 1.0 \cdot (0,4 \cdot 24) + 1.0 \cdot (1,5 \cdot 1,0 + 0,5 \cdot 0,0) = 11,1 \text{ kPa} \quad (6.4)$$

Last utan till hänsyn till egentyngd beräknas till:

$$q_d = 1.0 \cdot (1,5 \cdot 1,0 + 0,5 \cdot 0,0) = 1,5 \text{ kPa} \quad (6.5)$$

Bestämning av en korrektionsfaktor för framräkning av skillnaden mellan last i brottgräns samt bruksgräns:

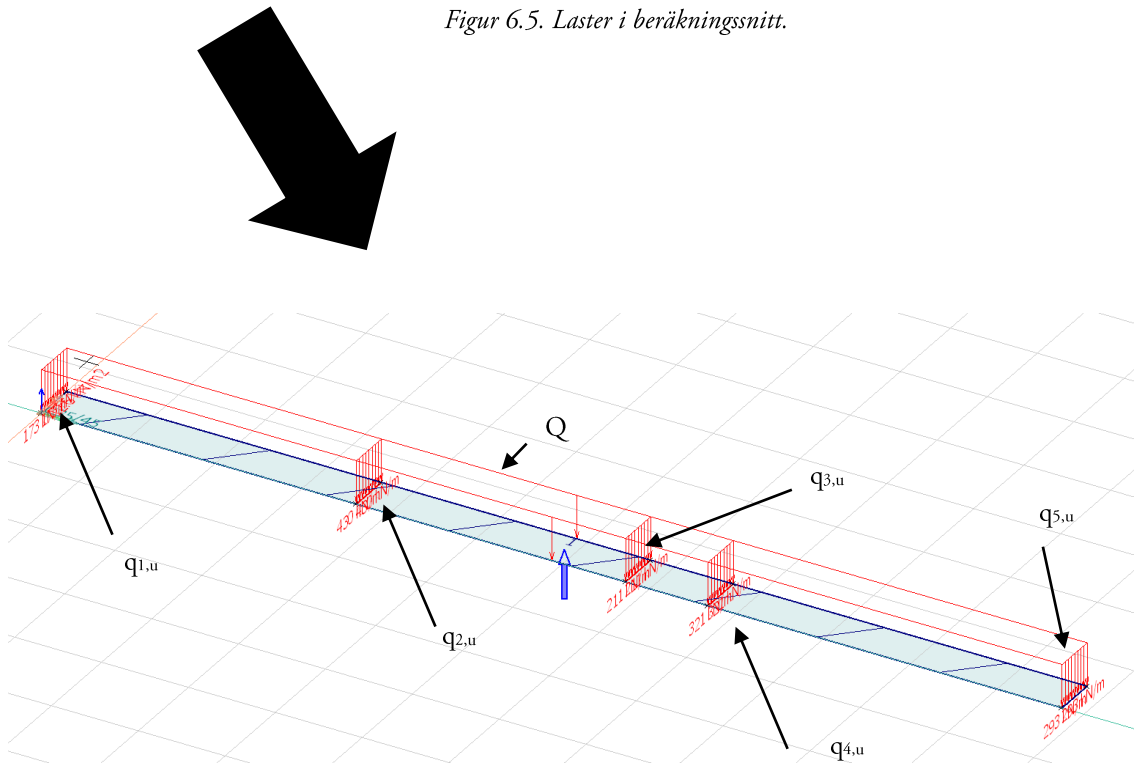
$$\frac{q_{d, \text{bruk}}}{q_{d, \text{brott}}} = \frac{11,1}{12,2} = 0,90 \quad (6.6)$$

Dvs. den dimensionerande brukslasten motsvarar 90 % av den dimensionerande brottlasten.

Visualisering över belastningar i snitt A-A ses i *figur 6.5 och 6.6*.



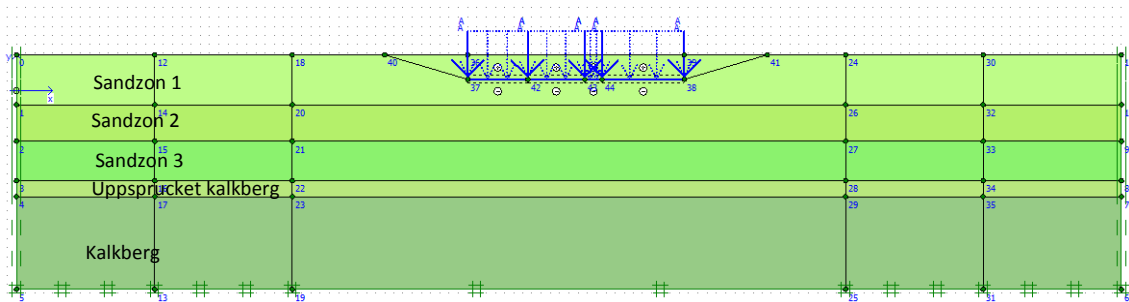
Figur 6.5. Laster i beräkningssnitt.



Figur 6.6. Visualisering av linjelaster i beräkningssnitt.

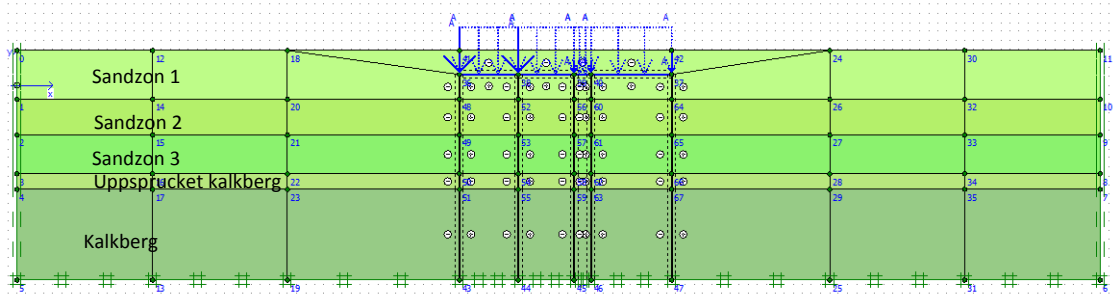
6.2.4 Beräkningsmodeller i PLAXIS 2D

Initiellt modellerades en grundkonstruktion av en bottenplatta som en plattgrundläggningsplatta med grundvatten och laster enligt figur 6.7. Sandzon 1 i anslutning till betongkonstruktionen utformades som trianglar utifrån risken för kollaps i sandzon 1.



Figur 6.7. Modell av plattgrundläggning med grundvatten.

Modell för grundläggning på pàlar samt samverkansgrundläggning utformades enligt nedan.



Figur 6.8. Modell av grundläggning på pàlar med EPS-element.

Lasterna vid ränderna av plattan minskades med motsvarande betongpåverkan från grundmuren. Interfacet runt plattan initierades, medan interfacet inte fyllde någon funktion kring pàlar och EPS-element. Kontroll av sättning och effektivtryck gjordes mot varje tidssteg i modellen med handberäkningar. Dimensionerande grundvattennivå fastställdes till +2.4 m och grundvattensänkning modellerades till +0.5 m.

Lastberäkningar i PLAXIS 2D genereras genom s.k. *Staged Construction*. Det innebär att en modellering och beräkning av ett tvärsnitt görs genom införande av ett antal beräkningssteg som följer byggnation i motsvarande tidsteg. Dessa beräkningssteg definieras enligt det förfarande som gäller för aktuellt tvärsnitt innehållande följande moment:

- Sänkning av grundvattenyta (vid beräkningar med grundvatten)
- Schaktning
- Gjutning av grundkonstruktion
- Återfyllning av schaktmassor
- Återstående byggnation
- Återställning av grundvattenyta
- Användning av byggnad

I praktiken aktiveras de olika momenten för aktuellt tidssteg i aktuell beräkningsmodell i beräkningsinstansen av programmet (PLAXIS Reference handbook s.4-24).

6.2.5 Geologiska förutsättningar

Dimensionerande materialvärden på jordparametrarna för sandzon 1, 2 och 3 togs fram enligt kapitel 5.3. För kalkberget samt det uppstickna kalkberget användes värden enligt PM – Geoteknik och Design (1056) – Geoteknisk utredning för grundläggning av flerbostadshus, Slupen 1 och Skonaren 3, Malmö (Elofsson 2010).

Uppsprucket kalkberg

Materialets tunghet:

$$\gamma_{d,u} = \gamma_m = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma'_{d,u} = \gamma'_m = 12 \text{ kN/m}^3$$

Friktionsvinkel:

$$\phi'_{f,k} = 40^\circ$$

$$\phi'_{f,d,u} = \arctan\left(\frac{\tan\phi_k}{\gamma_m \cdot \gamma_n}\right) = \arctan\left(\frac{\tan(40)}{1.3 \cdot 1.1}\right) = 30,4^\circ \quad (6.7)$$

$$\phi'_{f,d,bruks\ g} = \arctan\left(\frac{\tan\phi_k}{0,9 \cdot \gamma_m \cdot \gamma_n}\right) = \arctan\left(\frac{\tan(40)}{0,9 \cdot 1,3 \cdot 1,1}\right) = 33,1^\circ \quad (6.8)$$

E-modul:

$$E_k = 50 \text{ MPa}$$

$$E_{d,u} = \frac{E_k}{\gamma_n \cdot \gamma_m} = \frac{50}{1,1 \cdot 1,5} = 30,3 \text{ MPa} \quad (6.9)$$

$$E_{d,bruks\ g} = \frac{E_k}{0,9 \gamma_n \gamma_m} = \frac{50}{0,9 \cdot 1,1 \cdot 1,5} = 33,7 \text{ MPa} \quad (6.10)$$

Skjuvhållfasthet:

$$c'_k = 10 \text{ kPa}$$

$$c'_{d,u} = \frac{c'_k}{\gamma_m \cdot \gamma_n} = \left(\frac{10}{1,5 \cdot 1,1}\right) = 6,1 \text{ kPa} \quad (6.11)$$

$$c'_{d,bruks\ g} = \frac{c'_k}{0,9 \cdot \gamma_m \cdot \gamma_n} = \frac{10}{0,9 \cdot 1,5 \cdot 1,1} = 6,7 \text{ kPa} \quad (6.12)$$

Fast kalkberg

Materialets tunghet:

$$\gamma_{d,u} = \gamma_m = 22 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma'_{d,u} = \gamma'_m = 12 \text{ kN/m}^3$$

Friktionsvinkel:

$$\phi'_{f,k} = 45^\circ$$

$$\phi'_{f,d,u} = \arctan\left(\frac{\tan\phi_k}{\gamma_m \cdot \gamma_n}\right) = \arctan\left(\frac{\tan(45)}{1,3 \cdot 1,1}\right) = 35^\circ \quad (6.7)$$

$$\phi'_{f,d,bruks\ g} = \arctan\left(\frac{\tan\phi_k}{0,9 \cdot \gamma_m \cdot \gamma_n}\right) = \arctan\left(\frac{\tan(45)}{0,9 \cdot 1,3 \cdot 1,1}\right) = 37,8^\circ \quad (6.8)$$

E-modul:

$$E_k = 500 \text{ MPa}$$

$$E_{d,u} = \frac{E_k}{\gamma_n \cdot \gamma_m} = \frac{500}{1,1 \cdot 1,5} = 303 \text{ MPa} \quad (6.9)$$

$$E_{d,bruks\ g} = \frac{E_k}{0,9 \gamma_n \gamma_m} = \frac{500}{0,9 \cdot 1,1 \cdot 1,5} = 337 \text{ MPa} \quad (6.10)$$

Skjuvhållfasthet:

$$c'_k = 150 \text{ kPa}$$

$$c'_{d,u} = \frac{c'_k}{\gamma_m \cdot \gamma_n} = \left(\frac{150}{1.5 \cdot 1.1} \right) = 91 \text{ kPa} \quad (6.11)$$

$$c'_{d,bruks} = \frac{c'_k}{0,9 \cdot \gamma_m \cdot \gamma_n} = \frac{150}{0,9 \cdot 1.5 \cdot 1.1} = 101 \text{ kPa} \quad (6.12)$$

6.2.6 Terräng och jordlagerföljd

Marknivån inom Kv. Fullriggaren låg relativt plant kring 2,2 m.ö.h. Hela jordlagerprofilen bestod i princip av inspolad sand vilande på kalkberg där endast ett tunt lager lermorän och sediment, rester efter muddring, låg närmst kalkberget. Området som tidigare var en muddrad hamnbassäng, fylldes ut med sand i slutet av 80-talet.

