
Indholdsfortegnelse

Indholdsfortegnelse	3
1 Indledning	5
2 Analyse af projektmateriale	7
2.1 Funktionelle krav	7
2.2 Geometriske krav	8
2.3 Rumlig stabilitet	8
2.4 Opbygning af enkelte elementer	10
3 Alternative løsningsmuligheder	14
3.1 Elementbyggeri	14
3.2 Kompositbygning	16
3.3 Insitu støbt bygning	18
4 Valg af forslag til detailprojektering	20
4.1 Elementbyggeri	20
4.2 Kompositbygning	21
4.3 Insitu støbt bygning	22
4.4 Opsummering	23
5 Detaildimensionering	24
5.1 Etageadskillelser	24
5.2 Vægelementer	29
5.3 Langsgående ydervægge	30
5.4 Samlinger	31
6 Jordbundsforhold i byggefeltet	35
6.1 Placering af projektlokalitet	35
6.2 Geologiske forhold ved Strandvejen	36
6.3 Anbefalet funderingsmetode	36
7 Etablering af sugespidsanlæg	38
7.1 Forudsætninger for etablering af sugespidsanlæg	38
7.2 Beregninger ved dimensionering af sugespidsanlæg	41
7.3 Resultater og vurdering	44
7.4 Praktisk udførelse af sugespidsanlæg	45
8 Spunsvæg	47
8.1 Dimensionering	48
8.2 Resultater	49

9 Pælebæreevne i byggefeltet.....	50
9.1 Forudsætninger	50
9.2 Geostatisk beregning af pælebæreevne	50
10 Dimensionering af pæleværket.....	55
10.1 Forudsætninger for dimensionering af pæleværkerne	55
10.2 Beregninger til dimensionering af pæleværkerne	56
10.3 Vurdering af resultater.....	56
11 Parkeringskælder	57
12 Udførsel og planlægning	58
12.1 Byggepladsindretning.....	58
12.2 Jordarbejdet	61
12.3 Funderingsarbejdet.....	61
12.4 Kælderkonstruktionen	63
12.5 Elementmontagen.....	64
12.6 Tagkonstruktion.....	65
12.7 Planlægning af byggeriet.....	66
12.8 Entrepriseform	68
12.9 Generel beskrivelse af partnering.....	68
12.10 Tilbudsoverslag for opførelse af råhus	70
12.11 Finansiering af byggeri	72
13 Litteraturliste	75

1 Indledning

Projektet tager udgangspunkt i byggeriet ved Aalborgs havnefront. Det nye havnefrontsområdes bebyggelse skal udformes, så den fremstår som en harmonisk og samlet helhed med sin egen bymæssige karakter. Indtil nu er der i området opført boligbebyggelser med ca. 240 lejligheder placeret dels langs Vestre Havnepromenade, dels ved Strandvejen. Gruppen afgrænser sig i projektet til at beskæftige sig med projektering af Brohuset, der er en 5-etagers bygning, som skal huse 30 ungdomsboliger af 45 m² brutto, inklusiv svalegang.



Figur 1.1 Projektlokaliteten

Projektet er delt i 3 hovedemner:

- Konstruktion, der omhandler analyse af det udleverede tegningsmateriale som grundlag for udførelse af et B6- projekt, overvejelser om mulige alternative løsninger, samt detailprojektering af en af løsningsmulighederne. Inden for det område er, konstruktions brandbæreevne eftervist.

- Fundering, som indeholder projektering af udgravningen til byggegruben og undersøgelsen af jordbundforhold med udgangspunkt i de to udleverede geotekniske rapporter. Der er dimensioneret en spunsvæg og etableret et pumpesystem til grundvandssænkning. Desuden er pælefundering af bygningen dimensioneret.
- Anlægsteknik, der omhandler udførelsen af Brohuset, herunder udformning af konstruktioner, mængdeberegninger af materialer, tidsforbrug til de enkelte aktiviteter og overslagsberegning på pris, samt finansiering af udførelsen. Ved tidsforbrug regnes der på aktiviteter for hele byggeplads, dvs. indretningen af byggeplads og jordarbejdet, mens kun udførelsen af råhuset analyseres ved opførelsen af Brohuset.

2 Analyse af projektmateriale

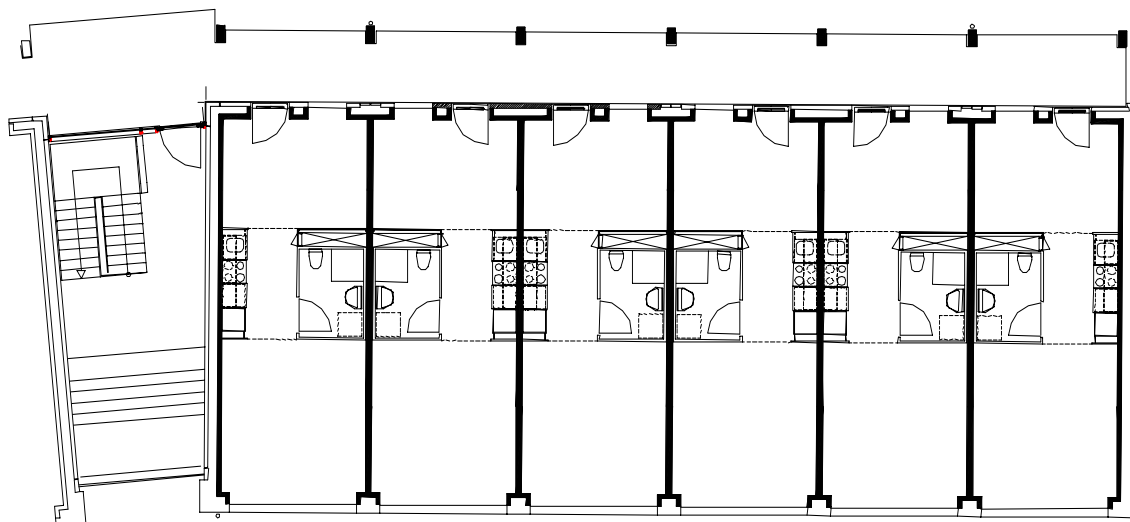
I følgende afsnit analyseres det udleverede tegningsmateriale, der grundlag for udførelsen af projektet, jf. tegningsmappe. Bygningen analyseres med hensyn til rumlig stabilitet og opbygning af enkelte konstruktionsdele. Dette er gjort for at klargøre de funktionelle og geometriske krav. Disse opstilles som rammer for forslag til alternative løsninger for udførelsen af den projekterede konstruktion.

2.1 Funktionelle krav

Skitseforslagene, der udarbejdes, baseres på krav om anvendelse og sikkerhed, samt geometriske krav.

Anvendelse

Den konstruktion, der ønskes opført, skal huse 30 ungdomsboliger á 45 m² brutto inklusiv svalegang. Hver bolig skal indeholde toilet/bad samt køkken, jf. Figur 2.1. Adgang til svalegangene skal ske ved selvstændig trappeopgang, der opføres ved enden af bygningen, denne bliver ligesom svalegang ikke projekteret i projektet.



Figur 2.1. Skitse af indretningen af lejlighederne i bygningen.

Sikkerhed

Da bygningen formodentlig opføres med 5 etager, har moderate spændevidder, bliver den projekteret i normal sikkerhedsklasse.

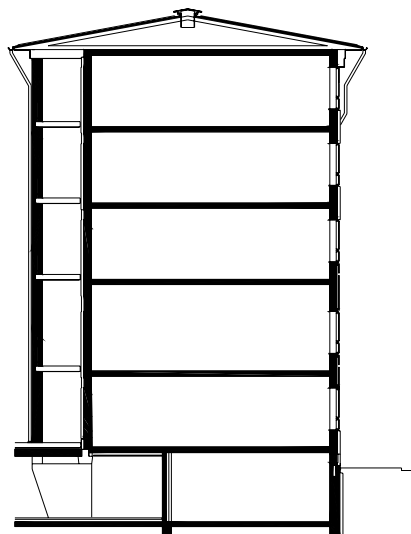
2.2 Geometriske krav

De geometriske krav, der stilles til bygningen er:

- Bygningen skal være 23,34 m lang.
- Bygningen skal være 12,00 m bred inklusiv svalegang.
- Bygningen skal være 16,33 m høj fra jordoverflade til kip.
- Etagehøjden skal være 3 m undtagen 1. etage, den skal være 3,6 m.
- Taget skal være et valmtag med en hældning på 10,5°.
- Gulv koten i stuen skal være +2,78.

2.3 Rumlig stabilitet

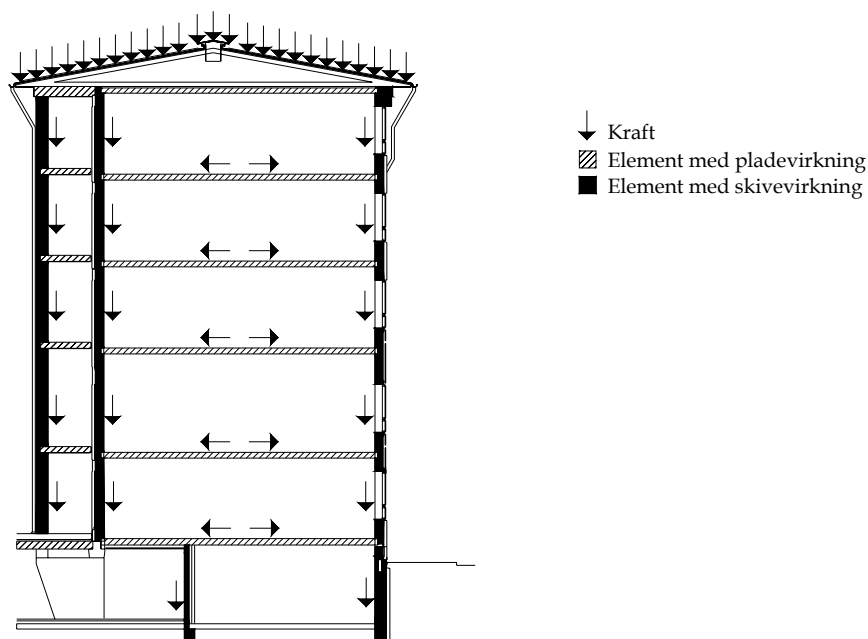
I dette afsnit beskrives det, hvorledes konstruktionen i det udleverede materiale optager de påførte belastninger, samt hvorledes kræfterne føres ned i jorden. Bygningen skal kunne optage både de vertikale og de horisontale kræfter, føre dem ned i fundamentet og videre ned til jorden. Den bærende konstruktion er opbygget af elementer, der hver især kan opføre sig som henholdsvis plader og skiver. På Figur 2.2 vises den bærende konstruktion.



Figur 2.2 Skitse over den bærende konstruktion, markeret med fed.

2.3.1 Vertikale kræfter

De vertikale kræfter hidrører primært fra naturlaster og nyttelast virkende på etageadskillelser og tag, og egenlast virkende på hele konstruktionen. Kræfter fra natur- og nyttelast overføres til bærende vægge via pladevirkning i etagedæk og derefter via skivevirkning i de bærende vægge ned til fundamentet og derefter til jorden. Kræfter virkende på taget optages af henholdsvis søjler og de bærende vægge, og føres her fra videre til fundamentene, jf. Figur 2.3.



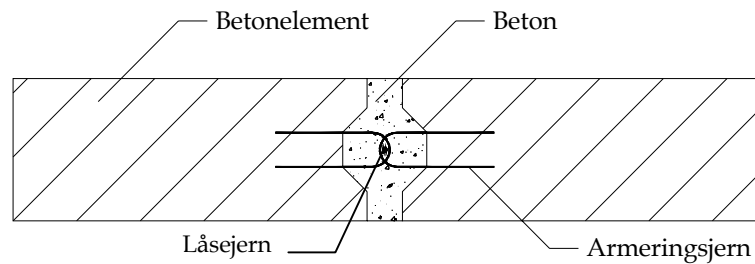
Figur 2.3 Skitse af de vertikale kræfter, der optages i bygningen.

2.3.2 Horisontale kræfter

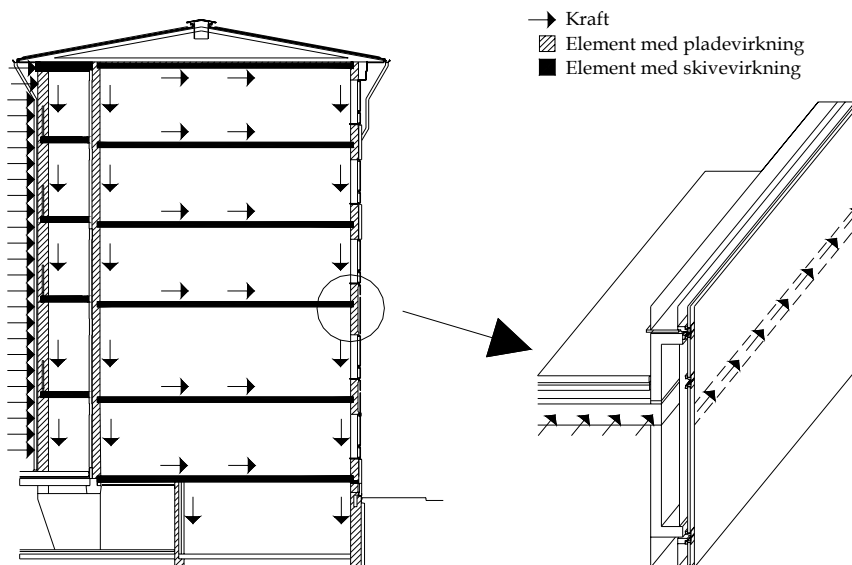
De horisontale kræfter, der virker på konstruktionen er hovedsageligt hidrørende fra vindlast. Yderligere vandret last er masselast fra montageekscentriciteter. Kræfter fra vindlast virkende på facadeelementerne, overføres via pladevirkning til etageadskillelserne. Etageadskillelserne fører kræfterne videre til de bærende vægge. Overførsel af horisontale kræfter sker ved forskydning mellem etage- og vægelementer. En lodret belastning på etageadskillelser overføres til de bærende vægge via pladevirkning. De bærende vægge leverer så kræfterne via skivevirkning til fundamentene og derfra til jorden.

Etagedækket virker som en bjælke, hvis højde er meget større end længden, udsat for moment og forskydning. For at sikre, at elementerne i etageadskillelsen kan fungere som

en stiv plade, udføres elementerne med fortandinger og der indlægges armering i sammenstøbningerne, jf. Figur 2.4.



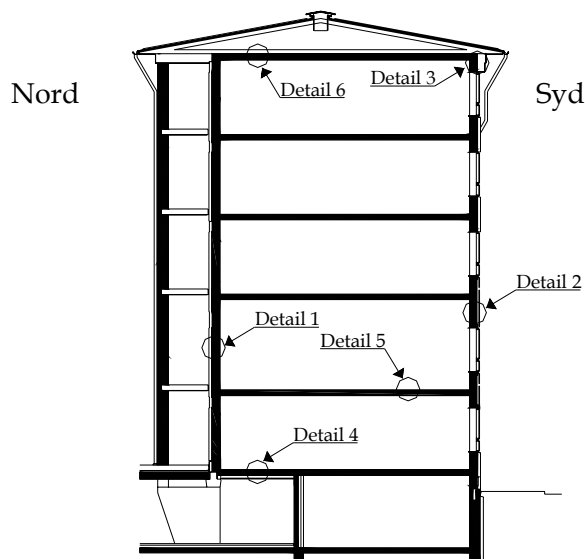
Figur 2.4 Skitse af samling mellem dækelementer, der sikrer at dækket virker som en plade/skive.



Figur 2.5 Skitse af de horisontale kræfter, der optages i bygningen. Til højre ses, hvorledes de horisontale kræfter overføres til de bærende vægge via forskydning.

2.4 Opbygning af enkelte elementer

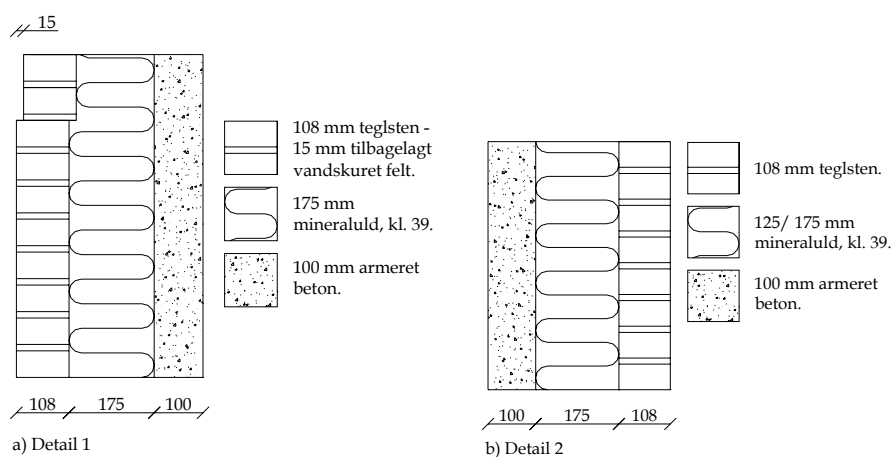
Efterfølgende er en beskrivelse af de enkelte bygningsdele, som den projekterede konstruktion består af. Placering af de enkelte elementer fremgår af Figur 2.6. Bygningen er opført af 6 hovedtyper af elementer, 3 forskellige etageadskillelser og 3 forskellige typer vægge.



Figur 2.6 Oversigt over de senere beskrevne detaljer.

2.4.1 Ydervægge, Detail 1, 2 og 3

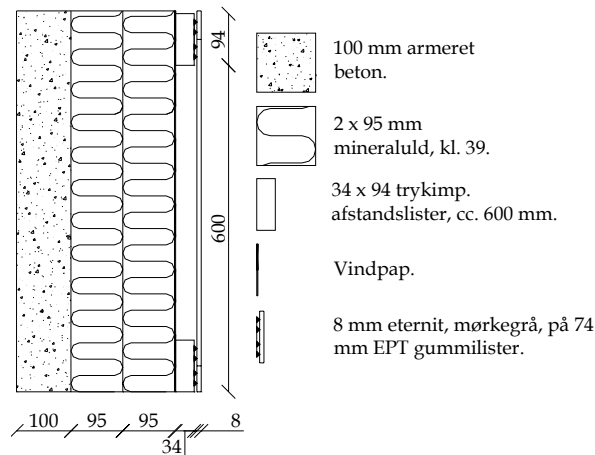
Denne vægtype anvendes i facaden mod nord. Inderst er der en armeret betonvæg på 100 mm. Herefter isolering af mineraluld, kl. 39, med en tykkelse på 175 mm. Væggens yderside bliver beklædt med teglsten, der er 108 mm tyk. Alt i alt bliver væggen 383 mm tyk, jf. Figur 2.7. Den sydlige facade er opbygget efter to forskellige principper. Opbygningen af den nederste del af facaden, er opbygget efter samme princip som nordfacaden.



Figur 2.7 Skitse a) Opbygning af ydervægge i nordfacaden. Skitse b) Opbygning af den nederste del af sydfacaden.

Den øverste del af sydfacaden, er opbygget således, at den bærende del er 100 mm armeret beton. Herefter er der isolering med 2 x 95 mm mineraluld, kl. 39. Efter isoleringen er et lag vindpap, der skal forhindre vindpåvirkning af isoleringen. Væggen er derefter beklædt

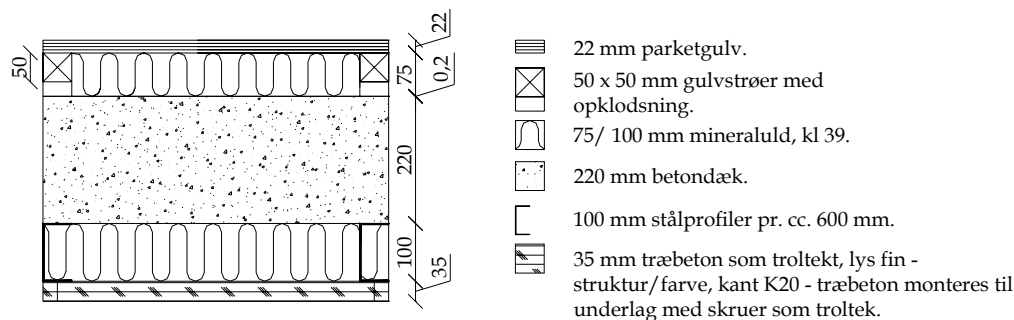
med 8 mm mørkegråt eternit, opsat på 34 x 94 mm trykimprægnerede afstandslister med en indbyrdes afstand på 600 mm, jf. Figur 2.8.



Figur 2.8 Detail 3, opbygning af ydervæg ved den øverste del af sydfacade.

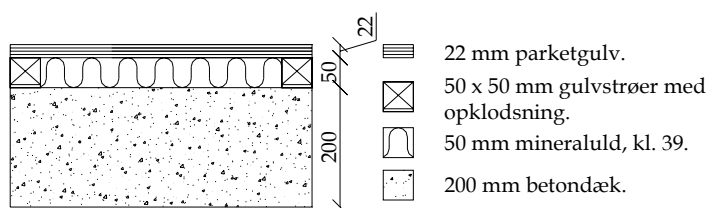
2.4.2 Dækelementer, Detail 4, 5 og 6

Der findes tre forskellige udformninger af etageadskillelser i bygningen. Først beskrives udformningen der adskiller kælderetagen fra stueetagen, Detail 4. Denne er opbygget således, at der anvendes præfabrikerede dækelementer af beton. På undersiden af disse monteres stålprofiler på 100 mm med træbetonplader og isolering. På oversiden isoleres betonelementerne ligeledes med mineraluld, hvorefter der udlægges parketgulv på opklodsede strøer, jf. Figur 2.9.



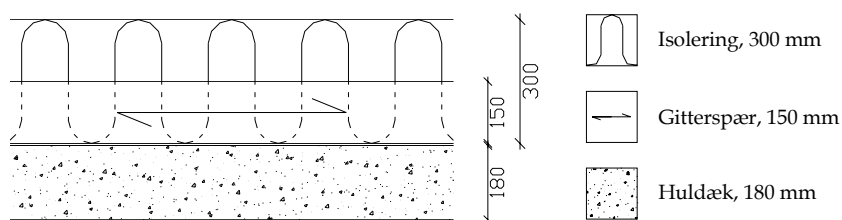
Figur 2.9 Detail 4, opbygning af adskillelse mellem parkeringskælder og stueetage.

Den næste type etageadskillelse der gøres rede for, er en adskillelse mellem beboelsesetagerne i bygningen, Detail 5. Disse er opbygget på næsten den samme måde som adskillelsen beskrevet før. Den eneste forandring er, at der ikke er nogen beklædning eller isolering på undersiden af betonelementet, jf. Figur 2.10.



Figur 2.10 Detail 5, opbygning af etageadskillelse mellem etager med boliger.

Den sidste variant af dækelementer er beliggende mellem den øverste etage og tagkonstruktionen, Detail 5. Denne er lavet af 180 mm præfabrikerede betonelementer, hvor der lægges gitterspær ovenpå, og i mellem spærerne, en isolering på 300 mm, ovenpå betonelementerne påklæbes dampspærre af plast, jf. Figur 2.11.



Figur 2.11 Detail 6, opbygning af etageadskillelse mellem øverste etage og tagkonstruktion.