Sandens fasthet varierande både i plan och mot djupet där sanden ovan vattenytan packats väl med något avtagande fasthet mot djupet. En zon i mitten av jordlagerföljden hade generellt något lägre fasthet och en zon i botten av sandzonen hade ökande fasthet i gränsytan mot kalkberget.

6.2.7 Geohydriska förhållanden

Grundvattennivån inom området följde med viss fördröjning havsnivån och varierade i normalfall mellan ca -0,5 och +0,5 m.ö.h. Vid långvariga hög- eller lågvattenperioder kunde dock grundvattennivån ställa sig på både högre och lägre nivåer. Med ledning av aktuella grundvattennivåer fastställdes en dimensionerande grundvattennivå till +2,1 m.ö.h. Hänsyn gjordes inte i studien till den prognostiserade havshöjning och till klimatförändringar inom en 100 års period, som fastställts till en dimensionerande grundvattennivå till +2,5 m.ö.h. (PM – Geoteknik och Design (1056) – Geoteknisk utredning för grundläggning av flerbostadshus, Slupen 1 och Skonaren 3, Malmö(Elofsson 2010)).

6.2.8 Geotekniska rekommendationer

Geokonstruktionerna hänfördes till geoteknisk klass 2 (GK2) och säkerhetsklass 2 (SK2) enligt PM – Geoteknik och Design (1056) – Geoteknisk utredning för grundläggning av flerbostadshus, Slupen 1 och Skonaren 3, Malmö (Elofsson 2010).

6.2.9 Indata till analys av fallstudie

Vid indata till analysen presenteras laster mm. tagna från beräkningarna i tabellform. Dessa kan studeras vidare i appendix A för den intresserade läsaren.

Centrumavstånd mellan betongpålar och även EPS-element togs fram med konstruktör på Skanska enligt följande:

Påldata SP2 endast spetsburna pålar

c/c avstånd mellan pålar:	Pålråd 1 c/c 3 m
	Pålråd 2 c/c 1,5 m
	Pålråd 3 c/c 3 m
	Pålråd 4 c/c 1,5 m
	Pålråd 5 c/c 2,5m

Påldata SP2 spetsburna pålar med EPS-element

c/c avstånd mellan pålar:	Pålråd 1 c/c 6 m
	Pålråd 2 c/c 3 m
	Pålråd 3 c/c 6 m
	Pålråd 4 c/c 3 m
	Pålråd 5 c/c 5m

6.3 Resultat av beräkningar i fallstudie

Totalt gjordes 18 st. olika beräkningar. Resultatet från beräkningarna presenteras nedan i tabeller och förklaringar till tabellerna ges nedan:

- Snitt/beräkning – snitten i beräkningarna döptes utifrån typ av beräkning
- Beräkningstyp: BG=Beräkning i brottgränstillstånd, KT=beräkning i brukstränstillstånd med korttidslast och LT=beräkning i brukstränstillstånd med långtidslast
- Om grundvatten ingick i beräkningen är det markerat med ett kryss (X).
- $M_{max, \circ}$ =erhållet maximalt moment i överkant platta
- $M_{max, u}$ =erhållet maximalt moment i underkant platta
- $M_{max, v}$ =erhållet maximalt moment i vänster grundmur
- $M_{max, h}$ =erhållet maximalt moment i höger grundmur
- MV, grundtryck = erhållet medelvärde för beräknat grundtryck
- MV, sättning = erhållet medelvärde för sättning i grundkonstruktion
- Diff. Sättning = erhållen differens mellan värdet på minsta och största sättningen i grundkonstruktionen
- Max F/påle = erhållet värde på normalkraft i påle
- F EPS = erhållet värde på normalkraft i gummimembran

6.3.1 – grundläggning på självbärande bottenplatta modellerad i brottgränstillstånd inkl. grundvatten

Snitt/ beräkning	Ber Typ	G.V Ingå r (X)	$M_{max, \circ}$	$M_{max, u}$	$M_{max, v}$	$M_{max, h}$	MV, grundtryck σ	MV, sättning	Diff. sättning	Max F/ påle	F EPS
Snitt			kNm	kNm	kNm	kNm	kPa	mm	mm	kN	kN
6.3.1	BG	X	260	260	74	108	102	-	-	-	-

6.3.2 – grundläggning på självbärande bottenplatta modellerad i brottgränstillstånd exkl. grundvatten

Snitt/ beräkning	Ber Typ	G.V Ingå r (X)	$M_{max, \circ}$	$M_{max, u}$	$M_{max, v}$	$M_{max, h}$	MV, grundtryck σ	MV, sättning	Diff. sättning	Max F/ påle	F EPS
Snitt			kNm	kNm	kNm	kNm	kPa	mm	mm	kN	kN
6.3.2	BG		240	260	73	116	90	-	-	-	-

6.3.3 – grundläggning på självbärande bottenplatta modellerad i bruksgränstillstånd med korttidslast inkl. grundvatten

Snitt/ beräkning	Ber Typ	G.V Ingå r (X)	M _{max, o}	M _{max, u}	M _{max, v}	M _{max, h}	MV, grundtryck σ	MV, sättning	Diff. sättning	Max F/ påle	F EPS
Snitt			kNm	kNm	kNm	kNm	kPa	mm	mm	kN	kN
6.3.3	KT	X	195	245	76	138	99	-	-	-	-

6.3.4 – grundläggning på självbärande bottenplatta modellerad i bruksgränstillstånd med korttidslast exkl. grundvatten

Snitt/ beräkning	Ber Typ	G.V Ingå r (X)	M _{max, o}	M _{max, u}	M _{max, v}	M _{max, h}	MV, grundtryck σ	MV, sättning	Diff. sättning	Max F/ påle	F EPS
Snitt			kNm	kNm	kNm	kNm	kPa	mm	mm	kN	kN
6.3.4	KT		175	239	73	144	85	16	9	-	-

6.3.5 – grundläggning på självbärande bottenplatta modellerad i bruksgränstillstånd med långtidslast inkl. grundvatten

Snitt/ beräkning	Ber Typ	G.V Ingå r (X)	M _{max, o}	M _{max, u}	M _{max, v}	M _{max, h}	MV, grundtryck σ	MV, sättning	Diff. sättning	Max F/ påle	F EPS
Snitt			kNm	kNm	kNm	kNm	kPa	mm	mm	kN	kN
6.3.5	LT	X	188	212	63	188	94	15	23	-	-

6.3.6 – grundläggning på självbärande bottenplatta modellerad i bruksgränstillstånd med långtidslast exkl. grundvatten

Snitt/ beräkning	Ber Typ	G.V Ingå r (X)	M _{max, o}	M _{max, u}	M _{max, v}	M _{max, h}	MV, grundtryck σ	MV, sättning	Diff. sättning	Max F/ påle	F EPS
Snitt			kNm	kNm	kNm	kNm	kPa	mm	mm	kN	kN
6.3.6	LT		174	208	61	112	81	17	20	-	-

6.3.7 – grundläggning på spetsburna pålar modellerad i brottgränstillstånd inkl. grundvatten

Snitt/ beräkning	Ber Typ	G.V Ingå r (X)	M _{max, o}	M _{max, u}	M _{max, v}	M _{max, h}	MV, grundtryck σ	MV, sättning	Diff. sättning	Max F/ påle	F EPS
Snitt			kNm	kNm	kNm	kNm	kPa	mm	mm	kN	kN
6.3.7	BG	X	88	39	47	62	66	-	-	249	-

6.3.8 – grundläggning på spetsburna pålar modellerad i brottgränstillstånd exkl. grundvatten

Snitt/ beräkning	Ber Typ	G.V Ingå r (X)	M _{max, o}	M _{max, u}	M _{max, v}	M _{max, h}	MV, grundtryck σ	MV, sättning	Diff. sättning	Max F/ påle	F EPS
Snitt			kNm	kNm	kNm	kNm	kPa	mm	mm	kN	kN
6.3.8	BG		75	33	27	44	48	-	-	275	-

6.3.9 – grundläggning på spetsburna pålar modellerad i bruksgränstillstånd med korttidslast inkl. grundvatten

Snitt/ beräkning	Ber Typ	G.V Ingå r (X)	M _{max, o}	M _{max, u}	M _{max, v}	M _{max, h}	MV, grundtryck σ	MV, sättning	Diff. sättning	Max F/ påle	F EPS
Snitt			kNm	kNm	kNm	kNm	kPa	mm	mm	kN	kN
6.3.9	KT	X	84	36	46	64	62	22	23	231	-

6.3.10 – grundläggning på spetsburna pålar modellerad i bruksgränstillstånd med korttidslast exkl. grundvatten

Snitt/ beräkning	Ber Typ	G.V Ingå r (X)	M _{max, o}	M _{max, u}	M _{max, v}	M _{max, h}	MV, grundtryck σ	MV, sättning	Diff. sättning	Max F/ påle	F EPS
Snitt			kNm	kNm	kNm	kNm	kPa	mm	mm	kN	kN
6.3.10	KT		69	31	23	40	78	23	25	244	-

6.3.11 – grundläggning på spetsburna pålar modellerad i bruksgränstillstånd med långtidslast inkl. grundvatten

Snitt/ beräkning	Ber Typ	G.V Ingå r (X)	M _{max, o}	M _{max, u}	M _{max, v}	M _{max, h}	MV, grundtryck σ	MV, sättning	Diff. sättning	Max F/ påle	F EPS
Snitt			kNm	kNm	kNm	kNm	kPa	mm	mm	kN	kN
6.3.11	LT	X	85	32	43	60	65	27	28	186	-

6.3.12 – grundläggning på spetsburna pålar modellerad i bruksgränstillstånd med långtidslast exkl. grundvatten

Snitt/ beräkning	Ber Typ	G.V Ingå r (X)	M _{max, o}	M _{max, u}	M _{max, v}	M _{max, h}	MV, grundtryck σ	MV, sättning	Diff. sättning	Max F/ påle	F EPS
Snitt			kNm	kNm	kNm	kNm	kPa	mm	mm	kN	kN
6.3.12	LT		73	29	28	46	48	28	28	210	-

6.3.13 – samverkansgrundläggning modellerad i brottgränstillstånd inkl. grundvatten

Snitt/ beräkning	Ber Typ	G.V Ingå r (X)	M _{max, o}	M _{max, u}	M _{max, v}	M _{max, h}	MV, grundtryck σ	MV, sättning	Diff. sättning	Max F/ påle	F EPS
Snitt			kNm	kNm	kNm	kNm	kPa	mm	mm	kN	kN
6.3.13	BG	X	98	44	62	98	78	-	-	264	185

6.3.14 – samverkans grundläggning modellerad i brottgränstillstånd exkl. grundvatten

Snitt/ beräkning	Ber Typ	G.V Ingå r (X)	M _{max, o}	M _{max, u}	M _{max, v}	M _{max, h}	MV, grundtryck σ	MV, sättning	Diff. sättning	Max F/ påle	F EPS
Snitt			kNm	kNm	kNm	kNm	kPa	mm	mm	kN	kN
6.3.14	BG		129	45	59	98	63	-	-	232	209

6.3.15 – samverkansgrundläggning modellerad i bruksgränstillstånd med korttidslast inkl. grundvatten

Snitt/ beräkning	Ber Typ	G.V Ingå r (X)	M _{max, o}	M _{max, u}	M _{max, v}	M _{max, h}	MV, grundtryck σ	MV, sättning	Diff. sättning	Max F/ påle	F EPS
Snitt			kNm	kNm	kNm	kNm	kPa	mm	mm	kN	kN
6.3.15	KT	X	131	67	62	104	88	24	18	182	86

6.3.16 – samverkansgrundläggning modellerad i bruksgränstillstånd med korttidslast exkl. grundvatten

Snitt/ beräkning	Ber Typ	G.V Ingå r (X)	M _{max, o}	M _{max, u}	M _{max, v}	M _{max, h}	MV, grundtryck σ	MV, sättning	Diff. sättning	Max F/ påle	F EPS
Snitt			kNm	kNm	kNm	kNm	kPa	mm	mm	kN	kN
6.3.16	KT		121	62	51	92	79	26	19	206	91

6.3.17 – samverkansgrundläggning modellerad i bruksgränstillstånd med långtidslast inkl. grundvatten

Snitt/ beräkning	Ber Typ	G.V Ingå r (X)	M _{max, o}	M _{max, u}	M _{max, v}	M _{max, h}	MV, grundtryck σ	MV, sättning	Diff. sättning	Max F/ påle	F EPS
Snitt			kNm	kNm	kNm	kNm	kPa	mm	mm	kN	kN
6.3.17	LT	X	119	55	56	90	82	29	25	156	95

6.3.18 – samverkansgrundläggning modellerad i bruksgränstillstånd med långtidslast exkl. grundvatten

Snitt/ beräkning	Ber Typ	G.V Ingå r (X)	$M_{max, \circ}$	$M_{max, u}$	$M_{max, v}$	$M_{max, h}$	MV, grundtryck σ	MV, sättning	Diff. sättning	Max F/ påle	F EPS
Snitt			kNm	kNm	kNm	kNm	kPa	mm	mm	kN	kN
6.3.18	LT		112	51	50	84	76	31	24	171	93

6.4 Utvärdering av beräkningar i fallstudie

6.4.1 Moment i platta

Vid en jämförelse av de moment som uppstod i grundplattorna noterades att för fallet med EPS-element erhöles ett moment i plattan som var lägre vid bruksgränstillstånd än vid brottgränstillstånd. Noterbart är att momenten är högre för de fall där grundvatten ingår i modellen.

6.4.2 Moment i stödmur

För moment som uppstod i stödmur föreföll de inbördes lika sinsemellan för de givna lastkombinationerna.

6.4.3 Grundtryck

Generellt erhålls ett grundtryck med 30 - 50 % högre värde vid traditionell platta i jämförelse med de övriga grundkonstruktionerna. Noterbart i övrigt är att momenten är högre för de fall där grundvatten ingår i modellen.

6.4.4 Sättning/Differenssättning

Differenssättningen översteg inte 30 mm någonstans för de olika lastkombinationerna. De punkter där sättningen uppstod var densamma i alla lastfall och det var ca 8 m mellan sättningspunkterna. Det lägsta medelvärdet av vertikalsättning uppgick till 31 mm och den maximala differenssättningen beräknades till 28 mm vilken höll sig inom ramarna för vad som var tillåtet. Innebörden var att om det inte förelåg någon risk för ojämna sättningar som kunde orsaka skada på stomme eller stomkompletteringar. Acceptans för plattan var 1.0 % lutningsändring och då plattans längd modellerades till 23 m och enligt normen gällde att tillåten sättningslutning på 1 % av 11,5 m dvs. 115 mm vilket i sin tur var mer än 28 mm. (*Plattgrundläggning* s. 144)

6.4.5 Kraft i betongpålar

Endast den mest belastade pålen för aktuell modell i tvärsnittet redovisades, resterande resultat kan ses i Appendix A. Ingen pållast uppgick till pålarnas dimensionerande last på 825 kN.

6.4.6 Kraft i EPS-element

Enbart det högst belastade EPS-elementet i tvärsnittet har redovisats, ingen EPS last uppgick till dimensionerande EPS-last på 1600 kN.

6.5 Dimensionering av tvärsnitt.

Vid dimensionering av tvärsnitten i fallstudien användes resultatet av moment, sättningar etc. som togs fram vid PLAXIS beräkningarna. Vid PLAXIS beräkningarna modellerades grundplattan upp som en jämntjock bottenplatta och inte som en avstyvad bottenplatta. Vid dimensioneringen gjordes en beräkning på denna jämntjocka bottenplatta.

Dimensioneringen av tvärsnitten gjordes i respektive stadium. Till hjälp användes Strusoft Concrete Section.

Källargolvet i garaget skulle utföras i exponeringsklass XC1 insida platta samt XS3 utsida platta. Skanska använde sig av dessa värden för en beräknad 100 årig livstid för den ingående grundplattan. Detta då det är dyrt med reparationskostnaderna på ett källargolv. Att man räknade med en 100 årig livslängd för grunden har även sin orsak i att konstruktionen inte är inspekterbar efter att bottenplattan gjutits. Som gräns för sprickor insida platta har valts 0,4 mm för att större sprickor än så blir väl synliga i konstruktionen och exponeringsklassen ställer inga krav. Säkerhetsklass SK3 användes vid dimensioneringen även om SK2 var föreskrivet för grundkonstruktioner. Detta har sin grund i att SK3 bl.a. används vid kontroll av genomstansning etc.

Dimensioneringen innebar att först dimensionera tvärsnittet för brott för att sedan utföra en kontroll av sprickvidd.

Armeringen utfördes egentligen som ett nät med kompletterande slakarmering, men i dessa beräkningar användes endast slakarmering då det var mängden armering som var det viktiga att beräkna.

Kryptalet fastställdes till 1 pga. att PLAXIS inte kan skilja på överkant och underkant platta.

6.5.1 Dimensionering av platta på mark med grundvatten

Dimensionering av överkantsarmering**Förutsättningar:**

Moment i brottgränstillstånd	:260 kNm
Moment i bruksgränstillstånd, korttid	:195 kNm
Moment i bruksgränstillstånd, långtidslast:	:188 kNm

Säkerhetsklass:	3	} Minsta täckande betongskikt enl. SS 1370 10: 10 mm Men pga. armerings anordning krävs 30 mm täcksikt.
Exponeringsklass:	XC1	
Vattencementtal:	0,6	
Livslängdsklass:	L50	
Spricksäkerhetsfaktor:	$\zeta=1,0$ (sätts normalt till 1 om sprickor inte medför stor skada, BBK-04, s.142)	
Karakteristisk sprickbredd:	$w_k=0,4$ (inget krav angivet i SS 13 70 10)	
Kryptal:	1	
Indata armering:	7 ϕ 20 mm, s 148 mm	
	B500B	
Indata betong:	C35/45	

Resultat:

Dimensionering för moment:	Total erforderlig armering area 2200mm ² .
Kontroll av sprickbredd:	Kravet på karakteristisk sprickbredd uppnås då sprickbredden beräknas till 0.36 mm.
Erforderlig armeringsarea:	$7 \times 10^2 \times \pi = 2200 \text{ mm}^2$

Erforderlig area för tvärsnitt ök:	2200 mm²
---	----------------------------

Dimensionering av underkantsarmering**Förutsättningar:**

Moment i brottgränstillstånd	:260 kNm
Moment i bruksgränstillstånd, korttid	:245 kNm
Moment i bruksgränstillstånd, långtidslast:	:212 kNm

Säkerhetsklass:	3	} Minsta täckande betongskikt enl. SS 1370 10: 50 mm
Exponeringsklass:	XS3	
Vattencementtal:	0,35	
Livslängdsklass:	L100	
Spricksäkerhetsfaktor:	$\zeta=1,8$	
Karakteristisk sprickbredd:	$w_k=0,15$ (krav angivet i SS 13 70 10)	
Kryptal:	1	
Indata armering:	ϕ 20 mm,	
	B500B	
Indata betong:	C35/45	

Resultat:

Dimensionering för moment:	Tot. erforderlig armerings area 2514 mm ² .
Kontroll av sprickbredd:	Med armeringen som krävs för dimensionerande böjmoment uppnåddes inte kravet för sprickor vilket innebär att en kontroll i bruksgränstillstånd gjordes för långtidslast. Det krävdes 13 ϕ 20 s 80 + 5 ϕ 20 s 80 i två lager för att klara en sprickbredd på 0.15 mm.
Erforderlig armeringsarea:	$13 \times 10^2 \times \pi + 5 \times 10^2 \times \pi = 5655 \text{ mm}^2$

Erforderlig area för tvärsnitt:	5655 mm²
--	----------------------------

6.5.2 Dimensionering av platta på mark utan grundvatten

Dimensionering av överkantsarmering**Förutsättningar:**

Moment i brottgränstillstånd	:240 kNm
Moment i bruksgränstillstånd, korttid	:175 kNm
Moment i bruksgränstillstånd, långtidslast	:174 kNm

Säkerhetsklass:	3	} Minsta täckande betongskikt enl. SS 1370 10: 10 mm Men pga. armerings anordning krävs 30 mm täckskikt.
Exponeringsklass:	XC1	
Vattencementtal:	0,6	
Livslängdsklass:	L50	
Spricksäkerhetsfaktor:	$\zeta=1,0$ (sätts normalt till 1 om sprickor inte medför stor skada, BBK-04, s.142)	
Karakteristisk sprickbredd:	$w_k=0,4$ (inget krav angivet i SS 13 70 10)	
Kryptal:	1	
Indata armering:	ϕ 20 mm, B500B	
Indata betong:	C35/45	

Resultat:

Dimensionering för moment:	Tot. erforderlig armerings area 2200mm ² .
Kontroll av sprickbredd:	Kravet på karakteristisk sprickbredd uppnås då sprickbredden beräknas till 0.36 mm.
Erforderlig armeringsarea:	$7 \times 10^2 \times \pi = 2200\text{mm}^2$.

Erforderlig area för tvärsnitt: 2200mm²

Dimensionering av underkantsarmering**Förutsättningar:**

Moment i brottgränstillstånd:	260 kNm
Moment i bruksgränstillstånd, korttid:	239 kNm
Moment i bruksgränstillstånd, långtidslast:	208 kNm

Exponeringsklass:	XS3	} Minsta täckande betongskikt enl. SS 1370 10: 40 mm
Vattencementtal:	0,35	
Livslängdsklass:	L100	
Spricksäkerhetsfaktor:	$\zeta=1,8$	
Karakteristisk sprickbredd:	$w_k=0,15$ (krav angivet i SS 13 70 10)	
Kryptal:	1	
Indata armering:	ϕ 20 mm, B500B	
Indata betong:	C35/45	

Resultat:

Dimensionering för moment:	Total erforderlig armerings area 2514 mm ² .
Kontroll av sprickbredd:	Sprickbredden blev dock för stor. Där valdes ett s på 60 mm varvid en sprickbredd på 0.12 mm erhöles.
Erforderlig armeringsarea:	$16 \times 10^2 \times \pi = 5027\text{mm}^2$

Erforderlig area för tvärsnitt: 5027mm²

6.5.3 Dimensionering av platta på pålar med grundvatten

Dimensionering av överkantsarmering

Förutsättningar:

Moment i brottgränstillstånd	:88 kNm
Moment i bruksgränstillstånd, korttid	:84 kNm
Moment i bruksgränstillstånd, långtidslast:	:84 kNm

Säkerhetsklass:	3	} Minsta täckande betongskikt enl. SS 1370 10: 10 mm Men pga. armerings anordning krävs 30 mm täckskikt.
Exponeringsklass:	XC1	
Vattencementtal:	0,6	
Livslängdsklass:	L50	
Spricksäkerhetsfaktor:	$\zeta=1,0$ (sätts normalt till 1 om sprickor inte medför stor skada, BBK-04, s.142)	
Karakteristisk sprickbredd:	$w_k=0,4$ (inget krav angivet i SS 13 70 10)	
Krytpal:	1	
Indata armering:	ϕ 20 mm, B500B	
Indata betong:	C35/45	

Resultat:

Dimensionering för moment:	Total erforderlig armering area 1257 mm ² . Utnyttjandegraden är i detta fall maximerad men detta är ofta kopplat till vilket försäkringsbolag man använder.
Kontroll av sprickbredd:	För att klara sprickkravet 0,4 mm krävdes c/c 195 mm vilket resulterade i 0.35 mm sprickbredd.
Erforderlig armeringsarea:	$6 \times 10^2 \times \pi = 1885$ mm ²

Erforderlig area för tvärsnitt ök:	1885 mm²
---	----------------------------

Dimensionering av underkantsarmering

Förutsättningar:

Moment i brottgränstillstånd	:39 kNm
Moment i bruksgränstillstånd, korttid	:36 kNm
Moment i bruksgränstillstånd, långtidslast:	:32 kNm

Säkerhetsklass:	3	} Minsta täckande betongskikt enl. SS 1370 10: 40 mm
Exponeringsklass:	XS3	
Vattencementtal:	0,35	
Livslängdsklass:	L100	
Spricksäkerhetsfaktor:	$\zeta=1,8$	
Karakteristisk sprickbredd:	$w_k=0,15$ (krav angivet i SS 13 70 10)	
Krytpal:	1	
Indata armering:	ϕ 16 mm, B500B	
Indata betong:	C35/45	