3 Alternative løsningsmuligheder

I dette afsnit beskrives de alternative muligheder til løsning af projektopgaven. Der er udarbejdet tre forskellige forslag med udgangspunkt i det udleverede materiale, hvor der er foreslået ændringer af det statiske system, såvel som variationer i materialevalg og opføringemetoder. Det er i forbindelse med denne skitseprojektering valgt at beskrive de efterfølgende forslag; elementbyggeri af præfabrikerede betonelementer, kompositbygning af stålrammer med etageadskillelser af spændbeton og en insitu støbt bygning hvor der anvendes forskalling af isoleringsmateriale.

Gennemgangen af de alternative løsningsmuligheder er lavet efter en skabelon, der kan beskrives som følgende:

- Forslaget skal udelukkende opfylde de ydre geometriske krav fra de udleverede tegninger, dvs. den totale højde, bredde, længde, antallet af boliger og placering af etageadskillelser skal overholdes.
- Der skal laves et "gennemtænkt" forslag til det statiske system for bygningen, f.eks. bærende vægge, afstivning, materialer osv.
- Forslaget skal indeholde en overslagsmæssig gennemgang af, hvordan facader, tag osv. tænkes udførte, samt materialevalg osv.
- Der skal udarbejdes et overslagsmæssigt bud på, hvor stor bygningens tyngde ville være [kN/m^2].

Ved overslagsberegninger af forslagernes statiske system anvendes efterfølgende forudsætninger:

- Vandret last er fastsat til $2 \text{ kN}/\text{m}^2$.
- Lodret last på hver etage er sat til $3 \text{ kN}/\text{m}^2$.
- Der ses bort fra bæreevne af overliggere over døre og vinduer.

3.1 Elementbyggeri

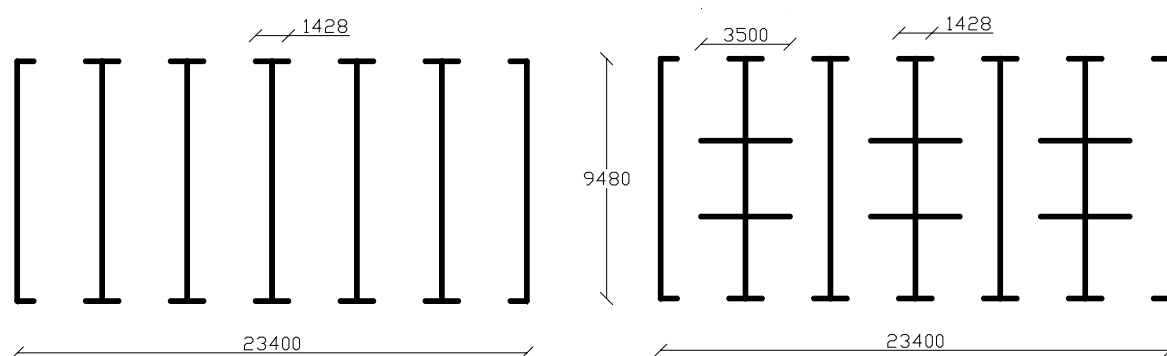
I dette forslag benyttes spæncom elementer til opførelse af Brohuset. De benyttede elementer er i modulmål, og færdiglavede, så det er "nemt" at opstille. Spæncom elementerne anvendes både til vægge og dæk.

3.1.1 Geometrien

Vægelementerne har en højde på 3251 mm, bredde på 1200 mm og en tykkelse på 200 mm, og dækelementerne er 12050 mm lange, 1520 mm brede og 200 mm høje.

3.1.2 Det statiske system

Ved de overslagsmæssige beregninger vælges der to statistiske systemer, det ene er som i det udleverede materiale, hvor ydervæggene og de tværgående indervægge er bærende. I det andet system er de samme vægge bærende, men der tilføjes yderligere to indervægge mere på hver sin side af toiletterne.



Figur 3.1 To statiske systemer der regnes på i skitseprojektering, alle mål i mm.

3.1.3 Tag

Med hensyn til udformning af taget er der ingen ændringer i forhold til det udleverede projektmateriale. Dvs. i dette forslag, er der regnet med den samme tagkonstruktion som antydnet i det udbudte materiale. Tagkonstruktionen er en gitterspærskonstruktion af træ med let tagbelægning, tagpap, sinusplader eller lignende.

3.1.4 Facader

Facaden tænkes udført i gul tegl, mens indervæggene tænkes spartlet, hvorefter der kan tapetseres direkte på betonelementerne.

3.1.5 Etageadskillelser

Etageadskillelserne udføres af præfabrikerede spændbetonelementer, der lægges op efterhånden som bygningen opføres. Betonelementerne spartles eventuelt, males direkte og udgør dermed loftet i lejlighederne. Ovenpå etageadskillelserne udlægges isolering og parketgulv som udgør gulvkonstruktionen.

3.2 Kompositbygning

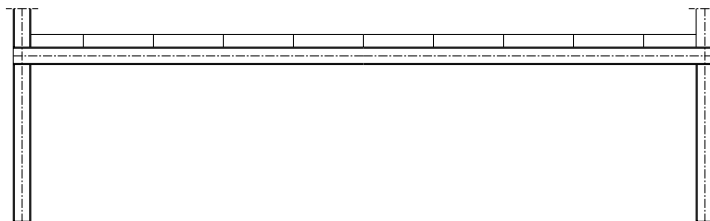
I dette afsnit gives der forslag til den bærende konstruktion for bygningen, der består af stålrammer, samt etageadskillelser af spændbeton.

3.2.1 Geometrien

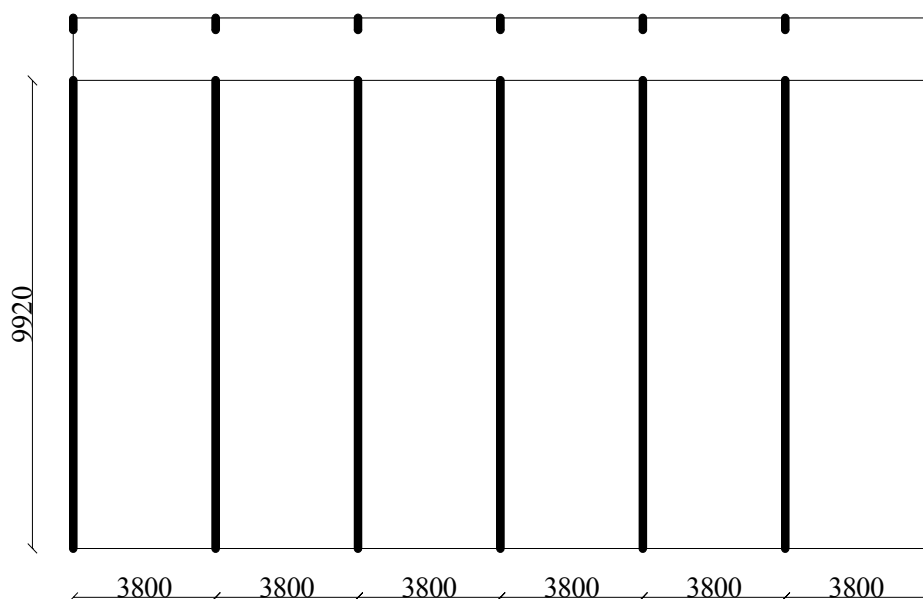
For at overholde kravene for etagehøjderne, sættes stålrammernes højde til henholdsvis 2,82 m og 3,42 m, idet de valgte etageadskillelser har en højde på 0,18 m. Rammernes bredde sættes til 9,92 m idet hvert facadeelement udgør 0,23 m og dermed er kravet om bygningens udvendige bredde overholdt.

3.2.2 Det statiske system

Det statiske system består af syv to-charniers stålrammer pr. etage, der har en spændvidde på 9,92 m og en indbyrdes afstand på 3,8 m. På Figur 3.1 ses et snit i en etage, og på Figur 3.2 ses en plan over rammernes placering i bygningen.



Figur 3.1 Vertikalt snit i én etage bygget af stålrammer og spændbeton dækelementer.



Figur 3.2 Plan over stålrammernes placering i bygningen.

3.2.3 Rumlig stabilitet

Det er nødvendigt at nævne, hvordan kompositbygningens rumlige stabilitet opnås. I denne sammenhæng kan det konstateres, at de lodrette kræfter der påvirker bygningen føres til fundamentene på en tilsvarende måde som i de øvrige forslag. Forskellen herpå ligger i, at facaderne ikke er bærende, hvormed rammebenerne er de konstruktioner, der fører kræfterne fra etageadskillelserne ned til fundamentene.

Horisontale kræfter, der påføres bygningen, optages vha. diagonaler, der placeres i tværgående indervægge og gavle, samt i facader. Af æstetiske grunde tænkes afstivningsdiagonaler udført som ikke synlige, således der monteres beklædning på stålrammerne.

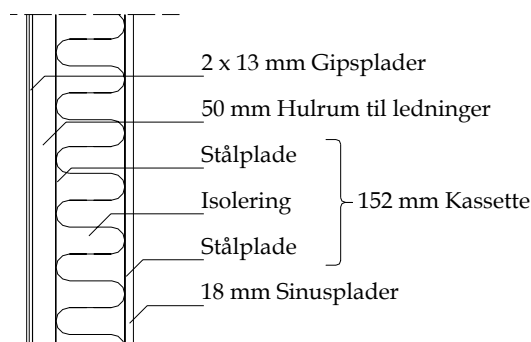
3.2.4 Tag

Taget er udført som i de øvrige skitseforslag

3.2.5 Facader

Facaderne tænkes ikke-bærende. Disse kan dermed vælges udførte på mange forskellige måder. Her er det valgt at beskrive et forslag for facader, der består af stål og/eller aluminium, udformet som kassetter eller paneler. Stålkassetterne anvendes som selvbærende vægge mellem bygningens bærende søjler. Beklædning kan monteres direkte på kassetteflangerne, hvis ønsket, i dette tilfælde gipsplader indvendig og stål udvendig. Afhængigt af styrkekrav samt kravet til facadens isoleringsevne leveres kassetterne i en tykkelse, der passer til det ønskede isoleringslag, her 150 mm.

Den valgte facadekonstruktion fremgår af Figur 3.3. Facadens tykkelse er dermed bestemt til 246 mm.



Figur 3.3 Vertikalt snit i facade. Total tykkelse er 246 mm.

3.2.6 Etageadskillelser

Etageadskillelserne udføres af præfabrikerede spændbetonelementer, der lægges op efterhånden som stålrammerne opføres. Betonelementerne spartles eventuelt, males direkte og udgør dermed loftet i lejlighederne. Ovenpå etageadskillelserne udlægges isolering og parketgulv som dermed udgør gulvkonstruktion, jf. afsnit 3.1.5.

3.3 Insitu støbt bygning

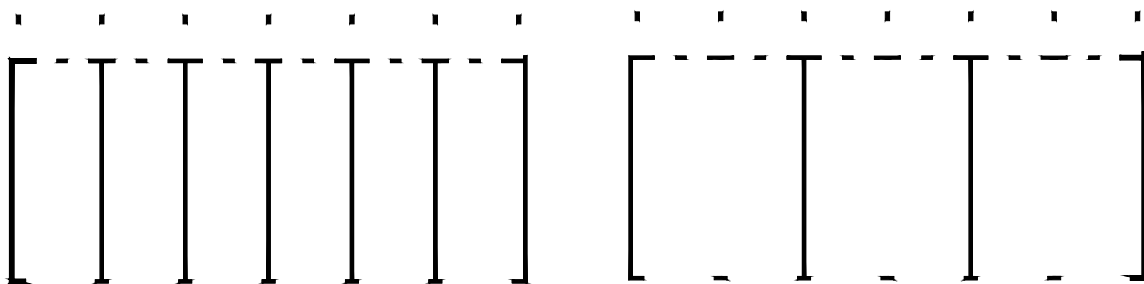
Dette forslag beskriver bygningen opført af insitu støbte vægge med præfabrikerede etageadskillelser af beton. De bærende vægge tænkes opførte af ARGISOL-systemet, et forskallingssystem af isolering der stilles op, udstøbes men skal ikke skrælles af, jf. Appendiks I.

3.3.1 Geometrien

Det valgte forskallingssystem har et modul på 25 mm i horisontal retning og 250 mm i vertikal retning. Dette medfører dog ikke problemer med at overholde de geometriske krav, der er opstillet til skitseprojekteringen. Forskallingssystemet er fleksibelt, hvad dette angår, men projektering i systemets moduler ville virke tidsbesparende i udførelsesfasen. Derfor sættes husets bredde, eksklusiv svalegang, til 10,40 m og ikke 10,39 m, mens længden og etagehøjden er uændret. Længden af bygningen er 23,34 m og etagehøjden er henholdsvis 3,0 og 3,6 m.

3.3.2 Det statiske system

Det statiske system er i hovedtræk det samme som antydnet i beskrivelsen af det udleverede materiale, hvor ydervægge og indervægge mellem lejlighederne er de bærende. Der opstilles to statiske systemer, der anses som mulige, jf. Figur 3.4. De udførte beregninger til elementforslaget anvendes ligeledes til den insitu støbt bygning, idet vægtykkelsen er den samme. Den minimale forskel, pga. væggenes placering, negligeres.



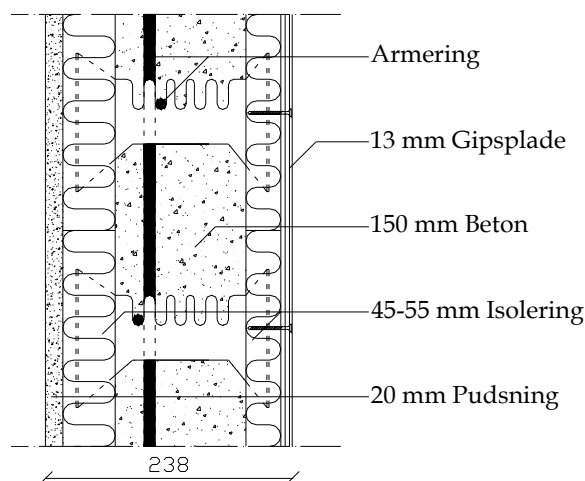
Figur 3.4 De to statiske systemer, der anses for mulige for forslag med insitu støbte vægge.

3.3.3 Tag

Taget er udført som i de øvrige skitseforslag.

3.3.4 Facader

Facader tænkes udførte således, at råhuset, efter støbning, pudses udendørs, mens der indendørs monteres gipspladebeklædning der skrues direkte på forskallingen, jf. Figur 3.5.



Figur 3.5 Snit i ydervæg, hvor gipspladen indvendig og pudsning udvendig kan ses.

3.3.5 Etageadskillelser

Etageadskillelserne tænkes opført som præfabrikerede spændbetonelementer, der lægges op, når de bærende vægge nedenunder har opnået tilstrækkelig styrke. Betonelementerne spartles eventuelt, males direkte og udgør dermed loftet i lejlighederne. Ovenpå etageadskillelserne udlægges isolering og parketgulv, som dermed udgør gulvkonstruktionen.

4 Valg af forslag til detailprojektering

I det efterfølgende, vil fordele og eventuelle ulemper ved hvert forslag blive opsummeret. Dette er gjort mht.; tilgængelighed af materialer, omkostninger, oprettelse af rumligstabilitet, kvalitet og æstetik. På baggrund af denne opsummering og om forslagene egner sig til opfyldelse af studieordningen, bliver valgt et forslag til videre bearbejdning ved detailprojektering.

4.1 Elementbyggeri

I de efterfølgende afsnit belyses fordele og ulemper ved elementbyggeri mht. førnævnte kriterier.

4.1.1 Tilgængelighed

Der findes adskillige producenter af præfabrikerede betonelementer til opførelse af sådan en bygning. Derfor anses tilgængeligheden af disse for at være relativ god. Det samme gælder andre, mindre elementer til byggeriet, såsom f.eks. vinduer.

4.1.2 Omkostninger

Elementbyggeri er i bund og grund en byggemetode, der er udviklet med det formål at formindske omkostninger ved byggeri. Produktion af de præfabrikerede elementer er industrialiseret. Ud fra dette kan der ikke konstateres nogle ekstraordinære omkostninger ved denne metode til opførelse af bygningen.

4.1.3 Rumligstabilitet

Ud fra overslagsmæssige beregninger kan det ses, at der ikke vil opstå problemer med opnåelse af rumlig stabilitet i sådan en bygning. En del af elementerne har ingen armering. Det kunne evt. påpeges som en ulempe, at det er problematisk at etablere en sammenhængende armering i elementerne, men anses som minimal her.

4.1.4 Kvalitet

I Danmark er der en stor tradition for elementbyggeri. Elementerne fabriksfremstilles og kan dermed kontrolleres, hvad angår kvalitet, inden de bliver monteret i bygningen. Fugerne mellem elementerne kunne eventuelt påpeges som det svageste led i bygningen,

men mangeårige erfaringer med metoden i Danmark har medført, at disse udføres med omhu og på den optimale måde.

4.1.5 Æstetik

Udenpå elementerne monteres isolering og derpå en udvendig overflade. Denne overflade kan udføres i de ønskede materialer. Udvendig kan dermed opnås det ønskede udseende, der kun afhænger af arkitektens fantasi. Indvendig kan elementernes betonoverflade spartles/tapetseres, blive urørt eller påføres en beklædning. Indvendig er dermed de samme friheder som udvendig, hvad angår lejlighedernes omsluttende overflader.

4.2 Kompositbygning

I de efterfølgende afsnit belyses fordele og ulemper ved kompositbyggeri mht. de i afsnit 4 nævnte kriterier.

4.2.1 Tilgængelighed

I Nordjylland findes adskillige stålfabrikker såvel som betonfabrikker. Udfra dette kan det konstateres, at tilgængeligheden til materialer anvendt ved byggeriet er lige så gode, som ved elementbyggeri jf. afsnit 4.1.

4.2.2 Omkostninger

En kompositbygning er ligeledes et elementbyggeri med tilhørende økonomiske fordele, der er oplyst i afsnit 4.1.

4.2.3 Rumlig stabilitet

I sådan en bygning opnås rumlig stabilitet vha. diagonale afstivninger. Dette er ikke noget problem, hvad angår overførelse af kræfter hidrørende vandrette laster virkende vinkelret på bygningens længdeplan. Diagonalerne kan placeres i bygningens gavle og tværgående indervægge. Derimod kan det være problematisk at placere ikke synlige diagonaler i bygningens facader, pga. de mange og store åbninger. Da der ikke ønskes synlige diagonaler i facaderne, kan optagelse af de horisontale kræfter, virkende parallelt med bygningens længdeplan, blive problematisk.

4.2.4 Kvalitet

En kompositbygningens kvalitet kan være lige så god, som bygninger, opført i andre materialer eller ved andre metoder.

4.2.5 Æstetik

Her kan der ikke konstateres nogle begrænsninger mht. opnåelse af det ønskede udseende af bygningens overflader. Facader og gavle kan udføres i alle passende materialer og dermed er alle overfladers udseende, udvendig som indvendig, kun afhængige af arkitektens fantasi.

4.3 Insitu støbt bygning

I de efterfølgende afsnit belyses fordele og ulemper ved insitu støbte byggerier mht. de i afsnit 4 nævnte kriterier.

4.3.1 Tilgængelighed

Alle materialer, til byggeriet af den insitu støbte bygning, som præsenteret i afsnit 3.3, kan fås i Nordjylland, undtagen forskallingssystemet. Den nærmeste producent af disse befinder sig i Tyskland. Ud fra dette konstateres ringere tilgængelighed til materialer i forhold til de andre forslag.

4.3.2 Omkostninger

Omkostninger ved den introducerede insitu støbte bygning, antages lignende omkostninger ved en traditionel opførelse af bygningen. Udover disse kan ekstra omkostninger ved anskaffelse af forskallingssystemet forventes. Da isoleringsarbejdet er inkluderet i opførelsen af forskallingen, og da forskallingen ikke skal nedrives, konstateres betydelige tids- og økonomiske besparelser i forhold til traditionel opførelse af en insitu støbt bygning.

4.3.3 Rumlig stabilitet

Opnåelse af rumlig stabilitet anses ikke problematisk ved dette forslag. Der er yderligere begrænsninger ved f.eks. placering af armering i de bærende vægge end ved én væg støbt på traditionel måde. Udfra beregninger for elementbyggeri kan det ses, at det statiske system, beskrevet i afsnit 2.3 med kun hver anden indervæg som bærende, formodentlig ikke kan bruges.

4.3.4 Kvalitet

Kvaliteten, af en bygning der er opført vha. det introducerede forskallingssystem, anses for at være relativt høj. De bærende vægge er indpakkede i isolering, der er forsynet med vandlås udvendigt, dermed er de godt beskyttede mod klimatiske belastninger. Forholdet

mellem isoleringens tykkelse indvendig og udvendig, er valgt på sådan en måde, at bygningen opfører sig termisk optimalt.

4.3.5 Æstetik

Forskallingens overflade kan behandles på mange forskellige måder. Der kan påføres gipsplader direkte indvendigt eller anden form af beklædning, f.eks. puds. Udvendig gælder det samme. Væggene kan pudses eller beklædes med træ, metalplader eller lignende. Der anbefales ikke beklædning med mursten, idet dette ville medføre en relativt tyk væg, dvs. større end 350 mm.

4.4 Opsummering

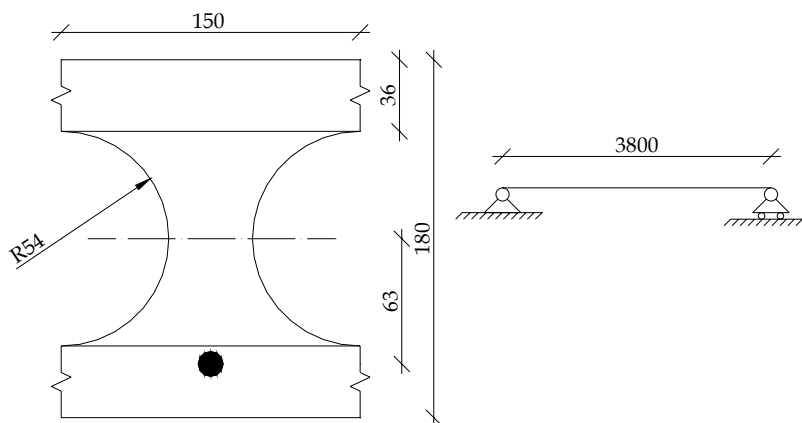
På baggrund af ovenfor beskrevne fordele og ulemper for hvert forslag, kan der konstateres, at alle tre forslag er anvendelige. Det skal bemærkes, at for at opnå bygningens stabilitet for kompositbygning vil æstetikken blive begrænset i forhold til de to andre. Endvidere er tilgængelighed til materialerne, der anvendes i den insitu støbte bygning, dårligere end ved de andre forslag. Til videre detailberegninger vælges derfor forslag 1, dvs. elementbyggeri, idet dette forslag også opfylder studieordningen.

5 Detajldimensionering

Dette afsnit omhandler detajldimensionering af etageadskillelser og vægelementer, samt fugerne mellem disse elementer. Endvidere beskrives samlingerne mellem dæk- og vægelementer. Ydermere undersøges dækelementernes brandbæreevne i lejlighederne.

5.1 Etageadskillelser

Til dimensionering af etageadskillelser er der taget udgangspunkt i dimensionerne af et PX-18 huldæk fra Spæncom. Dette fører til beregninger på et udsnit af et dæk hvis geometri fremgår af Figur 5.1



Figur 5.1 Statisk system og udsnit af huldækket, hvis bæreevne ønskes eftervist, alle mål er i mm.