Resultat:

Dimensionering för moment:	Total erforderlig armering area 604 mm ² .
Kontroll av sprickbredd:	Detta testades sedan även i bruksgränstillståndet och där valdes ett c/c på 100 mm. Detta resulterade i en sprickbredd på 0.09 mm
Erforderlig armeringsarea:	$10 \times 8^2 \times \pi = 2011$ mm ²

Erforderlig area för tvärsnitt ök:	2011 mm²
---	----------------------------

6.5.4 Dimensionering av platta på pÅlar utan grundvatten

Dimensionering av överkantsarmering**Förutsättningar:**

Moment i brottgränstillstånd	:75 kNm
Moment i bruksgränstillstånd, korttid	:69 kNm
Moment i bruksgränstillstånd, långtidslast:	:73 kNm

SÄkerhetsklass:	3	
Exponeringsklass:	XC1	} Minsta täckande betongskikt enl. SS 1370 10: 10 mm Men pga. armerings anordning krÄvs 30 mm täckskikt.
Vattencementtal:	0,6	
LivslÄngdsklass:	L50	
SpricksÄkerhetsfaktor:	$\zeta=1,0$ (sÄtts normalt till 1 om sprickor inte medför stor skada, BBK-04, s.142)	
Karakteristisk sprickbredd:	$w_k=0,4$ (inget krav angivet i SS 13 70 10)	
Kryptal:	1	
Indata armering:	ϕ 20 mm, B500B	
Indata betong:	C35/45	

Resultat:

Dimensionering för moment:	Total erforderlig armering area 1257 mm ² .
Kontroll av sprickbredd:	Dock uppnås inte kravet för sprickor vilket innebar att en kontroll i bruksgränstillstånd gjordes. Detta testades sedan Även i bruksgränstillståndet och där valdes ett c/c på 200 mm. Detta ger en armeringsmÄngd av $5 \times 10^2 \times \pi=1571$ mm ² och en sprickbredd pÅ 0.34 mm.
Erforderlig armeringsarea:	$5 \times 10^2 \times \pi=1571$ mm ² .

Erforderlig area för tvÄrsnitt ök:	1571 mm²
---	----------------------------

Dimensionering av underkantsarmering**Förutsättningar:**

Moment i brottgränstillstånd	:33 kNm
Moment i bruksgränstillstånd, korttid	:31 kNm
Moment i bruksgränstillstånd, långtidslast:	:29 kNm

Exponeringsklass:	XS3	} Minsta täckande betongskikt enl. SS 1370 10: 40 mm
Vattencementtal:	0,35	
LivslÄngdsklass:	L100	
SpricksÄkerhetsfaktor:	$\zeta=1,8$	
Karakteristisk sprickbredd:	$w_k=0,15$ (krav angivet i SS 13 70 10)	
Kryptal:	1	
Indata armering:	ϕ 12 mm, B500B	
Indata betong:	C35/45	

Resultat:

Dimensionering för moment:	Total erforderlig armering area 566 mm ² .
Kontroll av sprickbredd:	Sprickbredden blev dock för stor. Detta testades sedan Även i bruksgränstillståndet och där valdes ett c/c pÅ 170 mm. Detta gav en sprickbredd pÅ 0.11 mm.
Erforderlig armeringsarea:	$6 \times 6^2 \times \pi=679$ mm ²

Erforderlig area för tvÄrsnitt ök:	679 mm²
---	---------------------------

6.5.5 Dimensionering av samverkansgrundläggning med grundvatten

Dimensionering av överkantsarmering

Förutsättningar:

Moment i brottgränstillstånd	:98 kNm
Moment i bruksgränstillstånd, korttid	:31 kNm
Moment i bruksgränstillstånd, långtidslast:	:119 kNm

Säkerhetsklass:	3	} Minsta täckande betongskikt enl. SS 1370 10: 10 mm
Exponeringsklass:	XC1	
Vattencementtal:	0,6	
Livslängdsklass:	L50	
Spricksäkerhetsfaktor:	$\zeta=1,0$ (sätts normalt till 1 om sprickor inte medför stor skada, BBK-04, s.142)	
Karakteristisk sprickbredd:	$w_k=0,4$ (inget krav angivet i SS 13 70 10)	
Kryptal:	1	
Indata armering:	ϕ 20 mm, B500B	
Indata betong:	C35/45	

Resultat:

Dimensionering för moment:	Total erforderlig armering area 1571 mm ² .
Kontroll av sprickbredd:	Sprickvidden klarades ej med hjälp av böjarmeringen. Tvärsnittet krävdes armering 7 ϕ 20 s 150 för att klara en maximal sprickbredd på 0.35 mm för att klara det egna kravet på 0.4 mm. Av någon anledning ses här att momenten i bruksgräns är högre än i brottgräns. Därför gjordes en ny dimensionering av tvärsnittet där jag betraktade långtidslastens moment som dimensionerande moment i brottgränstillstånd. Anledningen till att resultatet är på detta vis kan bero på att momentet i brott är kort och plattan inte hinner deformera sig till den nivå som erhålls för långtidslaster. Jag anser att det inte går att bortse från att momentet för långtidslast är högre än i brottgräns och dimensionerar tvärsnittet utifrån det.

Erforderlig armeringsarea: $7 \times 10^2 \times \pi = 2200 \text{ mm}^2$.

Erforderlig area för tvärsnitt ök:	2200 mm²
---	----------------------------

Dimensionering av underkantsarmering

Förutsättningar:

Moment i brottgränstillstånd	:44 kNm
Moment i bruksgränstillstånd, korttid	:67 kNm
Moment i bruksgränstillstånd, långtidslast:	:55 kNm

I detta fall var momentet i bruksgränstillstånd högst varav en ny dimensionering gjordes för detta både för långtidslast och för brottgränstillstånd.

Säkerhetsklass:	3	} Minsta täckande betongskikt enl. SS 1370 10: 40 mm
Exponeringsklass:	XS3	
Vattencementtal:	0,35	
Livslängdsklass:	L100	
Spricksäkerhetsfaktor:	$\zeta=1,8$	

Karakteristisk sprickbredd:	$w_k=0,15$ (krav angivet i SS 13 70 10)
Kryptal:	1
Indata armering:	ϕ 16 mm, B500B
Indata betong:	C35/45

Resultat:

Dimensionering för moment: Total erforderlig armering area 805 mm².
 Kontroll av sprickbredd: Sprickbredden blev för stor. Detta testades sedan även i bruksgränstillståndet och där valdes ett c/c på 150 mm vilket gav en sprickbredd på 0.33 mm.

Erforderlig armeringsarea: $5 \times 8^2 \times \pi = 1006 \text{ mm}^2$

Erforderlig area för tvärsnitt ök: 1006 mm²

6.5.6 Dimensionering av samverkansgrundläggning utan grundvatten

Dimensionering av överkantsarmering**Förutsättningar:**

Moment i brottgränstillstånd	:129 kNm
Moment i bruksgränstillstånd, korttid	:121 kNm
Moment i bruksgränstillstånd, långtidslast:	:112 kNm

Säkerhetsklass:	3	} Minsta täckande betongskikt enl. SS 1370 10: 40 mm
Exponeringsklass:	XC1	
Vattencementtal:	0,6	
Livslängdsklass:	L50	
Spricksäkerhetsfaktor:	$\zeta=1,0$ (sätts normalt till 1 om sprickor inte medför stor skada, BBK-04, s.142)	
Karakteristisk sprickbredd:	$w_k=0,4$ (inget krav angivet i SS 13 70 10)	
Kryptal:	1	
Indata armering:	ϕ 20 mm, B500B	
Indata betong:	C35/45	

Resultat:

Dimensionering för moment: Total erforderlig armering area 1885 mm².
 Kontroll av sprickbredd: Med armeringen som krävs för dimensionerande böjmoment uppnås inte kravet för sprickor vilket innebar att en kontroll i bruksgränstillstånd gjordes. Det krävdes 7 ϕ 20 s 150 för att klara en sprickbredd på 0.33 mm.
 Erforderlig armeringsarea: $7 \times 10^2 \times \pi = 2200 \text{ mm}^2$.

Erforderlig area för tvärsnitt ök: 2200 mm²

Dimensionering av underkantsarmering

Förutsättningar:

Moment i brottgränstillstånd	:45 kNm
Moment i bruksgränstillstånd, korttid	:62 kNm
Moment i bruksgränstillstånd, långtidslast:	:51 kNm

Exponeringsklass:	XS3	} Minsta täckande betongskikt enl. SS 1370 10: 40 mm
Vattencementtal:	0,35	
Livslängdsklass:	L100	
Spricksäkerhetsfaktor:	$\zeta=1,8$	
Karakteristisk sprickbredd:	$w_k=0,15$ (krav angivet i SS 13 70 10)	
Kryptal:	1	
Indata armering:	ϕ 20 mm, B500B	
Indata betong:	C35/45	

Resultat:

Dimensionering för moment: Total erforderlig armering area 943 mm².

Kontroll av sprickbredd: Med armeringen som krävs för dimensionerande böjmoment uppnås inte kravet för sprickor vilket innebar att en kontroll i bruksgränstillstånd gjordes. Det krävdes 5 ϕ 20 s 225 för att klara en sprickbredd på 0.32 mm.

Erforderlig armeringsarea: $5 \times 10^2 \times \pi = 1571 \text{ mm}^2$

Erforderlig area för tvärsnitt ök:	1571 mm²
---	----------------------------

6.6 Sammanfattning av erforderlig armering i tvärsnitt

Beräkningarna i kap 6.5 sammanfattas i *tabell 6.6*.

Dimensioneringsnitt	Erfordrad. armeringsmängd (mm ²)
6.5.1 Dimensionering av platta på mark med grundvatten	7855
6.5.2 Dimensionering av platta på mark utan grundvatten	7227
6.5.3 Dimensionering av platta på pålar med grundvatten	2089
6.5.4 Dimensionering av platta på pålar utan grundvatten	2250
6.5.5 Dimensionering av samverkansgrundläggning med grundvatten	3206
6.5.6 Dimensionering av samverkansgrundläggning utan grundvatten	3771

Tabell 6.6. Resultat från dimensionering av tvärsnitt.

6.7 Ekonomisk utvärdering

Beräkningar från dimensioneringen av snittet av grundkonstruktion i fallstudien låg till grund för den ekonomiska utvärderingen.

Följande kostnader för material togs med i den ekonomiska utvärderingen. Priserna var exkl. moms men inkluderade arbetskostnad. Dessa kostnader baseras på intervjuer och diskussioner med inköpsavdelningen på Skanska i Malmö (april 2011):

- Kostnad för spetsbärande pålar SP2 11m 4550 kr/st, SP2 12m 4870 kr/st.
- Kostnad för betong 1500 kr/m³ inkl. arbetskostnad
- Förberedande markarbeten 1800-3000 kr
- Armeringskostnader Ø20 19 kr/st., Ø16 12 kr/st.
- Kostnad för EPS element 800 kr/ st. inkl. arbetskostnad

Nedan presenteras ingående antaganden vid den ekonomiska utvärderingen.

- Antalet pålar vid traditionell pålning: 2,4 st.
- Antalet pålar vid samverkansgrundläggning: 1,2 st.
- I kostnaderna för förberedande markarbeten inräknades även material och arbeten med markisolering.
- Kostnader med grundvattensänkning ingick inte i kostnadsberäkningarna.
- Kostnad för armeringsnät i betongplatta förutsattes vara den samma för de tre typerna av grundläggningskonstruktioner och ingick inte i kostnads-beräkningarna.
- Kostnader för kantavstyvningar ingick inte i kostnadsberäkningarna.
- Transportkostnader ingick inte i kostnadsberäkningarna.

6.7.1 Uppskattad kostnad platta på mark med beaktning av grundvatten

Modell	Antal	Mängd	Pris	Kostnad(kr)
Pålar	0			0
Betong i platta	25	1x1x0,4	1500	15000
Armering Ø 20 mm	25	20	19	9500
Arbetskostnad armering	1,2	25	400	12000
Förberedande markarbeten	25	m ³	1800-3000	45000

Summa **81500**

Kostnad per m²: 3468 kr

6.7.2 Uppskattad kostnad platta på pålar

Modell	Antal	Mängd	Pris	Kostnad(kr)
Pålar	2,4		4870	11688
Betong i platta	25	1x1x0,2	1500	7500
Armering Ø 20, 16 mm	25	6x20 + 10x16	19/12	5850
Arbetskostnad armering	1,2	25	400	12000
Förberedande markarbeten	25	m ³	2200	55000

Summa **92038**

Kostnad per m²: 3916 kr.

6.7.3 Uppskattad kostnad samverkansgrundläggning

Modell	Antal	Mängd	Pris	Kostnad(kr)
Pålar	1,2		4870	5844
Betong i platta	25	1x1x0,2	1500	7500
EPS element inkl. arbete	1,2		800	960
Armering Ø 20 mm	25	12	19	5700
Arbetskostnad armering	1,2	25	400	12000
Förberedande markarbeten	25	m ³	3000	55000
Summa				87004

Kostnad per m²: 3702 kr

Sammanställning av kostnaderna ovan visade att den dyraste grundläggningsmetoden av de tre i jämförelsen är *grundläggning på spetsbärande pålar* där kostnaderna beräknades till 3916 kr/m². Kostnaderna för *Grundläggning på platta på mark* beräknades till att vara 3468kr/m² vilket skulle vara en ren kostnadsreducering på 12 procent jämfört med pålning på spetsbärande pålar. Motsvarande kostnader för *Samverkansgrundläggning* beräknades till 3702 kr/m², vilket skulle innebära en kostnadsreducering på mellan fem och sex procent i jämförelse med *grundläggning på spetsbärande pålar* och en kostnadsökning med sju procent jämfört med *grundläggning med platta på mark*.

6.8 Teknisk utvärdering

Vid den tekniska utvärderingen av grundläggningsmetod styrdes valet av ett antal tekniska överväganden. Det var därför viktigt att göra en realistisk värdering av de faktorer som påverkar uppförandet av en grundläggningskonstruktion. De som i denna rapport beaktats var problemfritt genomförande, möjligheter till snabba beslut när det oförutsedda inträffar, tidspilan, oväntade markförhållanden, metodförändringar, störningar på omgivningen, kvalitetstänk etc. När en grundkonstruktion är uppförd är det viktigt att kunna lita på att den klarar verkligheten under många år. Det är viktigt att kunna kontrollera och granska ingående delar. Sådana indirekta faktorer kan ge kostnader som vida överstiger kostnaden för själva grundläggningsarbetena. Vid vissa fall när en entreprenör kommer in sent i ett projekt så väljs en grundläggningsmetod som är tillförlitlig för att inte produktionen skall försenas. Nedan följer en reflektion kring de analyserade grundläggningsmetoderna samt deras tekniska fördelar och nackdelar.

Grundläggning med platta på mark

Vid grundläggning med platta på mark finns en möjlighet att placera en byggnadskran på den 40 cm tjocka plattan utan att det innebär en massa extraarbete. Positivt är att slippa pålning men det tillkommer förarbete med marken och markisolering samt merarbete vid avstyvning av plattan. Å andra sidan blir det mindre förarbeten med makadam och isolering mot sulor då man kan göra marken plan. Grundläggningsmetoden är relativt snabb men ju tjockare platta desto mer arbete med vattning av ytan. Slarv och fel i konstruktionen innebär risk för fuktuppträngning som kan ge besvärliga konsekvenser. Problem med sprickor i fasad på en grannfastighet kan uppstå om den är pålad, då lasten från byggnaden kan föras över till pålarna på grannfastigheten.

Grundläggning på spetsbärande pålar

Grundläggning på spetsbärande pålar innebär minskad risk för att laster förs över till en grannfastighet och grundläggningsmetoden är historiskt sett tillförlitlig. Där föreligger dock vissa risker vid "felslagning" samt att grundläggningsmetoden har en hög omgivningspåverkan i buller och vibrationer. Metoden kan ge ett stort spill om geologin varierar. Det är också svårt att avgöra huruvida en påle blivit skadad eller inte vid påslagning.

Samverkansgrundläggning

Vid samverkansgrundläggning fås mindre förarbeten med anpassning av makadam och isolering mot sulor i jämförelse med traditionell pålning. Åtgången av pålar kan halveras och det blir även mindre markarbete med makadam och isolering mot sulor än vid traditionell pålning. Det kvarstår dock frågor kring vad som händer med gummielementen efter en viss tid, då byggtekniken inte tillåter inspektion. Att det är rekommenderat att inte använda denna metod för byggnader över åtta våningsplan lämnar också en del frågor olösta

KAPITEL 7

7. SLUTSATS

Från informationen som har sammanställts i rapporten kan man dra slutsatsen att priset för grundläggningskonstruktion till referensobjektet maximalt skiljer 20 %. Man kan även dra slutsatsen att de linjära beräkningsmetoder som används för dimensionering av platta stämmer bra överens med den olinjära beräkningsmetod som man använder sig av i PLAXIS 2D då resultaten på sättningar, totalspänningar och effektivspänningar framräknade i programmet stämmer överens med linjära beräkningar samt handberäkningar. Vad som man också kan ta med sig är att det inte alltid är den indirekt beräknade kostnaden som styr valet av grundläggningsmetod utan att det finns risktagande med mindre beprövade metoder både vid produktion samt under "eftertiden" under bl.a. garantitiden. Resultatet av dessa kostnader kan eventuellt överstiga en initiiellt dyrare grundläggningsmetod.

Då denna rapport gjordes som ett examensarbete var studien tidsbegränsad. Det skulle därför vara intressant att genomföra ytterligare studier på en större del av de ingående bostadsprojekten och studera fler snitt samt använda sig av en annan typ av geoteknisk mjukvara och jämföra resultaten med PLAXIS 2D. Det vore även intressant att utföra en större och mer komplex tredimensionell simulering och jämföra den med en 2D simulering samt att inte förutsätta att Mohr-Coulombs materialmodell utan göra materialmodeller som är mer komplexa.

KAPITEL 8

8. REFERENSER

Referenser till Internetkällor och internetmaterial

http://www.boverket.se/globalassets/publikationer/dokument/2004/boverkets_handbok_om_betongkonstruktioner_bbk_04.pdf

Dixon - dixon.hh.se/bertill/Kurser/Common/FEMgk/Notes/kompendiumA4.pdf

<http://www.PLAXIS.com/index.php?cat=manuals&mouse=PLAXIS%20V8>. *Material Models Manual* (2005-04-01)

<http://www.PLAXIS.com/index.php?cat=manuals&mouse=PLAXIS%20V8>. *Reference Manual*. (2005-04-01)

<http://www.PLAXIS.com/index.php?cat=manuals&mouse=PLAXIS%20V8>. *Scientific Manual*. (2005-04-01)

www.strusoft.com

<http://www.mathworks.se/products/MATLAB/>

<http://webcache.googleusercontent.com/search?q=cache:QfZjixfQrAkJ:openjournals.library.usyd.edu.au/index.php/CAL/article/download/6135/6785+&cd=5&hl=en&ct=clnk&gl=se>

Bokreferenser

Axelsson, K (2006). *Introduktion till geotekniken, jämte byggnadsgeologin, jordmaterialläran och jordmekaniken*. Uppsala: Geotryckeriet.

Bernander, S, Broms, B & Brunskog, E (1975). *Grundläggningsarbeten, Geoteknik*. Stockholm: Ingenjörsköpmannaförbundet AB.

Bernander, Broms, Brunskog, Busk, Hansbro, Lundahl, Magnusson, Martin, Möller, Sahlström, Sjöberg & Österholm.(1975). *Grundläggningsarbeten geoteknik*. Stockholm: Ingenjörsköpmannaförbundet AB

Bergdahl, U., Ottosson, E. & Malmberg, B.S. (1993). *Plattgrundläggning*. Solna: Svensk byggtjänst.

Hansbro, S (1981). *Grundläggning av byggnader och maskinfundament*. Stockholm: Liber.

Heyden, S, Dahlblom, O, Olsson, A & Sandberg, G. (2008). *Introduktion till Strukturmekaniken*. (4. Uppl.) Lund: Studentlitteratur.

Isaksson, T. & Mårtensson, A. (2008). *Byggkonstruktion: regel- och formelsamling*. (1. uppl.) Lund: Studentlitteratur.

Olsson, C. & Holm, G. (1993). *Pålgrundläggning*. Solna: Svensk byggtjänst.

Saabye Ottosen, N. & Petersson, H. (1992). *Introduction to the finite element method*. New York: Prentice Hall.

Rapporter

Elofsson, R. (2010). *PM – Geoteknik och Design (1056) – Geoteknisk utredning för grundläggning av flerbostadshus, Slupen 1 och Skonaren 3, Malmö*

Ingenjörsvetenskapsakademien. Pålkommisionen. Ingenjörsvetenskapsakademien (1984). *Pålkommisionen rapport 75*.

Tryckt examensarbete

Nagy, R (2010). *Momentreduktion i spontvägg* (Examensarbete, Lunds Tekniska Högskola, Construction Sciences)

Jönsson, D. (2007). *Analys av jord och konstruktion i samverkan – utvärdering av olika FE-program*. (Examensarbete, Lunds Tekniska Högskola, Construction Sciences)

Broschyrer

(2010)*ELASTO Pile System: For advanced soil structure interaction design*

Från: <http://www.spennteknikk.no/brosjyrer/ELASTO-Pile-System-24022011.pdf>

Mjukvara CALFEM

http://read.pudn.com/downloads154/sourcecode/math/683500/toolbox/fem/beam2w.m__.htm

Appendix A

Indata till analys i fallstudie

Appendix A - 2

A.1 Självbärande bottenplatta

A.1.1 Indata till beräkningar – med grundvatten – brottgränstillstånd

Beräkningarna utfördes i brottgränstillstånd och vid beräkningarna togs hänsyn till grundvattennivån.

Jordlagerföljd	Materialets tunghet		E-modul	Friktions vinkel	Skjuv-hållfasthet		
	$g_{d,u} = g_m$	$g'_{d,u} = g'_m$					
Enheter	kN/m ³ Omättad	kN/m ³ Effektiv	MPa	°	kPa		
Sandzon 1	18	11	20,4	30,4			
Sandzon 2	18	11	12,1	26			
Sandzon 3	18	11	18,6	27,8			
Uppsprucket kalkberg	20	12	30,3	30,4	6,1		
Fast Kalkberg	22	12	303	35	91		
Geokonstruktioner							
	Tjocklek	Area	Längd	E-modul	Tröghets moment	Axial styvhet	Böj styvhet
	t	A	L	E_c	I	$E_c \cdot A$	$E_c \cdot I$
Enheter	m	m	m	GPa	m ⁴	N	N/m ² /m
Bottenplatta	0,4	0,4	1,0	23,6	0,005333	$9,44 \cdot 10^9$	$1,26 \cdot 10^8$
Stödmur	0,25	0,25	1,0	23,6	0,001302	$5,9028 \cdot 10^9$	$3,07436 \cdot 10^9$
Laster[kN]							
	L1	L2	L3	L4	L5		
	157	430	211	321	242		

Appendix A - 3

A.1.2 Indata till beräkningar – utan grundvatten - brottgränstillstånd

Beräkningarna utfördes i brottgränstillstånd och vid beräkningarna togs ingen hänsyn till grundvattennivån.

Jordlagerföljd	Materialets tunghet		E-modul	Friktions vinkel	Skjuv-hållfasthet		
	$g_{d,u} = g_m$	$g'_{d,u} = g'_m$					
Enheter	kN/m ³ Omättad	kN/m ³ Torr	MPa	°	kPa		
Sandzon 1	18	11	20,4	30,4			
Sandzon 2	18	11	12,1	26			
Sandzon 3	18	11	18,6	27,8			
Uppsprucket kalkberg	20	12	30,3	30,4	6,1		
Fast Kalkberg	22	12	303	35	91		
Geokonstruktioner							
	Tjocklek	Area	Längd	E-modul	Tröghets moment	Axial styvhet	Böj styvhet
	t	A	L	E_c	I	$E_c \cdot A$	$E_c \cdot I$
Enheter	m	m	m	GPa	m ⁴	N	N/m ² /m
Bottenplatta	0,4	0,4	1,0	23,6	0,005333	$9,44 \cdot 10^9$	$1,26 \cdot 10^8$
Stödmur	0,25	0,25	1,0	23,6	0,001302	$5,9028 \cdot 10^9$	$3,07436 \cdot 10^9$
Laster[kN]							
	L1	L2	L3	L4	L5		
	157	430	211	321	242		

Appendix A - 4

A.1.3 Indata till beräkningar – med grundvatten – bruksgränstillstånd, korttidslast.