5.1.1 Forudsætninger

Det er forudsat, at etageadskillelsen er et forspændt betonelement med betonstyrke på 45 MPa, og som armering vælges 9,3 mm line med lav relaksation. Dette medfører følgende parametre for beton og armering:

Tabel 5.1 De anvendte styrkeparametre for beton og armering.

Betonens styrkeparametre	[MPa]
f_{ck}	45,0
f_{tk}	2,1
$E_{b,t=0}$	$32,90 \cdot 10^3$
E_b	$27,70 \cdot 10^3$
Armeringens styrkeparametre	[MPa]
E_s	$1,85 \cdot 10^5$

Da der kun beregnes et udsnit af etageadskillelsen er de følgende tværsnitskonstanter bestemte:

Tabel 5.2 Tværsnittets konstanter.

Tværsnitskonstanter	Benævnelse	
Tværsnitsareal	A	$17,787 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$
Inertimoment om z	I_z	$66,22 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$
Tværsnittets modstandsmoment	W	$735,80 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$
Tværsnittets kerneradier	$K_o = k_u$	41,24 mm
Armeringens excentricitet	y_k	63 mm
Armeringens tværsnitsareal	A_s	52 mm ² (L9,3 line)

Partialkoefficienter

Der anvendes normal sikkerheds- og kontrolklasse samt passiv miljøklasse [DS 409(1.2.6)], og derfor anvendes følgende partialkoefficienter:

$$\text{Beton: } \gamma_c = 1,65$$

$$\text{Armering: } \gamma_s = 1,30$$

Belastning

Den dimensionsgivende belastning er som følgende:

Tabel 5.3 Den dimensionsgivende belastning.

Belastning	Benævnelse	[kN/m]
Egenvægt	G_k	0,45
Nyttelast	N_k	0,30
Vindlast	V_k	0,02

Endvidere forudsættes at:

1. Betonen har opnået 75 % styrke når forspænding og egenvægt påføres
2. Der kan ikke accepteres revner i etageadskillelserne
3. Forspændingen er konstant over hele bjælken
4. Forspændingens excentricitet er konstant på 63 mm over hele bjælken.

5.1.2 Bestemmelse af forspændingskraft

Til bestemmelse af forspændingskraft, K, i et tværsnit bruges L.K. 1, anvendelsesgrænsetilstand, hvor det forudsættes, at tværsnittet er urevnet og med en lineær spændingsfordeling.

Forspændingskraften K bestemmes således, at de resulterende spændinger opfylder betingelsen:

$$-\sigma_t \leq \sigma \leq \sigma_c$$

Dette er gjort ved at beregne den tilladelige forspændingskraft mht. over- og undersiden af bjælken. [Spændbet.]. Dette betyder, at for valg af forspændingskraft, K , skal følgende uligheder være opfyldt.

Uligheden for oversiden:

$$\frac{M_g + M_p - \sigma_c \cdot W_o}{y_k - k_o} \leq K \leq \frac{M_g + \sigma_t \cdot W_o}{y_k - k_o}$$

M_g Moment fra egenvægt eller fra permanent last [Nmm]

M_p Moment fra variable laster [Nmm]

W Modstandsmoment [mm³]

y_k Armeringens excentricitet [mm]

k Kerneradier [mm]

Uligheden for undersiden af bjælken:

$$\frac{M_g + M_p - \sigma_t \cdot W_u}{y_k + k_u} \leq K \leq \frac{M_g + \sigma_c \cdot W_u}{y_k + k_u}$$

Ulighedernes venstre side udtrykker den nødvendige kraft, der kræves af elementerne i bygningen. Højre side udtrykker den maksimale kraft, der kan påføres elementet efter udstøbning. Dette betyder, at højre side af uligheden svarer til det tidspunkt, hvor forspændingen påføres og venstre til tidspunktet, når elementet er placeret i bygningen.

Grænserne for forspændingskraft, K , for henholdsvis oversiden og undersiden af bjælken er beregnet til:

$$-774,68 \text{ kN} \leq K \leq \underline{37,32 \text{ kN}}$$

$$\underline{12,99 \text{ kN}} \leq K \leq 174,58 \text{ kN}$$

Dermed er den minimale forspændingskraft i et snit på midten af bjælken, K , fundet til 13 kN.

5.1.3 Spændingstab

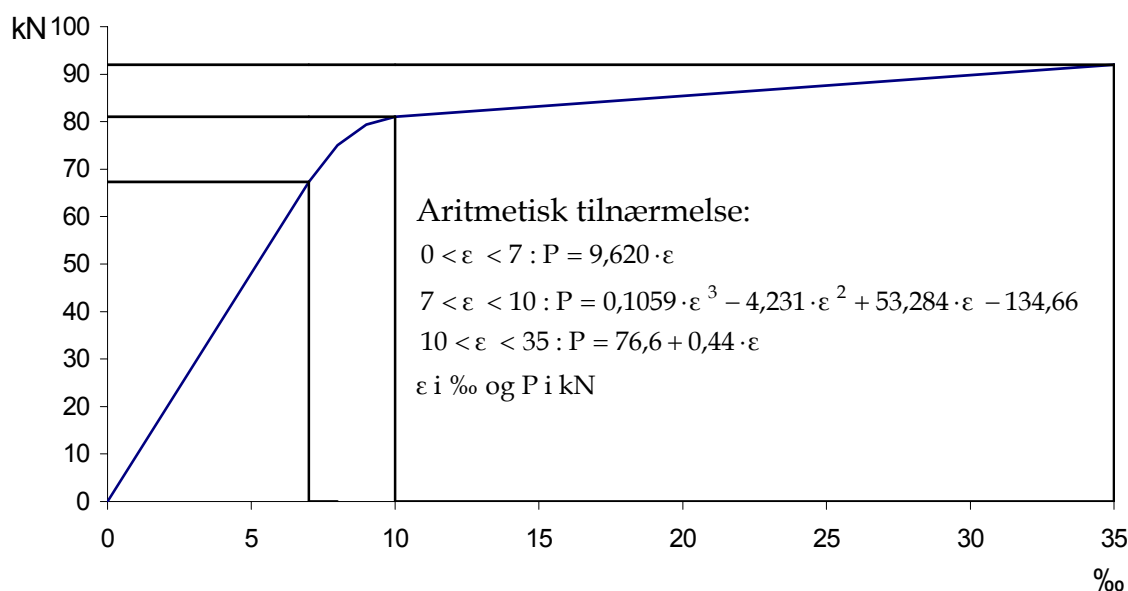
Spændingstab opstår i armeringen pga. krybning, svind og relaksation. Krybning og svind er betonteknologiske fænomener, der giver plastiske deformationer (sammentrykning) i betonen og dermed spændingsændringer i den opspændte armering. Relaxation opstår som følge af en plastisk tøjning (krybning) i den opspændte armering.

Alle tre fænomener er tidsafhængige og foregår i hele konstruktionens levetid. Spændingstabet pga. disse bestemmes således, at den ønskede opspændingskraft, $K = 13$ kN, stadigvæk er til stede i slutningen af konstruktionens levetid.

Tabet beregnes efter metoden givet ved [Spændbet.]. Dette resulterer i, at armeringen skal opspændes med en kraft på 19,4 kN. Denne opspændingskraft er fundet ved at lægge den ønskede kraft og tab af forspændingskraften sammen.

5.1.4 Beregning af brudmoment

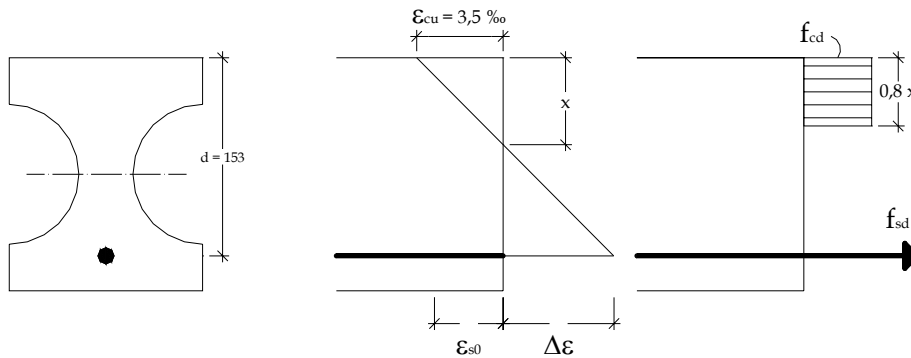
Elementernes brudmoment beregnes her med den fundne forspændingskraft på 13,0 kN. Opgaven løses efter den procedure, der er givet i [Spændbet., s. 2.1]. Der er forudsat anvendelse af L9,3 liner, der har et tværsnitsareal på 52 mm² og en arbejdslinie med tilhørende aritmetisk tilnærmelse der er vist på Figur 5.2.



Figur 5.2 Arbejdslinie for L9,3.

Spændingen i armeringen, σ_{s0} , fra den kendte forspændingskraft, K , kan beregnes og derefter kan forhåndstøjningen ε_{s0} beregnes efter den aritmetiske afbildning, hvor der

gættes på en værdi af trykzonehøjden, x . Hermed kan tillægstøjningen, $\Delta\varepsilon_s$, beregnes ved hjælp af den geometriske betingelse at $\Delta\varepsilon_s = \varepsilon_c \cdot (d-x)/x$ og den totale tøjning, ε_s , beregnes som $\varepsilon_s = \varepsilon_{s0} + \Delta\varepsilon_s$.



Figur 5.3 Tværsnittet samt tøjnings- og spændingsfordeling.

Spændingen i armeringen, σ_s , bestemmes ved hjælp af armeringens arbejdskurve, jf. Figur 5.3. Udfra kendte spændinger kan træk- og trykresultanterne bestemmes efter følgende:

$$F_s = A_s \cdot \sigma_s$$

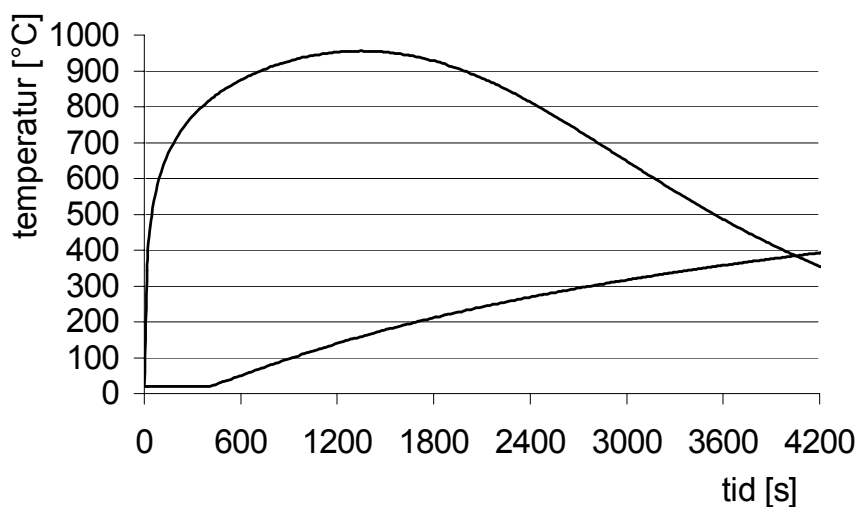
$$F_c = 0,8 x \cdot b \cdot f_{ck}$$

Den statiske betingelse, $(F_s / \gamma_s) - (F_c / \gamma_c) = 0$ skal være opfyldt og brudmomentet, M_{ud} , beregnes til 9,7 kNm. Det fundne brudmoment sammenlignes med de momenter, der forventes at optræde i elementerne. Det største moment er beregnet efter lastkombination 2.1 brudgrænsetilstand til 1,53 kNm.

Sammenlignet med brudmomentet ses, at det dimensionerede element er ca. 6 gange for stærkt. Dette er ikke nødvendigvis en overdimensionering, idet elementernes bæreevne svækkes ved brand.

5.1.5 Dækelementernes brandbæreevne

Dækelementernes bæreevne ved brand i en lejlighed er beregnet på grundlag af det parametriske brandforløb. Bæreevnen er beregnet på den måde, at armeringens temperatur efter 60 minutter brand beregnes og for den fundne temperatur bestemmes reduktionsfaktor, $\xi_{s,0.2}$ ved interpolation [DS 411, tabel V 9.2.2c]. Med hensyn til den reduktionsfaktor, $\xi_{s,0.2}$, beregnes tværsnittets reducerede brudmomentet, $M_{u,b} = 5,95$ kNm og sammenlignes med det dimensionsgivende moment fundet efter lastkombination 3.3, beregnet til $M_d = 1,09$ kNm. Det kan ses, at tværsnittet stadigvæk kan holde efter 60 minutters brandforløb, jf. Figur 5.4.



Figur 5.4 Gastemperaturforløbet i en lejlighed, den nederste kurve er armeringens temperaturforløb i loftet.

5.1.6 Vurdering

Bæreevnen for det, på forhånd valgte tværsnit er ca. 5-6 gange større end nødvendigt. Dette kan forklares ved, at den valgte armering er for kraftig. En mindre armering, f.eks. 5 mm tråde ville være tættere på en optimal udnyttelse af materialer.

5.2 Vægelementer

I dette afsnit undersøges, om der kommer negative spændinger i tværgående indervægge og de langsgående ydervægge. De negative spændinger ønskes ikke, fordi forankring af elementerne i fundamentene vil undgås.

5.2.1 Tværgående indervægge

Spændinger undersøges for to tilfælde, den ene, hvor bygningen er færdigbygget, og den anden, hvor bygningen er under opførelsen og står uden vinduer og døre. Til eftervisning af spændingerne i begge tilfælde er lastkombination 2.2, løft, brugt.

$$L.K. 2.2 : 0,8 \cdot G + 0,5 \cdot N + 1,5 \cdot V$$

Det ses, at partialkoefficienter for hhv. egen-, nytte- og vindlast er:

$$\gamma_G = 0,8$$

$$\gamma_N = 0,5$$

$$\gamma_{\text{vind}} = 1,5$$

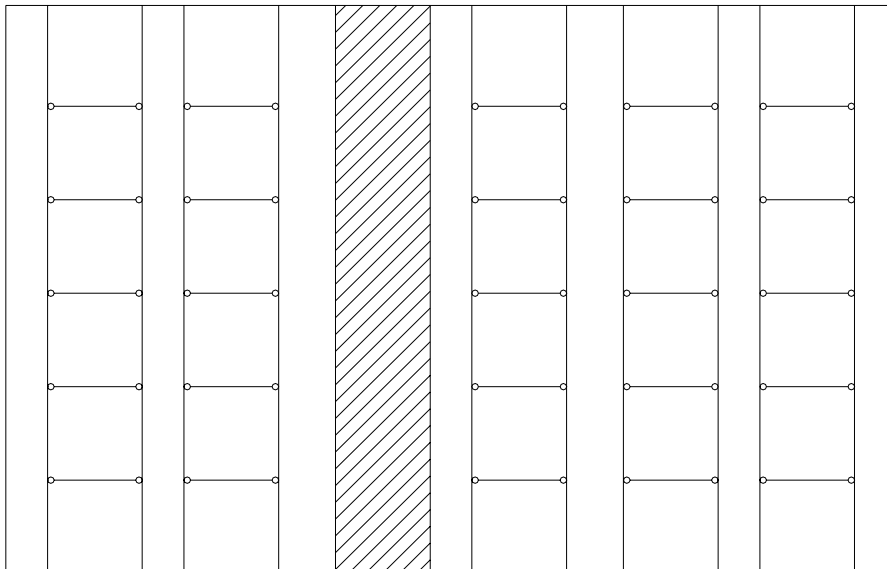
De mindste spændinger, der optræder i det første tilfælde, dvs. færdigbygget, er beregnet til $\sigma_{\min} = 0,53 \text{ MPa}$.

I tilfældet hvor bygningen står under opførslen og uden vinduer og døre er de minimale spændinger beregnet til $\sigma_{\min} = 0,63 \text{ MPa}$.

Det kan hermed konkluderes, at der ikke opstår negative spændinger i de tværgående elementer i bygningen.

5.3 Langsgående ydervægge

I skitseprojektet blev der vist, at der optræder negative spændinger i elementerne. Derfor undersøges spændingerne vha. forskydningslagsmetoden. Her tages overliggeren ind i beregningerne. Den statiske model er vist på Figur 5.5.



Figur 5.5 Det statiske system for de langsgående ydervægge. Det skraverede område er forskydningslaget.

Til beregningerne af spændingerne ved hjælp af forskydningslagsmetoden fastsættes følgende parametre:

- Ækvivalerede højde af overliggeren, $h = 0,91$ m.
- Samlet højde af dør og overliggeren, $e = 3,04$.
- Længde af dørhul, $l = 2,5$ m.
- Elasticitets modul, $E_d = 20000$ MPa.
- Poisson's koefficient, $\nu = 0,2$.
- Forskydningsmodulen $G_d = \frac{E_d}{2 \cdot (1 + \nu)} = \frac{E_d}{2,4}$.

Da der undersøges for negative spændinger, bliver lastkombination 2.2., løft, brugt, dvs.:

$$\text{L.K. } 0,8 \cdot G + 1,5 \cdot V$$

De mindste spændinger er beregnet til $\sigma = 0,11$ MPa

Undersøgelse af forskydningspændinger i overliggeren.

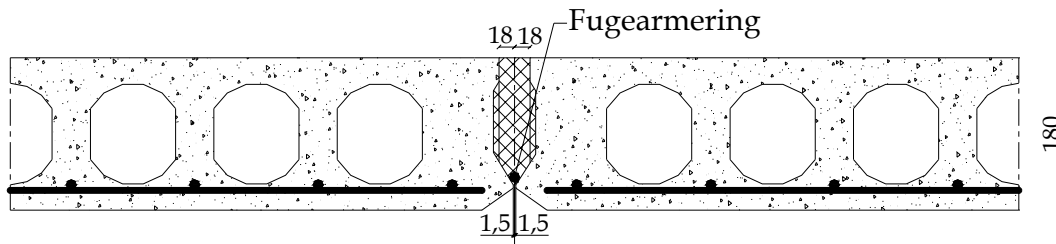
I dette afsnit bestemmes forskydningskraft i overliggeren, τ_x , samt afstanden fra toppen til det sted, hvor den største forskydningskraft optræder, x .

Afstanden x er bestemt til $x = 11,65$ m. Den største forskydningskraft er ligeledes bestemt til $\tau_{11,65} = 0,58$ kN/m og den maksimale kraft i midten af overliggeren til $V_{\max,d} = 1,76$ kN. Udfra denne forskydningskraft bestemmes den regningsmæssige forskydningspænding, $\tau_{s,d}$ og sammenlignes med betonens regningsmæssige trækstyrke, f_{ctd} . Det er vist, at den regningsmæssige forskydningspænding, $\tau_{s,d}$, er mindre end den tilladelige regningsmæssige betontrækstyrke, f_{ctd} . Hermed er elementernes forskydningsbæreevne eftervist.

5.4 Samlinger

I dette afsnit vises samlinger af de enkelte elementer. Det er valgt, at vise samlingen mellem to etagedæk, samlingen mellem facaden og etagedæk, samlingen i etagekryds og samlingen mellem elementerne i tværgående indervægge. For den sidstnævnte undersøges forskydningspændinger i fugerne, da det er valgt, at samlingen udføres uden armering.

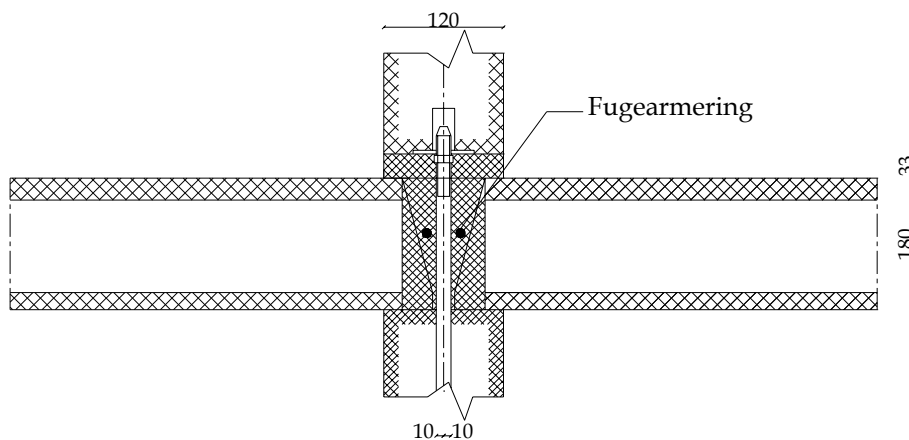
5.4.1 Samling mellem to etagedæk



Figur 5.6 Samling mellem dækelementer

Samlingen mellem dækelementer er udformet med selvforskallende fuger. Forbindelsen mellem etagedækkerne sikres med den nødvendige fugearmering. Armeringen i dækfugerne nedlægges i bunden af fugen, hvor de hviler på bæreknafter, således at jernene løftes lidt op over fugens bund, hvorved en omstøbning kan opnås. Fugens effektivitet afhænger i høj grad af fugemørtlens konsistens. Derfor skal fugen mellem dækelementer først udstøbes nederst med et lag fugemørtel af tør konsistens, derefter lukkes fugen med en mørtel af mere letflydende konsistens.

5.4.2 Samling i etagekryds

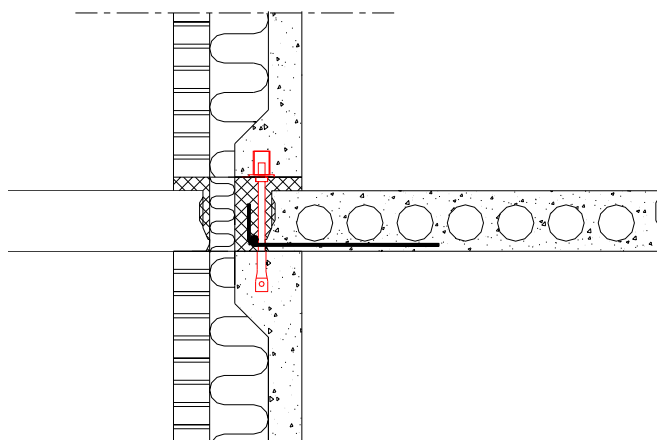


Figur 5.7 Samling mellem dæk- og vægelementer

Forbindelsen mellem dækelementer er en selvforskallende fuge, idet dækelementernes endeflader danner kantaftgrænsning for fugen. Der indlægges armering i dækfugerne. Fortanding og knaster på dækkets side- og endeflader forøger fugernes evne til at overføre de horisontale kræfter. Før fugens udstøbning, må dækelementernes langsgående huller afdækkes med plastdæksler eller lignende. Svind i dækskiverne fordeles jævnt, takket være fugearmering, som kun giver anledning til små dilatationsbevægelser i etagekrydset.

5.4.3 Samling mellem facade og etagedæk

Samlingen mellem facade og etagedæk fremgår af Figur 5.8.