Beräkningarna utfördes i bruksgränstillstånd för långtidslast. Vid beräkningarna togs hänsyn till grundvattennivån.

Jordlagerföljd	Materialets tunghet		E-modul	Friktions vinkel	Skjuv-hållfasthet		
	$g_{d,u} = g_m$	$g'_{d,u} = g'_m$					
Enheter	kN/m ³	kN/m ³	MPa	°	kPa		
Sandzon 1	18	11	33,7	40			
Sandzon 2	18	11	20	35			
Sandzon 3	18	11	37	30,7			
Uppsprucket kalkberg	20	12	50	40	10		
Fast Kalkberg	22	12	500	45	150		
Geokonstruktioner	Tjocklek	Area	Längd	E-modul	Tröghets moment	Axial styvhet	Böj styvhet
	t	A	L	E_c	I	$E_c \cdot A$	$E_c \cdot I$
Enheter	m	m	m	GPa	m ⁴	N	N/m ² /m
Bottenplatta	0,4	0,4	1,0	23,6	0,005333	$9,44 \cdot 10^9$	$1,26 \cdot 10^8$
Stödmur	0,25	0,25	1,0	23,6	0,001302	$5,9028 \cdot 10^9$	$3,07436 \cdot 10^9$
Laster[kN]	L1	L2	L3	L4	L5		
	148	408	200	305	262		

Appendix A - 5

A.1.4 Indata till beräkningar – utan grundvatten – bruksgränstillstånd, korttidslast.

Beräkningarna utfördes i bruksgränstillstånd för långtidslast. Vid beräkningarna togs ingen hänsyn till grundvattennivån.

Jordlagerföljd	Materialets tunghet		E-modul	Friktions vinkel	Skjuv-hållfasthet		
	$g_{d,u} = g_m$	$g'_{d,u} = g'_m$					
Enheter	kN/m ³	kN/m ³	MPa	°	kPa		
Sandzon 1	18	11	33,7	40			
Sandzon 2	18	11	20	35			
Sandzon 3	18	11	37	30,7			
Uppsprucket kalkberg	20	12	50	40	10		
Fast Kalkberg	22	12	500	45	150		
Geokonstruktioner							
Geokonstruktioner	Tjocklek	Area	Längd	E-modul	Tröghets moment	Axial styvhet	Böj styvhet
	t	A	L	E_c	I	$E_c \cdot A$	$E_c \cdot I$
Enheter	m	m	m	GPa	m ⁴	N	N/m ² / m
Bottenplatta C35/45	0,4	0,4	1,0	34	0,005333	13,6·10 ⁹	1,81·10 ⁹
Stödmur C35/45	0,25	0,25	1,0	23,6	0,001302	8,5·10 ⁹	4,4268·10 ⁷
Laster							
Laster[kN]	L1	L2	L3	L4	L5		
	148	408	200	305	262		

Appendix A - 6

A.1.5 Indata till beräkningar – med grundvatten – bruksgränstillstånd, långtidslast.

Beräkningarna utfördes i bruksgränstillstånd för långtidslast. Vid beräkningarna togs hänsyn till grundvattennivån.

Jordlagerföljd	Materialets tunghet		E-modul	Friktions vinkel	Skjuv-hållfasthet	
	$g_{d,u} = g_m$	$g'_{d,u} = g'_m$				
Enheter	kN/m ³	kN/m ³	MPa	°	kPa	
Sandzon 1	18	11	22,7	33,1	0,2	
Sandzon 2	18	11	28,5	13,5	0,2	
Sandzon 3	18	11	20,7	30,3	0,2	
Uppsprucket kalkberg	20	12	33,7	33,1	6,7	
Fast Kalkberg	22	12	337	37,8	101	
Geokonstruktioner						
Tjocklek	Area	Längd	E-modul	Tröghets moment	Axial styvhet	Böj styvhet
t	A	L	E_c	I	$E_c \cdot A$	$E_c \cdot I$
Enheter	m	m	GPa	m ⁴	N	N/m ² /m
Bottenplatta C35/45	0,4	0,4	17	0,005333	$6,8 \cdot 10^9$	$9,07 \cdot 10^7$
Stödmur C35/45	0,25	0,25	17	0,001302	$4,25 \cdot 10^9$	$2,213 \cdot 10^7$
Laster[kN]						
L1	L2	L3	L4	L5		
136	378	186	282	242		

Appendix A - 7

A.1.6 Indata till beräkningar – utan grundvatten – bruksgränstillstånd, långtidslast.

Beräkningarna utfördes i bruksgränstillstånd för långtidslast. Vid beräkningarna togs ingen hänsyn till grundvattennivån.

Jordlagerföljd	Materialets tunghet		E-modul	Friktions vinkel	Skjuv-hållfasthet	
	$g_{d,u} = g_m$	$g'_{d,u} = g'_m$				
Enheter	kN/m ³	kN/m ³	MPa	°	kPa	
Sandzon 1	18	11	22,7	33,1	0,2	
Sandzon 2	18	11	28,5	13,5	0,2	
Sandzon 3	18	11	20,7	30,3	0,2	
Uppsprucket kalkberg	20	12	33,7	33,1	6,7	
Fast Kalkberg	22	12	337	37,8	101	
Geokonstruktioner						
Tjocklek	Area	Längd	E-modul	Tröghets moment	Axial styvhet	Böj styvhet
t	A	L	E_c/E_{eff}	I	$E_c \cdot A$	$E_c \cdot I$
Enheter	m	m	GPa	m ⁴	N	N/m ² / m
Bottenplatta C35/45	0,4	0,4	34/17	0,005333	$6,8 \cdot 10^9$	$9,07 \cdot 10^7$
Stödmur C35/45	0,25	0,25	34/17	0,001302	$4,25 \cdot 10^9$	$2,213 \cdot 10^7$
Laster[kN]						
L1	L2	L3	L4	L5		
136	378	186	282	242		

Appendix A - 8

A.2 Spetsburna pÅlar

A.2.1 Indata till beräkningar - med grundvatten – brottgränstillstånd.

Beräkningarna utfördes i brottgränstillstånd och vid beräkningarna togs hänsyn till grundvattennivån.

Jordlagerföljd	Materialets tunghet		E-modul	Friktions vinkel	Skjuv-hållfasthet		
	$g_{d,u} = g_m$	$g'_{d,u} = g'_m$					
Enheter	kN/m ³ Omättad	kN/m ³ Torr	MPa	°	kPa		
Sandzon 1	18	11	20,4	30,4			
Sandzon 2	18	11	12,1	26			
Sandzon 3	18	11	18,6	27,8			
Uppsprucket kalkberg	20	12	30,3	30,4	6,1		
Fast Kalkberg	22	12	303	35	91		
Geokonstruktioner							
	Tjocklek	Area	Längd	E-modul	Tröghets moment	Axial styvhet	Böj styvhet
	t	A	L	E_c	I	$E_c \cdot A$	$E_c \cdot I$
Enheter	m	m	m	GPa	m ⁴	N	N/m ² /m
Påldata SP2 C40/50	0,27	0,0729		24,3		$1,77147 \cdot 10^9$	
Bottenplatta C35/45	0,25	0,25	1,0	23,6	0,001302	$5,9027 \cdot 10^9$	$3,074 \cdot 10^8$
Stödmur C35/45	0,25	0,25	1,0	23,6	0,001302	$5,9028 \cdot 10^9$	$3,07436 \cdot 10^9$
Laster[kN]							
	L1	L2	L3	L4	L5		
	157	430	211	321	242		

Appendix A - 9

A.2.2 Indata till beräkningar - utan grundvatten – brottgränstillstånd.

Beräkningarna utfördes i brottgränstillstånd och vid beräkningarna togs ingen hänsyn till grundvattennivån.

Jordlagerföljd	Materialets tunghet		E-modul	Friktions vinkel	Skjuv-hållfasthet		
	$g_{d,u} = g_m$	$g'_{d,u} = g'_m$					
Enheter	kN/m ³ Omättad	kN/m ³ Torr	MPa	°	kPa		
Sandzon 1	18	11	20,4	30,4			
Sandzon 2	18	11	12,1	26			
Sandzon 3	18	11	18,6	27,8			
Uppsprucket kalkberg	20	12	30,3	30,4	6,1		
Fast Kalkberg	22	12	303	35	91		
Geokonstruktioner							
Geokonstruktioner	Tjocklek	Area	Längd	E-modul	Tröghets moment	Axial styvhet	Böj styvhet
	t	A	L	E_c	I	$E_c \cdot A$	$E_c \cdot I$
Enheter	m	m	m	GPa	m ⁴	N	N/m ² /m
Påldata SP1 C40/50	0,27	0,0729		24,3		$1,77147 \cdot 10^9$	
Bottenplatta C35/45	0,25	0,25	1,0	23,6	0,001302	$5,9027 \cdot 10^9$	$3,074 \cdot 10^8$
Stödmur C35/45	0,25	0,25	1,0	23,6	0,001302	$5,9028 \cdot 10^9$	$3,07436 \cdot 10^9$
Laster[kN]							
	L1	L2	L3	L4	L5		
	157	430	211	321	242		

Appendix A - 10

A.2.3 Indata till beräkningar - med grundvatten – bruksgränstillstånd, korttidslast

Beräkningarna utfördes i bruksgränstillstånd för korttidslast. Vid beräkningarna togs hänsyn till grundvattennivån.

Jordlagerföljd	Materialets tunghet		E-modul	Friktions vinkel	Skjuv-hållfasthet		
	$g_{d,u} = g_m$	$g'_{d,u} = g'_m$					
Enheter	kN/m ³	kN/m ³	MPa	°	kPa		
Sandzon 1	18	11	23,7	40			
Sandzon 2	18	11	20	35			
Sandzon 3	18	11	30,7	37			
Uppsprucket kalkberg	20	12	50	40	10		
Fast Kalkberg	22	12	500	45	150		
Geokonstruktioner	Tjocklek	Area	Längd	E-modul	Tröghets moment	Axial styvhet	Böj styvhet
	t	A	L	E_c/E_{eff}	I	$E_c \cdot A$	$E_c \cdot I$
Enheter	m	m	m	GPa	m ⁴	N	N/m ² /m
Påldata SP1 C40/50	0,27	0,0729		35		$2,5515 \cdot 10^9$	
Bottenplatta C35/45	0,25	0,25	1,0	34/17	0,001302	$8,5 \cdot 10^9$	$4,4268 \cdot 10^7$
Stödmur C35/45	0,25	0,25	1,0	34/17	0,001302	$8,5 \cdot 10^9$	$4,4268 \cdot 10^7$
Laster[kN]	L1	L2	L3	L4	L5		
	148	408	200	305	262		

Appendix A - 11

A.2.4 Indata till beräkningar - utan grundvatten – brottgränstillstånd, korttidslast.

Beräkningarna utfördes i bruksgränstillstånd för långtidslast. Vid beräkningarna togs ingen hänsyn till grundvattennivån.

Jordlagerföljd	Materialets tunghet		E-modul	Friktions vinkel	Skjuv-hållfasthet	
	$g_{d,u} = g_m$	$g'_{d,u} = g'_m$				
Enheter	kN/m ³	kN/m ³	MPa	°	kPa	
Sandzon 1	18	11	33,7	40		
Sandzon 2	18	11	20	35		
Sandzon 3	18	11	30,7	37		
Uppsprucket kalkberg	20	12	50	40	10	
Fast Kalkberg	22	12	500	45	150	
Geokonstruktioner						
Tjocklek	Area	Längd	E-modul	Tröghets moment	Axial styvhet	Böj styvhet
t	A	L	E_c/E_{eff}	I	$E_c \cdot A$	$E_c \cdot I$
Enheter	m	m	GPa	m ⁴	N	N/m ² / m
Påldata SP1 C40/50	0,27	0,0729	35		$2,5515 \cdot 10^9$	
Bottenplatta C35/45	0,25	0,25	34	0,001302	$8,5 \cdot 10^9$	$4,4268 \cdot 10^7$
Stödmur C35/45	0,25	0,25	34	0,001302	$8,5 \cdot 10^9$	$4,4268 \cdot 10^7$
Laster[kN]						
L1	L2	L3	L4	L5		
148	408	200	305	262		

Appendix A - 12

A.2.5 Indata till beräkningar - med grundvatten – bruksgränstillstånd, långtidslast.

Beräkningarna utfördes i bruksgränstillstånd för långtidslast. Vid beräkningarna togs hänsyn till grundvattennivån.

Jordlagerföljd	Materialets tunghet		E-modul	Friktions vinkel	Skjuv-hållfasthet		
	$g_{d,u} = g_m$	$g'_{d,u} = g'_m$					
Enheter	kN/m ³	kN/m ³	MPa	°	kPa		
Sandzon 1	18	11	22,7	33,1	0,2		
Sandzon 2	18	11	13,5	28,5	0,2		
Sandzon 3	18	11	20,7	30,3	0,2		
Uppsprucket kalkberg	20	12	33,7	33,1	6,7		
Fast Kalkberg	22	12	337	37,8	101		
Geokonstruktioner	Tjocklek	Area	Längd	E-modul	Tröghets moment	Axial styvhet	Böj styvhet
	t	A	L	E_c/E_{eff}	I	$E_c \cdot A$	$E_c \cdot I$
Enheter	m	m	m	GPa	m ⁴	N	N/m ² / m
Påldata SP1 C40/50	0,27	0,0729		17,5		$1,27575 \cdot 10^9$	
Bottenplatta C35/45	0,25	0,25	1,0	34/17	0,001302	$4,25 \cdot 10^9$	$2,213 \cdot 10^7$
Stödmur C35/45	0,25	0,25	1,0	34/17	0,001302	$4,25 \cdot 10^9$	$2,213 \cdot 10^7$
Laster[kN]	L1	L2	L3	L4	L5		
	136	378	186	282	242		

Appendix A - 13

A.2.6 Indata till beräkningar - utan grundvatten – bruksgränstillstånd, långtidslast.

Beräkningarna utfördes i bruksgränstillstånd för långtidslast. Vid beräkningarna togs ingen hänsyn till grundvattennivån.

Jordlagerföljd	Materialets tunghet		E-modul	Friktions vinkel	Skjuv-hållfasthet		
	$g_{d,u} = g_m$	$g'_{d,u} = g'_m$					
Enheter	kN/m ³	kN/m ³	MPa	°	kPa		
Sandzon 1	18	11	22,7	33,1	0,2		
Sandzon 2	18	11	13,5	28,5	0,2		
Sandzon 3	18	11	20,7	30,3	0,2		
Uppsprucket kalkberg	20	12	33,7	33,1	6,7		
Fast Kalkberg	22	12	337	37,8	101		
Geokonstruktioner							
	Tjocklek	Area	Längd	E-modul	Tröghets moment	Axial styvhet	Böj styvhet
	t	A	L	E_c/E_{eff}	I	$E_c \cdot A$	$E_c \cdot I$
Enheter	m	m	m	GPa	m ⁴	N	N/m ² / m
Påldata SP1 C40/50	0,27	0,0729		17,5		$1,27575 \cdot 10^9$	
Bottenplatta C35/45	0,25	0,25	1,0	34/17	0,001302	$4,25 \cdot 10^9$	$2,213 \cdot 10^7$
Stödmur C35/45	0,25	0,25	1,0	34/17	0,001302	$4,25 \cdot 10^9$	$2,213 \cdot 10^7$
Laster[kN]							
	L1	L2	L3	L4	L5		
	136	378	186	282	242		

A.3 Alternativ samverkansgrundläggning

A.3.1 Indata till beräkningar - med grundvatten – brottgränstillstånd.

Beräkningarna utfördes i brottgränstillstånd och vid beräkningarna togs ingen hänsyn till grundvattennivån.

Jordlagerföljd	Materialets tunghet		E-modul	Friktions vinkel	Skjuv-hållfasthet		
	$g_{d,u} = g_m$	$g'_{d,u} = g'_m$					
Enheter	kN/m ³ Omättad	kN/m ³ Torr	MPa	°	kPa		
Sandzon 1	18	11	20,4	30,4			
Sandzon 2	18	11	12,1	26			
Sandzon 3	18	11	18,6	27,8			
Uppsprucket kalkberg	20	12	30,	30,4	6,1		
Fast Kalkberg	22	12	303	35	91		
Geokonstruktioner	Tjocklek	Area	Längd	E-modul	Tröghets moment	Axial styvhet	Böj styvhet
	t	A	L	E_c	I	$E_c \cdot A$	$E_c \cdot I$
Enheter	m	m	m	GPa	m ⁴	N	N/m ² /m
Påldata SP1 C40/50	0,27	0,0729		24,3		$1,77147 \cdot 10^9$	
EPS-element	0,3	0,3	0,3	0,13		$1,197 \cdot 10^7$	
Bottenplatta C35/45	0,25	0,25	1,0	23,6	0,001302	$5,9027 \cdot 10^9$	$3,074 \cdot 10^8$
Stödmur C35/45	0,25	0,25	1,0	23,6	0,001302	$5,9028 \cdot 10^9$	$3,07436 \cdot 10^9$
Laster[kN]	L1	L2	L3	L4	L5		
	157	430	211	321	242		

Appendix A - 15

A.3.2 Indata till beräkningar – utan grundvatten - brottgränstillstånd

Beräkningarna utfördes i brottgränstillstånd och vid beräkningarna togs ingen hänsyn till grundvattennivån.

Jordlagerföljd	Materialets tunghet		E-modul	Friktions vinkel	Skjuv-hållfasthet		
	$g_{d,u} = g_m$	$g'_{d,u} = g'_m$					
Enheter	kN/m ³ Omättad	kN/m ³ Torr	MPa	°	kPa		
Sandzon 1	18	11	20,4	30,4			
Sandzon 2	18	11	12,1	26			
Sandzon 3	18	11	18,6	27,8			
Uppsprucket kalkberg	20	12	30,3	30,4	6,1		
Fast Kalkberg	22	12	303	35	91		
Geokonstruktioner							
Geokonstruktioner	Tjocklek	Area	Längd	E-modul	Tröghets moment	Axial styvhet	Böj styvhet
	t	A	L	E_c	I	$E_c \cdot A$	$E_c \cdot I$
Enheter	m	m	m	GPa	m ⁴	N	N/m ² /m
Påldata SP2 C40/50	0,27	0,0729		24,3		$1,77147 \cdot 10^9$	
EPS-element	0,3	0,3	0,3	0,13		$1,197 \cdot 10^7$	
Bottenplatta C35/45	0,25	0,25	1,0	23,6	0,001302	$5,9027 \cdot 10^{19}$	$3,074 \cdot 10^8$
Stödmur C35/45	0,25	0,25	1,0	23,6	0,001302	$5,9028 \cdot 10^9$	$3,07436 \cdot 10^9$
Laster[kN]							
	L1	L2	L3	L4	L5		
	157	430	211	321	242		

Appendix A - 16

A.3.3 Indata till beräkningar – med grundvatten – bruksgränstillstånd, korttidslast.

Beräkningarna utfördes i bruksgränstillstånd för långtidslast. Vid beräkningarna togs hänsyn till grundvattennivån.

Jordlagerföljd	Materialets tunghet		E-modul	Friktions vinkel	Skjuv-hållfasthet		
	$g_{d,u} = g_m$	$g'_{d,u} = g'_m$					
Enheter	kN/m ³	kN/m ³	MPa	°	kPa		
Sandzon 1	18	11	33,7	40			
Sandzon 2	18	11	20	35			
Sandzon 3	18	11	30,7	37			
Uppsprucket kalkberg	20	12	50	40	10		
Fast Kalkberg	22	12	500	45	150		
Geokonstruktioner							
	Tjocklek	Area	Längd	E-modul	Tröghets moment	Axial styvhet	Böj styvhet
	t	A	L	E_c/E_{eff}	I	$E_c \cdot A$	$E_c \cdot I$
Enheter	m	m	m	GPa	m ⁴	N	N/m ² /m
Påldata SP1 C40/50	0,27	0,0729		35		$2,5515 \cdot 10^9$	
EPS-element	0,3	0,3	0,3	0,13		$1,197 \cdot 10^7$	
Bottenplatta C35/45	0,25	0,25	1,0	34	0,001302	$8,5 \cdot 10^9$	$4,4268 \cdot 10^7$
Stödmur C35/45	0,25	0,25	1,0	34	0,001302	$8,5 \cdot 10^9$	$4,4268 \cdot 10^7$
Laster							
Laster[kN]	L1	L2	L3	L4	L5		
	148	408	200	305	262		

Appendix A - 17

A.3.4 Indata till beräkningar – utan grundvatten – bruksgränstillstånd, korttidslast.

Beräkningarna utfördes i bruksgränstillstånd för långtidslast. Vid beräkningarna togs ingen hänsyn till grundvattennivån.

Jordlagerföljd	Materialets tunghet		E-modul	Friktions vinkel	Skjuv-hållfasthet		
	$g_{d,u} = g_m$	$g'_{d,u} = g'_m$					
Enheter	kN/m ³	kN/m ³	MPa	°	kPa		
Sandzon 1	18	11	33,7	40			
Sandzon 2	18	11	20	35			
Sandzon 3	18	11	30,7	37			
Uppsprucket kalkberg	20	12	50	40	10		
Fast Kalkberg	22	12	500	45	150		
Geokonstruktioner	Tjocklek	Area	Längd	E-modul	Tröghets moment	Axial styvhet	Böj styvhet
	t	A	L	E_c/E_{eff}	I	$E_c \cdot A$	$E_c \cdot I$
Enheter	m	m	m	GPa	m ⁴	N	N/m ² / m
Påldata SP1 C40/50	0,27	0,0729		35		$2,5515 \cdot 10^9$	
EPS-element	0,3	0,3	0,3	0,13		$1,197 \cdot 10^7$	
Bottenplatta C35/45	0,25	0,25	1,0	34	0,001302	$8,5 \cdot 10^9$	$4,4268 \cdot 10^7$
Stödmur C35/45	0,25	0,25	1,0	34	0,001302	$8,5 \cdot 10^9$	$4,4268 \cdot 10^7$
Laster[kN]	L1	L2	L3	L4	L5		
	148	408	200	305	262		

Appendix A - 18

A.3.5 Indata till beräkningar – med grundvatten – bruksgränstillstånd, långtidslast.

Beräkningarna utfördes i bruksgränstillstånd för långtidslast. Vid beräkningarna togs hänsyn till grundvattennivån.

Jordlagerföljd	Materialets tunghet		E-modul	Friktions vinkel	Skjuv-hållfasthet	
	$g_{d,u} = g_m$	$g'_{d,u} = g'_m$				
Enheter	kN/m ³	kN/m ³	MPa	°	kPa	
Sandzon 1	18	11	22,7	33,1	0,2	
Sandzon 2	18	11	13,5	28,5	0,2	
Sandzon 3	18	11	20,7	30,3	0,2	
Uppsprucket kalkberg	20	12	33,7	33,1	6,7	
Fast Kalkberg	22	12	337	37,8	101	
Geokonstruktioner						
Tjocklek	Area	Längd	E-modul	Tröghets moment	Axial styvhet	Böj styvhet
t	A	L	E_c/E_{eff}	I	$E_c \cdot A$	$E_c \cdot I$
Enheter	m	m	GPa	m ⁴	N	N/m ² / m
Påldata SP1 C40/50	0,27	0,0729	17,5		$1,27575 \cdot 10^9$	
EPS-element	0,3	0,3	0,13		$1,197 \cdot 10^7$	
Bottenplatta C35/45	0,25	0,25	17	0,001302	$4,25 \cdot 10^9$	$2,213 \cdot 10^7$
Stödmur C35/45	0,25	0,25	17	0,001302	$4,25 \cdot 10^9$	$2,213 \cdot 10^7$
Laster[kN]						
L1	L2	L3	L4	L5		
136	378	186	282	242		

Appendix A - 19

A.3.6 Indata till beräkningar – utan grundvatten – bruksgränstillstånd, långtidslast.