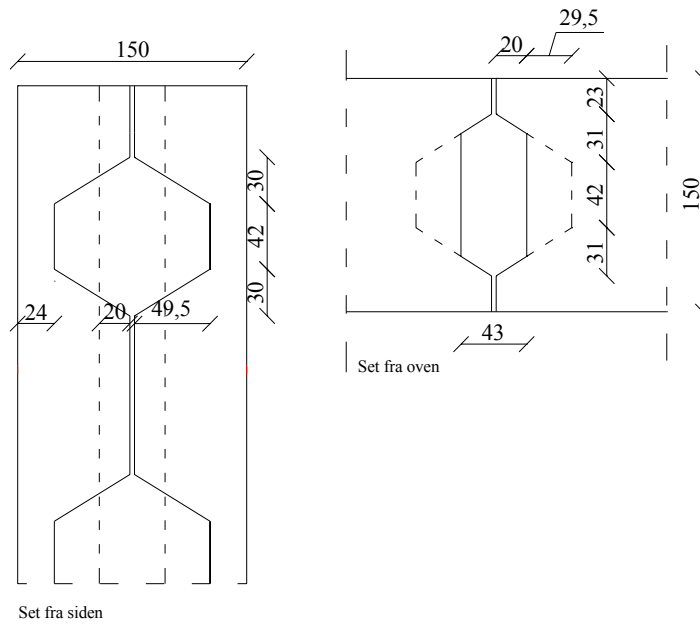


Figur 5.8 Samling mellem facade og dækelement

Forbindelsen mellem elementernes bagplader sikres med en understopning. Dette gøres ved at dornen, der er indstøbt i det nederste vægelement, føres ind i udsparringen i det ovenstående vægelement. Forbindelsen mellem facaden og dækket sikres med den nødvendige fugearmering. Når elementerne, der skal samles, er på plads, udstøbes samlingerne.

5.4.4 Samling mellem elementerne i tværgående indervægge

Samlingerne mellem elementerne i tværgående indervægge udføres således, at betonen fyldes i de fortanderinge, der er i elementerne. Fortandingens størrelser og form fremgår af Figur 5.9.



Figur 5.9 Samling mellem elementerne i tværgående indervægge

Forskydningskraften, hhv. den maksimale forskydningskraft i fugerne mellem elementerne, der danner indervæggene i det tilfælde, hvor bygningen er færdigbygget, er beregnet til $V_{\max,k} = 199,1$ kN og $V_{\max} = 42,66$ kN.

Udfra den maksimale forskydningskraft beregnes den maksimale forskydningspænding, $\tau_{d,\max}$ til 0,049 MPa. Samlingernes bæreevne er bestemt efter [DS 411, 6.2.3(5)] og det ses, at samlingen kan holde uden armering.

6 Jordbundsforhold i byggefeltet

I dette afsnit beskrives jordbundsforhold i byggefeltet på baggrund af to udleverede geotekniske rapporter, der er udarbejdet af Kampax Geodan, hhv. Geoteknisk Institut og RH&H. Udfra disse jordbundsforhold anbefales funderingsmetoden, samt størrelsen af den nødvendige grundvandssænkning, således at sætningerne under de nærliggende bygninger undgås.

6.1 Placering af projektlokalitet

Projektet opføres på Aalborgs havnefront, vest for Limfjordsbroen. Brohuset bygges op ad Strandvejen mod syd og indrammer sammen med de to eksisterende bygninger på Vestre Havnepromenade et friareal. Placeringen af byggegrunden fremgår af Figur 6.1



Figur 6.1 Projektlokalitetens placering ved Strandvejen. [krak]

6.2 Geologiske forhold ved Strandvejen

På byggegrunden ved Strandvejen på matrikel 2av og 2au forventes kridt som det eneste tertiære lag, da området i tertiærtiden ikke var oversvømmet af havet. Området har under sidste istid været dækket af is, og der kan derfor forventes smeltevandsaflejringer over kridtet.

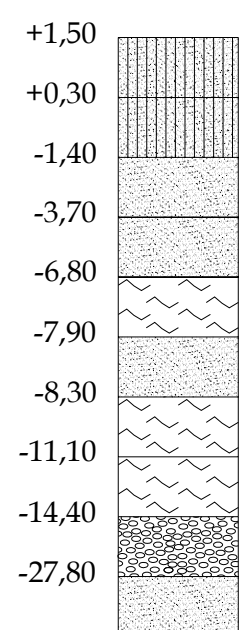
Yoldiahavets relative kote var ca. +20 over Aalborg-området. Selvom byggefeltet kun er beliggende i Kote +1,5, har Yoldiahavet ikke været inde over byggefeltet i Yoldiaperioden. Det specielle ved det sydlige Vendsyssel er, at der i Yoldiahavsperioden opstod en inddæmmed sø, hvori der er aflejret den fede Aalborgler. I den efterfølgende varmeperiode, postglaciertiden, blev der aflejret betydelige mængder organisk materiale i form af planterester, samt sandede og organiske aflejringer fra Stenalderhavet, hvis strandline stod ca. i kote +6. Karakteristisk for Stenalder havaflejringer er indholdet af skalrester og disse kan dermed forventes i alle boringer på byggefeltet.

6.3 Anbefalet funderingsmetode

Af boreprofilerne beskrevet i bilag F.1.1 - F.1.3 og lagfølgetegning F 4 fremgår det, at der på hele byggegrunden findes sætningsgivende lag. Derfor anbefales pælefundering som den bedst egnede funderingsmetode. Samtidig kan de rammede prøvepæle anvendes til byggeriet. Der er i forbindelse med fundering af det projekterede hus antaget, at boring 11 er repræsentativ for lagdelingen, da boringen er foretaget, hvor bygningen opføres. Lagdelingen af boring 11 ses på Tabel 6.1

Tabel 6.1 Lagdeling af boring 11

Jord art	Kote [m]	γ [kN/m ³]	c_v [kN/m ²]	w [%]	N [slag/30 cm]
Fyld, sand	+1,50	-	-	-	-
Fyld, sand	+0,30	-	-	-	-
Sand	-1,40	-	-	-	-
Sand	-3,70	-	-	-	-
Gytje	-6,80	-	270-280	-	-
Sand	-7,90	-	-	-	-
Gytje	-8,30	15,60-16,50	100-140	50-54	-
Gytje	-11,10	16,50-19,50	95-145	26-49	-
Grus	-14,40	-	-	-	-
Sand	-27,80	-	-	-	-



På grundlag af de data, der er indsamlet ved prøveramning i forbindelse med Geoteknisk Rapport 1, foreslås det af Kampsax Geodan at forudsætte pæleprojektet baseret på 21 m lange 30x30 cm² jernbetonpæle. Pælene anbefales asfalteret på de øverste 16 m og rammet 22 m u.t. De Geotekniske Rapporter forudsætter en regningsmæssig bæreevne på 450 – 500 kN for 80 % af pælene og en bæreevne på 350 – 400 kN for de resterende 20 %.

Som alternativ til ramning af pæle kan det vælges at forbore for pælene. Dette er dyrere end ramning, men der opstår ikke så store vibrationer og der opstår mindre støj under opførslen af pælefundamentet.

Samtidig fremgår det af GVS-målingerne, at det er nødvendigt at sænke GVS, dog ikke mere end 10-20 cm under udgravningsniveau. Kælderkonstruktionen skal opføres helt vandtæt, da de yderste kælderrum er lagerrum, hvor indtrængende fugt ikke accepteres.

7 Etablering af sugespidsanlæg

Af Geoteknisk rapport 1, se appendiks II fremgår det, at den anbefalede kote for grundvandsspejlet bør fastsættes til kote + 1,5. Dermed er det nødvendigt at etablere et midlertidigt grundvandssænkingsanlæg i byggeperioden. Det vælges i dette projekt at udføre grundvandssænkningen med sugespids, der placeres langs byggegruben. Følgende afsnit omhandler dimensioneringen af sugespidsanlægget.

7.1 Forudsætninger for etablering af sugespidsanlæg

Før den egentlige dimensionering af anlægget, er det nødvendigt at fastsætte forudsætningerne indenfor følgende områder:

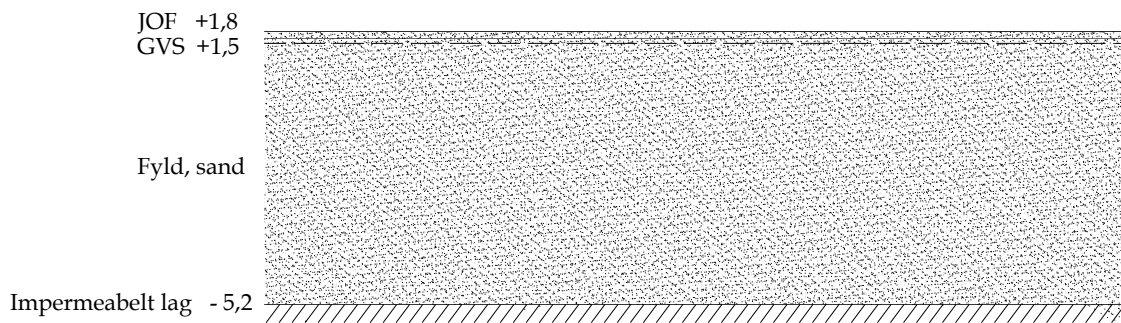
- Jordbundsforhold på byggegrunden
- Placeringen af sugespidsene
- Hvilke krav der stilles til anlægget: Effekt, rækkevidde, restriktioner osv.

Forudsætningerne fastlægges ud fra tilgængelige data fra geotekniske rapporter, jf. appendiks II og III, og en række antagelser. Antagelserne er nødvendige, da der i de geotekniske undersøgelser ikke er foretaget en prøvepumpning i området og det er dermed ikke muligt, at fastsætte de reelle værdier af visse parametre mht. rækkevidde af anlægget, filtertabet i sugespidsene og jordens hydrauliske ledningsevne.

7.1.1 Jordbundsforhold

For at simplificere jordbundsforholdene i byggeområdet opstilles en model, som derefter generaliseres til hele området. Dette bevirker, at alle sugespids bliver nedspulet til den samme dybde over hele grunden. Modellen tager udgangspunkt i boring nr. 307 og boring 20. For boring 20 er der foretaget en sigteanalyse af sandfyldet, og i boring 307 findes det højeste beliggende impermeable lag, der danner bundkote for de nedspulede sugespids. Af sigteanalysen er det muligt at bestemme sandets hydrauliske ledningsevne k_T ud fra d_{10} , der er diameteren ved 10% gennemfald. For boring 20 er k_T bestemt til $k_T = 1,2 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$.

Jordbundsmodellen fastlægges af boring 307 og ses på Figur 7.1.



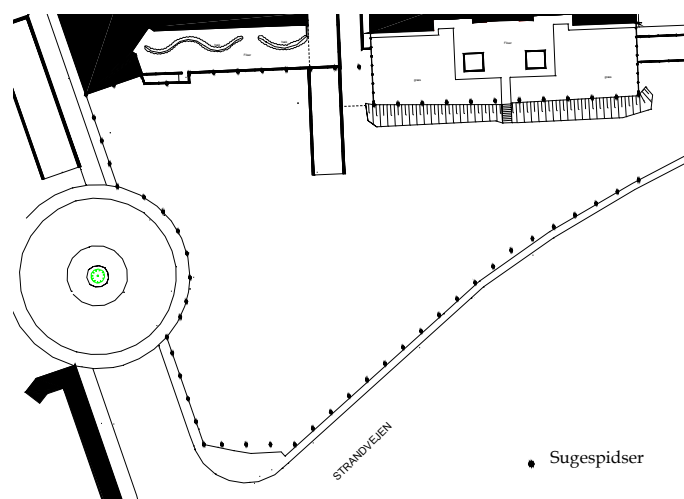
Figur 7.1 Jordbundsmodel benyttet ved dimensionering af sugespidsanlægget.

Af den benyttede model fremgår det, at der er tale om åben strømning i området.

7.1.2 Placering af sugespidser

Som udgangspunkt opføres et anlæg hvor den indbyrdes afstand mellem sugespidserne er ca. 4 m. Denne afstand medfører ved placering af sugespidser rundt langs hele kanten af byggegruben, at antallet af sugespidser bliver 63 stk. For at undersøge, om der muligvis kan opnås en mere jævn sænkning, dvs. at der i byggegruben ikke opstår områder hvor grundvandsspejlet er sænket unødvendigt, undersøges et anlæg med 126 sugespidser. Ved dette anlæg er den indbyrdes afstand mellem sugespidserne halveret dvs. 2 m. Afstanden fra den højeste kote på det sænkede vandspejl til den laveste kote bør ligge i intervallet 1 - 1,5 m. Dermed opnås en mindre påvirkning på nabobygninger.

På Figur 7.2 ses placeringen af sugespidserne på byggegrunden.



Figur 7.2 Sugespidsernes placering på byggegrunden med 63 sugespidser. Ved anlæg med 126 sugespidser halveres den indbyrdes afstand.

Alle sugespidserne nedspules til oversiden af det højeste beliggende impermeable lag, dvs. kote - 5,2.

Nedspulingen af sugespidserne påbegyndes samtidig med, at udgravningen begynder. Dermed er det muligt at etablere en "tør" byggegrube.

7.1.3 Krav til grundvandssænkning

I området omkring byggegrunden er der ældre bygninger, der er dårligt funderede. Derfor er der en række krav til sænkningen af grundvandsspejlet. Disse krav skal sikre, at jorden under de ældre bygningers fundamenter ikke drænes, da dette vil medføre en sætning af bygningen. Følgende krav listes i geoteknisk rapport 1, jf. appendiks II:

- Rækkevidden fastslås til 50 - 100 m.
- Vandspejlet under byggegrube sænkes kun absolut nødvendigt dvs. 10 - 20 cm
- Der pejles 4 gange dagligt i pejleboringerne P1 - P3, jf. Figur 7.3, fra etablering af anlæg indtil sænkningen er stationær. Herefter morgen og aften.
- Hvis vandspejlet sænkes under kote - 0,5 ved de ældre bygninger, skal tilsynet tilkaldes for at vurdere behovet for en begrænsning af sænkningen.



Figur 7.3 Situationsplan med pejlebrønde

7.1.4 Øvrige forudsætninger

Hvis de reelle værdier af rækkevidden, filtretabet og den hydrauliske ledningsevne ønskes, er det nødvendigt at udføre en prøvepumpning i området. Da der ikke foreligger data af denne art, er filtretabet og rækkevidden skønnet, velvidende om den medfølgende fejlmargen. Der er antaget følgende værdier:

- f sættes til 1,00 m
- R sættes til 100 m

Til bestemmelse af nøjagtige forudsætninger anbefaler projektgruppen en prøvepumpning før etableringen af sugespidsanlægget påbegyndes.

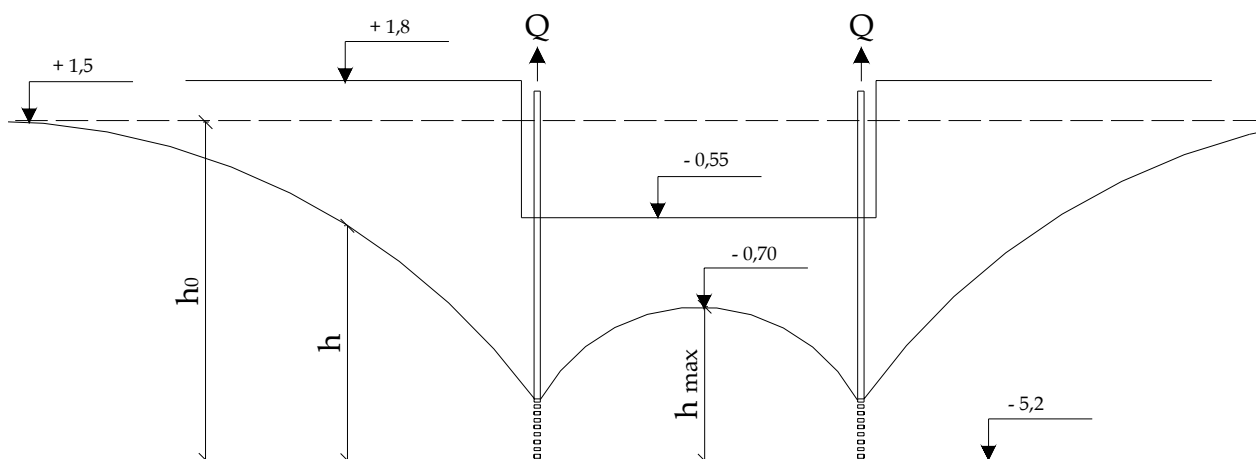
7.2 Beregninger ved dimensionering af sugespidsanlæg

Fremgangsmåden af beregningerne er, at bestemme det farligste punkt i byggegruben, dvs. det sted i byggegruben hvor effekten af sænkningen er mindst. Ud fra dette punkt er det muligt at beregne, hvor stor en vandmængde der skal pumpes op af sugespidsene. Generelt regnes der med, at hver sugespids har den samme vandføring. Dermed kan effekten af sænkningen af grundvandspejlet med det valgte anlæg bestemmes, og resultatet kan vurderes ud fra de opstillede krav.

Til beregningerne både for anlæg med 63 og 126 sugespids er benyttet en række parametre der fremgår af Tabel 7.1 og Figur 7.4.

Tabel 7.1 Benævnelse af størrelser benyttet ved dimensionering af sugespidsanlæg.

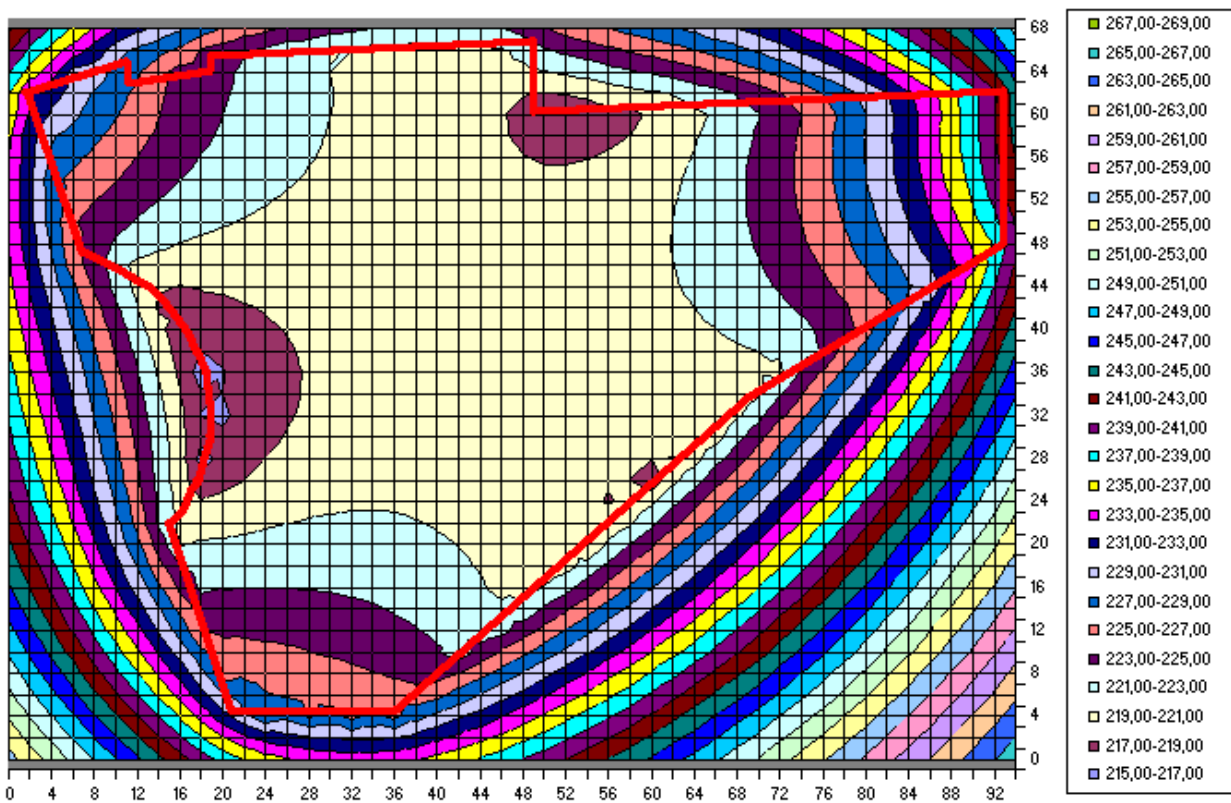
Størrelse	Benævnelse
h_0	Afstand fra bundkote af sugespids til den oprindelige grundvandspejlskote [m]
h_{max}	Den maksimale afstand fra bundkote af sugespids til kote på sænket vandspejl [m]
h	Afstand fra bundkote af sugespids til sænket vandspejl [m]
Q	Vandføringen i én sugespids [m^3/h]
r_i	Afstand fra givet punkt til sugespids [m]



Figur 7.4 Betegnelser for størrelser samt koter benyttet ved dimensionering af sugespidsanlæg.

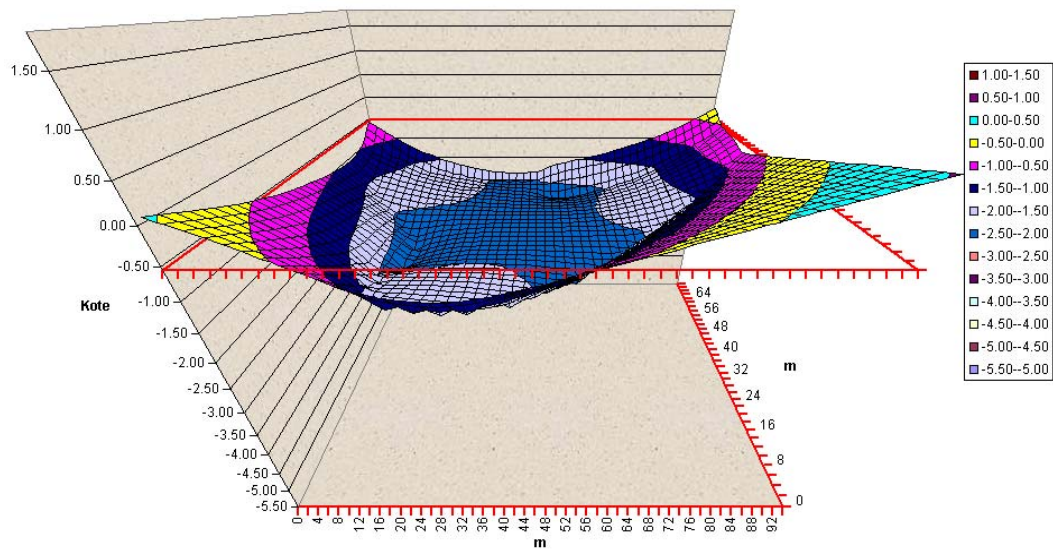
7.2.1 Sugespidsanlæg med 63 sugespids

For at bestemme det farligste punkt beregnes værdierne af $\Sigma \ln(r_i)$ og den største værdi angiver placeringen af det farligste punkt. Der udlægges et grid på 2 x 2 m over hele byggegrunden og $\Sigma \ln(r_i)$ beregnes i alle punkterne. På CD-rom ses det benyttede regneark til beregningerne af $\Sigma \ln(r_i)$. I Figur 7.5 ses en model af variationen af værdierne af $\Sigma \ln(r_i)$ over hele byggegruben.



Figur 7.5 Model for variationen af værdierne af $\Sigma \ln(r_i)$ i alle punkter over hele byggegrunden.

Punktet med den største værdi af $\Sigma \ln(r_i)$ findes til (92; 60) og værdien er $\Sigma \ln(r_i) = 240,85$. Vandføringen i hver sugespids beregnes og er fundet til $Q = 0,68 \text{ m}^3/\text{t}$. Da der regnes med, at alle sugespids suger den samme vandmængde, kan effekten af sænkningen bestemmes ved beregning af h . Denne angiver afstanden fra bundkoten på sugespids til det sænkede grundvandsspejl i alle punkter i gridet. Af regneark på CD-rom fremgår alle de beregnede værdier af h . I Figur 7.6 ses en model af grundvandssænkningen i byggegruben.



Figur 7.6 Model af grundvandsænkning i byggegruben ved anvendelse af 63 sugespidsr.

7.2.2 Sugespidsanlæg med 126 sugespidsr

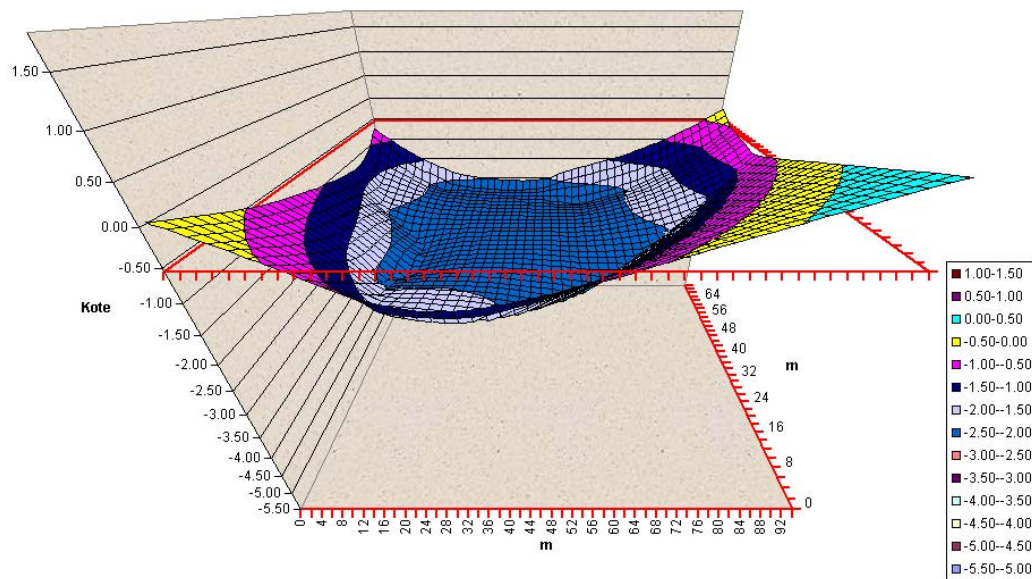
Fremgangsmåden ved dimensionering af anlæg med 126 sugespidsr er identisk med den benyttet ved sugespidsanlæg med 63 sugespidsr, og der listes kun resultaterne her.

Den største værdi af $\sum \ln(r_i)$ findes i punktet (92; 60) til $\sum \ln(r_i) = 484,48$ m. I Figur 7.7 ses variationen af værdierne af $\sum \ln(r_i)$ over hele byggegrunden.



Figur 7.7 Model af værdien af $\sum \ln(r_i)$ i samtlige punkter i byggegruben.

Dermed kan vandføringen beregnes til $Q = 0,35 \text{ m}^3/\text{t}$. De beregnede værdier af h ses på CD-rom og på Figur 7.8 ses modellen af grundvandssænkningen i byggegruben.



Figur 7.8 Model af sænkningen i byggegruben med 126 sugespidses. Den røde linie markerer niveauet af den krævede minimumssænkning.

7.3 Resultater og vurdering

I beregningerne ved dimensioneringen af sugespidsanlæg med 63 og 126 sugespidses er følgende resultater fundet

Tabel 7.2 Resultater fundet ved dimensionering af sugespidsanlæg med henholdsvis 63 og 126 sugespidses.

Størrelser	Anlæg med 63 sugespidses	Anlæg med 126 sugespidses
$\Sigma \ln(r_i)$ [m]	240,84	484,48
Q [m ³ /t]	0,68	0,35
Laveste kote [m]	-2,42	-2,51

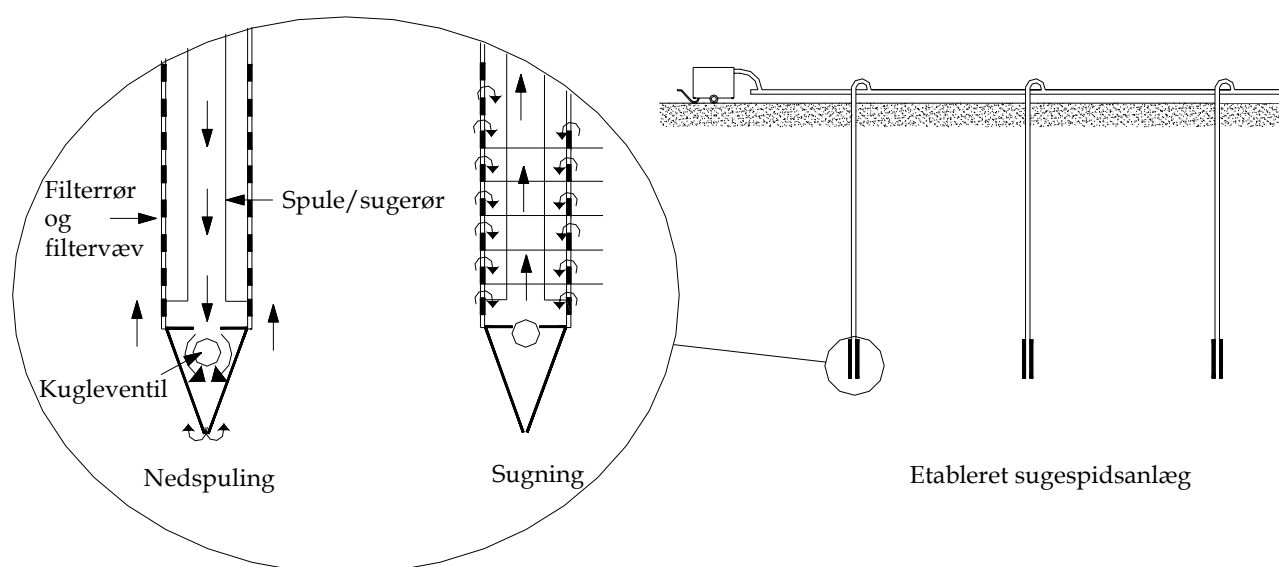
Ved brug af et anlæg med 63 sugespidses ses det, at den maksimale sænkning af grundvandsspejlet i byggegruben er til kote - 2,42. Dermed er forskellen mellem mindste og største sænkning 1,72 m. Det anbefales at denne afstand ikke bør være større end 1 - 1,5 m, men der ses ikke nærmere på denne overskridelse af intervallet.. Sænkning udover denne afstand er overflødig og det bør tilstræbes at mindske denne.

Ved at sammenholde Figur 7.6 og Figur 7.8 ses det, at effekten ved at fordoble antallet af sugespidses er minimal. Med anlægget på 126 stk opnås der et større område, hvor h antager værdier mellem 2,50 – 3,0 m end ved anlægget med 63 sugespidses. Af Tabel 7.2 ses, at forskellen mellem mindste og største sænkning er 1,81 m ved brug af 126 sugespidses. Dvs. forskellen på sænkning med de to anlæg er ca. 10 cm.

Da forskellen på sænkningen kun er 10 cm, vurderes det, at der er ingen grund til at bruge 126 stk.

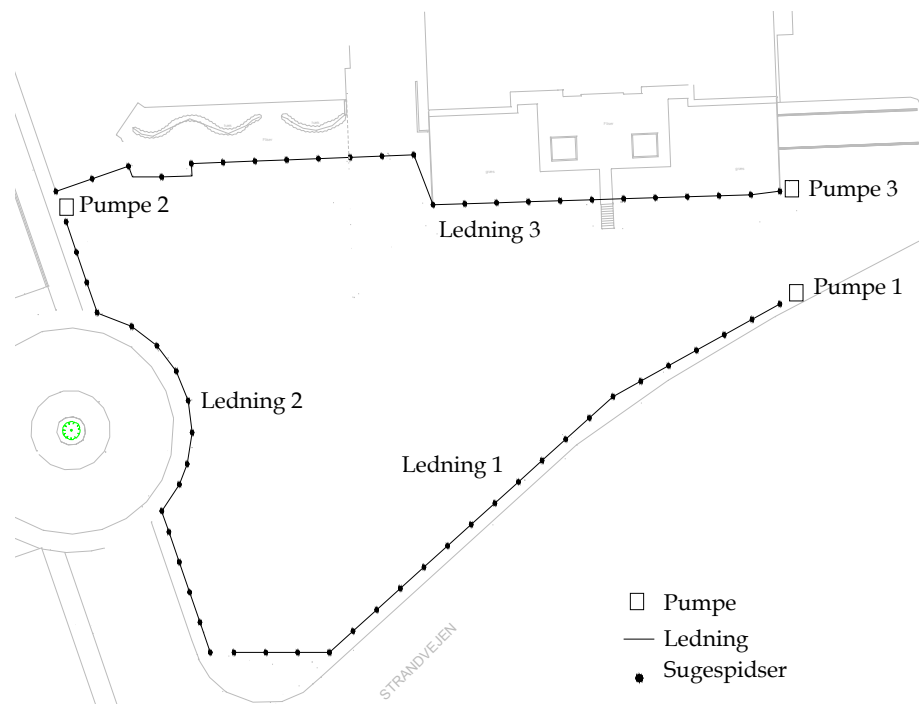
7.4 Praktisk udførelse af sugespidsanlæg

Sugespidsesne er udformet som et rør med en diameter på 6 – 8 cm. Røret forsynes med et indvendig spule-/sugerør, hvor vandet ved nedspuling under tryk føres ned gennem en kugleventil og videre til selve spidsen. Under spidsen spules materiale væk og sugespidsen bevæger sig ned i jorden. Ved pumpning sikrer slidser i røret at vand fra jorden kan strømme ind i røret. Ved pumpning lukker kugleventilen og vandet føres op i sugerøret. Mht. filter dannes et naturligt filter omkring sugespidsen i jorden under nedspulingen, da materialerne sorteres efter vægt, således de tungeste og grove partikler er beliggende inderst og de lette og fine beliggende yderst. Endvidere kan sugespidsen forsynes med filtervæv og filterrør, således tilstopning af sugerøret undgås. På Figur 7.9 ses snit gennem sugespids og etablering af sugespidsanlæg.



Figur 7.9 Snit i sugespids og etablering af sugespidsanlæg

Ved etableringen opdeles sugespidserne i 3 ledninger, hvor til der kobles hver sin pumpe. Dermed kan der benyttes mindre pumper og anlægget er mindre sårbart overfor påvirkninger som strømsvigt eller hvis en pumpe bryder sammen. Opdelingen af sugespidserne ses af Figur 7.10.



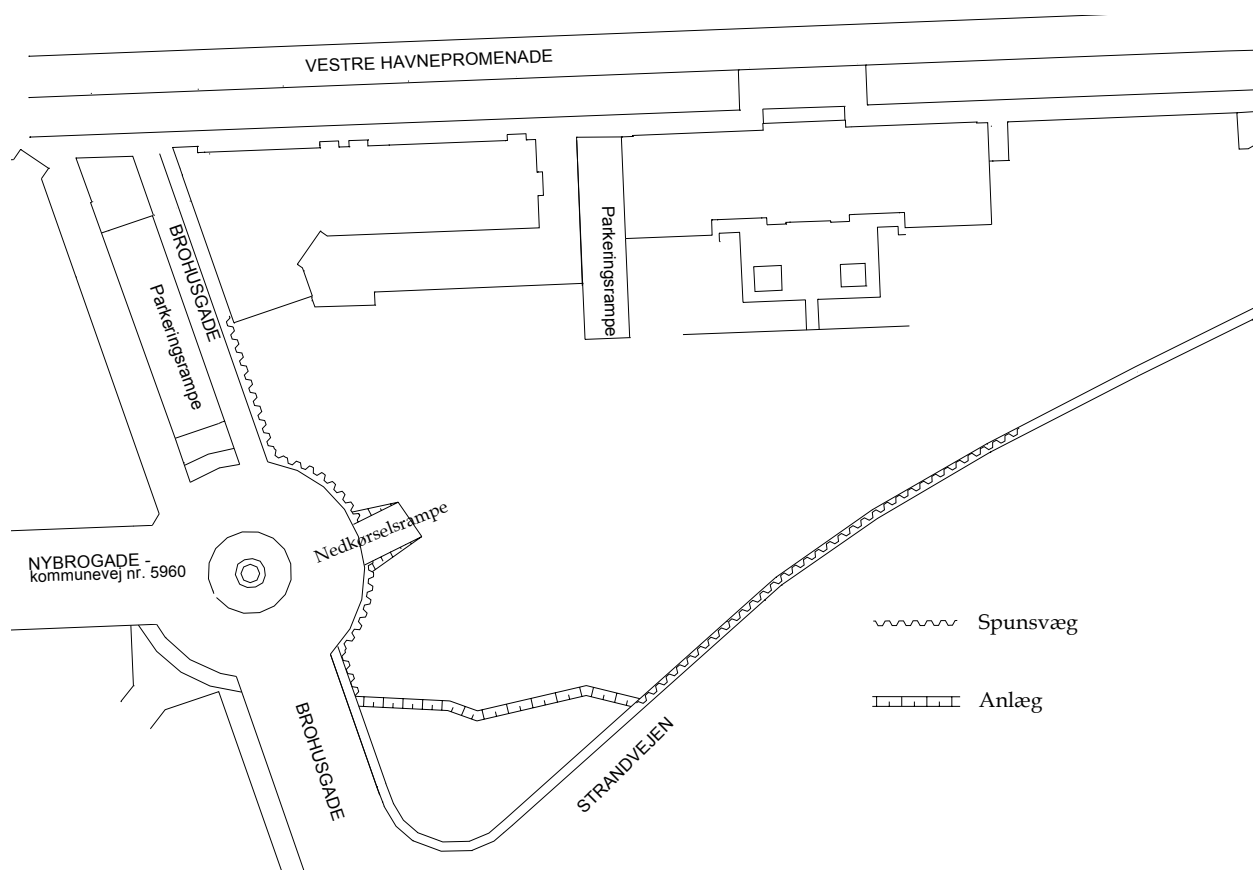
Figur 7.10 Opdelingen af sugespidserne i 3 ledninger.

Dermed skal pumperne dimensioneres for antallet af sugespids, den enkelte pumpe tilkobles. Da alle sugespidserne har den samme vandføring bestemmes den samlede vandføring i hver af de 3 ledninger til $Q_1 = 15 \text{ m}^3/\text{t}$ og $Q_2 = 11,5 \text{ m}^3/\text{t}$ og $Q_3 = 16,5 \text{ m}^3/\text{t}$. Herefter kan størrelsen af pumperne bestemmes ved opslag i datablade over pumper, dog afgrænser projektgruppen sig fra at bestemme de enkelte størrelser og typer af pumperne.

8 Spunsvæg

I dette afsnit dimensioneres den spunsvæg, der indfatter byggegruben til parkeringskælderen og fundamentet. Da byggegruben kun udgraves til ca. 2,35 m u.t. vurderes en indfatning, udført som fri stålspunsvæg uden afstøtning eller jordankre som bedst anvendelig.

Spunsvæggen rammes ved byggegrubens sydkant langs Strandvejen på en strækning af ca. 56 m. Yderligere rammes spunsvæg på den vestlige side af gruben langs Brohusgade, med undtagelse af en nedkørsel i midten af rundkørslen, jf. Figur 8.1. Spunsvæggens samlede længde bliver 111 m.



Figur 8.1 Placering af spunsvæggen.

8.1 Dimensionering

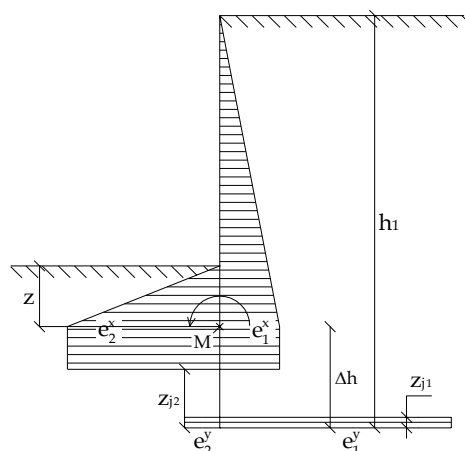
Dimensionering af spunsvæggen foregår ved Brinch-Hansens tilnærmede metode for frie spunsvægge. Hertil opstilles en række forudsætninger:

- I brudtilstanden sker der brud i de tilgrænsende jordmasser.
- Der forekommer ikke flydning i vægmaterialet.
- Spunsvæggen bevæger sig som et stift legeme omkring et punkt O.
- Spunsvæggens omdrejningspunkt ligger relativt nær væggens fodpunkt, derfor antages der, at $\rho = 0$.
- Spunsvæggen regnes som en fuldstændig ru væg.
- GVS har pga. grundvandssænkningen ingen indflydelse på dimensioneringen.
- Spunsvæggen rammes gennem et homogent sandlag med styrkeparametrene $c = 0$ og $\varphi_d = 30,26^\circ$ og rumvægt $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$.

Derudover antages en homogen lagdeling mellem boreprofilerne, som anført på F 4, samt at jordoverfladen langs spunsvæggen er ubelastet i byggeperioden.

8.1.1 Beregning

Dimensioneringen foretages ved at aflæse jordtrykkoefficienterne for ru væg i sandlag med $\varphi_d = 30,26^\circ$. Koefficienterne kan aflæses i bilag F3.2.1. Herefter beregnes enhedsjordtrykkene på begge sider af spunsvæggen, der efterfølgende omregnes til komponenter E og F. Enhedsjordtrykkene på hver side deles i to dele e^x og e^y , hhv. over og under trykspringet. Ydermere opdeles den øverste del på hver sin side, e^x , i to dele over og under punkt M. Punkt M er det punkt, hvor transversalkraften er 0, jf. Figur 8.2.



Figur 8.2 Betegnelser ved dimensionering af spunsvæg.

e^x bestemmes afhængigt af højden z på hver sin side, hvorefter den vandrette ligevægt opstilles for at bestemme M 's placering. Med kendt z kan e^x på begge sider bestemmes. Til senere kontrol opstilles det maksimale moment i punktet M . Dernæst beregnes enhedsjordtrykkene e^y på de to sider under punkt M . Med kendte e^y kan højden Δh beregnes og dermed kendes koten til fodpunktet. Denne kote er fundet til $-2,07$, hvilket betyder at spunsvæggens samlede højde er ca. $3,87$ m. Til sidst beregnes momentet om punkt M for jordtryksfordelingen under punkt M og sammenlignes med det før beregnede moment. Momenterne er i afsnit C2 beregnet til $15,85$ kNm/m, hhv. $15,74$ kNm/m, som stemmer rimeligt overens, hvorfor den beregnede trykfordeling antages korrekt. Det nødvendige modstandsmoment findes til 79 cm³/m.

8.1.2 Lodret ligevægt

I tilknytning til dimensioneringen undersøges, om spunsvæggen er i lodret ligevægt. Hertil anvendes de tangentielle jordtryk på hver sin side og spunsvæggens egenvægt, der bestemmes til hhv. $F_1 = -29,9$ kN/m, $F_2 = 14,0$ kN/m og $G_w = 4,96$ kN/m. Summen af disse skal være forskellig fra nul for at kraften kan overføres til jorden, hvilket også er opfyldt.

8.2 Resultater

Samles alle resultater, findes spunsvæggen på baggrund af forudsætningerne om ubelastet JOF og homogene lag. Spunsvæggen fastsættes som:

- 2,35 m fri højde
- 3,90 samlet højde
- Frodingham type 1BXN fra firmaet Lemvigh - Müller & Munk A/S
- modstandsmoment på 688 cm³/m
- $\rho = 130,4$ kg/m² $\approx 1,28$ kN/m².

9 Pælebæreevne i byggefeltet

I dette afsnit er den geostatistiske bæreevne for 30×30 cm² betonpæl bestemt på baggrund af boreprofilerne beskrevet i bilag F1.1 – F1.3. Dette er gjort ved en geostatisk beregning af hhv. tryk- og trækbæreevnen og negativ adhæsion for en enkelt betonpæl.

9.1 Forudsætninger

Til beregning af pælebæreevnen er jordens egenskaber indledningsvis fastsat ud fra de geotekniske rapporter. Ikke oplyste parametre fastsættes på baggrund af vejledende værdier i [TS]. Ved varierende værdier i lagene vælges den ugunstigste værdi til beregningerne. Dette er gjort, fordi det vurderes, at en eventuel yderligere lagdeling vil være på den usikre side. Derudover er det antaget, at c_u kan sættes lig de målte c_v -værdier. Endvidere forudsættes følgende:

- Det højeste usænkede vandspejl under byggefeltet er beliggende i kote +1,50
- Der anvendes 30×30 cm² betonpæle, som asfalteres på strækningen over OSBL.
- Den plane friktionsvinkel sættes til $\phi_{pl} = 35^\circ$.
- Regenerationsfaktoren $r = 0,4$ for kohæsionsjord og 1,0 ved beregning af negativ adhæsion.
- Materialefaktoren $m = 1,0$ for beton.
- $N_m = 0,2$ for træk og 0,6 for tryk.
- Normal funderingsklasse ($\gamma_1\gamma_3\gamma_4 = 1,0$).
- Normal sikkerhedsklasse ($\gamma_b = 1,3$).
- Normal kontrolklasse ($\gamma_5 = 1,0$).
- $\gamma_w = 10$ kN/m³.

I henhold til [DS 415] er den negative overflademodstand reduceret til 10 kN pr. m², dog ikke mindre end 25 % af den fulde værdi, fordi pælene er asfalteret.

9.2 Geostatisk beregning af pælebæreevne

Beregningerne af den geostatistiske bæreevne er opdelt i beregning af tryk- og trækbæreevnen samt den negative overflademodstand. Trykbæreevnen er beregnet som summen af spidsmodstanden og overflademodstanden. Overflademodstanden i lagene

over det bæredygtige lag er reduceret pga. asfaltering. Trykbæreevnen er beregnet for en pæl med spidsen i grus hhv. 19, 22 og 25,6 m u.t.

Ved beregning af spidsmodstanden bestemmes først den effektive spænding ved pælspidsen, hvorefter den karakteristiske spidsmodstand beregnes. Spidsmodstanden, for en 30×30 cm² asfalteret betonpæl, er beregnet og opstillet i Tabel 9.1

Tabel 9.1 Spidsmodstanden for en 30×30 cm² betonpæl for boring 5, 11, 20 og 307.

Boring	Niveau	Kote	R _{bk} [kN]
5	19 m u.t.	-17,5	669,3
	22 m u.t.	-20,5	789,2
	25,6 m u.t.	-24,1	933,1
11	19 m u.t.	-17,5	611,5
	22 m u.t.	-20,5	731,4
	25,6 m u.t.	-24,1	875,2
20	19 m u.t.	-17,2	645,4
	22 m u.t.	-20,2	765,2
	25,6 m u.t.	-23,8	909,1
307	19 m u.t.	-17,4	697,6
	22 m u.t.	-20,4	877,4
	25,6 m u.t.	-24,0	1093,2

For at beregne overflademodstanden, beregnes spændingerne i midten af lagene, som pælen rammes ned i. Herudfra beregnes de enkelte lags overflademodstande, der tilsammen giver pælens fulde overflademodstand. Den karakteristiske overflademodstand i de enkelte lag beregnes på to forskellige måder for friktions- og kohæsionsjord. De enkelte overflademodstande lægges derefter sammen og reduceres, som før omtalt pga. asfaltering. Disse værdier ses i Tabel 9.2.

Tabel 9.2 Den reducerede overflademodstand.