Beräkningarna utfördes i bruksgränstillstånd för långtidslast. Vid beräkningarna togs ingen hänsyn till grundvattennivån.

Jordlagerföljd	Materialets tunghet		E-modul	Friktions vinkel	Skjuv-hållfasthet		
	$g_{d,u} = g_m$	$g'_{d,u} = g'_m$					
Enheter	kN/m ³	kN/m ³	MPa	°	kPa		
Sandzon 1	18	11	22,7	33,1	0,2		
Sandzon 2	18	11	13,5	28,5	0,2		
Sandzon 3	18	11	20,7	30,3	0,2		
Uppsprucket kalkberg	20	12	33,7	33,1	6,7		
Fast Kalkberg	22	12	337	37,8	101		
Geokonstruktioner							
Geokonstruktioner	Tjocklek	Area	Längd	E-modul	Tröghets moment	Axial styvhet	Böj styvhet
	t	A	L	E/E_{eff}	I	$E_c \cdot A$	$E_c \cdot I$
Enheter	m	m	m	GPa	m ⁴	N	N/m ² /m
Påldata SP1 C40/50	0,27	0,0729		17,5		$1,27575 \cdot 10^9$	
EPS-element	0,3	0,3	0,3	0,13		$1,197 \cdot 10^7$	
Bottenplatta C35/45	0,25	0,25	1,0	17	0,001302	$4,25 \cdot 10^9$	$2,213 \cdot 10^7$
Stödmur C35/45	0,25	0,25	1,0	17	0,001302	$4,25 \cdot 10^9$	$2,213 \cdot 10^7$
Laster[kN]							
	L1	L2	L3	L4	L5		
	136	378	186	282	242		

Appendix B

MATLAB/CALFEM

BERÄKNING AV SÄTTNING I IDEALISERAT TVÄRSNITT

Appendix B - 2

```
% André Kuzminski snitt A-A
%% Definition av TOPOLOGIMATRIS

Edof=[1 1 2 3 4 5 6;
      2 4 5 6 7 8 9;
      3 7 8 9 10 11 12;
      4 10 11 12 13 14 15];

%% Definition av global styvhetsmatris och lastvektor

K=zeros(15,15);
f=zeros(15,1);

%% LASTER
% Utbredd last
eq=[0 -80e3];

% Linjelast
f(2)=0;
f(5)=0;
f(8)=0;
f(11)=0;
f(14)=0;

%% Definiton av materialparametrar

E=23.6e9;
A=0.4;
I=0.005333;
ka=0;
kt=1818e3 % 1080e3; % fj  rderb  dden obs! endast y-led

kt =

    1818000

%% Definition av konstitutivt samband

ep=[E A I ka kt];

%% Definition av fackverkets geometri.

Ex=[0 7.2; 7.2 13.3; 13.3 15.2;15.2 23.5];
Ey=[0 0; 0 0 ; 0 0; 0 0];

ex1=[0 7.2];
ex2=[7.2 13.3];
ex3=[13.3 15.2];
ex4=[15.2 23.5];
ey1=[0 0];
ey2=[0 0];
ey3=[0 0];
ey4=[0 0];

%% Kontroll av geometri:

figure
eldraw2(Ex,Ey,[1 2 2],Edof(:,1));
title('Geometri')

%% Definition av lokala elementstyvhetsmatriser
[Ke1,fe1]=beam2w(ex1,ey1,ep,eq)

Ke1 =

    1.0e+09 *
    1.3111     0     0 -1.3111     0     0
```

Appendix B - 2

```

0 0.0089 0.0195 0 -0.0024 0.0116
0 0.0195 0.0764 0 -0.0116 0.0301
-1.3111 0 0 1.3111 0 0
0 -0.0024 -0.0116 0 0.0089 -0.0195
0 0.0116 0.0301 0 -0.0195 0.0764

```

fe1 =

```

0
-288000
-345600
0
-288000
345600

```

[Ke2,fe2]=beam2w(ex2,ey2,ep,eq)

Ke2 =

```

1.0e+09 *
1.5475 0 0 -1.5475 0 0
0 0.0108 0.0238 0 -0.0052 0.0182
0 0.0238 0.0865 0 -0.0182 0.0383
-1.5475 0 0 1.5475 0 0
0 -0.0052 -0.0182 0 0.0108 -0.0238
0 0.0182 0.0383 0 -0.0238 0.0865

```

fe2 =

```

1.0e+05 *
0
-2.4400
-2.4807
0
-2.4400
2.4807

```

[Ke3,fe3]=beam2w(ex3,ey3,ep,eq)

Ke3 =

```

1.0e+09 *
4.9684 0 0 -4.9684 0 0
0 0.2215 0.2095 0 -0.2197 0.2090
0 0.2095 0.2651 0 -0.2090 0.1324
-4.9684 0 0 4.9684 0 0
0 -0.2197 -0.2090 0 0.2215 -0.2095
0 0.2090 0.1324 0 -0.2095 0.2651

```

fe3 =

```

1.0e+04 *
0
-7.6000
-2.4067
0
-7.6000
2.4067

```

[Ke4,fe4]=beam2w(ex4,ey4,ep,eq)

Ke4 =

```

1.0e+09 *
1.1373 0 0 -1.1373 0 0

```

Appendix B - 3

```

    0 0.0082 0.0175    0 -0.0007 0.0071
    0 0.0175 0.0706    0 -0.0071 0.0229
-1.1373 0    0 1.1373    0    0
    0 -0.0007 -0.0071    0 0.0082 -0.0175
    0 0.0071 0.0229    0 -0.0175 0.0706

```

fe4 =

```

1.0e+05 *
    0
   -3.3200
  -4.5927
    0
   -3.3200
    4.5927

```

%% Assemblerar elementmatriser till den globala styvhetsmatrisen.

```

[K,f]=assem(Edof(1,:),K,Ke1,f,fe1);
[K,f]=assem(Edof(2,:),K,Ke2,f,fe2);
[K,f]=assem(Edof(3,:),K,Ke3,f,fe3);
[K,f]=assem(Edof(4,:),K,Ke4,f,fe4);
%[K,f]=assem(Edof(5,:),K,Ke5,f,fe5);

```

%% Lösning av ekvationssystemet, vilket resulterar i en vektor med
%% förskjutningar för varje nodpunkt samt en vektor med upplagskrafter.

```
bc=[1 0;4 0;7 0;10 0;13 0]
```

bc =

```

    1    0
    4    0
    7    0
   10    0
   13    0

```

```
[a,r]=solveq(K,f,bc)
```

a =

```

    0
  -0.0440
 -0.0000
    0
  -0.0440
 -0.0000
    0
  -0.0440
 -0.0000
    0
  -0.0440
    0.0000
    0
  -0.0440
    0.0000

```

r =

```

1.0e-08 *
    0
    0
  -0.0058
    0
   0.0116
  -0.0073
    0
  -0.1863

```


Appendix B - 4

```
0.1106
0
-0.0640
-0.0524
0
0.0058
0.0058

%%fÄrrskjutningarna
ed=extract(Edof,a);

%% N,V & M
es1=beam2ws(ex1,ey1,ep,ed(1,:),eq,10)

edl =

    0
   -0.0440
   -0.0000
    0
   -0.0440
   -0.0000

es1 =

1.0e-09 *

    0 -0.0546  0.0546
    0  0.0273  0.0819
    0  0.0819  0.0341
    0  0.0682 -0.0409
    0  0.0955 -0.1092
    0  0.1228 -0.1637
    0  0.1228 -0.3002
    0  0.1637 -0.3872
    0  0.1365 -0.4912
    0  0.1092 -0.6550

es2=beam2ws(ex2,ey2,ep,ed(2,:),eq,10)

edl =

    0
   -0.0440
   -0.0000
    0
   -0.0440
   -0.0000

es2 =

1.0e-08 *

    0 -0.0164 -0.0600
    0 -0.0136 -0.0614
    0 -0.0191 -0.0472
    0 -0.0191 -0.0355
    0 -0.0249 -0.0205
    0 -0.0307 -0.0014
    0 -0.0368  0.0218
    0 -0.0437  0.0500
    0 -0.0546  0.0846
    0 -0.0628  0.1146

es3=beam2ws(ex3,ey3,ep,ed(3,:),eq,10)

edl =

    0
```

Appendix B - 5

```
-0.0440
-0.0000
  0
-0.0440
 0.0000
```

```
es3 =
```

```
1.0e-08 *
  0 -0.0396  0.0604
  0 -0.0450  0.0696
  0 -0.0484  0.0795
  0 -0.0515  0.0899
  0 -0.0554  0.1010
  0 -0.0585  0.1134
  0 -0.0624  0.1259
  0 -0.0662  0.1397
  0 -0.0703  0.1540
  0 -0.0737  0.1685
```

```
es4=beam2ws(ex4,ey4,ep,ed(4,:),eq,10)
```

```
edl =
```

```
  0
-0.0440
 0.0000
  0
-0.0440
 0.0000
```

```
es4 =
```

```
1.0e-09 *
  0  0.4912  0.8733
  0  0.3275  0.4094
  0  0.2183  0.2320
  0  0.0955  0.1092
  0  0.0409   0
  0 -0.0136 -0.0273
  0 -0.0409  0.0273
  0 -0.0273  0.0785
  0 -0.0546  0.0819
  0   0 -0.0546
```

```
%% Plottning av fÄrskjutningarna
figure()
plotpar=[2 1 0];
eldraw2(ex1,ey1,plotpar,Edof(:,1));
eldraw2(ex2,ey2,plotpar);
eldraw2(ex3,ey3,plotpar);
eldraw2(ex4,ey4,plotpar);
sfac=scalfact2(Ex,Ey,ed(1,:),0.1);
plotpar=[1 2 0];
eldisp2(ex1,ey1,ed(1,:),plotpar,sfac);
eldisp2(ex2,ey2,ed(2,:),plotpar,sfac);
eldisp2(ex3,ey3,ed(3,:),plotpar,sfac);
eldisp2(ex4,ey4,ed(4,:),plotpar,sfac);
```

```
% axis ([-1.5 27 -1 1]);
pltscalb2(sfac,[1e-1 20 1,5]);
title('FÄrskjutningar')
```

```
%% Plottning av Normalkraft (Skall inte finnas nÄgon!)
figure()
```

Appendix B - 6

```
eldraw2(Ex,Ey,[2 1 0],Edof(:,1));
plotpar=[4 1];
sfac=scalfact2(Ex,Ey,es4,0.1);
eldia2(ex1,ey1,es1(:,1),plotpar,sfac);
eldia2(ex2,ey2,es2(:,1),plotpar,sfac);
eldia2(ex3,ey3,es3(:,1),plotpar,sfac);
eldia2(ex4,ey4,es4(:,1),plotpar,sfac);
axis([-1.5 27 -10 10]);
title('Normalkraftsdiagram')
```

```
%% Plottning av TvÅrkræft
figure()
eldraw2(Ex,Ey,[2 1 0],Edof(:,1));
sfac=scalfact2(ex2,ey2,es2(:,2),0.2);
eldia2(ex1,ey1,es1(:,2),plotpar,sfac);
eldia2(ex2,ey2,es2(:,2),plotpar,sfac);
eldia2(ex3,ey3,es3(:,2),plotpar,sfac);
eldia2(ex4,ey4,es4(:,2),plotpar,sfac);
axis([-1.5 27 -10 10]);
pltscalb2(sfac,[1e-10 0 5]);
title('TvÅrkræftsdiagram')
```

```
%% Plottning av MomentfÅrldelning
figure()
eldraw2(Ex,Ey,[1 2 2],Edof(:,1));
sfac=scalfact2(ex3,ey3,es1(:,3),2);
eldia2(ex1,ey1,es1(:,3),plotpar,sfac);
eldia2(ex2,ey2,es2(:,3),plotpar,sfac);
eldia2(ex3,ey3,es3(:,3),plotpar,sfac);
eldia2(ex4,ey4,es4(:,3),plotpar,sfac);
```

```
axis([-1.5 27 -10 10]);
pltscalb2(sfac,[1e4 0 4]);
title('Momentdiagram')
```

```
%% MaxvÅrden:
```

```
'max sÅrøttning:',min(a)
```

```
ans =
```

```
max sÅttning:
```

```
ans =
```

```
-0.0440
```

```
echo off
```

```
>>
```