Boring	Niveau	Kote	R_{sk} [kN]
5	19 m u.t.	-17,5	288,0
	22 m u.t.	-20,5	550,8
	25,6 m u.t.	-24,1	923,2
11	19 m u.t.	-17,5	395,4
	22 m u.t.	-20,5	637,4
	25,6 m u.t.	-24,1	984,8
20	19 m u.t.	-17,2	400,6
	22 m u.t.	-20,2	654,7
	25,6 m u.t.	-23,8	1016,7
307	19 m u.t.	-17,4	431,2
	22 m u.t.	-20,4	675,4
	25,6 m u.t.	-24,0	1025,4

Efter beregningen af både spids- og overflademodstanden er disse gjort regningsmæssige med partielkoefficienten $\gamma_b = 1,3$ og derefter summeret. Den samlede regningsmæssige trykbæreevne for en $30 \times 30 \text{ cm}^2$ asfalteret betonpæl er angivet i Tabel 9.3.

Tabel 9.3 Den regningsmæssige trykbæreevne for en $30 \times 30 \text{ cm}^2$ betonpæl for boring 5, 11, 20 og 307.

Boring	Niveau	Kote	R_{cd} [kN]
5	19 m u.t.	-17,5	736
	22 m u.t.	-20,5	1031
	25,6 m u.t.	-24,1	1428
11	19 m u.t.	-17,5	775
	22 m u.t.	-20,5	1053
	25,6 m u.t.	-24,1	1431
20	19 m u.t.	-17,2	805
	22 m u.t.	-20,2	1092
	25,6 m u.t.	-23,8	1481
307	19 m u.t.	-17,4	868
	22 m u.t.	-20,4	1194
	25,6 m u.t.	-24,0	1630

Trækbæreevnen er ligesom trykbæreevne beregnet for en pæl med spidsen i grus hhv. 19, 22 og 25,6 m u.t. Trækbæreevnen beregnes ved at bestemme overflademodstanden analogt til fremgangsmåden ved trykpæle, med undtagelse af at bæreevnefaktoren sættes til 0,2 i stedet for 0,6. Den samlede regningsmæssige trækbæreevne er som angivet i Tabel 9.4.

Tabel 9.4 Den regningsmæssige reducerede trækbæreevne.

Boring	Niveau	Kote	R_{cd} [kN]
5	19 m u.t.	-17,5	182
	22 m u.t.	-20,5	249
	25,6 m u.t.	-24,1	344
11	19 m u.t.	-17,5	204
	22 m u.t.	-20,5	271
	25,6 m u.t.	-24,1	365
20	19 m u.t.	-17,2	200
	22 m u.t.	-20,2	265
	25,6 m u.t.	-23,8	358
307	19 m u.t.	-17,4	206
	22 m u.t.	-20,4	273
	25,6 m u.t.	-24,0	369

Den negative adhæsion er kun beregnet ud fra den geostatistiske overflademodstand, da den afgravede jord ikke erstattes. Dette skønnes at være på den sikre side. Den geostatistiske overflademodstand er beregnet på samme måde som overflademodstanden ved træk- og trykbæreevnen, dog anvendes regenerationsfaktoren $r = 1$. Spændingerne i de forskellige lag er også beregnet efter samme fremgangsmåde som for trækbæreevnen, dog er der i beregningerne, hvor der er varierende parametre i lagene, anvendt de største værdier, da dette antages at virke til ugunst. Den regningsmæssige negative adhæsion for de betragtede boringer, reduceret pga. asfalteringen, er opført i Tabel 9.5

Tabel 9.5 Den regningsmæssige negative geostatistiske overflademodstand.

Boring	$F_{neg,d}$ [kN]
5	198
11	227
20	190
307	173

De beregnede bæreevner for de udvalgte boringer er ca. dobbelt så stor, som de værdier, der er beregnet af Kampsax Geodan A/S ved prøveramning. Denne forskel kan skyldes en unøjagtigheder ved måling og vurdering af de fundne jordparametre. Derudover er det muligt, at de sætningsgivende lag giver større deformationer end forventet, der først iagttages ved ramningen af prøvepælene.

10 Dimensionering af pæleværket

I dette afsnit beskrives forudsætninger til beregninger og dimensionering af pæleværket under bygningen. Endvidere gøres rede for disse beregninger og resultaterne vurderes.

10.1 Forudsætninger for dimensionering af pæleværkerne

Pæleværket dimensioneres i normal funderings- og sikkerhedsklasse. Dimensionering af pæleværket under Brohuset er fortaget ved Vandepitte's metode for statisk ubestemte pæleværker, hvilket forudsætter at tryk- og trækbæreevnen er kendte. Der anvendes bæreevner på 760 kN/m^2 for tryk og 182 kN/m^2 for træk, for 18 m pæle. Beregningerne bygger på følgende forudsætninger:

- Overbygningen forudsættes kun at deformere elastisk.
- Pælene forudsættes kun at kunne optage aksialkræfter.
- Overbygningens bevægelser forudsættes ikke at ændre pæleretningerne.
- Pælene forudsættes at virke som enkeltpæle.
- Når en pæl har nået brud som træk eller tryk, forudsættes pælekræften at forblive konstant under pælens fortsatte bevægelse.

Det er i beregningerne forudsat at horisontale jord- og vandtryk på fundamentene optages af et tilsvarende tryk på modsatte side. Ydermere forudsættes sribefundamenterne og fundamentspladerne at være uendelige stive, således de kan overføre belastningen fra overbygningen til pælene. Pæleværket dimensioneres for de beregnede dimensionsgivende laster.

Der anvendes $30 \times 30 \text{ cm}^2$, 18 m lange betonpæle, hvilket betyder, at pælene rammes 4,15 m ned i det bæredygtige lag. Der forudsættes, at pælene rammes i en lagdeling svarende til boring 11, jf. afsnit 6.3. Pælelængden er valgt til 18 m, fordi det ellers er nødvendigt at fortage en kobling af pælene. Koblingen anses som værende uacceptabel, hvis det er muligt at undgå på grund af de højere omkostninger. Pælene rammes til 17 m under udgravningsniveau, dvs til kote $-17,55$, således at der efter ramningen er et fritstående pælestykke på 1 m, der senere kappes, hvorefter armeringen støbes sammen med sribefundamenterne eller fundamentspladerne.

10.2 Beregninger til dimensionering af pæleværkerne

Pæleværket under Brohuset dimensioneres ved hjælp af Vandepitte's metode. Denne består af, at to pæle ikke skal være i brud, som medfølger, at pælernes brudmåde skal være kendt. Den måde, hvorpå pæleværket bliver bevægelig, kaldes for brudmåden. Denne kan bestemmes ved skæringspunktet for de to pæle, der ikke er i brud. Dette punkt kaldes drejningspunkt. Brudmåden skønnes og gennemregnes indtil den rigtige brudmåde findes. Krav til at brudmåde er den rigtige er, at brudmåden er såvel statisk, som kinematisk mulig.

Brudmåden er kun statisk mulig, hvis alle pælene i pæleværket undtaget to er i brud. Dette betyder, at disse to pæle ikke må have opnået deres brudværdi.

Brudmåden er kinematisk mulig, hvis pæletoppens bevægelse er i overensstemmelse med pælekraftens retning.

I samme afsnit er det bestemt, hvordan og hvor meget pælene, som ikke antages at være i brud, er belastet. Beregningerne viser, at i hver af pæleværkerne, ved brug af 18 m lange jernbetons pæle påvirkes alle pæle af tryk. Til dimensionering af pæleværket under gavlen er det valgt kun at eftervise pælernes bæreevne i L.K. 2.1.2, idet denne vurderes farligst for pæleværket under gavlen.

Til dimensionering af pæleværket under indervæggene eftervises pælernes bæreevne i to lastkombinationer, som vurderes farligste. Disse er L.K. 2.1.1 og L.K. 2.1.2. De farligste lastkombinationer for pæleværket under facaderne vurderes til L.K. 2.1.2 og L.K. 2.1.3.

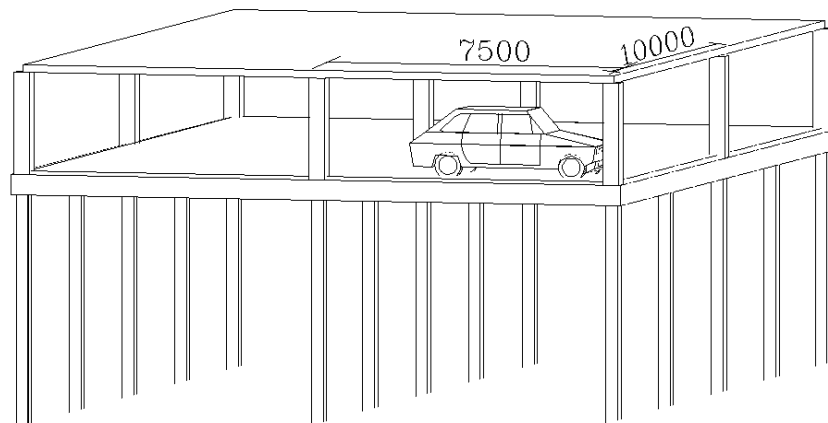
10.3 Vurdering af resultater

Udfra beregningerne kan det vurderes, at forudsætningerne er opfyldt og at de forud bestemte pælelængder og bæreevner er tilstrækkelige. Det skal dog bemærkes, at bæreevnen af skråpælene i hver af pæleværkerne er meget lidt udnyttet, men disse pæle er nødvendige for, at pæleværkerne ikke bliver bevægelige. Pælernes placering og antal kan ses på tegning F 1.

Der henvises til, at der under ramning af pæle skal føres rammejournal min. For de sidste 3-4 m, for at sikre de beregnede geostatistiske bæreevner.

11 Parkeringskælder

Hele parkeringskælderens dimensioneres ikke i dette projekt, men der er foretaget beregninger for et udsnit af den. Parkeringskælderens består af en insitustøbt kældergulv og dæk, der understøttes af en net af bjælker. Det undersøges om parkeringskælderens kan modstå det vandtryk der kommer når grundvandet står højest. Hertil betragtes et 7500 x 10000 m² stykke af parkeringskælderens, der regnes som plade hvilende på bjælker rundt om kanten. Der anvendes 3 pæle á 26 m på hver af pladens lange sider, dvs. 6 pæle pr. betragtet stykke.



Figur 11.1 Parkeringskælderens med pæle.

Med den antagne opbygning, jf. Figur 11.1, kan fundamentet af kælderens holde, og i værste tilfælde, dvs. ved højeste grundvandsspejl modstå opdriften.

12 Udførelse og planlægning

Dette afsnit omhandler de anlægstekniske foranstaltninger ved udførelse af byggeriet. Afsnittet omfatter planlægningen og udførelsen af byggepladsindretningen og råhuset. Følgende aktiviteter projekteres, med henblik på udførelse, materialemængder, pris og varighed:

- Byggepladsindretning med valg og placering af bl.a. kraner, skurer, containere og armeringsplads.
- Jordarbejdet med udførelsesmetode; mængder og tider for arbejdet, samt ramning af spunsvæg og udførelse af grundvandssænkning.
- Funderingen af bygningen; med ramning af 104 pæle og støbning af sribefundamenter.
- Insitu støbning af kælderkonstruktionen; med opsætning og nedtagning af forskalling, ilægning af armering og støbning af to lag gulv, inder og ydervægge.
- Elementmontage med montagen af diverse elementer herunder facader, indervægge, dæk og svalegange.
- Tagkonstruktionen hvor der opsættes 24 spær og disse beklædes med krydsfinerplader og to lag tagpap.
- Planlægning af byggeriet herunder planlægning af tider, deadlines, bemanning, entrepriseform og økonomien bag projektet.

12.1 Byggepladsindretning

Før selve byggeriet starter, er det nødvendigt at forsyne byggepladsen med diverse faciliteter til arbejderne og maskiner til udførelsen af byggeriet. Indretningen af byggepladsen omfatter således:

- Indhegningen af byggepladsen.
- Opstilling af skurby til arbejdere.
- Opstilling af containere til opbevaring af værktøj og til byggeaffald.
- Indretning af armeringsplads.
- Opstilling af kran.

Byggeriet på byggepladsen omfatter hele matriklen således, at det er umuligt at opstille mandskabsvogne, kontorer, container m.m. på selve byggepladsen. Nord for byggepladsen er der eksisterende bygninger, vest og syd for byggepladsen er der trafikerede veje. Til øst er der en offentlig parkeringsplads og der ansøges derfor om tilladelse til at inddrage denne, som en del af byggepladsen. Syd for byggeriet er Strandvejen, der er ustyret med cykelsti i begge sider. Derfor søges der om tilladelse ved kommunen til at anvende den nærmeste cykelsti, som en aflæsningszone for diverse transporter til byggepladsen.

12.1.1 Indhegning

For at beskytte både byggepladsen og civile personer indhegnes byggepladsen, med et 1,80 meter højt trådhegn. Hegnet opsættes i sektioner a' tre meter og understøttes af betonblokke, med målene (h x b x l) = (0,03 x 0,02 x 0,1 m³). For at opretholde en fornuftig sikkerhedsafstand for fodgænger, vil disse blive henvist til modsatte fortove.

12.1.2 Skurby

Der opstilles to mandskabsvogne til de ca. 20 arbejder, der gennemsnitligt arbejder på byggeriet. Desuden opstilles der et byggekøntor med mødefaciliteter. Disse vogne har alle målene 9 x 3 m² og de 3 vogne opstilles ved siden af hinanden og udenfor det direkte arbejdsområde. Således kan arbejderne passere tørskoet og uden brug af hjem til og fra omklædningsrummet, og det skal være muligt at kunne færdes i let fodtøj. Mandskabsvognene indrettes med opholdsrum, køkkenfaciliteter, bad- og omklædningsrum. Alle mandskabsvognene tilsluttes det offentlige forsyningsystem, således at der er el, rindende vand og afløbsmuligheder i vognene. I tilknytning til byggepladsen er der mulighed for parkering i den eksisterende parkeringskælder under KMPG's nuværende bygning.

12.1.3 Container

Der opstilles 3 forskellige slags containere, alle med målene 2,4 x 6 m².

Der opstilles 3 opbevaringscontainer, der benyttes som et lille lager af forskellige håndværkere, og placeres derfor i nærheden af indgangen til lagerområdet. Således er det nemt for byggelederen at overvåge adgangen til containerne.

To værkstedscontainer benyttes som et tømrerværksted, til for eksempel udarbejdning af træforskalling. Der opstilles én container i nærheden af de tre opbevaringscontainer og én nede i byggegruben.

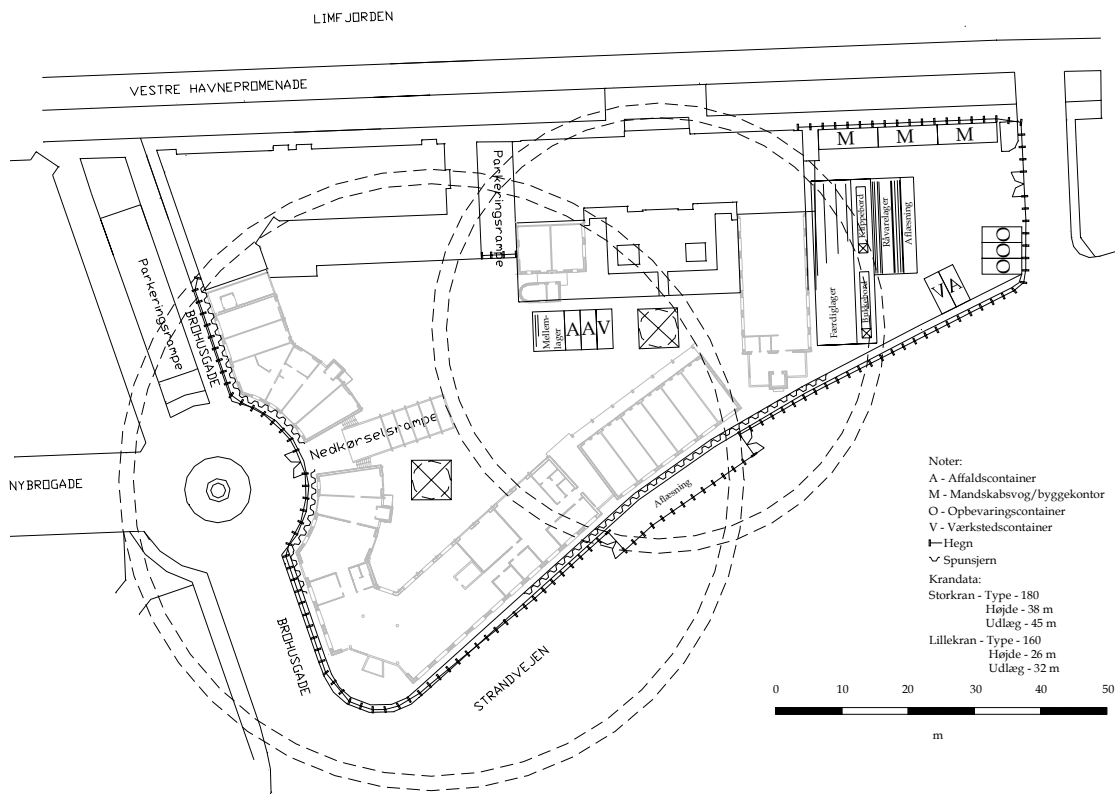
Der opstilles tre affaldscontainer, en til jernaffald, en til træ affald og en til almindeligt byggeaffald. Disse er placeret således, at der nede i byggegruben er en container til træ affald og en til byggeaffald, og en container til jernaffald ved armeringsbearbejdningen.

12.1.4 Armeringsplads

Armeringspladsen placeres således, at der er mulighed for aflæsning af råjern, lagring, bearbejdning og videre transport via kran. Armeringspladsen er desuden placeret i nærheden af opbevarings og affaldscontainer. På jernpladsen er der opstillet klippe- og bukkeborde, således at røjernet kan bearbejdes, til det endelige brug.

12.1.5 Kran

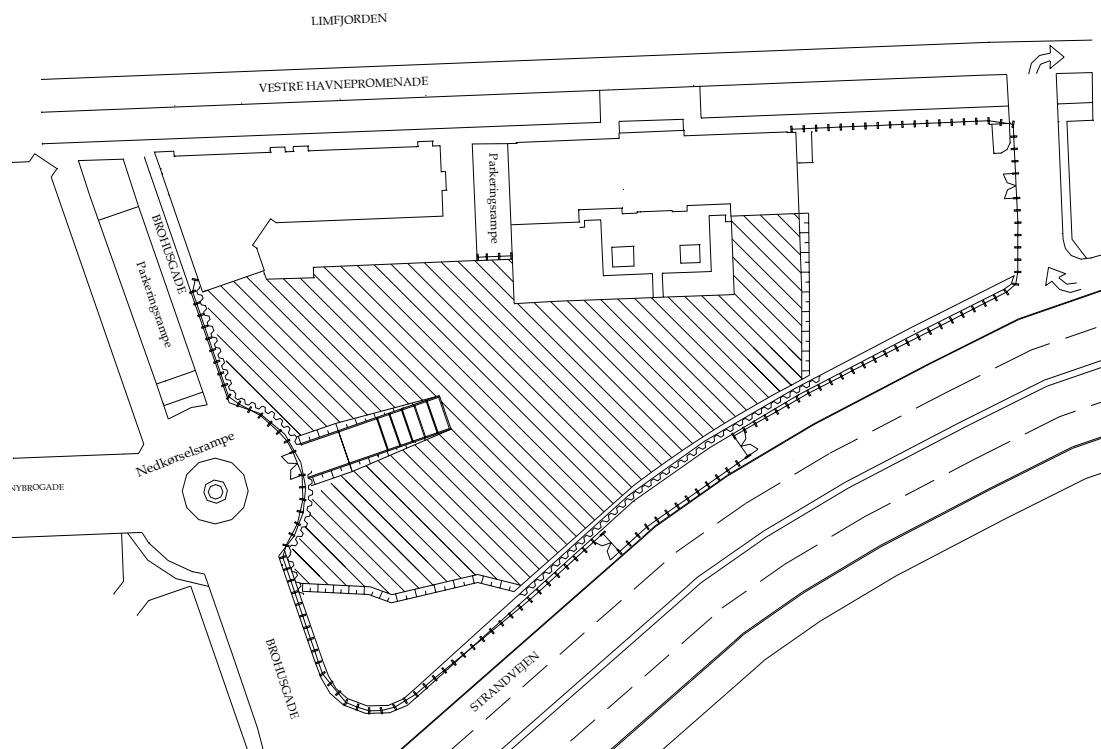
Efter udgravning og pælefundering af kranfundamenter, opstilles der 2 kraner i byggegruben, henholdsvis en Krøll 160 og en Krøll 180 kran. Kranerne placeres således, at de kan servicere hele byggegruben, jernpladsen samt en ekstern aflæsningsplads og begge har et udlæg på henholdsvis 32 m og 45 meter. Typen af kranerne er bestemt ud fra, at de skal kunne løfte fire tons ved deres respektive udlæg. Kranernes højde er for K-160 på 26 m og K-180 på 38 m. Dette medfører, at de kan krøje frit af hinanden og af de eksisterende bygninger. På Figur 12.1 ses indretningen af byggepladsen.



Figur 12.1 Byggepladsindretningen.

12.2 Jordarbejdet

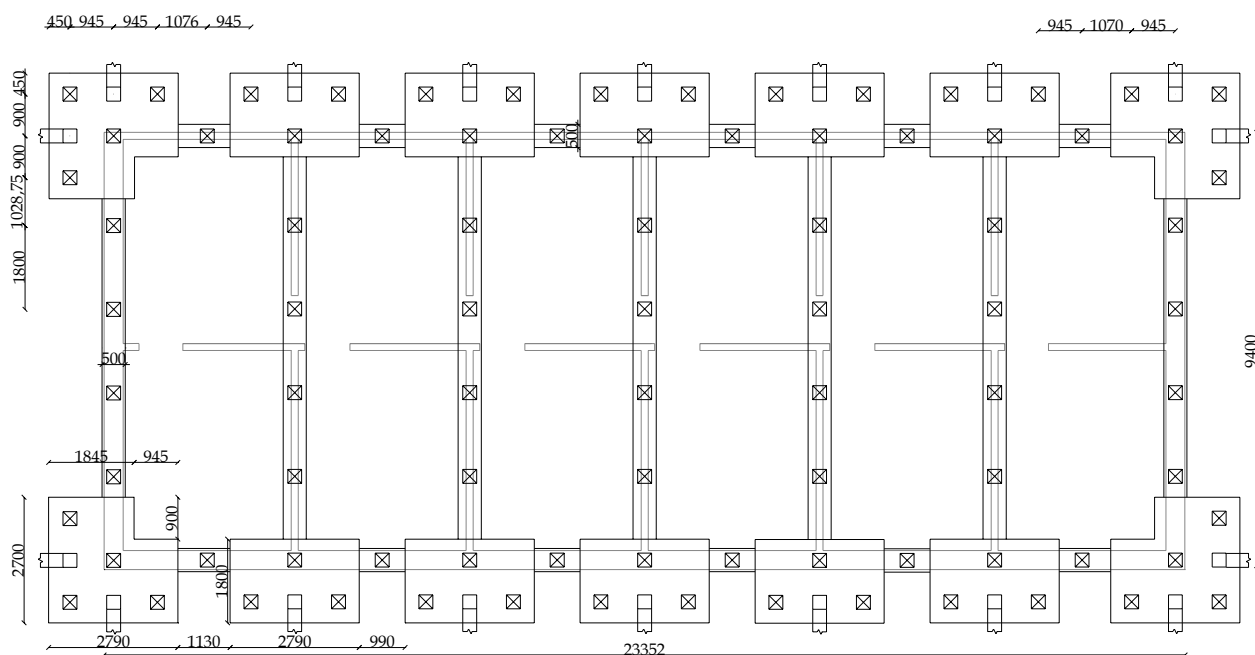
Byggeriet udføres med kælderkonstruktion under hele bygningen og det er derfor nødvendigt at grave ned til kote -0,55, dvs. 2,35 m under terræn. Dette er ensbetydende med at der skal udgraves 6937 m³ jord som transporteres ud til Østhavnen, hvor Aalborg Havn vil benytte jorden. Til udgravningen benyttes der en gravemaskine og til bortskaffelsen 6 entreprenørlastbiler. Idet der graves 2,35 m under nuværende terræn, er det nødvendigt at nedramme spunsvægge, på de strækninger hvor der ikke er anlæg. Der nedrammes ca. 111 meter spunsvæg, disse har en højde på 3,87 m. Ved udgravning af byggegruben vil der være problemer med grundvandet, idet dette kan træffes i kote 1,5 og byggegrubens bund er i kote -0,55, for nærmere beskrivelse af grundvandssænkingsanlægget se afsnit 7. På Figur 12.2 ses en skitse over det planlagte jordarbejde, med udgravning og spunsvæg.



Figur 12.2 Skitse over jordarbejdet.

12.3 Funderingsarbejdet

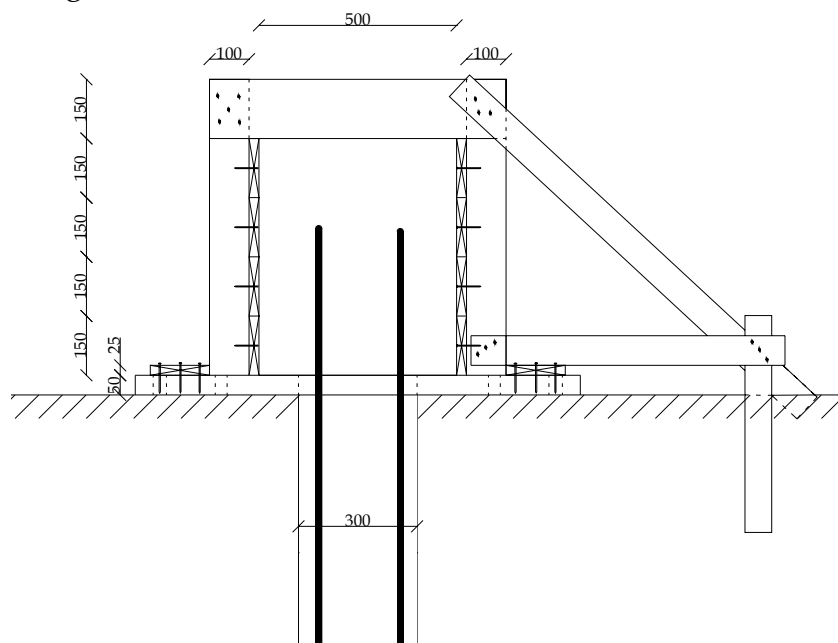
I jordbunden under Brohuset findes de bæredygtige lag først i kote -14. Det er derfor nødvendigt at pælefundere hele konstruktionen. Til funderingen af bygningen anvendes 104 delvist asfalterede jernbetonpæle, disse nedrammes til ca. kote -18. På Figur 12.3 ses fundamentplanen for den projekterede bygning.



Figur 12.3 Fundamentplan.

Mellem pælene udstøbes et renselag med en tykkelse på 30 mm. Til fordeling af kræfterne fra den bærende konstruktion til pælene anvendes stribefundamenter. Fundamenterne har alle en højde på 0,5 m, bredden af fundamenterne som det fremgår af Figur 12.3 varierer pga. udformningen med ekstra pæle i hjørner og facade.

Der anvendes træforskalling til støbningen af stribefundamenterne, et eksempel på denne forskalling ses af Figur 12.4.



Figur 12.4 Snit i forskalling der anvendes til stribefundament. Alle mål i mm.

12.4 Kælderkonstruktionen

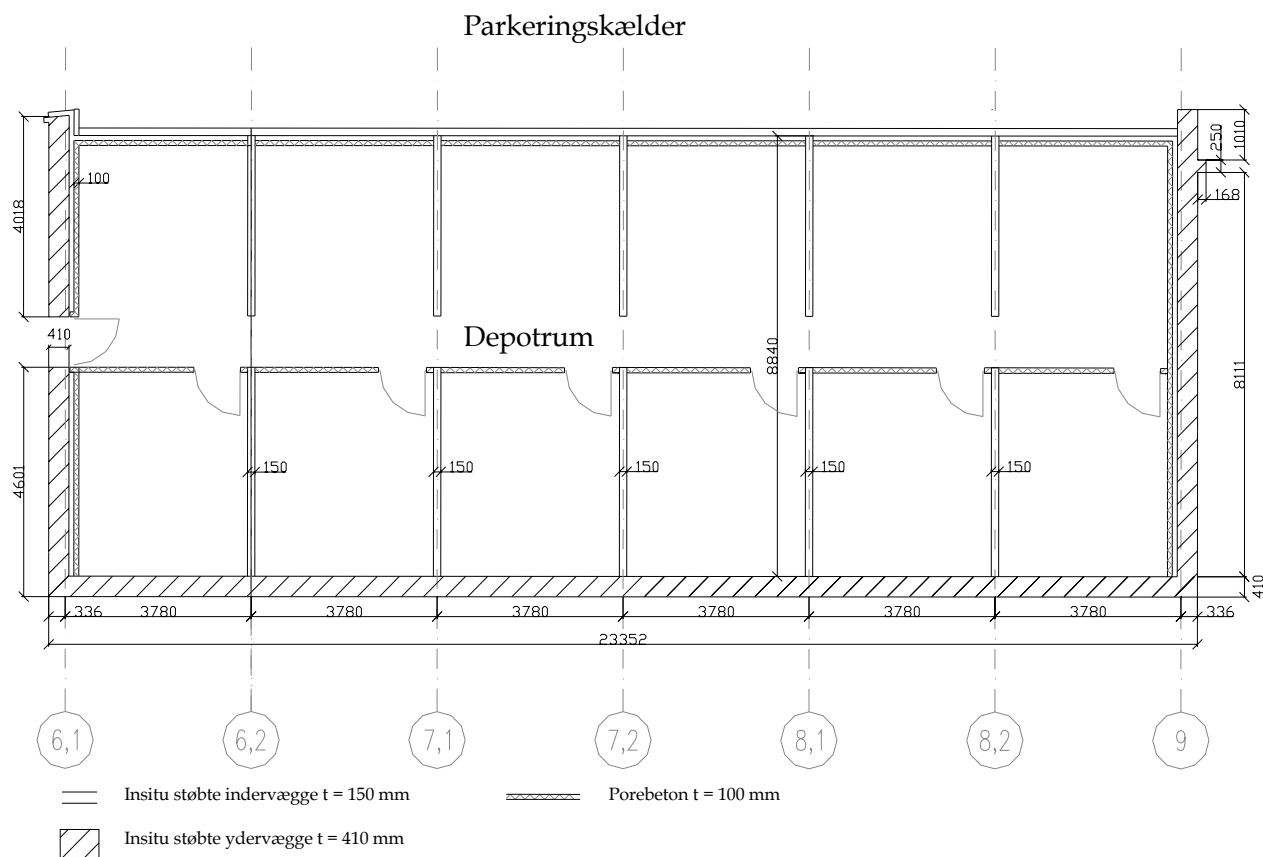
For at udgå problemer med fugt i kælderen, er det nødvendigt at udføre en vandtæt kælderkonstruktion. Kældergulvet drænes ved hjælp af en dobbeltkonstruktion med indskudsdræn. De ydre kældervægge er påført en 100 mm tyk Sundolitt drænplade af polystyren, der forhindrer fugt i at trænge gennem væggene.

12.4.1 Kældergulv

Ved støbningen af det 220 m² store kældergulv, udstøbes først et lag af 180 mm tykt armeret beton, der armeres med færdigbundne net i over- og underside. Herefter udlægges et 100 mm drænlag af komprimeret groft grus, i dette lag lægges der et 80 mm drænrør. Ovenpå disse lag udstøbes selve kældergulvet som i depotrum er et 60 mm enkelt armeret betonlag og i parkeringskælderen som et 100 mm armeret betonlag.

12.4.2 Kældervægge

Kælderen udføres som vist på Figur 12.5, med en ydervægs konstruktion på 410 mm armeret beton, og indervægge af 150 mm armeret beton.



Figur 12.5 Plan over kælderkonstruktionen.

Idet at kældervæggene insitu støbes er det nødvendigt at opstille forskalling til støbningen. Der benyttes systemforskalling, da kælderen udføres som en simpel konstruktion med rette linier, og med en væghøjde på 2,65 m. Systemforskallingen er af typen LOGO kassetter og leveres af Paschal. Alt i alt udstøbes der 45 m³ beton til ydervæggene og ca. 27 m³ til indervæggene og der bruges henholdsvis ca. 1200 kg og 1600 kg armeringen til yder- og indervægge.

Betonen leveres til byggepladsen med betonbiler med transportbånd. Transportbåndet benyttes ved udstøbningen af kældergulv og kældervægge.

12.5 Elementmontagen

Elementmontagen omfatter alle lejlighederne, facader, skillevægge, dæk og svalegange. Montagen sker etapevis, således at en etage færdigmonteres og fuges, inden montagen på etagen ovenfor påbegyndes. Ved montagen monteres først facade- og skillevægselementerne, disse fuges efter montagen af hele etagen. Efter montagen af vægelementerne opsættes svalegangen, ved først at montere de syv søjleelementer. Herefter opsættes altandækkener, således at disse understøttes af søjlerne og facademuren. Elementerne fuges efter montagen. Til sidst monteres dækelementerne ovenpå vægelementerne, også disse fuges efter montagen.

Vægelement

Alle facadeelementer opbygges som sandwichelementer, således at de bærende vægge består af 100 mm uarmeretbeton, herefter et lag af 175 mm mineraluld, klasse 39. Til sidst er der 108 mm teglsten som selve facaden. Skillevæggene opbygges som et element af 150 mm uarmeret beton. Der benyttes 20 stk. facadeelementer og 20 stk. skillevægselementer pr. etage.

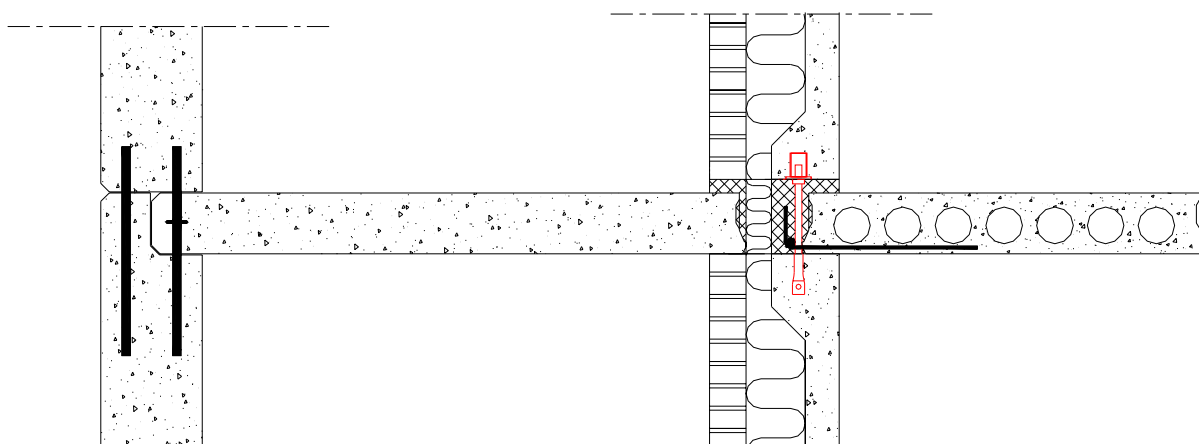
Svalegang

Søjlerne til svalegangen har dimension 300 x 180 mm² og udføres som armeretbeton. Altandækket er et 180 mm armeret betonelement, der understøttes i to hjørner af søjlerne. Disse er låst fast med den ene armeringsstang og i den understøttende søjle med en hårnålsbøjle. Til hver etage benyttes der 7 søjler og 6 altandæk.

Dækelement

Dækelementerne er opbygget som et 180 mm forspændt huldæk, PX18 dækelement fra Spæncom A/S. Dækelementerne samles med hinanden ved hjælp af en fuger der er

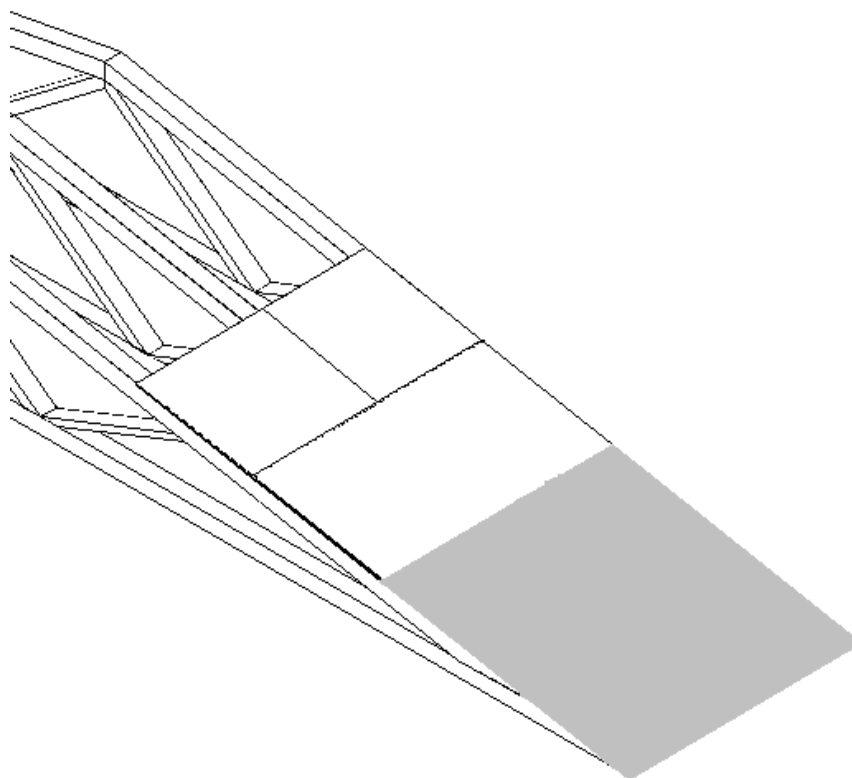
forskydningsarmeret. Der benyttes seks elementer pr. lejlighed, dermed 36 elementer pr. etage. På Figur 12.6 er der vist en samling imellem facade, dæk og svalegangen.



Figur 12.6 Principskitse af samlingen imellem facadeelementer, dækelement og svalegangen.

12.6 Tagkonstruktion

Tagkonstruktionen er opbygget af 24 præfabrikerede gitterspær, disse er beklædt af krydsfinerplader, hvor på der svejses to lag tagpap, jf. Figur 12.7



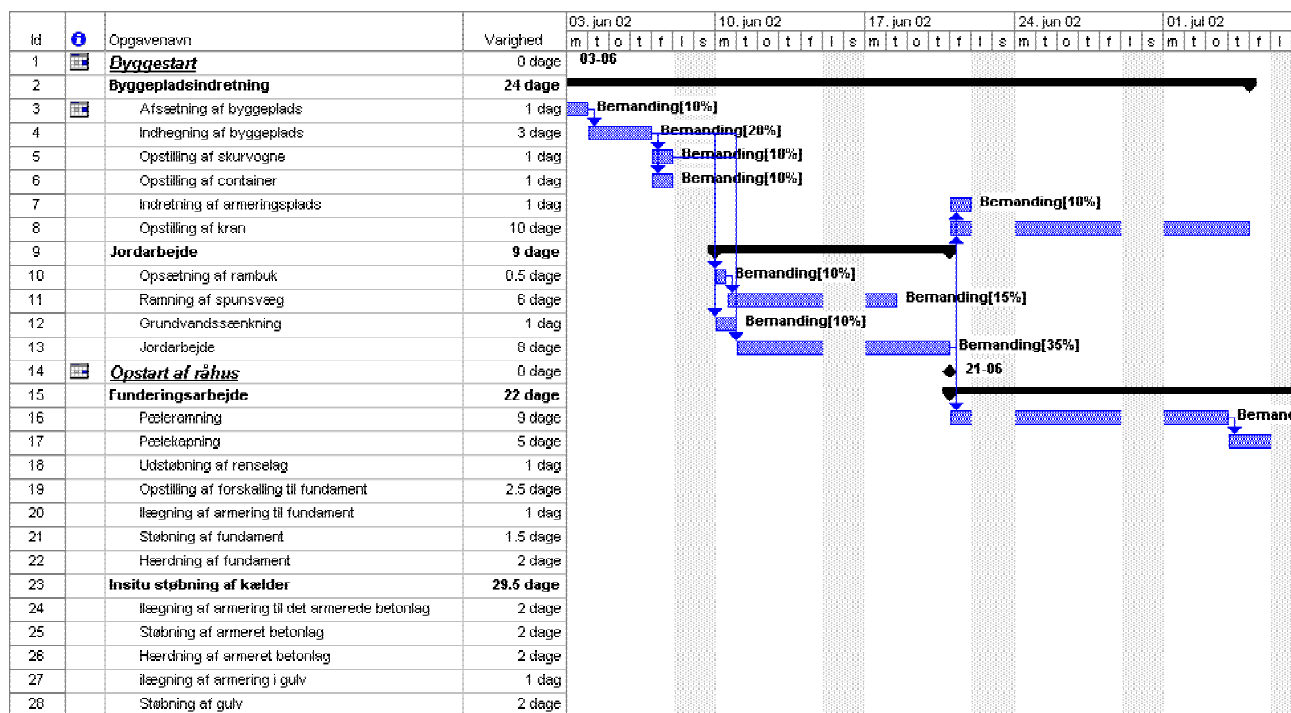
Figur 12.7 Principskitse af opbygningen af tagkonstruktionen.

12.7 Planlægning af byggeriet

For at kunne styre byggeprocessen gennem byggeperioden, opstilles en tidsplan over de forskellige aktiviteter ved opførelsen af råhuset. Endvidere opstilles der en bemandingsplan, som giver et overblik over bemanningen på byggeriet hver dag samt et procesdiagram der viser den kritiske vej for byggeriet. Dvs. hvilke aktiviteter der har direkte indflydelse på det endelige afleveringstidspunkt.

12.7.1 Tidsplan

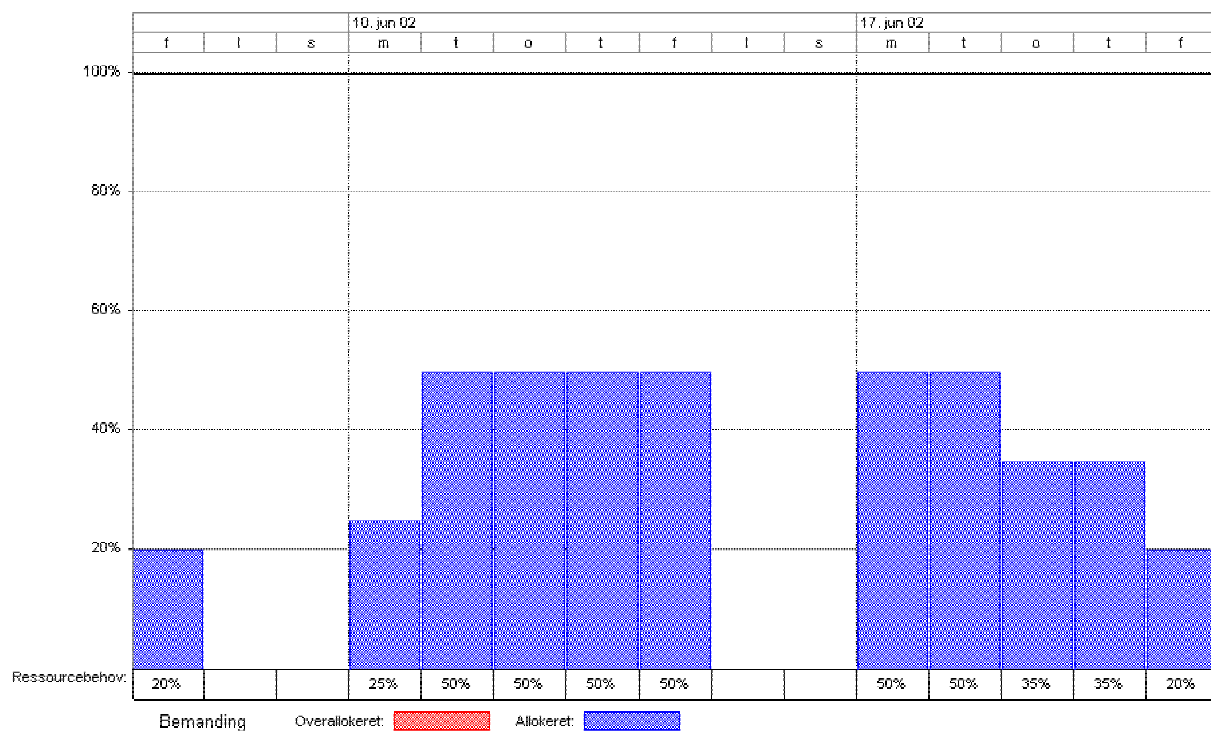
Tidsplanen for dette projekt er opstillet i et Gantt-diagram, jf. tegning A 2, Edb-programmet Microsoft Project 2000 bruges til behandling af planlægningen. På Figur 12.8 er der vist et udsnit af tidsplanen, hele tidsplanen ses på tegning A 2. Driftstiderne for de enkelte aktiviteter er beregnet ud fra bemanningen af operationen, det faglige niveau og arbejdets art. Aktiviteterne er opdelt efter 8 fagområder. De 8 fagområder er: Byggepladsindretning, jordarbejde, funderingsarbejde, støbning af kælderkonstruktion, elementmontage, tagkonstruktion, færdiggørelse af byggeri og nedtagning og afrigning. I Gantt-diagrammet er der ved hvert fagområde vist en sum af aktiviteterne i fagområdet.



Figur 12.8 Uddrag af Gantt diagrammet for byggeriet af råhus.

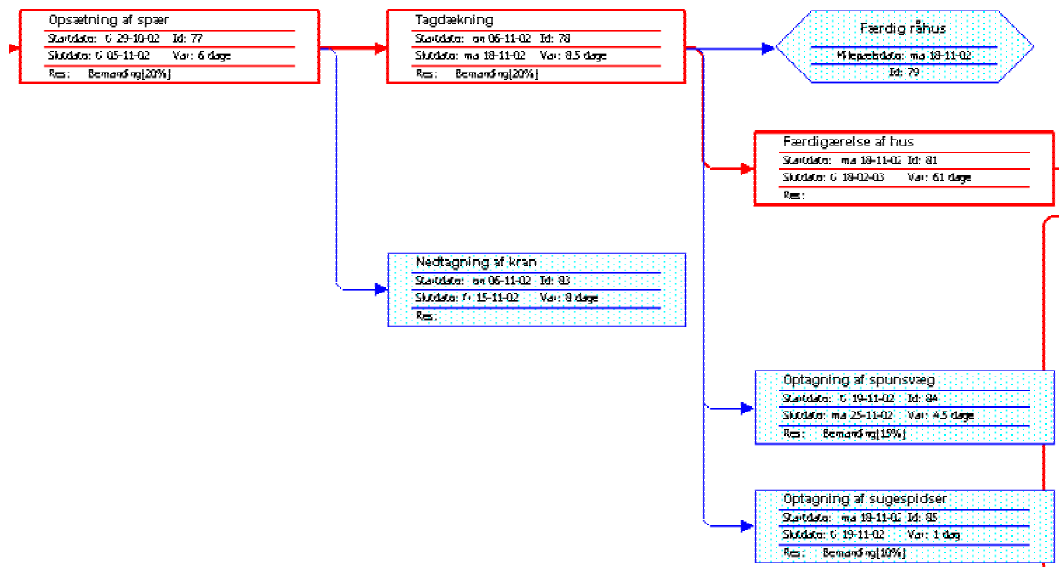
Det er forsøgt, at holde bemanning stabilt for at undgå unødvendige afskedigelser og ansættelser af personalet, da dette ville blive en anseelig omkostning, frem for at holde bemanning stabilt. De tidspunkter, hvor der ikke er behov for så høj en bemanning, og der

ikke er mulighed for at flytte en operation, overføres der personel til andre funktionen på den resterende del af byggeriet. Det er ønskeligt at opretholde en stabil bemanning på hele byggepladsen på 20 mand, inkl. byggeledelsen. Dermed sættes 20 mand som 100 % bemanning. Bemandingsplanen for den projekterede bygningen fremgår af tegning A 4, på Figur 12.9 ses et udsnit af bemandingsplanen.



Figur 12.9 Uddrag af bemandingsplanen for byggeriet af rådhus. Bemærk bemandingsplanen viser bemanningen på den udvalgte projekterede bygning.

Når driftstiderne og bemanningen er planlagt, kan den kritiske vej opstilles for byggeriet. Denne er et udtryk for hvilken procesvej, der er afgørende for tidspunktet af aflevering af byggeriet. Den kritiske vej opstilles i procesdiagram bl.a. sammenhængen imellem de enkelte aktiviteter. Procesdiagrammet fremgår af tegning A 3, på Figur 12.10 ses et udsnit af procesdiagrammet.



Figur 12.10 Uddrag af procesdiagrammet over den kritiske vej for opførelse af råhuset.

12.8 Entrepriseform

Det vælges at benytte en partnering som entrepriseform, idet der på byggeriet er to bygherrer "KMPG" og "Boligselskabet Fjordblik". Boligselskabet kan antages som værende en professionel bygherre, som dermed gerne ønsker en stor indflydelse på projektet. Herunder følger en generel beskrivelse af entrepriseformen partnering.

12.9 Generel beskrivelse af partnering

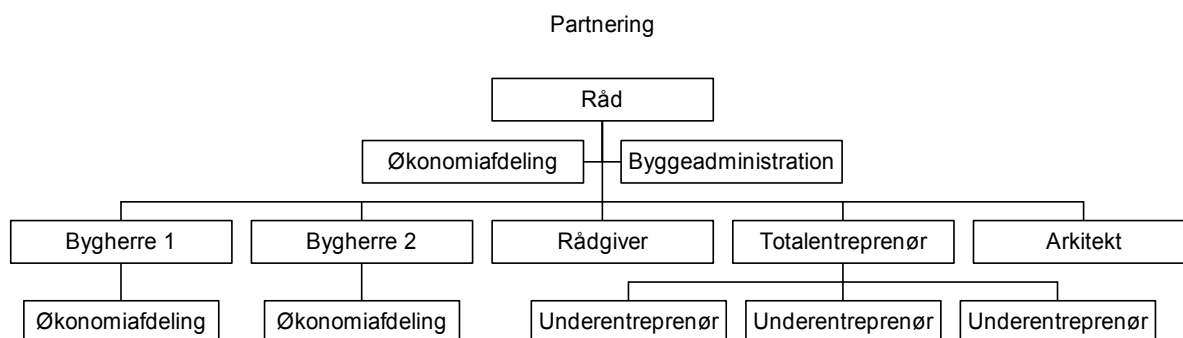
Det væsentligste træk ved partnering er, at bygherren danner et team bestående af bygherren selv, de projekterende og de udførende. Disse parter indgår en (samarbejds-) aftale, hvori de fælles mål og grundlaget for samarbejdet beskrives. Hvornår teamet dannes, er forskelligt. De kan opstarte umiddelbart efter programfasen, eller senere i forslagsfasen, således det er muligt for entreprenørerne at medvirke mest muligt i projekteringen. Partnerens adfærd søges ændret fra at være kontraktorienteret (fokusere på suboptimering og egne rettigheder) til at være relationsbaseret (fokusere på helhedsoptimering og samarbejde). Partnering anvendes i forbindelse med forskellige entrepriseformer, oftest anvendes total- og hovedentreprise, men der findes eksempler på partnering ved fagentrepriser.

Følgende punkter ønskes inddraget i en partnering:

- Formulering af fælles målsætninger og værdier.
- Formulering af partsmålsætninger.
- Brug af incitamentter til fremme af motivation og imødegåelse af suboptimering.
- Brug af åbne kalkulationer og regnskaber hos alle parter.
- Brug af workshops til udvikling af samarbejdsformen.
- Gennemgang af samarbejdsorienterede nøglepersoner i hele byggesagen.
- Brug af multisjak på byggepladsen, benyttes dog meget sjældent.
- Dialogbaseret problemløsning efter "win-win" princippet.
- Deltagelse af total-, hoved- og fagentreprenører i projekteringen og økonomivurderingen.

12.9.1 Struktur ved partnering

Der er ikke fremkommet nogen fast strukturering af, hvorledes en partnering skal opbygges rent ledelsesmæssigt. Det væsentlige træk ved partnering er, at bygherren danner et team bestående af bygherren selv, de projekterende og de udførende. Disse parter indgår en samarbejdsaftale, hvori de fælles mål og grundlag for samarbejdet beskrives. De firmaer, der er med i partneringen, skal finde den bedste måde at samarbejde på. En måde, hvorved man kunne tænke sig, at samarbejdet gik mere gnidningsløst på, er ved at opbygge det, som en ad-hoc strukturering. Argument for dette er, at denne strukturering giver store muligheder for at danne en ledelse/råd for projektet, der kan inddrage flere synsvinkler på projektet fra alle parterne. I denne sammenhæng kan det nævnes, at der er repræsentanter fra alle parter i et råd. Rådet er støttet af staber bestående af repræsentanter fra underentreprenører og evt. økonomiafdelinger. Dette er især vigtigt, hvis parterne ikke har erfaringer i at samarbejde med hinanden. Dette kan f.eks. opbygges, som vist på Figur 12.11.



Figur 12.11 Strukturering af partnering. Rådet er en samling af repræsentanter fra hver af parterne. Stabene består af forskellige håndværkere og økonomichefer fra parterne som rådgivere for rådet.

Argumentationer for at indgå en partneringsaftale er følgende [Nye samarb.]:

- Væsentlige økonomiske besparelser i projektering og udførelse samtidig med mulighed for øgede dækningsgrad for byggevirkomhederne.
- Øget byggekvalitet gennem tættere og mere tillidsfuldt samarbejde.
- Færre ressourcer, som bindes i tvister, syn/skøn og voldgift.
- Væsentligt færre mangler ved aflevering; afhjælpning af mangler sker uden gener for bygherren.
- Væsentligt reduceret svind på byggepladsen.
- Færre arbejdsulykker på byggepladsen.
- Aktiv involvering af bruger og et bedre samarbejdsclima i hele byggeprocessen.

12.10 Tilbudsoverslag for opførelse af råhus

Der opstilles et brutto tilbudsoverslag til bygherren, der er den pris han/hun skal betale for opførelsen af råhuset. Tilbudsoverslaget er beregnet ud fra V&S priser husbygning-netto priser fra 2000. Tilbudet regnes efter bøgerne som nettopris og adderes med omkostningstillæg, sociale ydelser og salær, således en bruttopris opnås. Herefter fremskrives tilbudsprisen til år 2002 priser.

12.10.1 Forudsætninger for tilbudsoverslag

Ved beregningerne er der taget udgangspunkt i de følgende forudsætninger:

- Priserne regnes udfra V&S Priser husbygning-nettopriser indeks 162,7. I år 2002 er indekset 165,9.
- Regionsfaktoren er sat til 0,85 for Nordjylland.
- Hvis de aktuelle mængder ligger mellem mængderne opgivet i V&S interpoleres der lineært.
- Materiale priserne er inkl. 10 % spild.
- De sociale ydelser er sat til 37,36 %.
- Omkostninger til drift af arbejdsplads sættes til 2 % af de samlede nettoomkostninger og 30 % af den samlede arbejdscløn.
- Omkostninger til risiko og fortjeneste sættes til 6 % af de samlede nettoomkostninger og drift af arbejdsplads.
- Omkostninger til administration og finansiering sættes til 5 % af de samlede nettoomkostninger og drift af arbejdsplads.

- Beregningerne omfatter kun byggepladsindretning og opførelse af råhuset.
- Ved omkostninger hidrørende byggepladsindretning regnes der med at 20 % knytter sig til opførelsen af Brohuset.
- Alt arbejde udføres af jord og beton arbejdere med en løn på 154,20 kr/time netto.

Enhedspriserne for hver aktivitet ved byggeopstarten, dvs. byggepladsindretning og opførelsen af råhuset, beregnes og summeres. Dette resulterer i netto omkostningerne listet i Tabel 12.1.

Tabel 12.1 Netto omkostninger til opførelsen af råhus og byggepladsindretning.

Netto omkostninger	Beløb år 2000 [kr]	Beløb år 2002 [kr]
Omkostninger til opførelse af råhuset	3.655.213	3.168.038
Omkostninger til byggepladsindretning	675.682	585.625
Omkostninger til jordarbejde	499.476	432.905
Samlede netto omkostninger	4.830.371	4.186.569

Til de beregnede netto omkostninger adderes yderlige udgifter dvs. omkostningstillæg, sociale ydelser og risiko og fortjeneste. I Tabel 12.2 er de yderlige udgifter i forbindelse med byggeriet listet.

Tabel 12.2 De yderlige udgifter knyttet til byggeriet.

Yderligere udgifter	Beløb år 2000 [kr]	Beløb år 2002 [kr]
Drift af arbejdsplads 2 % af samlede netto omk.	201.026	174.233
Risiko og fortjeneste 6 % af samlede netto omk. og drift.	301.884	261.648
Administration og finansiering 5 % af samlede netto omk. og drift.	251.570	218.040
Sociale ydelser 37,36 % af netto udgifter til løn.	130.036	112.704
sum	884.516	766.625

Hermed er det muligt at bestemme bruttoprisen på byggeriet. Dette beløb er det beløb bygherren skal betale for få opført råhuset inkl. byggepladsindretning. Bruttoprisen fremskrives fra år 2000 priser til år 2002 priser og korrigeres efter hvilken landsdel byggeriet er beliggende i. I Tabel 12.3 ses den samlede bruttopris.

Tabel 12.3 Den samlede bruttopris for indretning af byggeplads og opførelsen af råhuset.

Tilbudsoverslag	Beløb [kr]
Tilbudsoverslag (brutto)	5.714.887
Regionkorrigeret brutto tilbudsoverslag (brutto)	4.857.654
Fremskrevet og regionskorrigeret tilbudsoverslag (brutto)	4.953.195

12.11 Finansiering af byggeri

Følgende beskrives hvorledes det er valgt at tilrettelægge økonomien under opførelsen af byggeriet. Ved at bestemme omkostninger pr. uge gennem byggeperioden, fås et overblik over hvilke uger der har de største omkostninger. Dette ligger dermed til grund for tidspunkterne og størrelserne af regninger der sendes til bygherren.

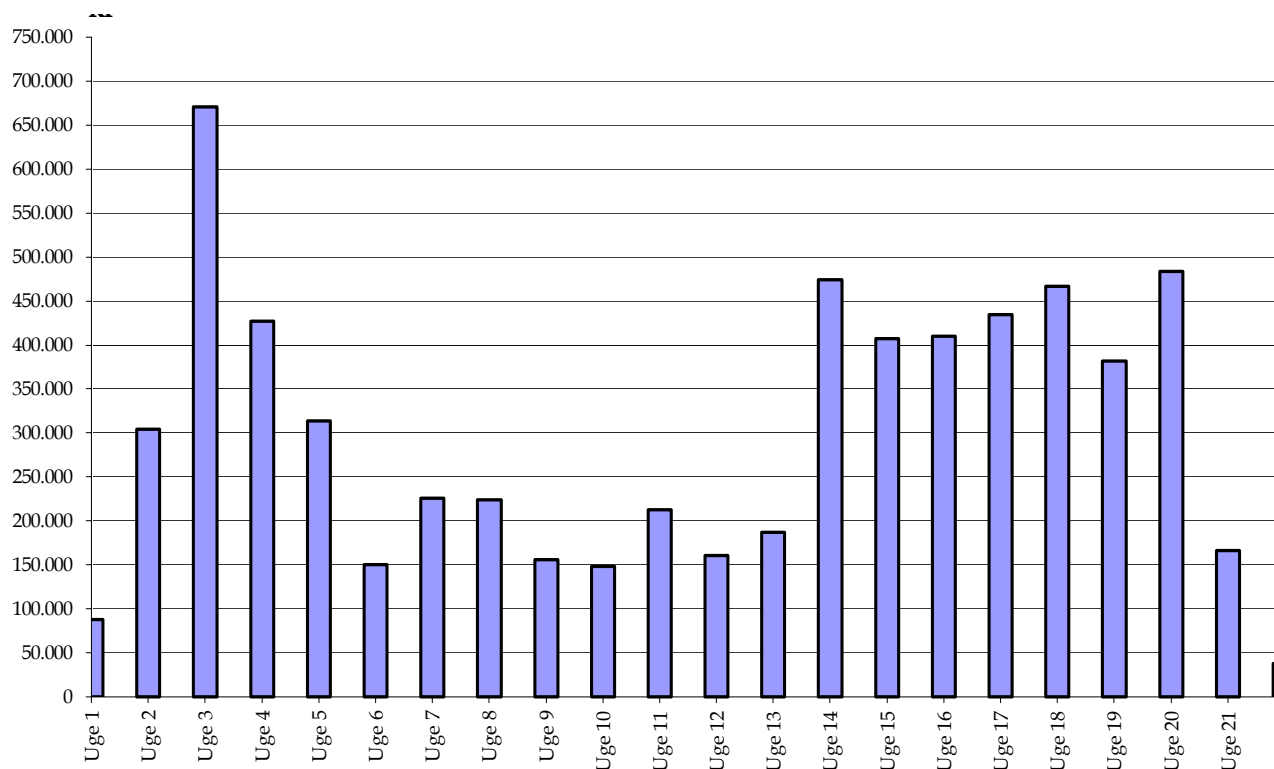
12.11.1 Forudsætninger for finansiering af byggeri

Tilrettelæggelsen af økonomien for byggeriet tager udgangspunkt i følgende forudsætninger:

- Bygherren har 4 ugers betalingsfrist.
- Acontobegæring udsendes hver 2. og 3. uger.
- Omkostninger forbundet med hver uge bogføres i starten af den efterfølgende uge.
- Omkostninger dækkes ved oprettelse af en kassekredit på 1.650.000 kr. Renten sættes til 6 %.
- Omkostninger til aktiviteter der har en varighed som strækker sig over en weekend bogføres procentvis på hver af ugerne.
- Omkostninger betales kontant.
- Kranlejen fordeles udover alle ugerne de lejes.
- Administration og sociale ydelser fordeles udover 22 uger.

12.11.2 Bestemmelse af ugentlige netto omkostninger

De ugentlige netto omkostninger bestemmes ved beregne enhedspriserne for aktiviteterne der er fastsat i de enkelte uger. Hvilke aktiviteter, der er fastsat i de forskellige uger kan ses på tegning A 2. Fordelingen af de ugentlige omkostninger ses i Figur 12.12.

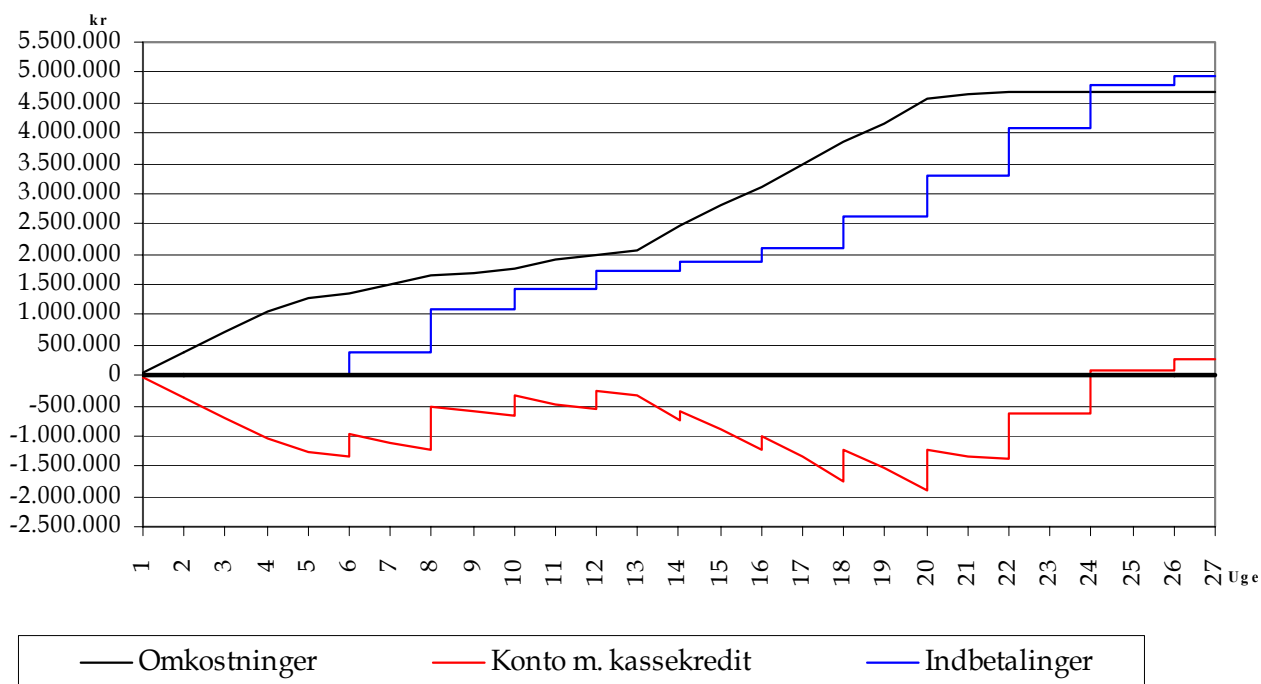


Figur 12.12 Fordelingen af ugentlige omkostninger gennem byggeperioden.

Ud fra Figur 12.12 vælges det at sende regninger til bygherren i ugerne: 2, 4, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20 og 22. Da bygherren har 4 ugers betalingsfrist, indløber betalingerne i ugerne: 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24 og 26.

Til at dække de løbende omkostninger gennem byggeperioden oprettes en kassekredit lydende på 2.000.000 kr. Dette beløb svarer til det største "underskud" der optræder i byggeperioden. Det antages, at kassekreditten kan oprettes med en rente på 6 %.

Sammenhængen mellem omkostningerne og indbetalingerne fra bygherren og saldoen på kassekreditten fremgår af Figur A.13.



Figur 12.13 Finansieringsdiagram der viser forløbet af omkostninger, indbetalinger og saldo på kassekredit gennem byggeperioden.

Af Figur 1.13 ses at den laveste værdi af saldoen på kassekrediten er ca. -2.000.000 kr. I bilag A6.2 i Tabel 6.2 er værdien angivet til -1.514.606 kr. Forskellen mellem de to værdier skyldes at i ugerne hvor indbetalingerne forefalder, bogføres omkostningerne for den kommende uge samtidig med indbetalingen der forefalder i starten af ugen. Dvs. forskellen mellem -1.519.606 kr. og -1.914.393 kr. er lig omkostningerne for uge 20, 399.787 kr.

13 Litteraturliste

Konstruktion

- [Beton 1]** Beton 1, Del 2
1974
M P Nielsen
Den private Ingeniørfond ved Danmarks tekniske Højskole
- [Betonkon]** Betonkonstruktioner
januar 1999
G. Heshe mfl.
Centertryk, Aalborg Universitet
- [Brand 1]** Brandteknisk dimensionering 1; Sikkerheds- og lastbestemmelser
2002
F. Bolonius
AAU
- [Brand 2]** Brandteknisk dimensionering 2; Stål og brand
marts 2002
F. Bolonius
AAU
ISSN 1395-7953 U0204
- [Brand 3]** Brandteknisk dimensionering 3; Træ og brand
april 2002
F. Bolonius
AAU
ISSN 1395-8232 U0205
- [DS 409]** DS 409, Norm for sikkerhedsbestemmelser for konstruktioner
1998, 4. udgave/ 1. oplag
Dansk Standard

- [DS 410] DS 410, Norm for last på konstruktioner
1999, 4. udgave/ 1. oplag
Dansk Standard
- [DS 411] DS 411, Norm for betonkonstruktioner
1999 4. udgave/ 1. oplag
Dansk Standard
- [DS 412] DS 412, Norm for stålkonstruktioner
1998, 3. udgave/ 1. oplag
Dansk Standard
- [Intro.] Introduktion til Bærende konstruktioner. Sikkerhed og last.
januar 2002
F. Bolonius
AAU
ISSN 1395-8232
- [Mont. 1] Montagebyggeri 1; Modulprojektering
januar 2002, foreløbig udg.
F. Bolonius
AAU
- [Mont. 2] Montagebyggeri 2; Skivebygningers stabilitet
januar 2002
F. Bolonius
AAU
- [Mont. 3] Montagebyggeri 3; Skivebygningers stabilitet: Forskydningskraftmetoden
januar 2002, foreløbig udg.
F. Bolonius
AAU
ISSN U9504
- [Spændbet.] Note vedrørende spændbeton
januar 2001
S. Kloch
AAU

[TS] Teknisk Ståbi
1999, 18. udgave / 2. oplag
Teknisk forlag
ISBN 87571-2134-6

Fundering

[DKgeo] Træk af Danmarks geologi
1992, 2. oplag
G. Larsen
Dansk geoteknisk forening
ISBN 87-983058-2-4

[DS 415] DS 415, Norm for fundering
1998, 4. udgave/ 1. oplag
Dansk Standard

[Fund. Kap.7] Kompendium i fundering, Kapitel 7, Grundvandsproblemer
M. Jacobsen

[GEO 1] Lærebog i geoteknik 1
2000, 5. udgave/ 6. oplag
P. Harremoës mfl.
Polyteknisk forlag
ISBN 87-502-0577-3

[GEO 2] Lærebog i geoteknik 2
1999, 4. udgave/ 6. udgave
P. Harremoës mfl.
Polyteknisk forlag
ISBN 87-502-0768-7

Anlægsteknik

- [Anl. t&p]** Anlægsteknik - teori og praksis
1993, 3.udgave
Uddrag af R. Jørgensen
- [AT]** Anlægsteknik
2001, 1.udgave/ 1. oplag
Anlægsteknikforeningen
Polyteknisk forlag
ISBN 87-502-0795-4
- [Nye samarb.]** Projekt: Nye samarbejdsformer
januar 2002, 2. udkast 04.02.02
Økonomi- og Erhvervsministeriet
Initiativ 6 i Byggepolitisk Handlingsplan 1998
- [V&S]** V&S nettopriser for husbygning
2000
V&S Byggedata A/S
J.H.Schultz Gratisk A/S
ISBN 0904-3632